

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**NAYCOU GIOVANI DE PAULA SALGADO**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO  
PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO E AÇO DE ALTA  
RESISTÊNCIA**

VITÓRIA

2022

NAYCOU GIOVANI DE PAULA SALGADO

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO  
PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO E AÇO DE ALTA  
RESISTÊNCIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

VITÓRIA

2022

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

---

S164m Salgado, Naycou Giovani de Paula, 1990-  
Modelagem numérica de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto e aço de alta resistência / Naycou Giovani de Paula Salgado. - 2022.  
154 f. : il.

Orientadora: Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani.  
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Aço de alta resistência. 2. Concreto de alta resistência. 3. Método dos elementos finitos. 4. Aço - Estruturas. I. Calenzani, Adenilcia Fernanda Grobério. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

---

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO  
PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO E AÇO DE ALTA  
RESISTÊNCIA**

**Naycou Giovani de Paula Salgado**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **29 de novembro de 2022** por:

---

Prof.<sup>a</sup> Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani  
Doutora em Engenharia de Estruturas  
Orientadora – UFES

---

Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo  
Doutor em Engenharia Civil  
Examinador Interno – UFES

---

Prof.<sup>a</sup> Dra. Monique Cordeiro Rodrigues  
Doutora em Engenharia Civil  
Examinadora Externa – UERJ

**Vitória – ES, 2022**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por me proporcionar a oportunidade de ingressar em um programa de pós-graduação, e principalmente, por me dar forças para concluí-lo.

Aos meus pais, Cláudio e Elzi, pelo carinho e apoio que sempre demonstraram por mim.

A minha esposa, Dayanne Meneguete, companheira incondicional e pessoa que mais me apoiou. Sou infinitamente grato por tudo que tem feito por mim. Do suporte em casa e no escritório, até a função de editora, revisora e crítica da minha pesquisa. Te amo.

Ao meu irmão Lucas pelo incentivo e ajuda nos cuidados com o Totti.

Agradeço especialmente a minha orientadora, professora Doutora Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani, pela dedicação, por não desacreditar e por sua gigantesca paciência. Fernanda, muito obrigado por compartilhar comigo um pouco do seu conhecimento.

A UFES, instituição de ensino de excelência, aqui representada pelos professores e servidores.

Aos meus colegas pesquisadores do NEXEM.

E a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização desta pesquisa.

SALGADO, Naycou Giovani de Paula. **MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO E AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA**. 2022. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2022.

## RESUMO

A indústria da construção civil passa por constantes mudanças para acompanhar a evolução dos sistemas estruturais. Isso pode ser notado pelo aumento da industrialização dos elementos estruturais empregados em obras, ou seja, a transição de modelos artesanais para elementos projetados, pré-fabricados e transportados da indústria para o canteiro de obras. Neste âmbito, o emprego de estruturas mistas em aço com concreto de alta resistência vem ganhando visibilidade em projetos dada sua precisão e rapidez construtiva. Atrelada à essa evolução, esse trabalho teve por objetivo realizar um estudo numérico, de pilares mistos de aço revestidos parcialmente com concreto e aço de alta resistência, para avaliação da capacidade resistente e rigidez do sistema. Dessa forma, modelos numéricos foram propostos para simular a forma mais realista possível, o comportamento mecânico destes pilares quando submetidos à compressão pura. A modelagem numérica foi realizada no *software* ANSYS® pelo Método de Elementos Finitos (FEM). Para simular o comportamento plástico dos materiais, foram selecionados os critérios de falha *von Mises* para o aço e *Drucker-Prager* (DP) para o concreto, nesse último, o esmagamento e o alívio das tensões do concreto foram caracterizados pelos parâmetros de HSD2 exponencial. Os resultados numéricos de carga *versus* encurtamento e carga *versus* deformação axial foram confrontados com resultados experimentais da literatura e o modelo numérico proposto se mostrou adequado. Uma ampla análise paramétrica foi realizada com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros geométricos e físicos, isto é, comprimento do pilar ( $L$ ), resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) e resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ). Os resultados da parametrização foram comparados com as previsões da ABNT NBR 8800:2008. Concluiu-se que a resistência à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto e aço de alta resistência pode ser estimada com precisão pelas equações da ABNT NBR 8800:2008.

**Palavras-chave:** Pilar misto de aço e concreto, concreto de alta resistência, modelagem numérica, aço de alta resistência.

SALGADO, Naycou Giovani de Paula. **NUMERICAL SIMULATION OF PARTIALLY ENCASED COMPOSITE COLUMNS MADE OF HIGH STRENGTH STEEL AND CONCRETE.** 2022. 152f. *Dissertation (Master's in Civil Engineering), Postgraduate Program in Civil Engineering, Federal University of Espírito Santo, Vitória, 2022.*

### **ABSTRACT**

The construction industry undergoes constant changes to keep up with the evolution of structural systems. This can be noticed by the incessant industrialization of the structural elements used in construction, that is, the transition from handmade models to elements designed, prefabricated, and transported from industry to construction site. In this context, the use of partially encased composite columns with high strength concrete has increased visibility in projects given their precision and constructive speed. Related to this evolution, this research aimed to perform a numerical simulation of partially encased composite columns made of high strength steel and concrete, to evaluate the resistant capacity and rigidity of the system. So, numerical models were proposed to simulate in the most realistic way possible the mechanical behavior of these columns when submitted to pure compression. Numerical modeling was performed in the ANSYS® software by the Finite Element Method (FEM). To simulate the plastic behavior of the materials, the von Mises failure criteria for steel and Drucker-Prager (DP) were selected for concrete, in the latter, crushing and relieving concrete stresses were characterized by exponential HSD2 parameters. The numerical results of load versus shortening and load versus axial deformation were compared with experimental results from the literature and the proposed numerical model proved to be adequate. A wide parametric analysis was performed with the objective of evaluating the influence of physical parameters, such as, column length ( $L$ ), steel yield strength ( $f_y$ ) and characteristic compressive strength of concrete ( $f_{ck}$ ). The results of the parameterization were compared with the predictions of ABNT NBR 8800:2008. It was concluded that the compressive strength of partially encased composite columns high strength steel and concrete can be accurately estimated by the equations of ABNT NBR 8800:2008.

**Keywords:** Steel-concrete composite column, high strength concrete, numerical modeling, high strength steel.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Edifício <i>Two International Finance Centre</i> , Hong Kong.....	24
Figura 1.2 - Aqwa Corporate no Porto Maravilha, Rio de Janeiro – RJ.....	25
Figura 1.3 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.....	26
Figura 1.4 - Seções típicas para pilares mistos.....	27
Figura 2.1 - Efeito do tamanho da amostra no módulo de elasticidade.....	34
Figura 2.2 - Diagrama tensão - deformação de cálculo do concreto.....	35
Figura 2.3 - Relação entre $\chi$ e $\lambda_0$ .....	38
Figura 2.5 - Curva de interação de flexo compressão.....	41
Figura 2.6 - Protótipo de Chen e Young (1996) e modelo numérico de Ellobody e Young (2011).....	42
Figura 2.7 - Protótipos testados para validação de Wu <i>et al</i> (2019).....	43
Figura 2.8 - Comparativo entre os resultados do FEM, EC4 e CSA.....	44
Figura 2.9 - Representação de corpos rígidos sob ação de cargas.....	46
Figura 2.10 - Modelo esquematizado por Wang, Li e Song.....	48
Figura 2.11 - Gráficos Carga <i>versus</i> Deformação de Wang, Li & Song (2019).....	48
Figura 2.12 - Modelo numérico e experimental de Begum <i>et al</i> .....	50
Figura 2.13 - (a) Modelo numérico, (b) Modelo experimental.....	51
Figura 2.14 - Modelo numérico desenvolvido por Lai <i>et al</i> (2019).....	52
Figura 2.15 - Modo de falha dos pilares mistos numéricos e experimental.....	53
Figura 3.1 - Esquema do ensaio do pilar misto submetido à força axial.....	55
Figura 3.2 - Características Geométricas do Modelo M1: (a) Seção Transversal, (b) Vista Lateral, (c) Ilustração.....	56
Figura 3.3 - Detalhes da Instrumentação, (a) Seção Transversal; (b) Face 1; (c) Face 4; (d) Face 2.....	57
Figura 3.4 - Curva Força Aplicada <i>versus</i> Encurtamento Vertical.....	59
Figura 3.5 - Deformações horizontais na mesa.....	60

Figura 3.6 - Deformações verticais na mesa .....	60
Figura 3.7 - Deformações horizontais e verticais na alma.....	61
Figura 3.8 - Deformações registradas para a armadura longitudinal.....	61
Figura 3.9 - Deformações registradas para a armadura transversal .....	62
Figura 3.10 - Elemento tipo SOLID 185 .....	63
Figura 3.11 - Elemento MESH200.....	64
Figura 3.12 - Elemento tipo <i>REINF264</i> .....	64
Figura 3.13 - Perfil de Aço – Elemento <i>SHELL 181</i> .....	65
Figura 3.14 - Gráfico tensão versus deformação do aço.....	67
Figura 3.15 - Propriedades do concreto .....	68
Figura 3.16 - Curva simplificada tensão versus deformação simplificada para o concreto .....	69
Figura 3.17 - Comportamento plástico do concreto.....	70
Figura 3.18 - Gráfico tensão versus deformação para HSD2 em DP .....	71
Figura 3.19 - Perfil Metálico: Variação da carga crítica de flambagem em função do número de elementos.....	73
Figura 3.20 - Perfil Metálico: Diferença Relativa (%).....	73
Figura 3.21 - Perfil Metálico: Número de Elementos <i>Versus</i> Tempo de Processamento (s).....	74
Figura 3.22 - Perfil Misto: Variação da carga crítica de flambagem em função do número de elementos.....	75
Figura 3.23 - Perfil Misto: Diferença Relativa (%).....	75
Figura 3.24 - Perfil Misto: Número de Elementos <i>Versus</i> Tempo de Processamento (s) .....	76
Figura 3.25 - Modelo Numérico Proposto.....	77
Figura 3.26 - Modelo Numérico - Detalhe das Chapas de Topo e Base .....	78
Figura 3.27 - Condições de contorno do modelo numérico.....	79

Figura 3.28 - Solução incremental-iterativa de <i>Newton-Raphson</i> .....	80
Figura 3.29 - Condições de Contorno Protótipo <i>versus</i> Modelo .....	82
Figura 3.30 - Flambagem Local.....	83
Figura 3.31 - Tensões no material Concreto kN/cm <sup>2</sup> .....	84
Figura 3.32 - Tensões de <i>von Mises</i> para o Perfil Metálico em kN/cm <sup>2</sup> .....	85
Figura 3.33 - Tensões no concreto na direção axial em kN/cm <sup>2</sup> .....	86
Figura 3.34 - Deformação ( $\epsilon$ ) (a) Elemento de Concreto; (b) Perfil Metálico .....	87
Figura 3.35 - Regiões de fissuração do concreto .....	88
Figura 3.36 - Tensões de <i>von Mises</i> nas Armaduras em kN/cm <sup>2</sup> .....	89
Figura 3.37 - Deformação no Aço (a) Armaduras; (b) Perfil Metálico .....	90
Figura 4.1 - Perfil transversal do modelo numérico .....	96
Figura 4.2 - Fluxo de dados dos modelos numéricos .....	98
Figura 4.3 - Relação dos 343 modelos numéricos .....	121

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 - Força <i>versus</i> Encurtamento.....	91
Gráfico 3.2 - Deformação Horizontal na Mesa do Perfil Metálico.....	92
Gráfico 3.3 - Deformação Vertical na Mesa do Perfil Metálico .....	93
Gráfico 3.4 - Deformação Horizontal e Vertical na Alma do Perfil Metálico.....	94
Gráfico 4.1 - Força <i>versus</i> Encurtamento pela variação do $f_{ck}$ .....	100
Gráfico 4.2 - Variação da RCC para $f_y = 290$ MPa .....	103
Gráfico 4.3 - Variação da RCC para $f_y = 345$ MPa .....	103
Gráfico 4.4 - Variação da RCC para $f_y = 380$ MPa .....	104
Gráfico 4.5 - Variação da RCC para $f_y = 415$ MPa .....	104
Gráfico 4.6 - Variação da RCC para $f_y = 450$ MPa .....	105
Gráfico 4.7 - Variação da RCC para $f_y = 500$ MPa .....	105
Gráfico 4.8 - Variação da RCC para $f_y = 550$ MPa .....	106
Gráfico 4.9 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com $f_y$ 290 MPa.....	107
Gráfico 4.10 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com $f_y$ 345 MPa .....	107
Gráfico 4.11 - Resistência à compressão em função comprimento para modelos com $f_y$ 380 MPa.....	108
Gráfico 4.12 - Resistência à compressão em função comprimento para modelos com $f_y = 415$ MPa.....	108
Gráfico 4.13 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com $f_y$ 450 MPa .....	109
Gráfico 4.14 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com $f_y$ 500 MPa .....	109
Gráfico 4.15 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com $f_y$ 550 MPa .....	110

Gráfico 4.16 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 2 m.....	112
Gráfico 4.17 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 3 m.....	112
Gráfico 4.18 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento para modelos com comprimento de 4 m .....	113
Gráfico 4.19 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 5 m.....	113
Gráfico 4.20 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 6 m.....	114
Gráfico 4.21 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 7 m.....	114
Gráfico 4.22 - Resistência à compressão em função do da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 8 m.....	115
Gráfico 4.23 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C70, C80, C90 e comprimento L = 3 metros .....	116
Gráfico 4.24 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C30, C40, C50 e comprimento L = 3 metros .....	116
Gráfico 4.25 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C70, C80, C90 e comprimento L = 5 metros .....	117
Gráfico 4.26 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C30, C40, C50 e comprimento L = 5 metros .....	117
Gráfico 4.27 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C70, C80, C90 e comprimento L = 9 metros .....	118

Gráfico 4.28 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto das classes C30, C40, C50 e comprimento $L = 9$ metros.....	118
Gráfico 4.29 - Força versus encurtamento para variação do diâmetro da armadura longitudinal .....	119
Gráfico 4.30 - Força nominal versus diâmetro da armadura longitudinal .....	120
Gráfico 4.31 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 30$ MPa para $f_y = 290$ MPa.....	122
Gráfico 4.32 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 40$ MPa para $f_y = 290$ MPa .....	123
Gráfico 4.33 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 50$ MPa para $f_y = 290$ MPa.....	123
Gráfico 4.34 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 60$ MPa para $f_y = 290$ MPa .....	124
Gráfico 4.35 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 70$ MPa para $f_y = 290$ MPa.....	124
Gráfico 4.36 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 80$ MPa para $f_y = 290$ MPa .....	125
Gráfico 4.37 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 90$ MPa para $f_y = 290$ MPa.....	125
Gráfico 4.38 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 30$ MPa para $f_y = 550$ MPa.....	126

Gráfico 4.39 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 40$ MPa para $f_y = 550$ MPa .....	127
Gráfico 4.40 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 50$ MPa para $f_y = 550$ MPa .....	127
Gráfico 4.41 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 60$ MPa para $f_y = 550$ MPa .....	128
Gráfico 4.42 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 70$ MPa para $f_y = 550$ MPa .....	128
Gráfico 4.43 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 80$ MPa para $f_y = 550$ MPa .....	129
Gráfico 4.44 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_0$ para pilares mistos com $f_{ck} = 90$ MPa para $f_y = 550$ MPa .....	129
Gráfico 4.45 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 290$ MPa .....	131
Gráfico 4.46 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 345$ MPa .....	131
Gráfico 4.47 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 380$ MPa .....	132
Gráfico 4.48 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 415$ MPa .....	132
Gráfico 4.49 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 450$ MPa .....	133
Gráfico 4.50 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 500$ MPa .....	133
Gráfico 4.51 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para $f_y = 550$ MPa .....	134

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade do concreto.....	57
Tabela 3.2 - Propriedades Mecânicas das Barras de Aço (Diâmetros de 5 mm e 8 mm) .....	58
Tabela 3.3 - Propriedades do aço .....	67
Tabela 3.4 - Parâmetros para o critério de <i>Drucker-Prager</i> (DP) .....	70
Tabela 3.5 - Perfil Metálico: Valores obtidos no estudo da malha.....	72
Tabela 3.6 - Perfil Misto: Valores obtidos no estudo da malha.....	74
Tabela 3.7 - Geometria do Perfil W200 x 20.5 .....	76
Tabela 3.8 - Comparação entre Experimental, Numérico e Teórico para Carga Axial Máxima (kN).....	82
Tabela 4.1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto .....	97
Tabela 4.2 - Designação dos modelos numéricos da parametrização .....	99
Tabela 4.3 - Modelos numéricos adicionais .....	100
Tabela 4.4 - Desvio relativo médio da parametrização .....	134

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$b_f$  - Largura da mesa do perfil de aço

$b_t$  - Espessura da mesa do perfil de aço

$cm$  - Centímetro

$d$  - Altura total da seção transversal

$e_{cu}$  - Capacidade de deformação do concreto pela EUROCODE

$f_1$  - Resistência última à compressão biaxial sob o estado de tensão em ambiente hidrostático

$f_2$  - Resistência última à compressão uniaxial sob o estado de tensão em ambiente hidrostático

$f_c$  - Tensão do concreto no trecho ascendente

$f_{cd}$  - Resistência de cálculo do concreto à compressão

$f_{cd1}$  - Resistência de cálculo do concreto à compressão considerando o fator de redução do concreto,  $\alpha$

$f_{ck}$  - Resistência característica do concreto à compressão

$f_{cu}$  - Resistência a compressão uniaxial do concreto

$f_{cm}$  - Resistência última à compressão uniaxial

$f_{tm}$  - Resistência última à tração uniaxial

$f_{cb}$  - Resistência última à compressão biaxial

$f_{sd}$  - Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

$f_y$  - Resistência ao escoamento do aço

$f_{yd}$  - Resistência de cálculo ao escoamento do aço

$f_{ys}$  - Resistência ao escoamento do aço da armadura

$f_u$  - Resistência a ruptura

$k$  - Fator de redução associado a  $\eta$  pela EUROCODE

$m$  - Metro

$mm$  - Milímetro

$s$  - Segundos

$t_f$  - Espessura da mesa do perfil de aço

$t_w$  - Espessura da alma do perfil de aço

## **LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

$(EA)_e$  - Rigidez axial efetiva à compressão da seção transversal mista

$(EI)_e$  - Rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista

$A_a$  - Área da seção do transversal do perfil de aço

$A_c$  - Área da seção do transversal do concreto

$A_g$  - Área bruta da seção transversal do perfil

$A_s$  - Área da seção transversal da armadura longitudinal

$E$  - Módulo de elasticidade

$E_a$  - Módulo de elasticidade do aço

$E_c$  - Módulo de elasticidade do concreto

$E_{c,red}$  - Módulo de elasticidade reduzido do concreto

$E_{ci}$  - Módulo de elasticidade

$E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante

$E_{cm}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{it}$  - Módulo tangente do concreto

$E_s$  - Módulo de elasticidade do aço da armadura

$\{F\}$  - Vetor de força nodal

$F_{exp}$  - Carga axial máxima experimental

$F_{num}$  - Carga axial máxima numérica

$F_{nor}$  - Carga axial máxima teórico

$F_{RD}$  - Carga axial última

$FEA$  - Análise numérica por elementos finitos

$G$  - Módulo de elasticidade transversal

$G_{ft}$  - Energia de fraturamento

$GPa$  - Giga pascal

$I_x$  - Momento de inércia da seção transversal na direção x

$I_y$  - Momento de inércia da seção transversal na direção y

$I_s$  - Momento de inércia da seção transversal de armadura do concreto

$[k]$  - Matriz de rigidez

$K$  - Coeficiente de flambagem de barras comprimidas

$kPa$  - Kilopascal

$kN/m^3$  - Quilonewton por metro cúbico

$K_{cm}$  - Deformação plástica na resistência à compressão uniaxial

$K_{cu}$  - Deformação plástica na transição da lei de potência para o amolecimento exponencial

$L$  - Comprimento destravado; comprimento do pilar

$M1$  - Protótipo

$MEF$  - Método dos elementos finitos

$MPa$  - Mega pascal

$N$  - Newton

$N_e$  - Força axial de flambagem elástica em barras duplamente simétricas a um ponto

$N_{G,sd}$  - Parcela da força axial solicitante devida as ações permanentes e quase permanentes

$N_{máx}$  - Carga máxima experimental

$N_{pl,a,Rd}$  - Força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total

$N_{pl,c,Rd}$  - Força axial resistente de cálculo somente do núcleo de concreto do pilar à plastificação total

$N_{pl,Rk}$  - Força axial resistente característica da seção transversal do pilar misto à plastificação total

$N_{pl,Rd}$  - Força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação

$N_{pl,s,Rd}$  - Força axial resistente de cálculo da plastificação da armadura longitudinal

$N_{Rd}$  - Força axial resistente de cálculo

$N_{Rka}$  - Esforço de compressão resistente característico do perfil de aço

$N_{sd}$  - Força axial solicitante de cálculo

$Q$  - Fator de redução associado à flambagem local do elemento

$R_c$  - Resistência à compressão uniaxial

$R_t$  - Resistência à tração uniaxial

$R_b$  - Resistência à compressão biaxial

$RCC$  - Índice de contribuição do concreto

$\{u\}$  - Vetor de deslocamento nodal

## **LETRAS GREGAS MINÚSCULAS**

$\alpha_E$  - Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto

$\alpha_i$  - Parâmetro em função da resistência característica do concreto à compressão que influencia o módulo de elasticidade

$\alpha_c$  - Coeficiente de redução para o concreto não confinado

$\beta$  - Parâmetro de material dado pelo formato da curva

$\varepsilon_c$  - Deformação do concreto

$\varepsilon_{c1}$  - Deformação correspondente à máxima tensão de compressão

$\varepsilon_{c2}$  - Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

$\varepsilon_{cu}$  - Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

$\varepsilon_{exp}$  - Deformada axial do modelo experimental

$\varepsilon_{num}$  - Deformada axial do modelo numérico

$\eta$  - Relação entre a deformação do concreto ( $\varepsilon_c$ ) e a deformação ( $\varepsilon_{c1}$ )

$\delta_t$  - Parâmetro de dilatação por tração

$\delta_c$  - Parâmetro de dilatação por compressão

$\lambda_{0m}$  - Índice de esbeltez reduzido

$\nu$  - Coeficiente de Poisson

$\nu_c$  - Coeficiente de Poisson do concreto

$\phi$  - Diâmetro da armadura longitudinal de aço

$\sigma_c$  - Tensão do concreto

$\sigma_{ha}$  - Estado de tensão em ambiente hidrostático

$\gamma_c$  - Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura fechada

$\gamma_t$  - Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura aberta

$\gamma_{pa}$  - Peso específico

$\chi$  - Fator de redução associado à resistência à compressão

$\Omega_{ci}$  - Tensão relativa no início do endurecimento não linear

$\Omega_{cu}$  - Tração relativa residual

$\Omega_{cr}$  - Tensão residual relativa tração / Compressão

$\Omega_{tr}$  - Tensão relativa de tração residual

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>23</b>
1.1	OBJETIVOS	28
1.2	JUSTIFICATIVA	28
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	29
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>31</b>
2.1	GENERALIDADES	31
2.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS	31
2.2.1	<b>Aço</b>	<b>31</b>
2.2.2	<b>Concreto de Resistência Normal</b>	<b>32</b>
2.2.3	<b>Concreto de Alta Resistência</b>	<b>33</b>
2.2.4	<b>Comportamento Tensão versus Deformação</b>	<b>35</b>
2.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	36
2.3.1	<b>ABNT NBR 8800:2008</b>	<b>36</b>
2.3.2	<b>EN 1994-1-1:2004</b>	<b>38</b>
2.4	ESTADO DA ARTE	41
2.4.1	<b>Sobre a Validação de Modelos Numéricos</b>	<b>41</b>
2.4.2	<b>Elementos Finitos</b>	<b>44</b>
2.4.3	<b>Modelagem Numérica de Pilares Mistos</b>	<b>46</b>
<b>3</b>	<b>DEFINIÇÃO E AFERIÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA</b>	<b>54</b>
3.1	SOBRE O PROGRAMA UTILIZADO	54
3.2	TRABALHOS EXPERIMENTAIS UTILIZADOS NA AFERIÇÃO	55
3.2.1	<b>Caracterização Geométrica do Modelo Experimental</b>	<b>56</b>
3.2.2	<b>Caracterização dos Materiais Utilizados</b>	<b>57</b>
3.2.3	<b>Resultados do Ensaio Experimental</b>	<b>58</b>
3.3	MODELOS NUMÉRICOS	62

3.3.1	Elementos Utilizados.....	62
3.3.2	Relações Constitutivas e Propriedades dos Materiais.....	66
3.3.3	Malha de Elementos Finitos.....	71
3.3.4	Modelo Numérico e Condições de Contorno .....	76
3.3.5	Formulação da Análise Numérica e Método de Solução .....	79
3.4	RESULTADOS NUMÉRICOS E COMPARAÇÕES COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	81
<b>4</b>	<b>ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PILARES MISTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO PURA .....</b>	<b>95</b>
4.1	DEFINIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS .....	95
4.2	INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO .....	100
4.3	ÍNDICE DE PERFORMANCE .....	101
4.3.1	Razão de Contribuição do Concreto (RCC).....	102
4.4	INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO PILAR.....	106
4.5	INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO DO PERFIL 110	
4.6	INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA ARMADURA .....	119
4.7	ANÁLISE DAS CURVAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ADIMENSIONAIS .....	120
4.8	DISPERSÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	130
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>135</b>
5.1	SOBRE O TRABALHO REALIZADO .....	135
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	138
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>139</b>
<b>7</b>	<b>APÊNDICE.....</b>	<b>147</b>

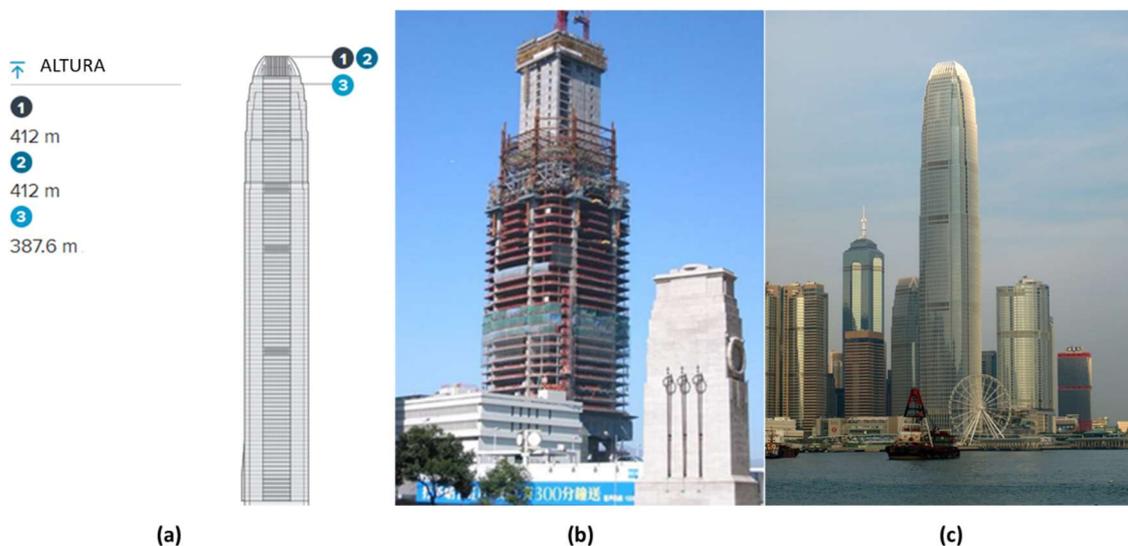
## 1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento contínuo de novas tecnologias, todos os setores da economia ficaram reféns a obrigatoriedade dessa evolução. Neste âmbito, a construção civil necessita de um aprimoramento constante, tanto no sentido da construção propriamente dita, quanto em aspectos relacionados ao cálculo e projeto. A evolução tecnológica permite a resolução mais simples e mais rápida de uma série de problemas na cadeia construtiva e produtiva nas obras civis.

Ainda em relação à construção civil, a evolução tecnológica permite melhorar paradigmas como a baixa industrialização dos processos, aumentar os ganhos de produtividade, melhorar os índices de conformidade nos processos, e, conseqüentemente obter estruturas mais arrojadas e modernas.

Dentre as estruturas utilizadas na construção civil se destacam as estruturas mistas de aço e concreto, visto sua vasta aplicação em obras de artes especiais. Liang *et al.* (2019) esclarece que, atualmente, os pilares mistos de aço e concreto são aplicados popularmente em pontes rodoviárias, estruturas *offshore* e arranha-céus, graças à sua excelente capacidade de carga e comportamento sísmico.

Segundo Machacek e Cudejko (2011), estruturas mistas em aço e concreto são estudadas desde a década de sessenta nos Estados Unidos e Canadá, o que difundiu uma enorme utilização deste método construtivo nos países citados. Souza Júnior (2005) confirma essa afirmação quando diz que as estruturas mistas estão ganhando espaço no mercado. Isso ocorre porque essas estruturas utilizam o máximo de sua capacidade resistente e assim se tornam elementos competitivos no mercado da construção civil. A Figura 1.1 mostra o edifício *Two International Finance Centre* em Hong Kong, construído com sistemas mistos de aço e concreto.

Figura 1.1 - Edifício *Two International Finance Centre*, Hong Kong.

a) Modelo esquemático, (b) Em construção, (c) Edificação pronta

Fonte: Disponível em: <<http://www.skyscrapercenter.com/building/two-international-finance-centre/205>> Acessado em: 12 março 2021.

Para De Nardin e Debs (2013) as estruturas mistas de aço e concreto surgiram no Brasil nos anos 1960 proveniente do programa de desenvolvimento da indústria nacional do aço. Porém, a crise econômica que atingiu o país até o fim da década de 1980 reduziu drasticamente os investimentos em sistemas estruturais mistos. A partir de meados de 1990, com a estabilidade econômica, o mercado volta a se interessar pelo desenvolvimento do tema de estruturas mistas. As pesquisas voltam a ser conduzidas por universidades em parceria com a indústria do aço.

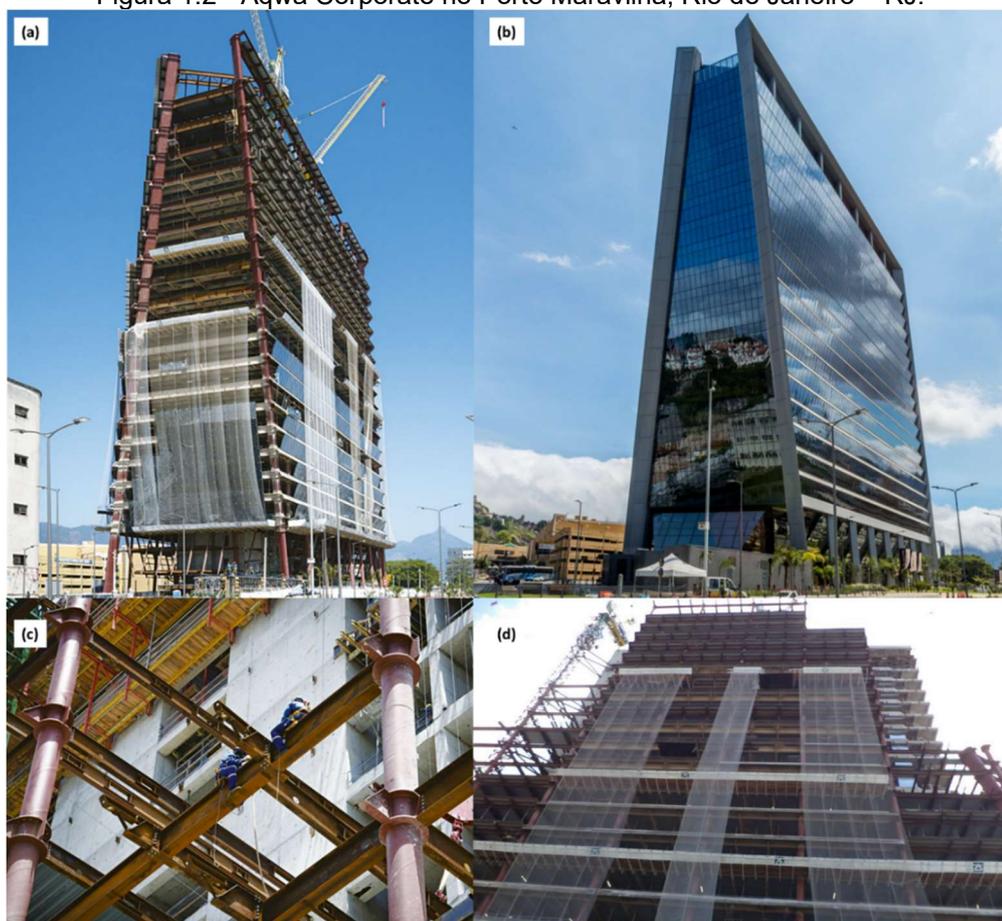
Nikbakt *et al.* (2018) destacam que a partir dos anos 2000 com o desenvolvimento de *softwares* capazes de resolver problemas matemáticos mais complexos, a otimização de estruturas mistas ganha nova perspectiva no âmbito da engenharia de estruturas. Os cálculos tornam-se mais precisos e parâmetros como as funções objetivas, variáveis de projeto e restrições tornam-se confiáveis para um dimensionamento ótimo.

O dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto é realizado por meio do cálculo da resistência a partir de parâmetros iniciais selecionados pelo projetista, como a classe de perfil utilizado, altura da mesa colaborante, tipo de conector de cisalhamento, escolha do tipo de laje, sentido da nervura em laje com forma incorporada, propriedades do concreto empregado, entre outras características.

Para pilares mistos a solicitação atuante é calculada e comparada então com a resistência do perfil de aço e do concreto armado colaborante. Ainda é parte importante do trabalho do projetista responsável a análise econômica do sistema estrutural empregado. O uso de materiais com necessidade de mão de obra especializada, como a instalação dos conectores de cisalhamento, alude a ideia de que o emprego de estruturas mistas é mais custoso que os convencionais aço e concreto armado, porém, a rapidez da execução, a possível ausência de fôrmas e escoramento e a redução de massa do perfil de aço justificam a utilização desse sistema estrutural.

A Figura 1.2 apresenta o edifício *Aqwa Corporate*, construído no complexo Porto Maravilha, área de reurbanização e ocupação do espaço no centro histórico da cidade do Rio de Janeiro. A construção da edificação foi realizada pela utilização de elementos mistos associados a um núcleo rígido de concreto armado, isto devido ao pouco espaço para canteiro de obras e a complexidade da arquitetura.

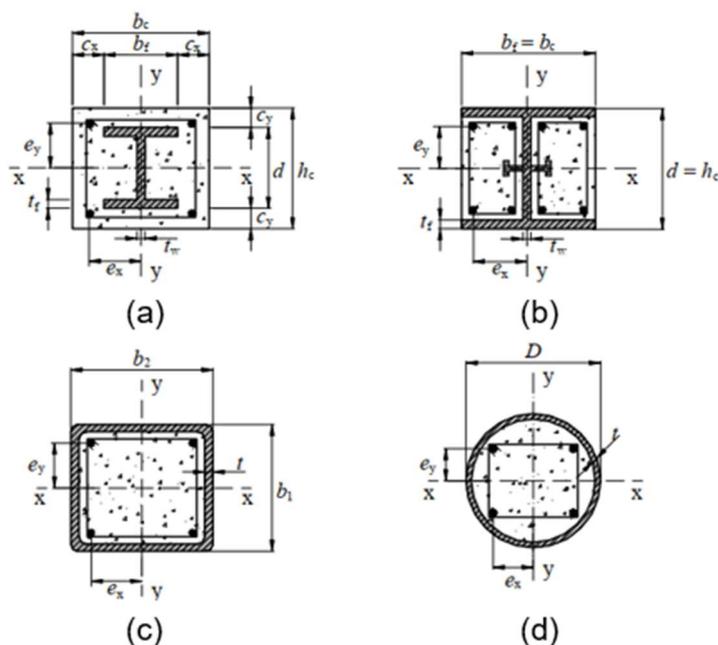
Figura 1.2 - Aqwa Corporate no Porto Maravilha, Rio de Janeiro – RJ.



(a) Em construção, (b) Edificação pronta, (c) Detalhe dos pilares mistos, (d) Detalhe da construção.  
Fonte: Disponível em: <<https://www.arcoweb.com.br/projetodesign/tecnologia/case-aco-viabiliza-estrutura-arrojada>> Acessado em: 12 janeiro 2022.

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, três tipos de pilares mistos podem ser citados: pilares com perfil I ou H de aço com seção totalmente revestida por concreto, pilares com perfil I ou H de aço parcialmente revestidos por concreto, e pilares com perfil tubular podendo ser retangular ou circular preenchidos com concreto (Figura 1.3).

Figura 1.3 - Tipos de seções transversais de pilares mistos



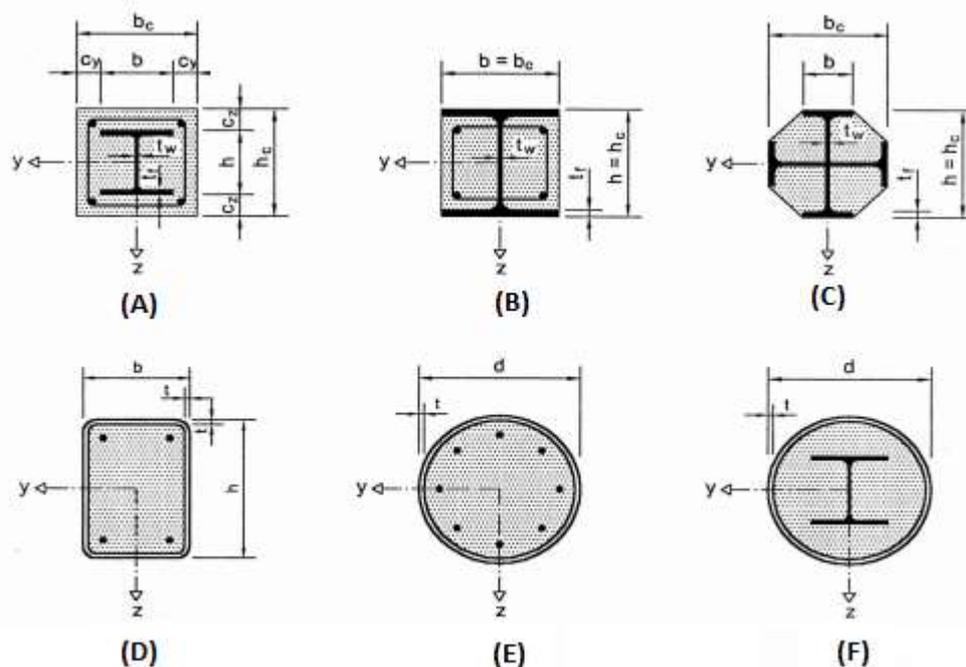
(a) pilar misto revestido com concreto, (b) pilar misto parcialmente revestido com concreto, (c) pilar misto tubular retangular preenchido com concreto e (d) pilar misto tubular circular preenchido com concreto.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

No Brasil, a norma ABNT NBR 8800:2008 rege o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto e a ABNT NBR 16239:2013 aborda aspectos particulares de pilares mistos de aço e concreto tubulares preenchidos. Essas duas normas referenciam a ABNT NBR 6118:2014 quanto a questões relativas à resistência do concreto estrutural. Vale ressaltar que na revisão de 2014, a ABNT NBR 6118:2014 introduziu concretos de alta resistência, ou seja, concretos com resistência característica à compressão,  $f_{ck}$ , de 55 MPa a 90 MPa.

O código europeu Eurocode EN 1994-1-1:2004 trata do dimensionamento dos pilares mistos de aço concreto e considera duas seções transversais a mais do que a norma brasileira, conforme Figura 1.4.

Figura 1.4 - Seções típicas para pilares mistos



(a) pilar misto revestido com concreto, (b) pilar misto parcialmente revestido com concreto, (c) pilar hexagonal parcialmente revestido com concreto (d) pilar misto tubular retangular preenchido com concreto, (e) pilar misto tubular circular preenchido com concreto e o (f) pilar misto embebido em concreto.

Fonte: Adaptado de EN 1994-1-1:2004

O escopo da EN 1994-1-1:2004 limita-se a concretos na faixa de resistência C20/25 a C60/75 para densidade normal e LC20/22 a LC60/66 para concreto leve. Segundo Johnson e Anderson (2004), esses intervalos são mais rigorosos do que os do EN 1992-1-1, devido à falta de conhecimento sobre o comportamento de elementos mistos confeccionados com concretos de resistência baixa ou muito alta. Pode-se citar por exemplo, a falta de informações sobre a relação carga *versus* escorregamento de conectores de cisalhamento, a redistribuição de momentos em vigas contínuas e a resistência de pilares. Além disso, o uso de bloco de tensões retangular para cálculo da resistência à flexão depende da capacidade de deformação dos materiais. Segundo a Tabela 3.1 da EN 1992-1-1:2004, a propriedade de deformação  $\epsilon_{cu3}$  é – 0,0035 para concretos de classes até C50/60 e apenas – 0,0026 para concretos de classe C90/105.

## 1.1 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral estudar o comportamento à compressão simples de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto de alta resistência e aço de alta resistência, por meio de análise numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF).

Os objetivos específicos desta pesquisa se baseiam em:

- a) Propor e aferir um modelo numérico para simular o comportamento à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos;
- b) Identificar as principais variáveis que afetam a resistência à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto e aço de alta resistência;
- c) Avaliar a adequação das previsões normativas para a resistência à compressão com base nos resultados numéricos;
- d) Simular as premissas normativas quanto a utilização de concreto e aço de alta resistência em pilares mistos parcialmente revestidos.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A construção civil passa por mudanças em sua forma de atuar. A engenharia de projetos, sempre mais dinâmica, desafia os padrões atuais das edificações e tem buscado cada vez mais uma construção limpa e sustentável, onde a racionalização dos materiais seja empregada em todas as etapas da obra.

A industrialização da construção civil se tornou necessária, com isso, a tradicional construção manual perde espaço neste cenário competitivo para elementos projetados, fabricados e transportados da indústria para o canteiro de obras. Neste aspecto, o emprego de estruturas mistas em aço e concreto leva enorme vantagem se comparadas às estruturas de concreto armado convencionais, dada a precisão construtiva e a reciclabilidade deste material.

O estudo de estruturas mistas com concreto de alta resistência no Brasil é desenvolvido principalmente por universidades, podendo ser colaborativo com a indústria brasileira do aço. A crescente utilização de estruturas mistas na construção brasileira tem despertado a necessidade de pesquisas para a determinação de

propriedades deste tipo de estrutura, tais como: carga última, comportamento a carga aplicada e tipos de deformações apresentadas.

Muitas pesquisas são conduzidas através de *softwares* de modelagem numérica e análise por elementos finitos, validados por modelos experimentais em escala real ou reduzida. Este tipo de análise, também aplicada nesta pesquisa, se justifica pela complexidade que envolve todo o ensaio de compressão simples para estruturas mistas com concreto de alta resistência. A moldagem dos protótipos, a utilização de prensas com capacidade de aplicar cargas elevadas para romper todo conjunto do elemento misto e a necessidade de mão de obra qualificada são exemplos que ilustram o quão complexo pode ser ensaiá-las. Todo este aparato empregado se transforma em um custo elevado, fator limitador para realização de ensaios.

Por outro lado, a utilização da análise numérica de pilares mistos com concreto de alta resistência pode se tornar uma alternativa viável. Quando validados adequadamente, é possível a utilização dos modelos desenvolvidos no estudo de inúmeras situações propostas, sem que envolva um demasiado gasto de recursos da pesquisa. Um mesmo modelo numérico é capaz de simular o colapso de um elemento misto com concreto de alta resistência por diversos tipos de solicitações, de forma que, ao se alterar as propriedades físicas dos elementos também pode-se chegar à combinação ideal de materiais para o dimensionamento ótimo da estrutura.

Um aspecto importante deste estudo, é a análise do comportamento de pilares mistos com concreto de alta resistência, classes C55 a C90, e, aços de alta resistência com  $f_y$  de até 550 MPa, cujo uso na indústria da construção civil tem se mostrado promissor e o assunto tem sido alvo de pesquisas recentes do setor da construção civil.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

A fim de proporcionar um melhor desenvolvimento e entendimento do tema proposto, a presente pesquisa será dividida em cinco capítulos, com a inclusão final das referências utilizadas como base para fundamentar a pesquisa e demais anexos pertinentes.

No capítulo inicial é apresentada uma introdução ao tema proposto, tal como os principais objetivos da pesquisa, problemas, justificativas e a estrutura da pesquisa. O segundo capítulo faz uma abordagem específica do conteúdo a ser estudado, com o intuito de realizar uma revisão bibliográfica sobre os principais aspectos técnicos das estruturas mistas, pilares mistos, concreto de alta resistência, aço de alta resistência e o dimensionamento de pilares mistos segundo a NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004. Como a abordagem numérica foi utilizada na pesquisa, esse capítulo também apresenta alguns exemplos de modelagens numéricas de pilares mistos encontrados na literatura.

No terceiro capítulo foi feita a definição e aferição do modelo numérico. Para o desenvolvimento deste capítulo se fez necessário conhecer profundamente o programa computacional *ANSYS® Mechanical 2022 R1* e seus recursos, selecionar trabalhos experimentais para a aferição, e, por fim, realizar a modelagem numérica. Sendo assim, este capítulo apresenta os elementos utilizados, as relações constitutivas e propriedades dos materiais, o estudo de sensibilidade de malha, o modelo numérico e as condições de contorno adotadas, e, finalmente a formulação da análise numérica, o método de solução, os resultados numéricos e comparações com os resultados experimentais.

No quarto capítulo, é feita a análise paramétrica de pilares mistos submetidos à compressão simples. Disserta-se sobre a definição dos modelos de parametrização e seus resultados. A influência na resistência à compressão do pilar misto de parâmetros, tais como a resistência característica à compressão do concreto, a resistência ao escoamento do aço do perfil, o diâmetro da armadura longitudinal e o comprimento do pilar mista é discutida. Por fim, uma análise da dispersão dos resultados da análise paramétrica e seu nível de concordância com as previsões normativas é realizada.

O último capítulo apresenta as conclusões finais e as sugestões para trabalhos futuros, e por fim, os apêndices desta pesquisa.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 GENERALIDADES

Os pilares mistos de aço-concreto são habitualmente utilizados em edifícios altos devido à sua alta resistência, ductilidade e economia significativa em tempo de construção. Pode-se dizer que dentre as principais vantagens do uso de pilares mistos é possível destacar a redução das seções com conseqüente diminuição do peso próprio da estrutura e aumento da área útil dos pavimentos.

Entretanto, Ellobody e Young (2011) afirmam que a qualidade a enfatizar nas estruturas mistas perante as construções tradicionais em aço, é a capacidade de resistir à altas temperaturas diante de situações de incêndio. Estruturas de aço não revestidas por concreto, ditas convencionais, necessitam tratamento adicional de proteção contra incidência direta do fogo.

A popularização do sistema construtivo com estruturas mistas foi possível devido ao benefício de aproveitar a combinação das mais adequadas propriedades de cada material, em que, procura-se fazer com que o concreto resista às tensões de compressão e o aço resista às tensões de tração.

Neste capítulo, tem-se no item 2.2, uma abordagem sobre as propriedades mecânicas do aço, do concreto de resistência normal e alta e as características do gráfico tensão *versus* deformação desses materiais. O item 2.3 apresenta os procedimentos normativos de dimensionamento e verificação para pilares mistos submetidos à compressão pura. No item 2.4 são exibidos os processos para análise pelo método dos elementos finitos, bem como os esquemas adotados na literatura para modelagem numérica dos pilares mistos em aço e concreto.

### 2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

#### 2.2.1 Aço

Para utilização em estruturas mistas, o aço deve apresentar o atributo de aço estrutural e deve atender a requisitos das propriedades mecânicas do material. Segundo Fakury *et al* (2016), essas propriedades mecânicas precisam ser adequadas o suficiente para suportar tensões e deformações, além de atender a condições de vida útil e durabilidade do material.

O aço estrutural apresenta ainda resistência mecânica, ductilidade, tenacidade, resiliência e homogeneidade. Sua composição química é basicamente formada por ferro e carbono, na porcentagem mínima de 95% e máxima de 0,29% respectivamente. Na composição aparecem ainda demais elementos provenientes da fabricação, ou adicionados para aperfeiçoar as propriedades mecânicas do aço.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta os valores a serem adotados para as propriedades do aço estrutural como: módulo de elasticidade longitudinal,  $E = 200GPa$ ; módulo de elasticidade transversal,  $G = 77GPa$ , coeficiente de *Poisson*  $\nu = 0,3$  e peso específico  $\gamma_{\rho a} = 77 \text{ kN/m}^3$ . Estabelece ainda que a resistência ao escoamento máxima para os aços estruturais em geral admitida é de  $f_y = 450MPa$  e a relação mínima entre as resistências à ruptura e ao escoamento  $f_u/f_y$  deve ser de 1,18.

Kim *et al* (2012), no seu estudo sobre pilares mistos totalmente e parcialmente revestidos com concreto e aço de alta resistência, empregou concretos com resistência característica à compressão,  $f_{ck}$ , de 100 MPa e aço com resistência ao escoamento,  $f_y$ , de 800 MPa. Nos modelos totalmente revestidos, a carga última foi determinada pela fissuração do concreto devido à alta rigidez proporcionada pelo aumento do  $f_{ck}$ . Neste caso, a utilização do aço de alta resistência fica condicionado a carga resistente do concreto, uma vez que a sua fissuração causa o alívio de tensões e o sobrecarregamento do perfil de aço. Para os modelos com pilares parcialmente revestido, a fissuração do concreto ocorreu após a flambagem local das mesas. A alta resistência do perfil de aço proporcionou um comportamento dúctil, mantendo a capacidade de carga por um pequeno período, mesmo após o colapso, devido a capacidade de carga apresentada pela alma do perfil.

### 2.2.2 Concreto de Resistência Normal

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o concreto deve seguir premissas básicas de projeto para garantir a adequada aplicação em projetos. Apenas são classificados como concreto estrutural, concretos com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) mínima maior que 20 MPa.

Além disso, devem ser adotadas considerações adicionais, como o módulo de elasticidade,  $E_{ci}$  (Equação 2.1), conforme estabelecido na ABNT NBR 8522-1:2021 sendo o módulo de deformação tangente inicial aos 28 dias de idade.

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.1)$$

A equação do módulo de elasticidade é válida para os valores de  $f_{ck}$  estabelecidos entre 20MPa e 50MPa, e o fator adimensional  $\alpha_E$  refere-se ao tipo de agregado utilizado na composição do concreto, podendo variar entre o valor mínimo de 0,7 para Arenito, até o valor máximo de 1,2 para Basalto e Diabásio.

O valor do módulo de deformação secante  $E_{cs}$  pode ser obtido estabelecendo uma relação direta com o módulo de elasticidade, sendo estimado pela Equação 2.2.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.2)$$

onde  $\alpha_i$  é um fator relacionado ao  $f_{ck}$  do concreto, dado pela Equação 2.3.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (2.3)$$

Para o coeficiente de Poisson do concreto, um valor 0,2 é especificado. A massa específica do concreto, determinada por massa específica seca, deve compreender o intervalo entre 2.000 kg/m<sup>3</sup> e 2.800 kg/m<sup>3</sup> para a classe de resistência entre C20 e C50, conforme ABNT NBR 8953:2015.

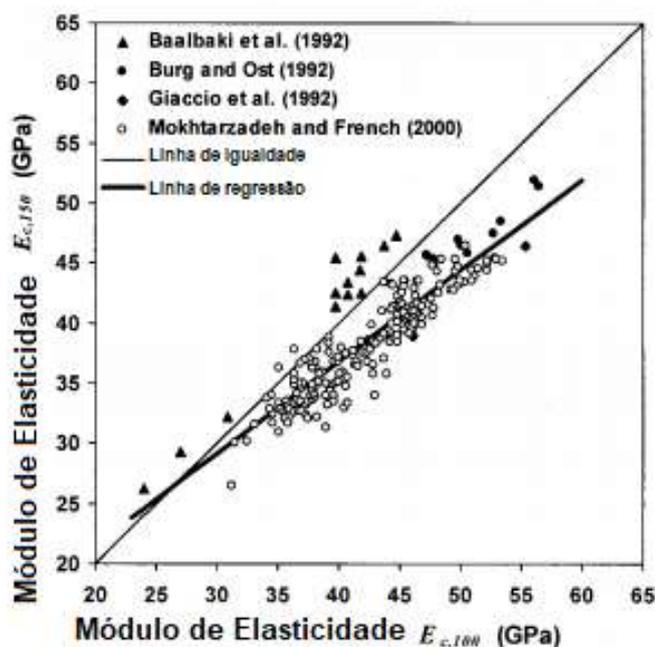
### 2.2.3 Concreto de Alta Resistência

Song e Hwang (2004) estudaram as propriedades mecânicas de pilares preenchidos com concreto de alta resistência, e através dos resultados obtidos, puderam afirmar que tal tipo de concreto é dotado de alta densidade uniforme, o que o torna de baixíssima permeabilidade. Dotando-os de excelente resistência a ambientes agressivos e agentes corrosivos, logo, possui enorme durabilidade e é ideal para construções com restrição de acesso para manutenção.

A norma ABNT NBR 12655:2022 define que o concreto de alta resistência é aquele que pertence ao grupo II, ou seja, que se enquadra entre as classes C55 ( $f_{ck} = 55$  MPa) e C90 ( $f_{ck} = 90$  MPa). As classes de resistência são de acordo com a ABNT NBR 8953:2015.

Rashid *et al.* (2002) compararam na literatura a influência causada pelo tamanho da amostra analisada, com os diferentes resultados de módulo de elasticidade de concreto de alta resistência. Como se observa na Figura 2.1, foram distribuídos pontos encontrados nos resultados de testes de compressão simples em corpos de prova cilíndricos de dimensões 100x200 mm e 150x300 mm. Na análise da dispersão dos dados é demonstrado pelo autor que os resultados para o módulo de elasticidade de concretos de alta resistência em corpos de prova com dimensões de 100x200 mm apresentam pontos mais homogêneos, seguindo uma tendência linear. Entretanto, o texto explicita diferenças no resultado de até 5% do módulo de elasticidade, variando de 2 MPa até 120 MPa.

Figura 2.1 - Efeito do tamanho da amostra no módulo de elasticidade



Fonte: Rashid *et al.* (2002)

Para o concreto de alta resistência, a ABNT NBR 6118:2014 introduz uma equação com valores aproximados para o módulo de elasticidade, baseada em experimentos realizados com este tipo de material. A Equação 2.4, relaciona o módulo de elasticidade  $E_{ci}$ , com a resistência característica do concreto,  $f_{ck}$ , e o tipo de agregado,  $\alpha_E$ , utilizado na composição do concreto,

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (2.4)$$

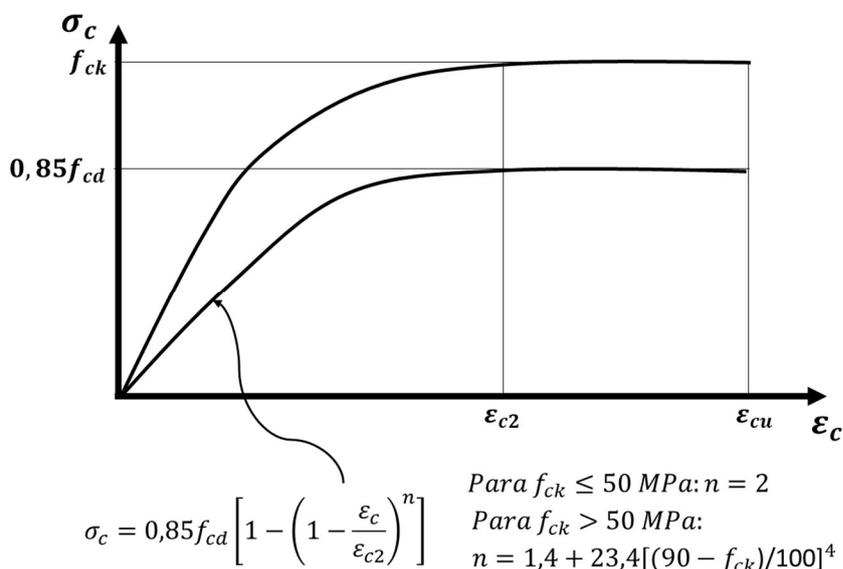
onde  $\alpha_E$  0,7 para arenito, 0,9 para calcário, 1,0 para granito e 1,2 para basalto e diabásio.

## 2.2.4 Comportamento Tensão versus Deformação

Cerutti e Santos (2015) afirmam que os concretos de alta resistência apresentam maior fragilidade na medida em que ele cresce em resistência. Isto acontece pois, no gráfico tensão *versus* deformação, o trecho inicial do diagrama se aproxima de uma reta linear, e o ângulo referente ao módulo de elasticidade do concrete se torna mais vertical.

A norma ABNT NBR 6118:2014, na revisão atual em vigor desde 2014, abrange regras para utilização do concreto de alta resistência, ou seja, de resistência à compressão entre 55 MPa e 90 MPa. Na Figura 2.2, reproduzida da referida norma, são apresentadas as curvas para tensão *versus* deformação para concretos de resistência normal e alta.

Figura 2.2 - Diagrama tensão - deformação de cálculo do concreto



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014

Os parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico,  $\epsilon_{c2}$ , e o parâmetro de deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura,  $\epsilon_{cu}$ , para concreto de alta resistência são dados pela Equação 2.5 e Equação 2.6:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot ((90 - f_{ck})/100)^4$$

## 2.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

### 2.3.1 ABNT NBR 8800:2008

Na ABNT NBR 8800:2008 são estabelecidos requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto de pilares mistos de aço e concreto. Entre eles, é exigida a interação completa entre o perfil de aço e o concreto armado. Fakury *et al* (2016) afirmam que a aderência entre os dois materiais é assegurada pelo contato da face dos respectivos materiais, não havendo necessidade do uso de conectores de cisalhamento, exceto em regiões de introdução de cargas.

Outro requisito é a consideração das imperfeições iniciais. Devem ser adotadas imperfeições iniciais coerentes com aquelas adotadas na determinação da força axial de compressão resistente de perfis de aço. Assim, para os pilares mistos é possível adotar o mesmo fator de redução associado à resistência à compressão ( $\chi$ ) utilizado em perfis de aço, sem que a confiabilidade da estrutura mista seja comprometida.

Ainda segundo a ABNT NBR 8800:2008, pilares mistos parcialmente ou totalmente revestidos não podem apresentar flambagem local por compressão axial e momento fletor. Para tanto, em pilares mistos totalmente revestidos o revestimento do concreto, nas duas direções, deve atender regras que impeçam a ocorrência da flambagem local. Também, para que tal fenômeno não ocorra em perfis I ou H parcialmente revestidos, a razão entre a largura da mesa,  $b_f$ , e sua espessura,  $t_f$ , deve atender à Equação 2.7. Perfis totalmente revestidos não exigem tal verificação.

$$b_t/t_f \leq 1,49 \sqrt{E/f_y} \quad (2.7)$$

Atendendo a Equação 2.9, o pilar misto de aço e concreto com seção parcialmente revestida, passa a ser regido pelo Estado Limite Último sujeito a instabilidade global por flexão. O cálculo da força axial resistente de cálculo é semelhante ao cálculo de perfis de aço em mesma situação, em que se utiliza a Equação 2.8.

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (2.8)$$

sendo  $\chi$  o fator de redução associado à resistência à compressão, calculado pelas equações 2.9 e 2.10.

$$\text{Se } \lambda_0 \leq 1,5 \text{ então } \chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (2.9)$$

$$\text{Senão } \lambda_0 > 1,5 \text{ então } \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \quad (2.10)$$

O índice de esbeltez reduzido  $\lambda_0$  é dado pela Equação 2.11.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} \quad (2.11)$$

sendo  $A_g$  a área bruta da seção transversal do perfil e  $f_y$  a resistência ao escoamento do aço.  $N_e$  nesta equação é a força axial de flambagem elástica em barras duplamente simétricas, podendo ser obtido pela Equação 2.12 em relação ao eixo de simetria “x-x” e pela Equação 2.13 para o eixo de simetria “y-y”.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.12)$$

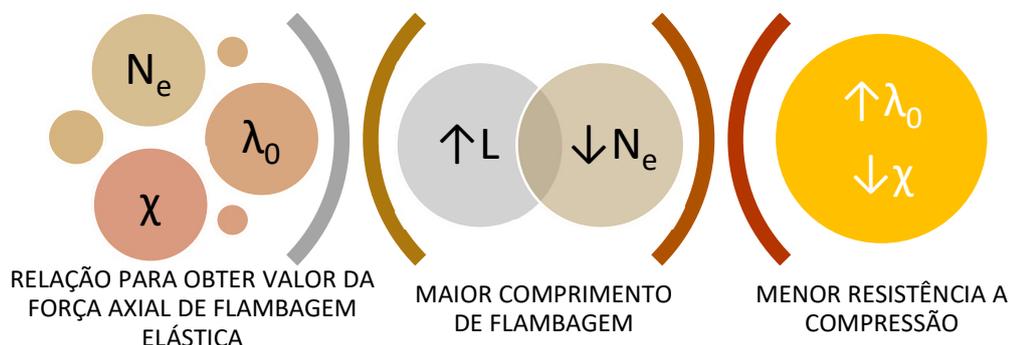
$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (2.13)$$

Para a consideração do efeito de fluência e retração do concreto é necessário reduzir o módulo de elasticidade do concreto, utilizando-se, no cálculo da força resistente, o valor reduzido do módulo de elasticidade dado na Equação 2.14:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left( \frac{N_{G,sd}}{N_{sd}} \right)} \quad (2.14)$$

onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto,  $\varphi$  é o coeficiente de fluência do concreto, obtido segundo a NBR ANBT 6118:2014, mas em seções parcialmente revestidas pode ser tomado no valor de 2,5 para simplificação dos cálculos.  $N_{sd}$  é a força axial solicitante de cálculo e  $N_{G,sd}$  é a parcela da força axial solicitante devida as ações permanentes. A relação  $N_{Sd,G}/N_{Sd}$  pode ser tomada igual a 0,6.

O fator de redução associado à resistência à compressão, ( $\chi$ ), depende fundamentalmente do índice de esbeltez reduzido ( $\lambda_0$ ), este, por sua vez, depende da força axial de flambagem elástica ( $N_e$ ). Dessa forma, quanto o menor valor de  $N_e$ , maior será o valor de  $\lambda_0$ , e, conseqüentemente, aos menores valores de  $\chi$ . Sabendo que a força axial de flambagem elástica ( $N_e$ ) é inversamente proporcional ao comprimento do pilar, tem-se, Figura 2.3.

Figura 2.3 - Relação entre  $\chi$  e  $\lambda_0$ 

Fonte: Do Autor, 2022

A força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação,  $N_{pl,Rd}$ , presente na Equação 2.8, é calculada adotando a soma de todas as forças axiais resistentes de cálculo dos materiais presentes no pilar misto. Conforme a Equação 2.15, são somadas as parcelas resistentes do perfil de aço, do concreto e das barras de armadura longitudinal.

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (2.15)$$

Deve-se calcular a força resistente de cálculo à plastificação do aço,  $N_{pl,a,Rd}$ , por  $N_{pl,a,Rd} = f_{yd}A_a$ , a resistência à plastificação do concreto por  $N_{pl,c,Rd} = f_{cd1}A_c$  e  $N_{pl,s,Rd} = f_{sd}A_s$  é a resistência à plastificação da armadura longitudinal.  $A_a$ ,  $A_c$ ,  $A_s$  se referem às áreas da seção transversal do perfil de aço, do concreto e da armadura longitudinal respectivamente.

### 2.3.2 EN 1994-1-1:2004

O EN 1994-1-1:2004 é a norma que regulamenta as diretrizes para o cálculo de estruturas mistas de aço e concreto no continente europeu. Ela serviu como apoio para o comitê de elaboração da ABNT NBR 8800:2008 dada a semelhança dos termos e equações apresentadas em ambas.

Em sua última revisão, no ano de 2004, foram apresentados dois métodos para a obtenção da força resistente de cálculo em pilares mistos. O método geral, ou método

refinado, onde são considerados os efeitos de segunda ordem para a estabilidade da estrutura. Nos cálculos dos esforços resistentes devem ser consideradas as tensões residuais, imperfeições geométricas, instabilidade local, fissuração, fluência e retração do concreto e o escoamento do aço. O dimensionamento deve garantir que não ocorra a flambagem local para a combinação mais desfavorável de ações do estado limite último, e que a resistência das seções individuais sujeitas à flexão, força axial e cisalhamento não sejam excedidas.

A utilização do método geral é particularmente aplicada em pilares de seção transversal assimétrica e a pilares que tenham variação transversal com a altura. O emprego de tal método é condicionado à utilização de ferramentas de cálculo numérico avançadas, dada a complexidade dos parâmetros envolvidos na elaboração das equações.

O segundo método, e mais comumente utilizado, é o método simplificado que se baseia em ábacos para o dimensionamento à flambagem de pilares mistos. Neste método as imperfeições iniciais são consideradas implicitamente nos cálculos adotados.

O método simplificado é aplicável apenas em pilares mistos duplamente simétricos com seção transversal constante e deve atender requisitos básicos:

- Interação total entre o aço e o concreto da seção transversal;
- As imperfeições geométricas devem ser consideradas no cálculo;
- Tensões residuais precisam ser estimadas;
- Com o carregamento as seções permanecem planas.

As tipologias de pilar misto, escopo da EN 1994-1-1:2004, que foram apresentadas na Figura 1.4. Nos pilares mistos com seção totalmente revestida (Figura 1.4A) o confinamento proporcionado pelo concreto ao perfil de aço é suficiente para evitar a flambagem local das mesas de aço que formam o perfil de aço, caso os seguintes requisitos sejam atendidos:

- Cobrimento mínimo maior que 40 mm;
- O cobrimento mínimo maior que  $\frac{1}{6}$  da largura da mesa da seção de aço.

Em seções de pilares parcialmente revestidas (Figura 1.4B e Figura 1.4C), a esbeltez das mesas deve atender a Equação 2.16.

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 44\varepsilon \quad (2.16)$$

onde  $b_f$  é a largura das mesas do perfil,  $t_f$  é a espessura das mesas do perfil,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do perfil de aço e  $\varepsilon$  é dado pela Equação 2.17.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.17)$$

A Figura 1.4D é referente à seção retangular preenchida de concreto e as Figura 1.4E e Figura 1.4F são seções tubulares circulares de aço preenchidas com concreto e pilar misto embebido em concreto, respectivamente.

A área da armadura longitudinal não deve ser maior que 6% da área de concreto, exceto em situações em que o acréscimo de área da seção longitudinal seja a fim de assegurar a resistência a incêndio.

A força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação é a soma das forças resistentes de cálculo de cada material que compõe o pilar misto, e é expressa na Equação 2.18:

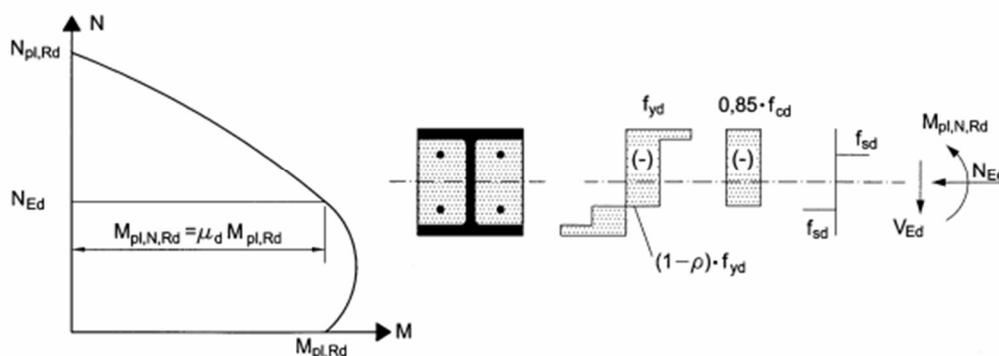
$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + \alpha_c A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.18)$$

Em que  $A_a$ ,  $A_c$  e  $A_s$  são as áreas da seção transversal do perfil, do concreto e da armadura longitudinal,  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço do perfil,  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto,  $f_{sd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura e  $\alpha_c$  é o coeficiente de redução para o concreto não confinado adotado como 0,85.

Para esforços combinados de momento fletor e compressão axial, a EN 1994-1-1:2004 apresenta a Figura 2.4 com a curva de interação  $M - N$ , a fim de atender os limites últimos de resistência para a plastificação dos elementos que compõem o pilar misto de aço e concreto parcialmente revestido.

A resistência à flexo compressão e a sua curva de interação correspondente podem ser calculadas adotando diagramas de tensões retangulares, como exibidos na Figura 2.4, assumindo o efeito cisalhante e desconsiderando a resistência à tração do concreto.

Figura 2.4 - Curva de interação de flexo compressão



Fonte: EN 1994-1-1:2004

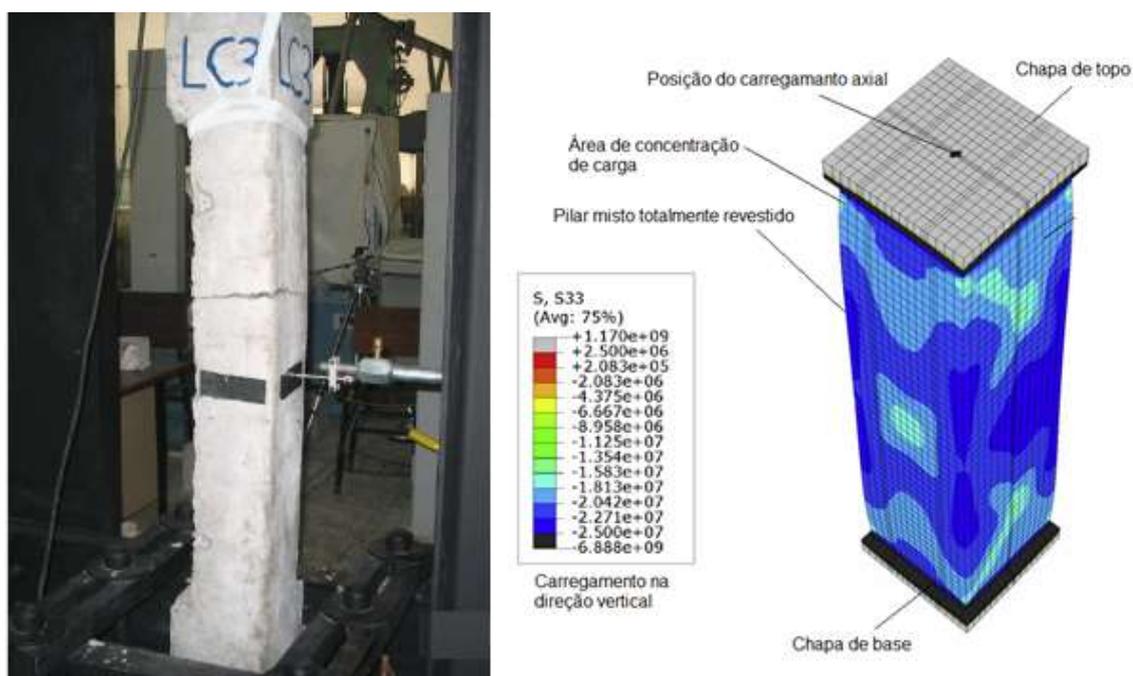
## 2.4 ESTADO DA ARTE

### 2.4.1 Sobre a Validação de Modelos Numéricos

A validação de um modelo numérico tem por objetivo promover a credibilidade de seus resultados, podendo determinar o quão confiável serão os dados apresentados. Esta validação é feita em estudos de modelagem numérica, comparando-os com ensaios realizados em laboratório, podendo ser em tamanho real ou em escala reduzida.

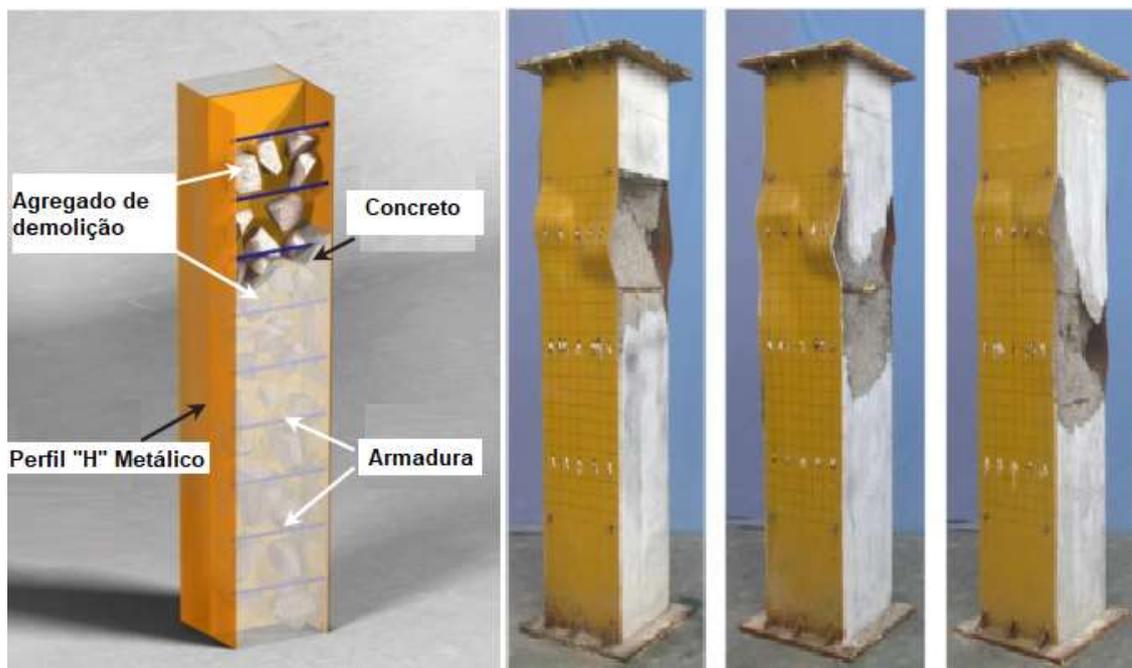
Em sua pesquisa Ellobody e Young (2011) simularam numericamente pilares mistos totalmente revestidos por concreto de alta resistência para o estudo do comportamento à compressão simples. Sua validação foi possível por meio do comparativo das dimensões e propriedades dos materiais presentes em ensaios realizados por outros autores. O modelo da Figura 2.5, elaborado por Ellobody e Young (2011), pôde ser aferido com o estudo em sistema real feito por Chen e Yeh (1996), simulando condições semelhantes.

Figura 2.5 - Protótipo de Chen e Young (1996) e modelo numérico de Ellobody e Young (2011)



Fonte: Ellobody e Young (2011)

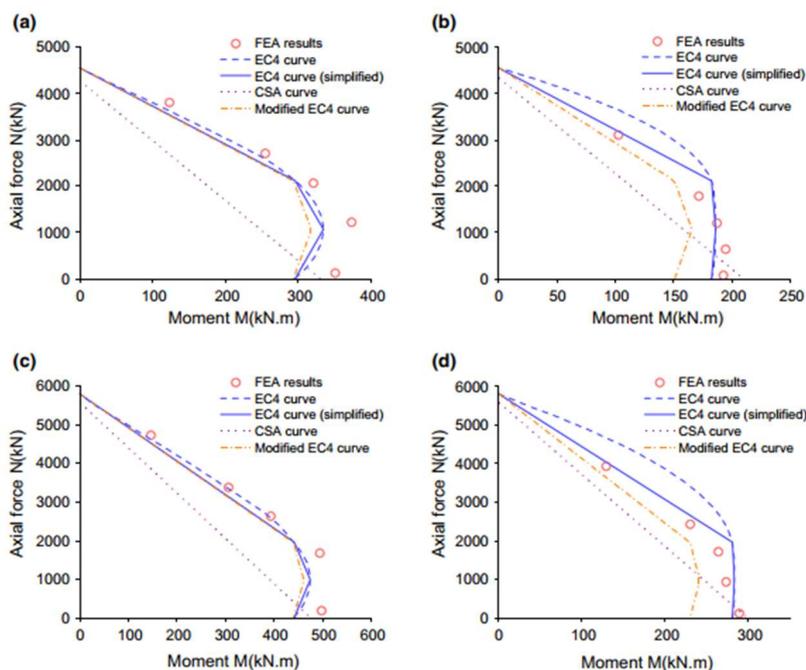
Para aferir seu modelo numérico, Wu *et al* (2019) construíram onze protótipos de pilares mistos parcialmente revestidos contendo concreto de demolição para serem testados. A Figura 2.6 demonstra tais protótipos após ensaios e seus respectivos modos de falha. Tal iniciativa foi necessária por não haver literatura, desta temática, disponível para ser utilizada como parâmetro de validação. A comparação entre os resultados alcançados mostra que o modelo numérico apresentado pelos autores tem grande perspectiva de sucesso apesar da dificuldade encontrada para caracterizar e modelar o concreto proveniente de demolição.

Figura 2.6 - Protótipos testados para validação de Wu *et al* (2019)

Fonte: Wu *et al* (2019)

Wang *et al* (2018) estudaram pilares mistos parcialmente revestidos sob aplicação de cargas excêntricas. A avaliação da análise numérica por elementos finitos (FEA) foi feita pela comparação direta com os resultados de carga última obtidos pelas curvas de interação do EN 1994-1-1:2004 (EC4) e da CSA-S16-09 (CSA), conforme Figura 2.7. Ainda segundo Wang *et al* (2018), os cálculos efetuados pela EN 1994-1-1:2004 obtiveram a curva de interação pelo método simplificado e pelo método refinado, enquanto o cálculo da resistência última pelo CSA-S16-09 se deu pelo método normal e pelo método adaptado.

Figura 2.7 - Comparativo entre os resultados do FEM, EC4 e CSA



Fonte: Wang *et al* (2018)

Os ensaios realizados por Pereira (2014) foram utilizados para aferir os modelos numéricos desta pesquisa. Para isso, os protótipos de Pereira (2014) foram reproduzidos numericamente procurando retratar da forma mais realística possível o sistema real e assim garantir a confiabilidade dos dados numéricos obtidos. Uma descrição detalhada a respeito desses ensaios é dada no item 3.2.

#### 2.4.2 Elementos Finitos

A modelagem numérica por meio do método de elementos finitos (MEF) é uma poderosa ferramenta na resolução de problema na engenharia e, devido a sua confiabilidade é muito empregada na análise do comportamento de estruturas.

As teorias que deram início ao que hoje é o MEF datam do início do século XX, segundo Huebner e Thornton (2001) este método foi utilizado em engenharia pela primeira vez em 1960 por Clough em estudos sobre problemas de elasticidade plana. Para tal, o MEF utiliza formulações matriciais para obtenção dos deslocamentos, deformações e tensões, retornando, muitas vezes, a solução de equações matemáticas complexas. Com o avanço da computação e o desenvolvimento de ferramentas para solução matemática, o MEF se tornou uma poderosa ferramenta

para obtenção do estado de tensão e de deformação de um sólido sujeito a ações exteriores.

Para Huebner (2001) o método de elementos finitos possui 3 etapas: pré-processamento, solução e pós-processamento. O pré-processamento é a etapa onde se modela o problema a ser solucionado. Nela, a discretização do modelo é realizada ao dividir o elemento contínuo em subelementos dispostos a equivalência de elementos finitos, podendo ser triângulos ou quadriláteros para problemas de duas dimensões ou tetraedros e hexaedros para três dimensões. Estes elementos possuem nós, nos quais, assume-se que os deslocamentos destes são as incógnitas básicas do problema.

Para cada tipo de elemento analisado, é essencial escolher a função de interpolação adequada ao modelo discretizado. Tais funções representam aproximadamente a distribuição exata ou real dos deslocamentos. Usualmente as funções de interpolação apresentam formas polinomiais devido a facilidade de manipulação matemática. Três fatores influenciam a seleção da função de interpolação: o grau da função, o tipo das variáveis que descrevem o modelo e o modelo discretizado. Este último deve satisfazer os requisitos das condições de contorno para garantir que o resultado numérico se aproxime da solução.

Na etapa de solução, os resultados são dependentes da configuração de modelagem dos elementos na etapa de pré-processo, há uma relação direta entre o grau de refinamento do modelo e o custo de processamento computacional gerado por ela. Segundo Sánchez (2001) a solução baseia-se em algoritmo numérico que objetiva solucionar eficientemente uma equação diferencial com todas as restrições (condições de contorno) impostas ao modelo na etapa de pré-processamento.

Os polinômios de interpolação levam a obtenção da matriz de rigidez dos elementos. A matriz de rigidez dos elementos é constituída pelos coeficientes das equações de equilíbrio derivadas das propriedades geométricas e do material.

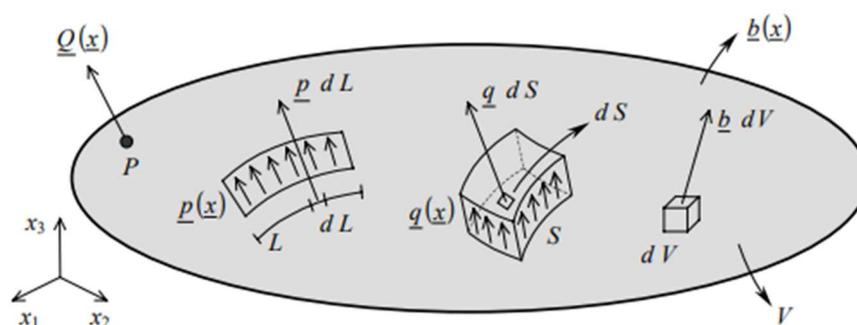
A rigidez relaciona os deslocamentos nodais às forças aplicadas nos nós. A relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de força nodal e o vetor de deslocamento nodal são representados por um conjunto de equações algébricas lineares simultâneas, Equação 2.21.

$$\{F\} = [k]\{u\} \quad (2.21)$$

onde  $\{F\}$  é o vetor de força nodal,  $[k]$  é a matriz de rigidez e  $\{u\}$  é o vetor de deslocamento nodal.

Segundo Azevedo (2011), quando um elemento finito se encontra sujeito a ações exteriores genéricas é necessário proceder ao cálculo das forças nodais equivalentes à solicitação exterior. Exemplos destas solicitações são as cargas concentradas num ponto do interior do elemento, as cargas distribuídas em bordos, as cargas distribuídas em faces e as forças de volume. Começa-se por apresentar a formulação genérica do cálculo das forças nodais equivalentes, seguindo-se um conjunto de exemplos ilustrativos dos procedimentos que, em cada caso, se devem adotar, Figura 2.8.

Figura 2.8 - Representação de corpos rígidos sob ação de cargas



Fonte: Azevedo (2011)

Os tipos de ações presentes na ilustração acima são: carga concentrada ( $Q(x)$ ), carga distribuída por comprimento ( $p(x)$ ), carga distribuída por superfície ( $q(x)$ ), carga de volume ( $b(x)$ ).

O objetivo da fase de pós-processamento é tornar o mais compreensível possível as soluções obtidas para o elemento discretizado que se analisa. Nesta etapa a computação gráfica é uma ferramenta importante, ela tem por finalidade apresentar os resultados visualmente ao usuário. Os modelos de apresentação podem ser a plotagem das deflexões, das tensões mecânicas, por valores numéricos ou até mesmo por animações do estado normal do material ao estado deformado.

### 2.4.3 Modelagem Numérica de Pilares Mistos

O dimensionamento de elementos mistos para a construção civil pode se tornar uma árdua e trabalhosa tarefa. Há atualmente no mercado muitos *softwares* comerciais

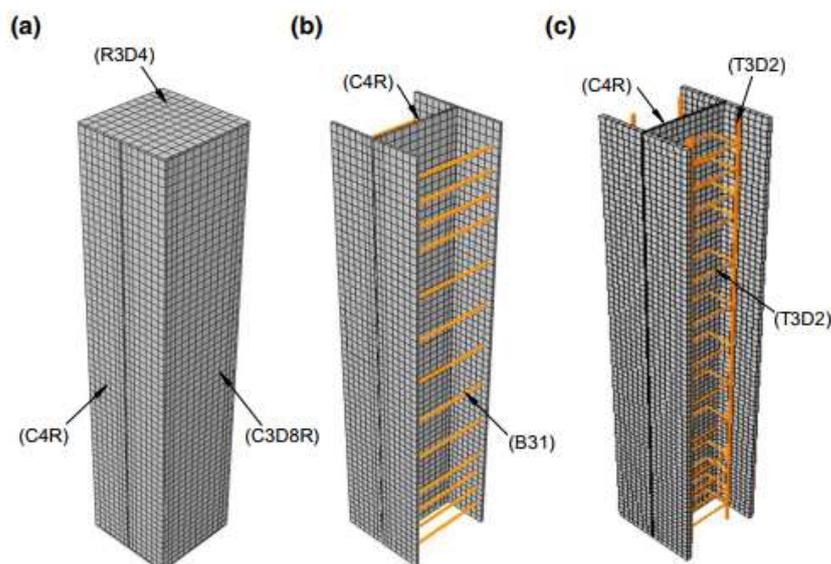
com uma extensa gama de recursos para análise de elementos finitos em diferentes disciplinas da engenharia.

Alguns desses *softwares*, como o ANSYS® e o ABAQUS®, possuem códigos que ajudam a resolver problemas simples, como a análise estática linear, até problemas complexos cujas condições de contorno exijam soluções não lineares. Para a resolução de problemas envolvendo elementos estruturais mistos como pilares mistos de aço e concreto, os *softwares* possuem recursos capazes de discretizar com fiel realidade o comportamento do elemento submetido a variadas cargas. Porém, cabe ao usuário a correta modelagem numérica, escolhendo o tipo de elemento capaz de representar os materiais estudados e demonstrar resultados satisfatórios para os respectivos deslocamentos e deformações.

Al-Masri e Rasheed (2017) aplicaram elementos finitos na análise da flambagem de pilares mistos. Para tal, foi utilizado o *software ABAQUS®* como ferramenta de modelagem computacional. O material anisotrópico analisado foi representado a partir de modelos tridimensionais utilizando elementos quadriláteros de oito nós do tipo *Shell* (S8R). Antes de se alcançar os resultados esperados com o elemento escolhido, foi utilizado o elemento *Shell* de casca fina *STR165*, triangular de três nós. Na solução da problemática envolvida, foram utilizados o Método das Potências, também conhecido como iteração de *von Mises*, onde um algoritmo considerado simples é usado para o cálculo dos autovalores, e o método de Lanczos, uma variação do Método das Potências.

Para a modelagem numérica de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, Wang *et al.* (2019) utilizaram elementos sólidos com interação reduzida *C3D8R* para a modelagem do concreto, enquanto para as chapas de topo e de base o elemento de corpo rígido *R3D4* de quatro nós foi escolhido. O elemento de casca *C4R* foi utilizado nas mesas e alma do perfil metálico, pois, apresenta sensibilidade as deformações transversais de cisalhamento. A armadura foi modelada utilizando elemento de dois nós *T3D2* que apresenta apenas tensão de tração, desprezando os demais efeitos aplicados. Na Figura 2.9 (a) é ilustrado o modelo completo em elementos finitos de Wang *et al.* (2019), na Figura 2.9 (b) aparecem o perfil metálico e as barras de ligação entre os elementos, na Figura 2.9 (c) é possível observar o perfil com a armadura longitudinal.

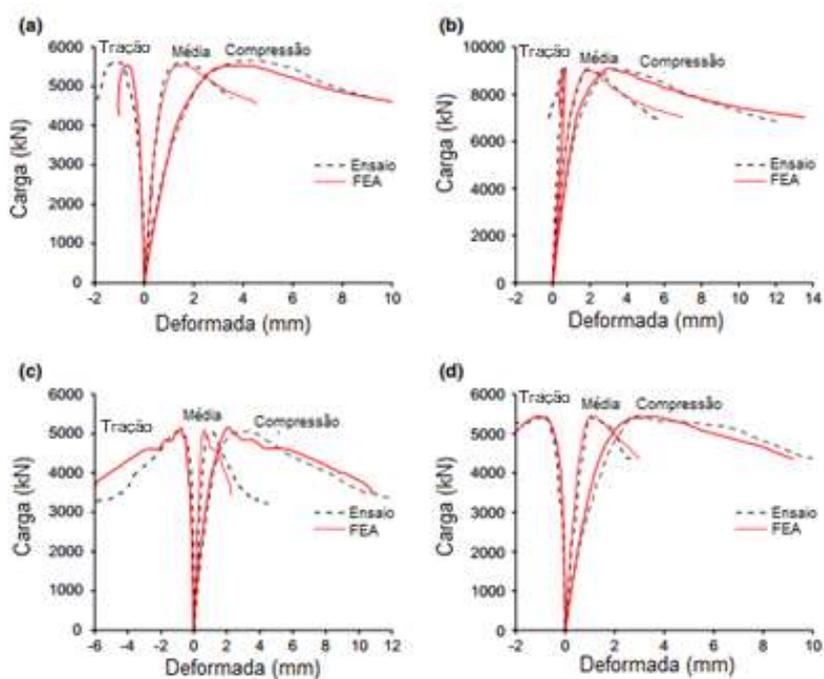
Figura 2.9 - Modelo esquematizado por Wang, Li e Song.



Fonte: Wang, Li e Song (2019)

Para a etapa de solução, o método explícito apresentou os melhores resultados quando comparado aos testes ensaiados em laboratório. A Figura 2.10 apresenta a comparação dos resultados da análise numérica e dos protótipos ensaiados em laboratório. O gráfico carga *versus* deformação é apresentado para quatro protótipos distintos.

Figura 2.10 - Gráficos Carga *versus* Deformação de Wang, Li & Song (2019).



Fonte: Wang, Li e Song (2019)

Em sua pesquisa, Begum *et al* (2013) simulou numericamente pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência. Nela é relatada a dificuldade em modelar não linearidades pelo método de elementos finitos, como por exemplo o comportamento tração-compressão do concreto de alta resistência. Com base nos estudos de Wee *et al* (1996), que adaptaram as equações de Carreira e Chu (1985), o gráfico tensão *versus* deformação do concreto de alta resistência foi tomado de acordo com a Equação 2.19,

$$f_c = f_{cu} \left[ \frac{\beta \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}}}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}}\right)^\beta} \right] \quad (2.19)$$

sendo  $f_c$  a tensão do concreto no trecho ascendente e  $\varepsilon$  a deformação equivalente do mesmo trecho.  $\beta$  é um parâmetro de material dado pelo formato da curva e é calculado pela Equação 2.20,

$$\beta = \frac{1}{1 - \left(\frac{f_{cu}}{\varepsilon_{cu} E_{it}}\right)} \quad (2.20)$$

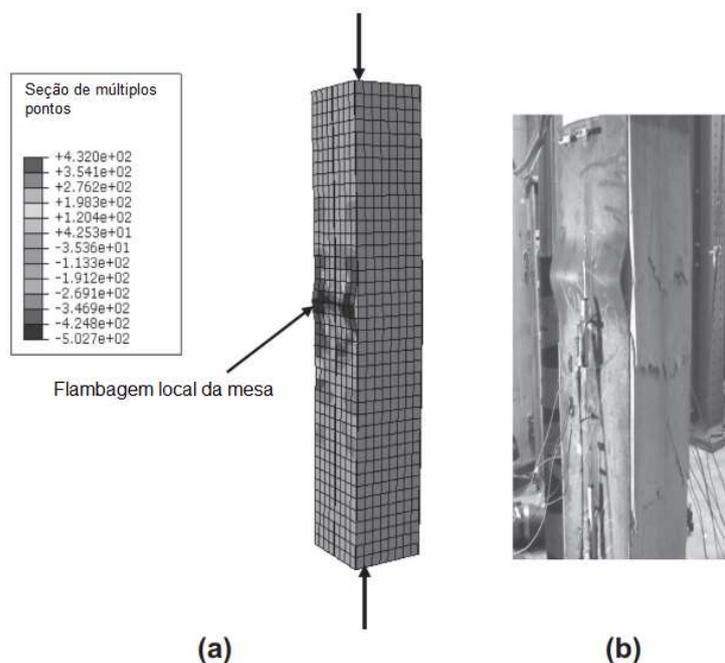
onde  $E_{it}$  é o módulo tangente do concreto,  $f_{cu}$  é a resistência à compressão uniaxial do concreto, e  $\varepsilon_{cu}$  é a deformação na tensão  $f_{cu}$ .

Ainda segundo Begum *et al* (2013), fundamentado nos testes realizados por Tremblay *et al* (1998), Chicoine *et al* (2000), Chicoine *et al* (2003), Bouchereau e Toupin (2003) e Pricket e Driver (2006), é constatado que em pilares mistos parcialmente revestidos, a carga última de compressão ocorrerá simultaneamente com a flambagem local das mesas e o esmagamento do concreto nas áreas de introdução de cargas. Assim, para capturar tais efeitos, a modelagem de elementos finitos utilizou o elemento de casca S4R para as chapas de base e de topo e o elemento sólido C3D8R, com oito nós e três graus de liberdade por nó, para o concreto entre as mesas da seção. As armaduras do pilar foram modeladas utilizando o elemento de dois nós B31 com resposta apenas às solicitações de tração. Para a aplicação das condições de contorno, foram impedidos os movimentos de translação e rotação nos dois extremos do pilar misto. Apenas o deslocamento vertical no topo foi permitido.

A Figura 2.11(a) mostra o modelo numérico proposto por Begum *et al* (2013) após a ocorrência da flambagem local e, na Figura 2.11 (b) é possível observar o teste experimental, com o fenômeno de flambagem da mesa ocorrendo, assim como no modelo numérico. A razão entre a deformada axial do modelo experimental e a

numérica,  $\frac{\varepsilon_{exp}}{\varepsilon_{num}}$ , variou de 0,97 a 1,28, com valor médio de 1,09 e desvio padrão de 0,12, o que leva a concluir que os modelos numéricos representaram bem o comportamento dos pilares mistos parcialmente revestidos estudados.

Figura 2.11 - Modelo numérico e experimental de Begum *et al*



Fonte: Begum *et al* (2013)

Song *et al.* (2016) analisaram a ocorrência de flambagem local devido a presença de imperfeições iniciais em pilares mistos parcialmente revestidos. Para tal, utilizaram a modelagem numérica através do software de elementos finitos *ABAQUS*<sup>®</sup> pois, possui em sua configuração a opção de cálculo considerando as imperfeições geométricas da peça.

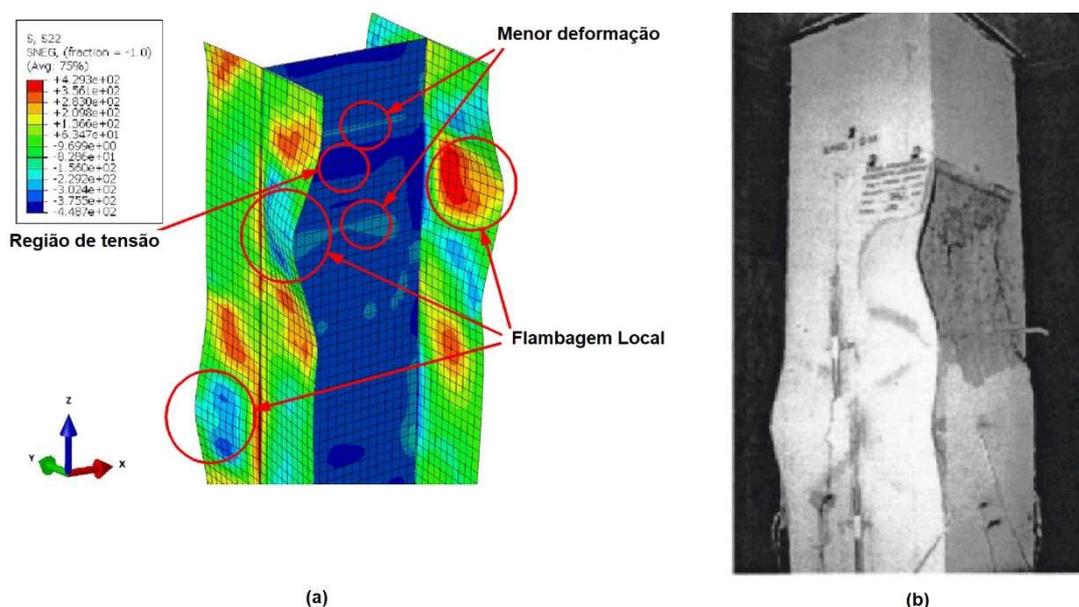
Para modelagem das chapas dos perfis e chapas de base e topo, foi utilizado o elemento de quatro nós e interação reduzida S4R. Para o concreto o sólido de oito nós C3D8R, que também apresenta interação reduzida, foi aplicado. As armaduras utilizaram elementos de dois nós com capacidade de carga apenas para a tração B31. Foi considerado um elemento sólido com comportamento plástico para o aço, com módulo de elasticidade do aço igual a 206 GPa e o coeficiente de *Poisson* igual a 0,28. O concreto assumiu comportamento elástico sob baixa sollicitação de compressão. Para cargas mais elevadas, considerou-se o critério de *Drucker-Prager* na análise. O contato entre o aço e o concreto foi tratado pela opção face-a-face com a opção de contato intenso.

As condições de contorno aplicadas à placa de base do pilar foram: restrições às rotações  $R_x$  e  $R_z$  e restrições às translações  $U_x$ ,  $U_y$  e  $U_z$ . Na placa de topo foram restringidas as rotações  $R_x$  e  $R_z$  e as translações  $U_x$  e  $U_z$ , permitindo  $U_y$  para as deformações verticais.

Para a solução do modelo, o método explícito foi aplicado. Neste método o *software* aplica equações dinâmicas que simulam uma situação semi-estática para a resolução de problemas complexos de não linearidade.

O modelo numérico elaborado por Song *et al.* (2016) apresentaram resultados satisfatórios, como é possível observar na Figura 2.12, na qual o protótipo experimental e o modelo numérico apresentam modo de falha muito semelhantes.

Figura 2.12 - (a) Modelo numérico, (b) Modelo experimental



Fonte: Adaptado de Song, Wang e Li (2016)

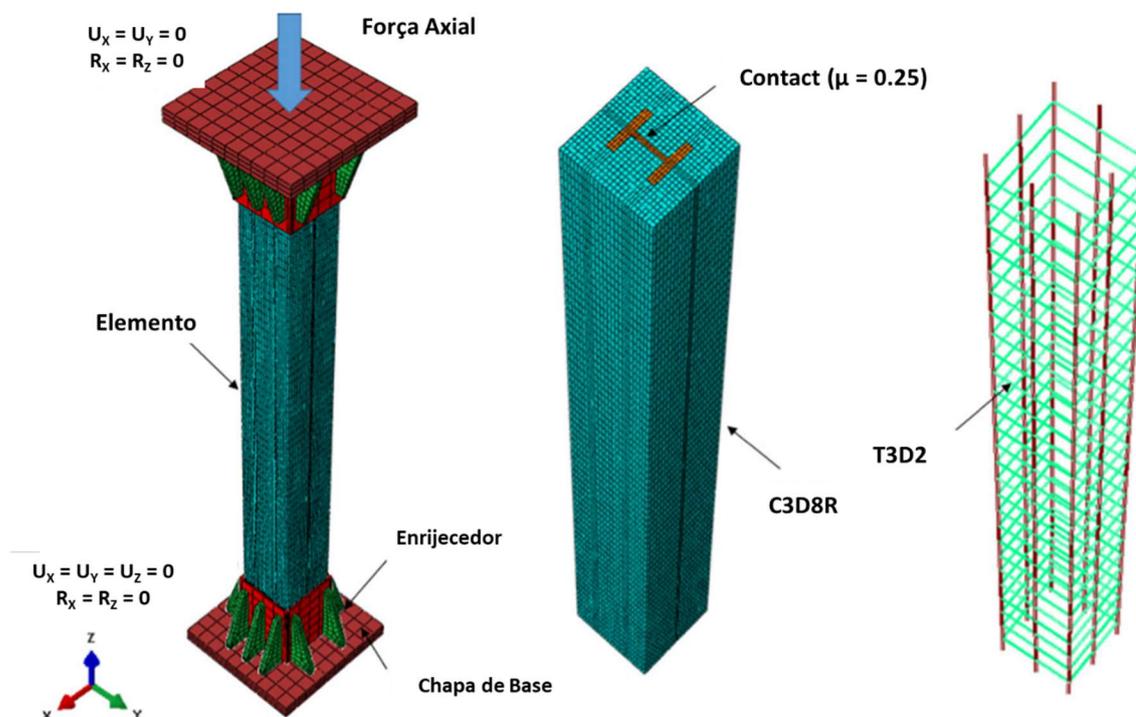
Lai *et al.* (2019) estudaram o comportamento à compressão de pilares mistos totalmente revestidos com concreto de alta resistência. Três pilares mistos totalmente revestidos com concreto de alta resistência classe C100 e perfil de seção H S355, foram testados sob compressão axial. As cargas máximas obtidas dos ensaios foram comparadas com a resistência prevista pelas normas EN 1994-1-1, AISC 360-10 e 318-08 ACI. Uma análise não linear feita por elementos finitos foi realizada para prever a resistência à compressão e o comportamento carga *versus* deslocamento destes pilares. A imperfeição inicial foi considerada nos modelos numéricos sendo  $L/1000$  como indicado por Han (2004), convergindo nos resultados mais satisfatoriamente que

o valor de  $L/150$  recomendado pela EC4. A análise por elementos finitos feita por Lai *et al* (2019) foi conduzida utilizando o *software ABAQUS*®.

Para a modelagem do concreto e da seção de aço revestida sob carga de compressão, o elemento linear C3D8R de oito nós, enquanto para a armadura longitudinal e estribos foi utilizado o elemento de treliça com dois nós e apenas cargas de tração T3D2. Após o estudo de sensibilidade da malha, a relação de tamanho do elemento sólido foi finamente determinada em 1:3, a fim de atingir precisão numérica poupando tempo computacional.

A interface de interação concreto – aço foi modelada sendo a primeira como *contact* e a segunda sendo a superfície *target*, o coeficiente de atrito adotado é de 0,25, defendido por Ellobody e Young (2011). Como observado na Figura 2.13, as condições de contorno adotadas por Lai *et al* (2019) na base do pilar misto foram o impedimento das rotações  $R_x$  e  $R_z$  e das translações  $U_x$ ,  $U_y$  e  $U_z$ , já no topo do pilar misto, local de aplicação da carga axial de compressão, foram restringidas as rotações  $R_x$  e  $R_z$  e as translações  $U_x$ , e  $U_z$ , liberando  $U_y$  para as deformações verticais.

Figura 2.13 - Modelo numérico desenvolvido por Lai *et al* (2019)



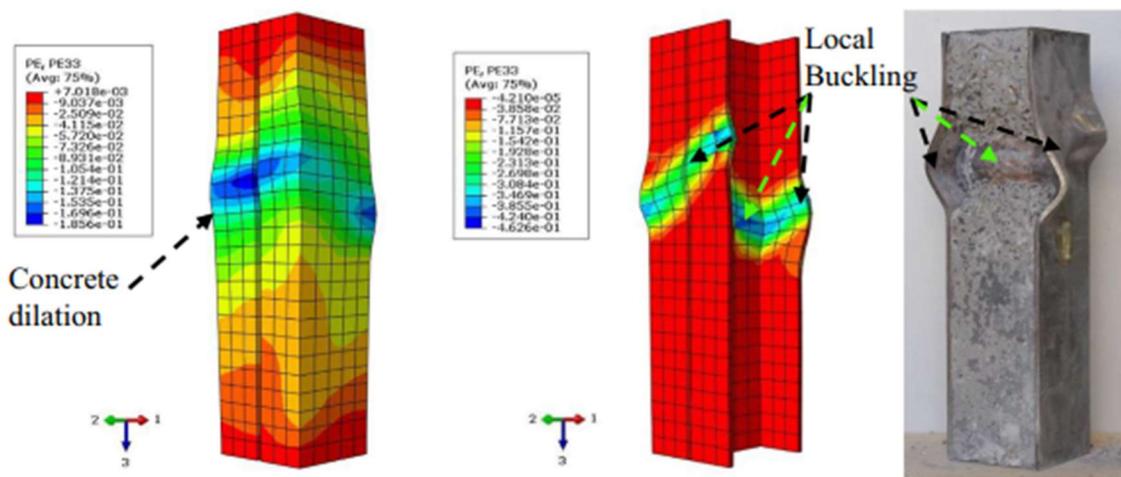
Fonte: Lai *et al* (2019)

Khan *et al* (2020) utilizaram materiais de alta resistência em pilares mistos parcialmente revestidos para análise do comportamento à compressão simples.

Chegando a valores de resistência ao escoamento  $f_y = 900MPa$  para o perfil de aço e resistência característica à compressão do concreto  $f_{ck} = 120MPa$ , estes valores foram combinados entre si para definição da contribuição a resistência axial do pilar misto de cada material. Com o aumento da resistência à compressão do concreto, tornou-se o pilar com comportamento frágil, tornando um aumento proporcional da resistência axial até o ponto de fissura do concreto. De forma análoga, o aumento da resistência ao escoamento proporcionou ganhos expressivos de resistência ao conjunto, mas com a característica de ductilidade mais evidente após a flambagem local das mesas por compressão, a alma do perfil suportou os carregamentos por um breve período no trecho pós pico.

A Figura 2.14 representa o modo de falha do pilar misto parcialmente revestido numérico e experimental elaborados por Khan *et al* (2020). A expansão sofrida pelo concreto submetido à compressão apresenta deformações pontuais em regiões similares as mesas que o confinam parcialmente, deste modo, a flambagem local das mesas ocorre no período pós colapso do concreto por esmagamento.

Figura 2.14 - Modo de falha dos pilares mistos numéricos e experimental



Fonte: Khan *et al* (2020)

### 3 DEFINIÇÃO E AFERIÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA

Com o intuito de atingir os objetivos desta pesquisa, neste capítulo, modelos numéricos são propostos para a análise do comportamento de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto de alta resistência, via método dos elementos finitos. Posteriormente à proposição dos modelos, é realizada a aferição da modelagem numérica.

Visando entender os processos desta pesquisa, no item 3.1, é feita uma breve apresentação do *software* de elementos finitos adotado para a pesquisa, bem como suas particularidades e vantagens.

O item 3.2 trata-se de uma breve descrição dos ensaios experimentais da literatura que são utilizados na etapa de validação. A etapa de validação é tradicionalmente feita em pesquisas de simulação numérica, por meio da comparação dos resultados numéricos com os de ensaios realizados em laboratório. Assim, teve-se como objetivo promover a credibilidade dos resultados obtidos, podendo determinar o quão confiável são os dados apresentados.

No item 3.3 é feita a apresentação do modelo numérico proposto, ou seja, tem-se a indicação dos elementos utilizados, as relações constitutivas e propriedades dos materiais adotados na modelagem. Além disso, é exibida a malha de elementos finitos definida e o modelo numérico, as condições de contorno adotadas e a formulação da análise numérica e método de solução.

Finalmente, no item 3.4 são apresentados os resultados numéricos e comparações com os resultados experimentais.

#### 3.1 SOBRE O PROGRAMA UTILIZADO

Nesta pesquisa foram implementados modelos numéricos para simular da forma mais realística possível, o comportamento mecânico de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos à compressão pura. Para tal, a modelagem numérica foi realizada no *software* ANSYS®, versão 2022 R1. Nesta versão o *software* traz novos recursos para o *Ansys Mechanical*, de forma a proporcionar aos usuários mais flexibilidade, robustez e facilidade de uso.

No geral, o *software* é altamente recomendado para resolver problemas de engenharia estrutural complexos, visto que, permite a tomada de decisões mais rápidas. Além disso, o ANSYS® permite a Análise de Elementos Finitos, tornando possível personalizar e automatizar suas simulações, analisando vários cenários de projetos.

Cabe ressaltar que esta ferramenta se conecta facilmente a outras ferramentas de análise de física, proporcionando ainda maior realismo na previsão do comportamento e desempenho de produtos complexos.

### 3.2 TRABALHOS EXPERIMENTAIS UTILIZADOS NA AFERIÇÃO

Esse item discorre brevemente a respeito dos protótipos de pilar misto parcialmente revestido ensaiados à compressão simples por Pereira (2014), Figura 3.1. A modelagem numérica deste trabalho será validada com os resultados experimentais do referido autor.

Figura 3.1 - Esquema do ensaio do pilar misto submetido à força axial



Fonte: Pereira (2014, pág. 74)

### 3.2.1 Caracterização Geométrica do Modelo Experimental

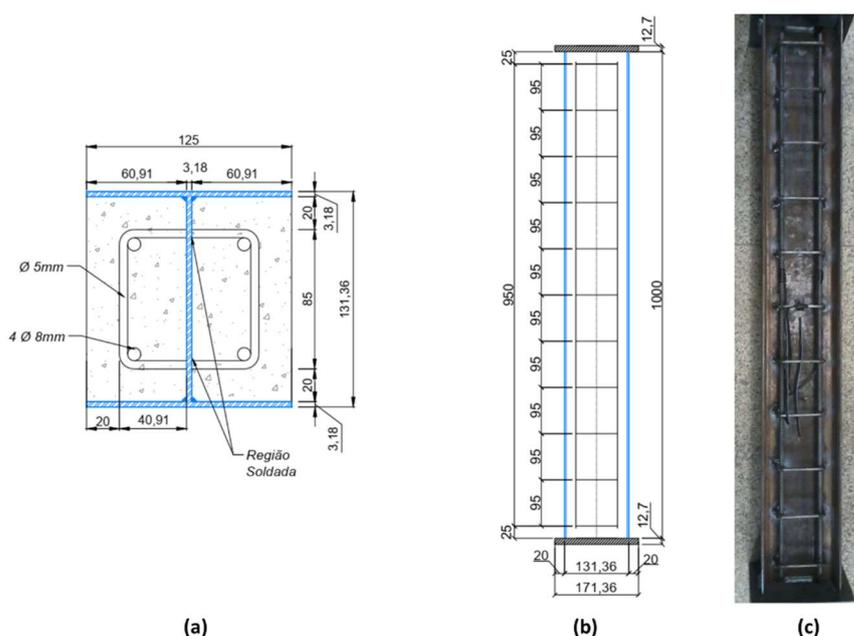
Pereira (2014) desenvolveu um estudo experimental para avaliação da substituição da armadura convencional em barras aço utilizada em pilares, por tela em aço soldada e fibras de aço descontínuas distribuídas aleatoriamente na matriz de concreto.

Dentre os protótipos ensaiados por Pereira (2014), selecionou-se o protótipo denominado M1 para as análises de validação desta pesquisa. Dessa forma foi tomado todos os seus dados como referência para as comparações feitas com a modelagem numérica.

É importante ressaltar que o protótipo M1 foi ensaiado sob a ação de uma força axial centrada. Além disso, o protótipo foi projetado obedecendo os limites mínimos de armadura, e que, as dimensões do perfil de aço foram definidas conforme a capacidade da prensa disponível para ensaios no Laboratório de Estruturas da EESC-USP.

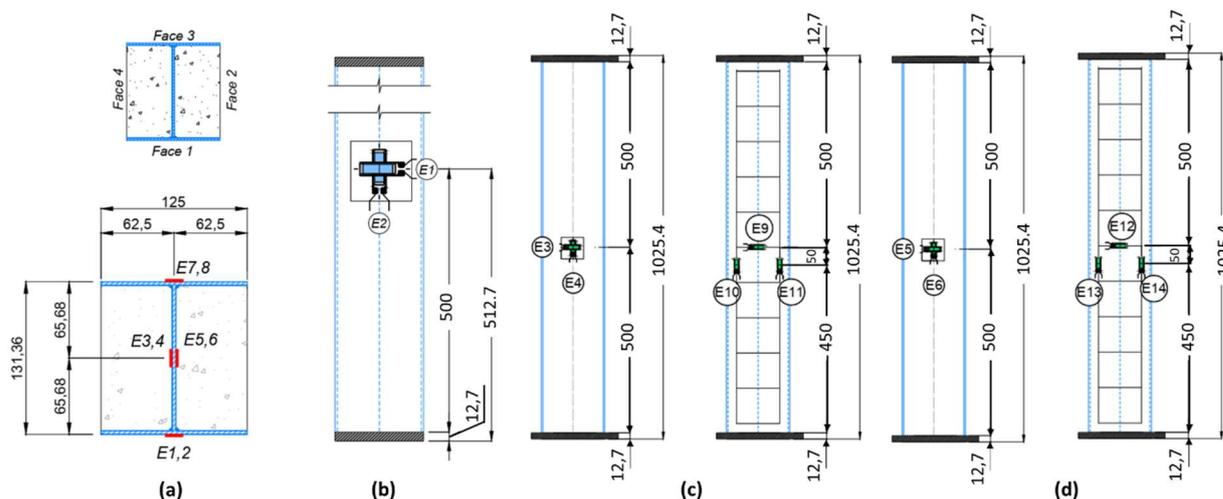
Para confecção do perfil misto do protótipo M1 foram utilizadas chapas de aço estrutural com características semelhantes ao aço ASTM A36 de 3,18 mm de espessura soldadas com solda tipo MIG (*Metal Inert Gas*). No topo e na base do perfil foi inserida uma chapa de aço de 12,7 mm de espessura e dimensões de 171,4 x 165 mm, Figura 3.2.

Figura 3.2 - Características Geométricas do Modelo M1: (a) Seção Transversal, (b) Vista Lateral, (c) Ilustração



A instrumentação do protótipo mediu deslocamentos e deformações correspondentes à força aplicada pelo equipamento de ensaio. Dessa forma, a fim registrar esses resultados foram instalados extensômetros elétricos de resistência seguindo a posição indicada na Figura 3.3.

Figura 3.3 - Detalhes da Instrumentação, (a) Seção Transversal; (b) Face 1; (c) Face 4; (d) Face 2



Fonte: Pereira (2014, pág. 77 e 78)

### 3.2.2 Caracterização dos Materiais Utilizados

Com relação aos materiais utilizados e sua caracterização, Pereira (2014) obteve experimentalmente algumas propriedades mecânicas do concreto e do aço. No caso do concreto os valores de resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade foram obtidos tanto para o concreto convencional, como para o concreto com fibras, resultado nos valores da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Valores de resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade do concreto

Concreto	Resistência Média		Módulo de Elasticidade (MPa)
	Compressão (MPa)	Tração* (MPa)	
Concreto Convencional – Dia 1	62.70	4.31	33.92
Concreto Convencional – Dia 2	46.70	3.66	31.45
Concreto com Fibras – Dia 1	53.20	5.57	33.73
Concreto com Fibras – Dia 2	41.00	4.08	27.54

(\*) Por compressão diametral

Fonte: Adaptado Pereira (2014, pág. 81)

Com relação a energia de fraturamento ( $G_f$ ), Pereira (2014) obteve a partir dos cálculos recomendados pela RILEM 50-FCM (1985), com base nas medidas obtidas

pelos corpos-de-prova moldados no estudo, resultando em uma Energia de Fratura Média de 172,23 N/m.

No caso das barras de aço foram realizados ensaios de tração seguindo as recomendações da ABNT NBR 6892-1:2013, obtendo assim os resultados da Tabela 3.2 para barras com 5 mm e 8 mm de diâmetro.

Tabela 3.2 - Propriedades Mecânicas das Barras de Aço (Diâmetros de 5 mm e 8 mm)

Corpo de Prova	$\phi_b = 5 \text{ mm}$		$\phi_b = 8 \text{ mm}$	
	$E \text{ (GPa)}$	$\sigma_y \text{ (MPa)}$	$E \text{ (GPa)}$	$\sigma_y \text{ (MPa)}$
C1	186,05	679,01	194,38	557,44
C2	201,26	663,50	215,12	567,16
C3	197,23	680,44	206,70	585,38
Média	194,85	674,31	205,40	569,33

Fonte: Adaptado Pereira (2014, pág. 85)

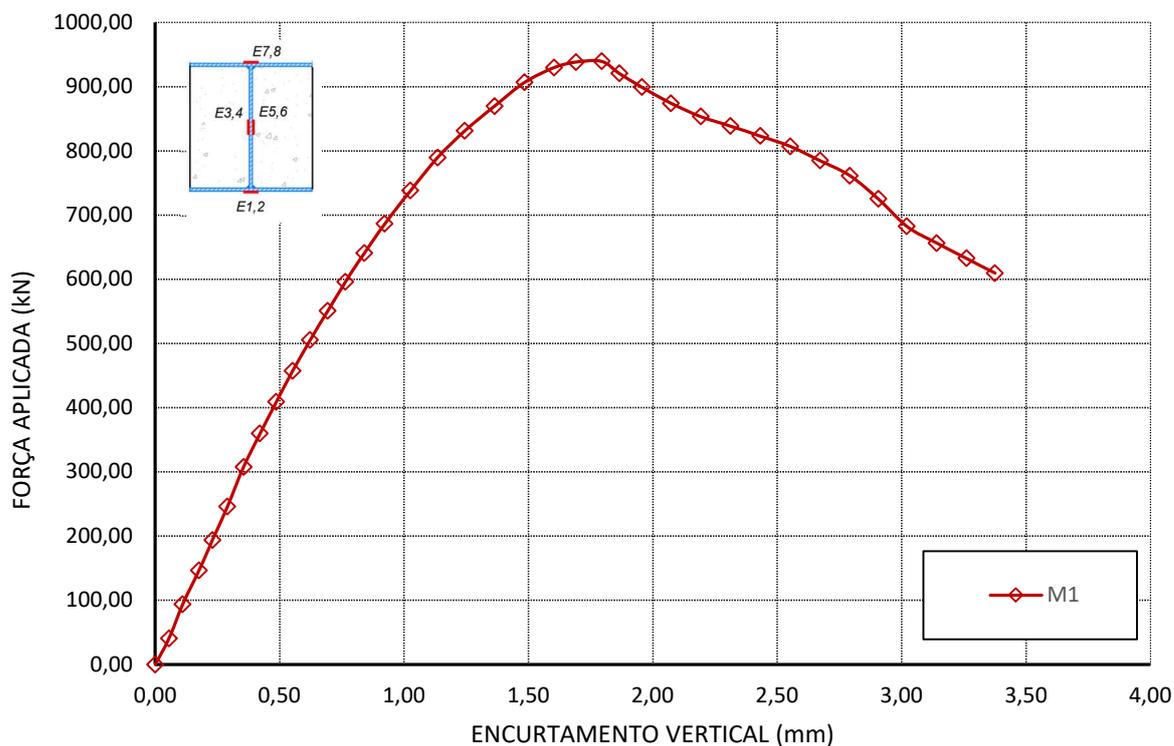
Por fim, o perfil de aço utilizado foi ensaiado conforme especificações da ASTM A370-97a para a caracterização mecânica da peça. Logo após os devidos ensaios foi possível obter os valores médios do módulo de elasticidade de 226,36 GPa, da resistência ao escoamento de 322,90 MPa e a resistência última de 413,20 MPa.

### 3.2.3 Resultados do Ensaio Experimental

Os principais resultados obtidos foram a força última, o encurtamento vertical, as deformações horizontais e verticais da mesa e da alma e as deformações nas armaduras longitudinais e transversais.

O resultado obtido por Pereira (2014), após o ensaio com o modelo de pilar misto M1 foi agrupado e avaliado em função dos registros de deformação e deslocamento. De forma que para tal protótipo a força última obtida experimentalmente foi de 943 kN. Para a análise dos deslocamentos, a curva com a relação de Força aplicada *versus* Encurtamento vertical foi apresentada conforme Figura 3.4.

Figura 3.4 - Curva Força Aplicada versus Encurtamento Vertical

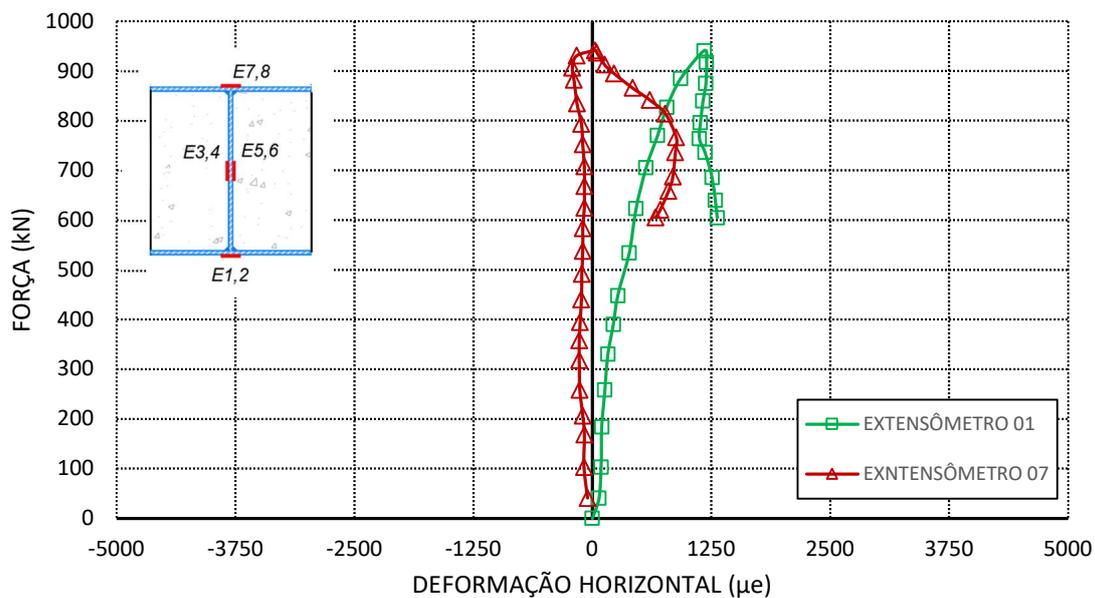


Fonte: Pereira (2014, pág. 88)

Pela análise gráfica pode-se identificar um comportamento bastante dúctil do modelo, que apresentou também após a ruptura uma grande capacidade de deformação plástica.

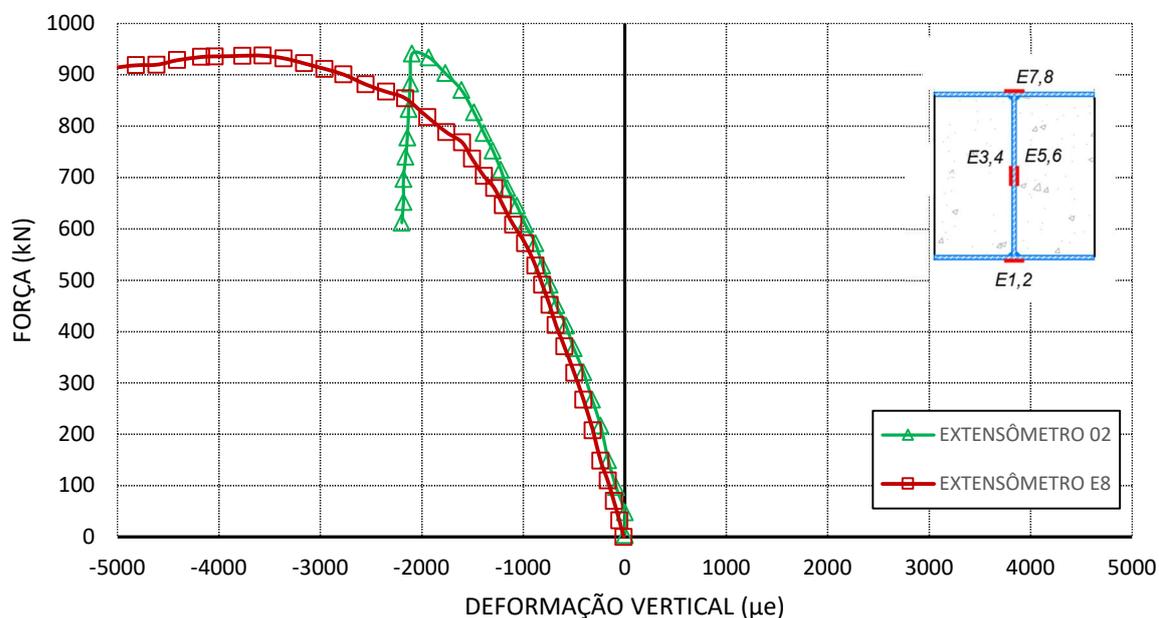
Com relação à deformação na mesa do perfil metálico, foi possível identificar na Figura 3.5, as deformações horizontais aferidas e registradas pelos extensômetros E1 e E7 que estavam posicionados na mesa do perfil metálico em suas faces 1 e 3. Já em relação às deformações verticais do perfil, foi possível identificar na Figura 3.6, as deformações registradas pelos extensômetros E2 e E8, que estavam posicionados na mesa do perfil metálico em suas faces 3 e 4.

Figura 3.5 - Deformações horizontais na mesa



Fonte: Pereira (2014, pág. 95)

Figura 3.6 - Deformações verticais na mesa

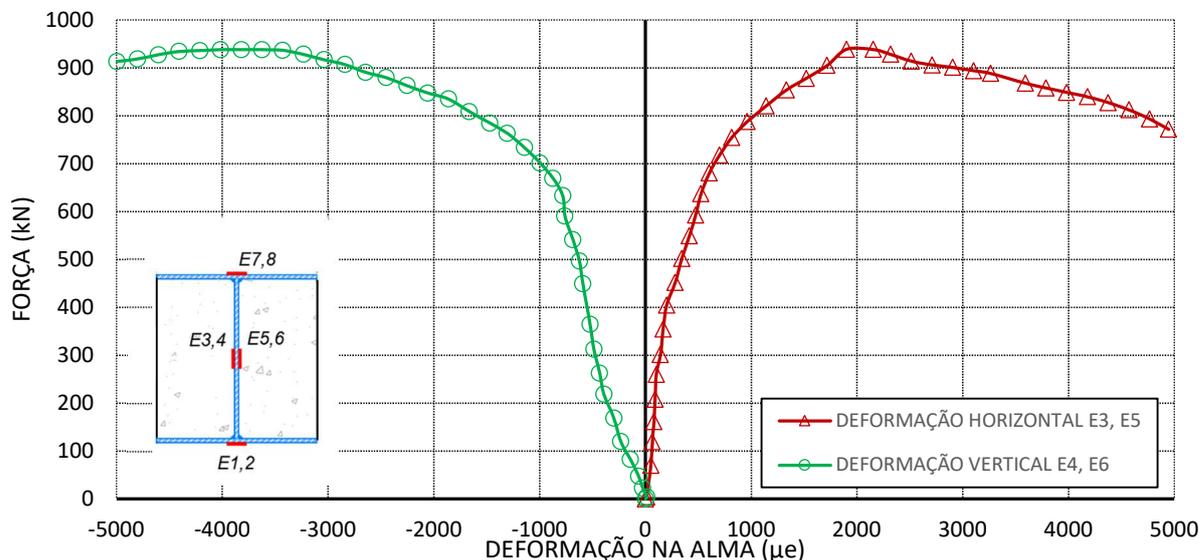


Fonte: Pereira (2014, pág. 97)

Com relação a obtenção dos resultados e análise das deformações ocorridas na alma do perfil tem-se pela Figura 3.7, os resultados das deformações horizontais e verticais ocorridas na alma. Neste caso as deformações horizontais médias foram obtidas pela

média dos valores registrados nos extensômetros E3 e E5, e as deformações verticais médias registradas nos extensômetros E4 e E6.

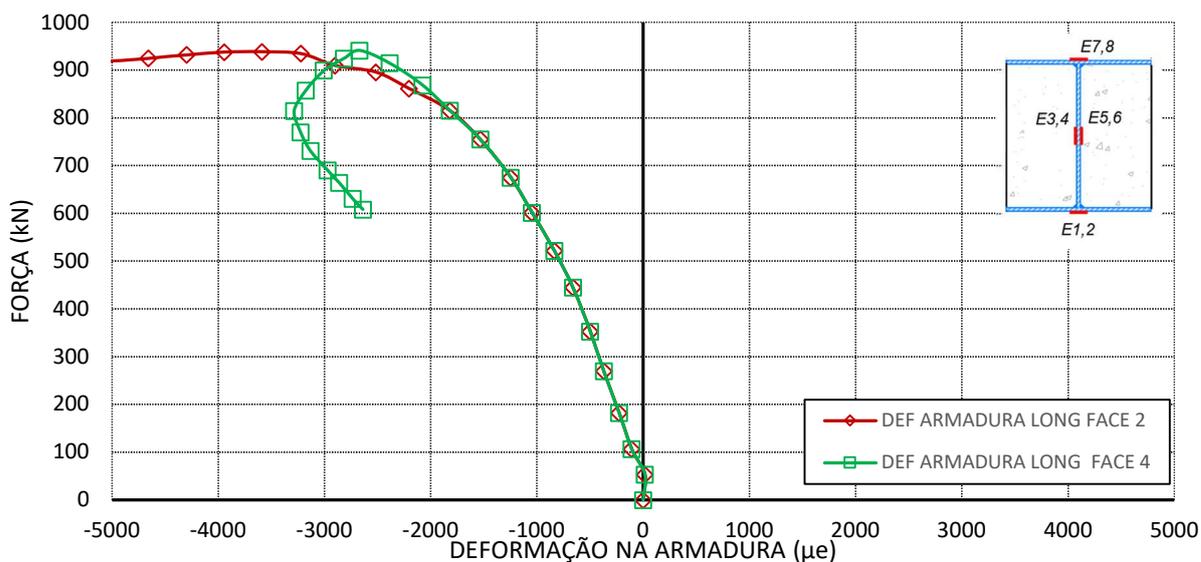
Figura 3.7 - Deformações horizontais e verticais na alma



Fonte: Pereira (2014, pág. 99)

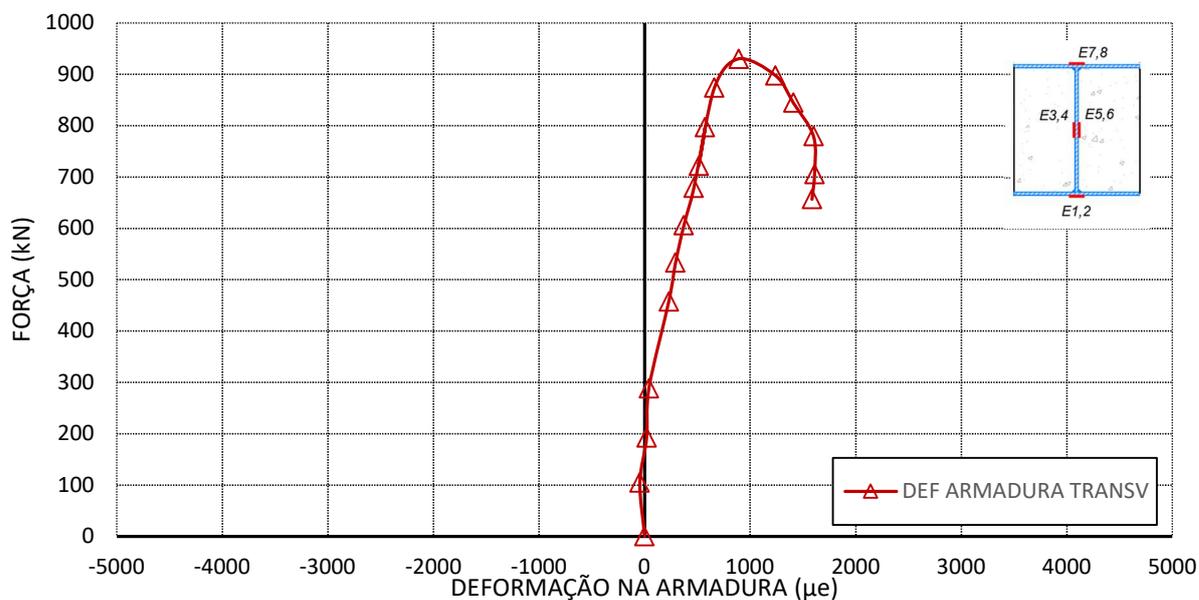
Por fim, tem-se os valores na Figura 3.8 e na Figura 3.9, referentes às deformações registradas respectivamente, para a armadura longitudinal e para a armadura transversal.

Figura 3.8 - Deformações registradas para a armadura longitudinal



Fonte: Pereira (2014, pág. 101)

Figura 3.9 - Deformações registradas para a armadura transversal



Fonte: Pereira (2014, pág. 101)

Importante ressaltar que as deformações registradas para a armadura longitudinal indicam sua contribuição para a ductilidade do pilar misto e, no caso, da armadura transversal observa-se deformações expressivas apenas após a ruptura.

### 3.3 MODELOS NUMÉRICOS

Seguindo os conceitos necessários a um estudo numérico, neste item é feita a definição dos elementos utilizados, das relações constitutivas e propriedades dos materiais, determinação da malha de elementos finitos, definição do modelo numérico e as condições de contorno, e, por fim, formulação da análise numérica e método de solução.

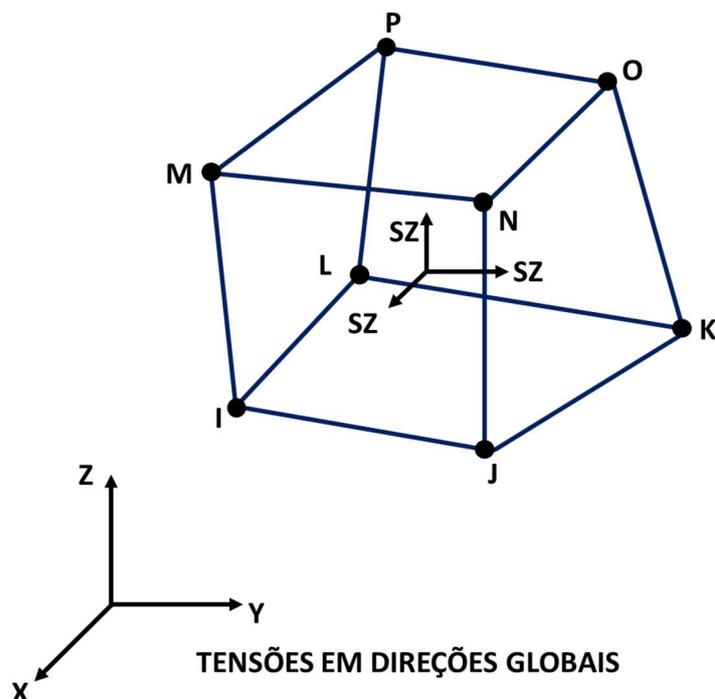
#### 3.3.1 Elementos Utilizados

A escolha dos tipos de elemento finitos desta pesquisa teve como base os estudos apresentados no item 3.2, além da preocupação em reproduzir precisamente o comportamento real dos protótipos de pilar em estudo.

O concreto que reveste parcialmente o perfil de aço é simulado pelo elemento *SOLID 185*, representado pela Figura 3.10, largamente utilizado em pesquisas de modelagem

tridimensional para sólidos com ou sem armadura, assim como empregado por Fellouh *et al.* (2019) e Taufik e Tjahjono (2019).

Figura 3.10 - Elemento tipo SOLID 185



Fonte: *Ansys User's Guide Guide 2022 R1*

Adequado para modelagem de elemento sólido tridimensional, *SOLID 185* é um elemento de oito nós com três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y e z. Este elemento possui plasticidade, rigidez, grande deflexão e capacidade de deformação.

O *SOLID 185* usa o método padrão, também conhecido como método da integração reduzida, no qual as deformações volumétricas no ponto de integração de Gauss são substituídas pela deformação volumétrica média dos elementos. Além disso, possui a propriedade de fissurar em esforço de tração e de apresentar esmagamento sob tensão de compressão, adequados para a simulação do concreto armado.

O aspecto mais importante do *SOLID 185* é o tratamento das propriedades não lineares do material, tendo a capacidade de fissurar em três direções ortogonais, sofrer esmagamento, apresentar deformações plásticas e fluência, e transmitir o esforço de tração e compressão à armadura embutida a ele, mas sem causar o cisalhamento desta.

A escolha do elemento *SOLID185* quando comparado ao *SOLID65*, se baseou na comparação do desempenho de convergência. O *SOLID185* tem ampla vantagem, pois, adiciona a funcionalidade recém apresentada pelo *software* ANSYS do método independente de malha. Tal funcionalidade permite o acoplamento perfeito entre a simulação numérica do concreto e das barras de armadura contidas no mesmo, ainda que a posição do nós não coincidam. Assim, o elemento *SOLID185* deve funcionar em conjunto com o elemento *MESH200* para a geração dos elementos embutidos no concreto.

*MESH200* é um elemento de malha, não contribuindo para a solução. Funciona como um elemento de guia para a determinação das posições de criação dos elementos de armadura, não possui grau de liberdade, propriedade de materiais ou cargas. Nesta pesquisa o elemento *MESH200* se caracteriza pelo tipo linha 3-D descrito entre dois nós distintos, Figura 3.11.

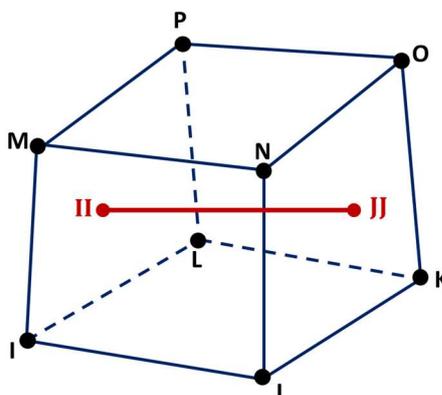
Figura 3.11 - Elemento MESH200



Fonte: Adaptado de *Ansys User's Guide Guide 2022 R1*

As armaduras longitudinais e estribos são modeladas com a interação entre os elementos *MESH200* e *REINF264*, Figura 3.12.

Figura 3.12 - Elemento tipo *REINF264*



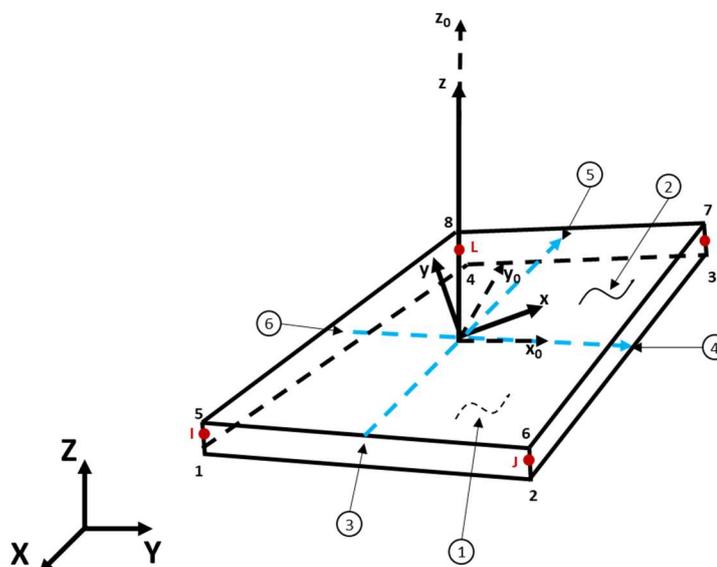
Fonte: Adaptado de *Ansys User's Guide Guide 2022 R1*

O *REINF264* é ideal para simular barras de aço, utilizado por Alekhin *et al.* (2019) e Benincá e Morsch (2020), é discretizado embutido no elemento *SOLID185*. Estes elementos utilizam os mesmos nós para interação, mesmo que suas geometrias não coincidam, admitindo assim uma interação perfeita e, portanto, não há movimentação relativa entre ambos. Para o elemento *REINF264* há apenas rigidez axial, portanto, os esforços de flexão, torção e cisalhante são desprezados.

O perfil de aço é modelado por elementos de área com o elemento *SHELL 181*, Figura 3.13, assim como em pesquisas anteriores de Wang *et al.* (2018), Chen *et al.* (2010) e Begum *et al.* (2007).

O *SHELL 181* adequado para modelagem de elemento sólido tridimensional, é um elemento de oito nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações e rotações nas direções x, y e z. Este elemento possui plasticidade, rigidez, grande deflexão e capacidade de deformação.

Figura 3.13 - Perfil de Aço – Elemento *SHELL 181*



Fonte: Adaptado de *Ansys User's Guide Guide 2022 R1*

O desempenho esperado para a aplicação do *SHELL 181* no perfil de aço estrutural é a mais realista apresentação dos deslocamentos laterais, encurtamento e flambagem global, pois, é adequado para aplicações não lineares, sob grande esforço de tração ou compressão, com considerável capacidade de rotação em seu eixo principal.

O contato entre os elementos é modelado na região de contato da chapa de topo com concreto e aço do perfil que compõem o pilar misto parcialmente revestido. Esta região

é modelada com a intenção de transferir as cargas aplicadas na chapa de topo uniformemente ao pilar misto, para que não ocorra o cisalhamento na área superior do pilar misto parcialmente revestido.

Para simular a interação entre as superfícies coincidentes dos elementos escolhidos para a modelagem numérica, as superfícies de contato entre os distintos materiais, concreto e aço, é utilizado uma associação entre os elementos de superfície por meio da interação entre os nós coincidentes, representando o atrito e o deslizamento entre as superfícies dos materiais.

Nas regiões de topo e base do pilar misto parcialmente revestido há a natural concentração de cargas que pode convergir a ruptura do modelo numérico para o cisalhamento do concreto nestas áreas. Para evitar que este fenômeno aconteça, foi introduzido o acoplamento dos nós do topo e da base, sendo o nó central caracterizado de nó mestre e os demais chamados de nós dependentes. Nesta situação o nó mestre corresponderá a todas as solicitações apresentadas pelo modelo numérico e distribuindo de maneira uniforme aos nós dependentes. Deste modo, as cargas introduzidas no topo não serão concentradas nesta região, podendo se distribuir ao modelo a fim de apresentar o colapso mais próximo ao modelo experimental.

### **3.3.2 Relações Constitutivas e Propriedades dos Materiais**

O conhecimento das propriedades dos materiais é um requisito fundamental para a análise de qualquer sistema estrutural. Essas propriedades são frequentemente descritas por meio de relações Tensão *versus* Deformação. A partir dessas relações, é possível considerar a não linearidade física nos modelos numéricos. Portanto, o objetivo desta seção é apresentar os modelos constitutivos adotados para o aço do perfil e das armaduras e para o concreto.

#### **I. AÇO**

Nesta pesquisa, assume-se que o aço segue o critério de plastificação de *von Mises*, com regra de encruamento isotrópico, aplicável para análise de materiais dúcteis.

Para modelar a relação constitutiva do aço do perfil e das armaduras é necessário definir as propriedades da Tabela 3.3:

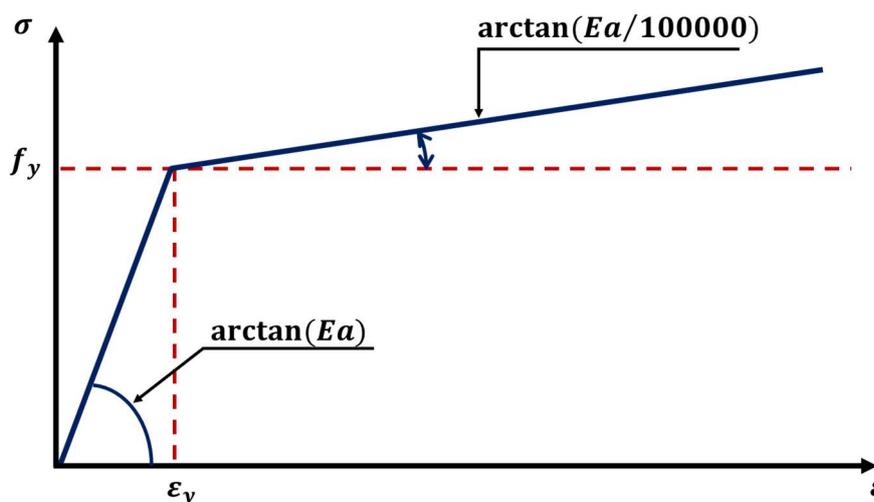
Tabela 3.3 - Propriedades do aço

Propriedades
Módulo de Elasticidade (E)
Resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ )
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )
Relação tensão <i>versus</i> deformação do aço

Fonte: Autor (2022)

Excetuando no caso dos modelos de validação em que as propriedades dos ensaios de caracterização foram reproduzidas, o módulo de elasticidade do aço dos perfis e chapas foi tomado igual a 200 GPa e para o aço das armaduras igual a 210 GPa. O coeficiente de Poisson do aço é 0,3. O valor das resistências ao escoamento do aço dos perfis e das armaduras são, respectivamente, 345 MPa, e 500 MPa. A relação Tensão *versus* Deformação dos aços será dada de acordo com a Figura 3.14.

Figura 3.14 - Gráfico tensão versus deformação do aço



Fonte: Autor (2021)

Considerou-se o comportamento uniaxial do aço como bilinear elasto-plástico, apresentando uma reta inicial de tangente igual ao módulo de elasticidade do aço e uma segunda reta de tangente igual ao módulo de elasticidade dividido por 100.000.

A relação tensão-deformação do aço é linear elástica até o escoamento, perfeitamente plástica entre o limite elástico e o início do encruamento da deformação. O critério de escoamento de *von Mises* com encruamento isotrópico foi utilizado para o perfil de aço e armaduras, assim como feito por Hussain *et al* (2019) e Das *et al* (2015) em pesquisas de pilares mistos em aço e concreto utilizando o *software ANSYS*®.

## II. CONCRETO

Devido à baixa resistência a esforços de tração apresentado pelo concreto, até quando solicitado a compressão o material pode apresentar fissuras que alteram a distribuição de tensões e reduzem a rigidez dos elementos estruturais e assim, passa a apresentar comportamento não linear. Este efeito ocorre devido o concreto ser composto de microestruturas heterogêneas descontínuas, que com a abertura de fissuras diminui a transmissão dos esforços gradativamente, caracterizando um processo de amolecimento.

Para o elemento *SOLID185*, o *ANSYS* disponibiliza um modelo de material denominado *Concrete*. Esse modelo possibilita estimar a fratura do elemento estrutural e identificar graficamente áreas fissuradas por tração e esmagadas por compressão. Para a sua aplicação, basta definir os parâmetros descritos na Figura 3.15.

Figura 3.15 - Propriedades do concreto

### PROPRIEDADES DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

- Resistência última à compressão uniaxial ( $f_{cm}$ )
- Resistência última à tração uniaxial ( $f_{tm}$ )
- Resistência última à compressão biaxial ( $f_{cb}$ )
- Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura aberta ( $\gamma_t$ )
- Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura fechada ( $\gamma_c$ )
- Estado de tensão em ambiente hidrostático ( $\sigma_{ha}$ )
- Resistência última à compressão biaxial sob o estado de tensão em ambiente hidrostático ( $f_1$ )
- Resistência última à compressão uniaxial sob o estado de tensão em ambiente hidrostático ( $f_2$ )
- Relação tensão versus deformação uniaxial de compressão do concreto

Fonte: Autor (2022)

A relação tensão e deformação do concreto, mostrada na Figura 3.16, será dada conforme EN 1992-1-1:2004, sendo construída pela equação 3.1.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.1)$$

Onde,

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \text{ [relação entre a deformação do concreto } (\varepsilon_c) \text{ e a deformação } (\varepsilon_{c1})]$$

$\varepsilon_{c1}$  é a deformação correspondente à máxima tensão de compressão, e seu resultado é expresso equação 3.2.

$$\varepsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \text{ em } (\%) \quad (3.2)$$

$k = 1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}|/f_{cm}$  onde,  $f_{cm}$  é a máxima tensão de compressão e seu valor é obtido pela equação 3.3.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) \quad (3.3)$$

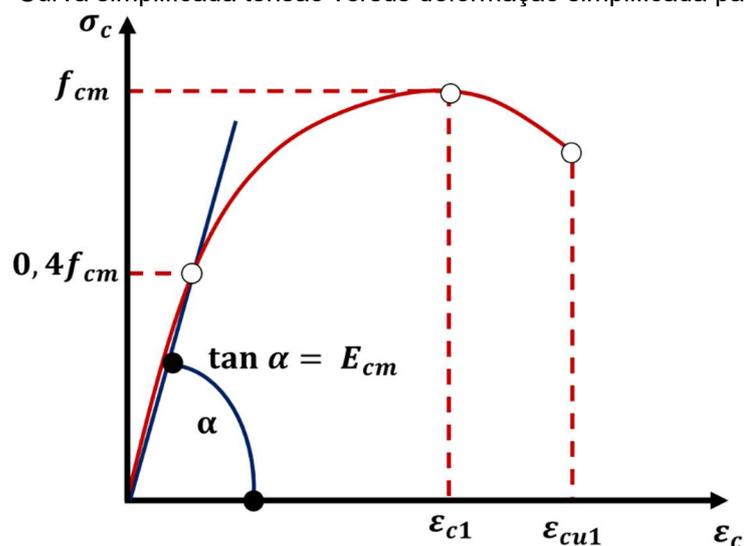
Para o cálculo da variável ( $k$ ), utiliza-se também o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cm}$ ), dado pela equação 3.4.

$$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \text{ (} f_{cm} \text{ em MPa)} \quad (3.4)$$

É importante ressaltar que a Equação 3.1 só é válida segundo a EN 1992-1-1:2004 se obedecer ao intervalo  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ , onde,  $\varepsilon_{cu1}$  é a deformada correspondente à tensão última. Para concretos com  $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$  seu valor é obtido pela equação 3.5.

$$\varepsilon_{cu1}(\%) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4 \quad (3.5)$$

Figura 3.16 - Curva simplificada tensão versus deformação simplificada para o concreto



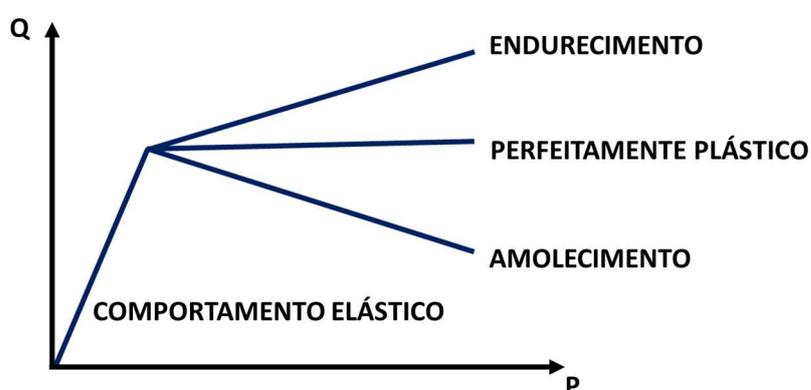
Fonte: Adaptado de EN 1992-1-1:2004

Os coeficientes de transferência de fissura aberta e fechada serão 0,2 e 0,6, respectivamente, conforme empregados nos trabalhos de *Kotinda et al. (2006)*, *Queiroz et al. (2007)*, *Calenzani et al. (2012)* e *Velasco et al. (2017)*.

Para a determinação do comportamento plástico do modelo o critério de falha de *Drucker-Prager (DP)* foi escolhido para o concreto. Esta escolha se baseou nas pesquisas de *Yuan et al (2012)*, *Wang et al (2018)*, *Luo e Kang (2011)*, cujo comportamento adotado para o endurecimento e amolecimento do concreto forneceu resultados satisfatórios no que tange à plastificação.

A Figura 3.17 apresenta o comportamento plástico esperado para o concreto. Quando o material for perfeitamente plástico o gráfico permanecerá constante, não admitindo mudanças em função das deformações plásticas. No caso da fissuração do concreto, há perda da resistência, caracterizando um decrescimento da curva tensão versus deformação e a caracterização do amolecimento do material. Após o intervalo elástico do gráfico (Figura 3.17), se o comportamento apresenta o aumento da resistência no intervalo plástico, é possível caracterizar este efeito como o esmagamento do concreto e seu respectivo endurecimento.

Figura 3.17 - Comportamento plástico do concreto



Fonte: Adaptado Karavelic *et al* (2019)

Para uma caracterização fiel ao comportamento do concreto, foi preciso a introdução de parâmetros de amolecimento e endurecimento no critério de *Drucker-Prager* (DP). Tais parâmetros, Tabela 3.4, tem por objetivo caracterizar o comportamento do concreto após a fissuração. Os dados se fazem necessários pois, neste estágio o material tem comportamento não linear, dependendo de valores obtidos na literatura do assunto para moldar seu comportamento e a carga máxima de ruptura.

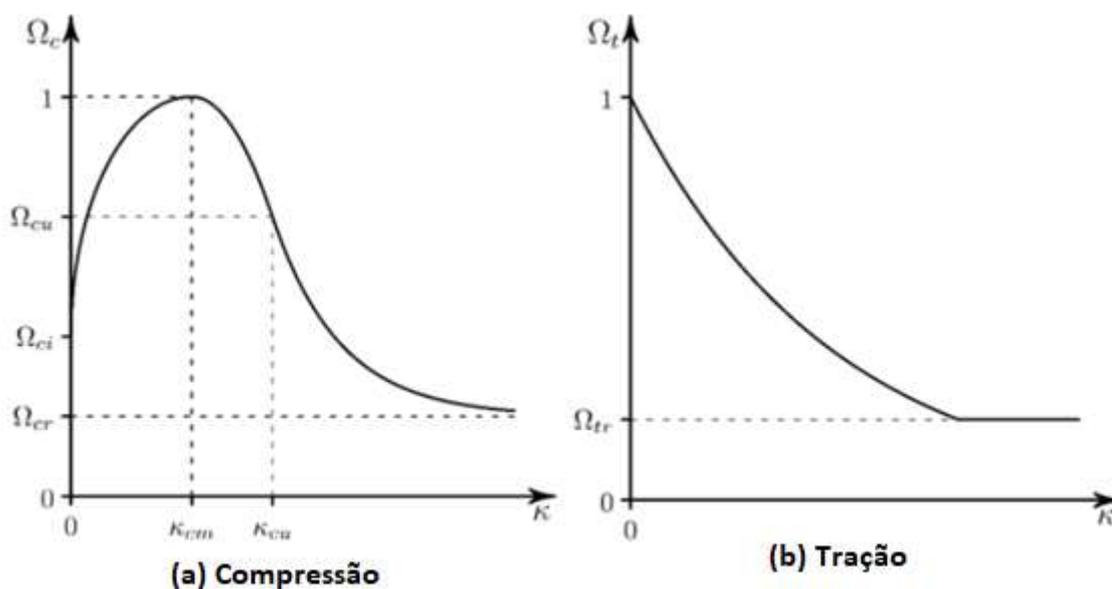
Tabela 3.4 - Parâmetros para o critério de *Drucker-Prager* (DP)

Constante	Valor	Unidade	Propriedade
$R_c$	$F_{ck}$	$kN/cm^2$	Resistência à compressão uniaxial
$R_t$	0,400	$kN/cm^2$	Resistência à tração uniaxial
$R_b$	$1,2 * F_{ck}$	$kN/cm^2$	Resistência à compressão biaxial
$\delta_t$	0,25	-	Parâmetro de dilatação por tração
$\delta_c$	1,0	-	Parâmetro de dilatação por compressão
$K_{cm}$	0,001	-	Deformação plástica na resistência à compressão uniaxial
$K_{cu}$	0,035	-	Deformação plástica na transição da lei de potência para o amolecimento exponencial
$\Omega_{ci}$	0,33	-	Tensão relativa no início do endurecimento não linear
$\Omega_{cu}$	0,85	-	Tração relativa residual
$\Omega_{cr}$	0,10	-	Tensão residual relativa tração / Compressão
$G_{ft}$	172	$kN/cm$	Energia de fratura
$\Omega_{tr}$	0,2	-	Tensão relativa de tração residual

Fonte: Adaptado de Pereira (2014)

Nesta pesquisa, o critério de *Drucker-Prager* (DP) utilizou a definição de superfície de escoamento *Exponential hardening, softening, and dilatation* (HSD2), deste modo, o gráfico tensão versus deformação apresentam as características da Figura 3.18 delimitando o início da tensão de plastificação da seção.

Figura 3.18 - Gráfico tensão versus deformação para HSD2 em DP



Fonte :Adaptado de *Ansys User's Guide Guide 2022 R1*

### 3.3.3 Malha de Elementos Finitos

O método dos elementos finitos é um processo em que os elementos finitos são interligados entre si por pontos nodais ou nós, que representam a ligação dos pontos entre si. Em uma análise MEF o conjunto destes elementos e nós recebe o nome de malha. A denominada malha de elementos finitos tem a função de representar a qualidade do processo, ou seja, a precisão do MEF dependerá da quantidade de nós e elementos, do tamanho e dos tipos de elementos da malha. Quanto menor for o tamanho e maior for o número deles em uma determinada malha, maior a precisão nos resultados da análise. Entretanto, um maior tempo computacional é necessário no processamento de modelos com maior número de elementos. Assim sendo, necessário se faz um estudo de malha para a determinação da malha ideal, ou seja, aquela que forneça o menor tempo de processamento sem perda de precisão.

Importante ressaltar que a malha de elementos finitos faz uma relação entre o tamanho das divisões (cm), o número de elementos e o tempo de processamento dado em segundos. Assim, foi realizado um estudo da malha para a obtenção da malha ideal em dois modelos, um de pilar puramente de aço com seção não comercial com altura de 131,36 mm e largura de 125 mm e outro em pilar misto parcialmente revestido obtido a partir do mesmo perfil de aço. As grandezas avaliadas foram o encurtamento do elemento estrutural em metros, a carga crítica de flambagem em Kilonewton e a diferença percentual do encurtamento e da carga crítica em relação a malha mais refinada (no caso a de dimensão 1 cm).

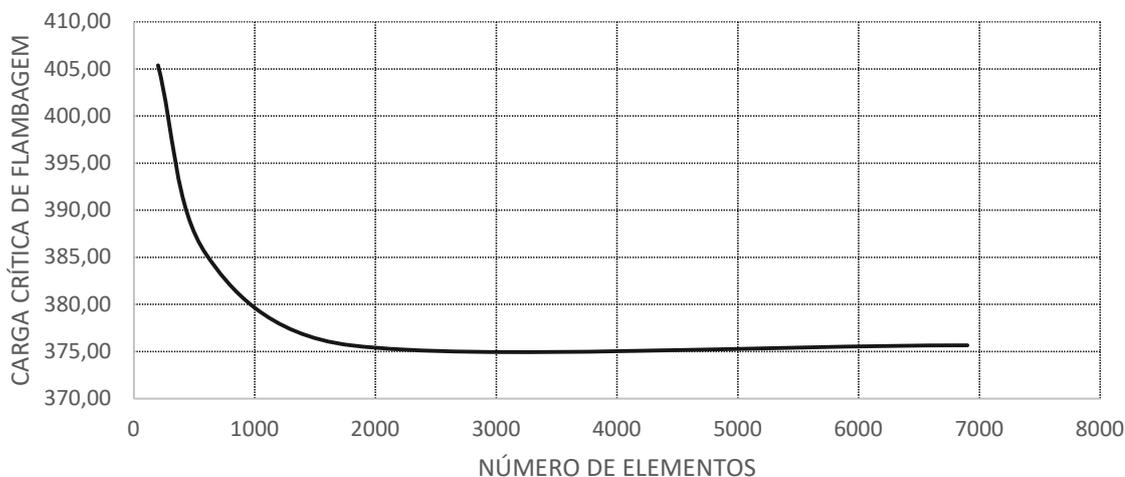
A Tabela 3.5 apresenta os resultados do estudo de malha realizado no pilar puramente de aço. A Figura 3.19. mostra a variação da carga crítica de flambagem do pilar de aço em função do número de elementos do modelo numérico.

Tabela 3.5 - Perfil Metálico: Valores obtidos no estudo da malha

	TAMANHO DAS DIVISÕES (cm)	NÚMERO DE ELEMENTOS	TEMPO (s)	ENCURTAMENTO (m)	CARGA CRÍTICA (kN)	DIFERENÇA RELATIVA DO ENCURTAMENTO (%)	DIFERENÇA RELATIVA DA CARGA CRÍTICA (%)
1	10,00	120	0,14	0,026	483,57	-	28,732%
2	9,50	128	0,18	0,023	475,45	0,0%	26,571%
3	9,00	136	0,28	0,023	419,50	-15,4%	11,676%
4	8,50	144	0,29	0,028	413,17	3,7%	9,991%
5	8,00	152	0,31	0,025	411,26	-7,8%	9,482%
6	7,50	160	0,32	0,028	409,60	3,4%	9,041%
7	7,00	176	0,36	0,026	407,31	-5,5%	8,431%
8	6,50	192	0,37	0,028	406,03	3,0%	8,090%
9	6,00	200	0,37	0,025	405,39	-7,4%	7,920%
10	5,50	224	0,36	0,028	401,61	3,2%	6,914%
11	5,00	420	1,08	0,026	397,72	-4,1%	5,878%
12	4,50	476	3,89	0,025	392,81	-7,1%	4,571%
13	4,00	532	5,28	0,026	391,51	-6,6%	4,225%
14	3,50	602	10,53	0,026	385,24	-6,3%	2,556%
15	3,00	800	38,89	0,026	381,12	-6,1%	1,459%
16	2,50	1320	69,44	0,026	375,64	-5,6%	0,000%
17	2,00	1800	377,78	0,026	375,64	-5,2%	0,000%
18	1,50	3000	1333,33	0,026	375,64	-5,2%	0,000%
19	1,00	6900	2433,33	0,027	375,64	-	-

Fonte: Autor (2022)

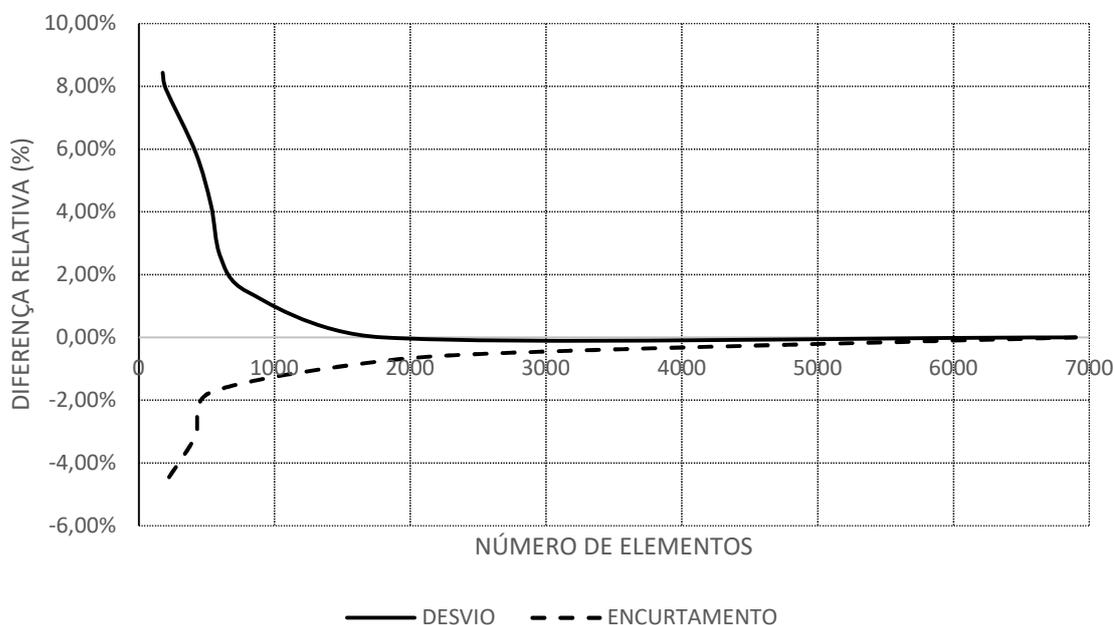
Figura 3.19 - Perfil Metálico: Variação da carga crítica de flambagem em função do número de elementos



Fonte: Autor (2022)

Além disso, é possível obter uma relação do erro relativo em função da diferença relativa da carga crítica pelo número de elementos e a relação da diferença relativa do encurtamento também pelo número de elementos, Figura 3.20.

Figura 3.20 - Perfil Metálico: Diferença Relativa (%)

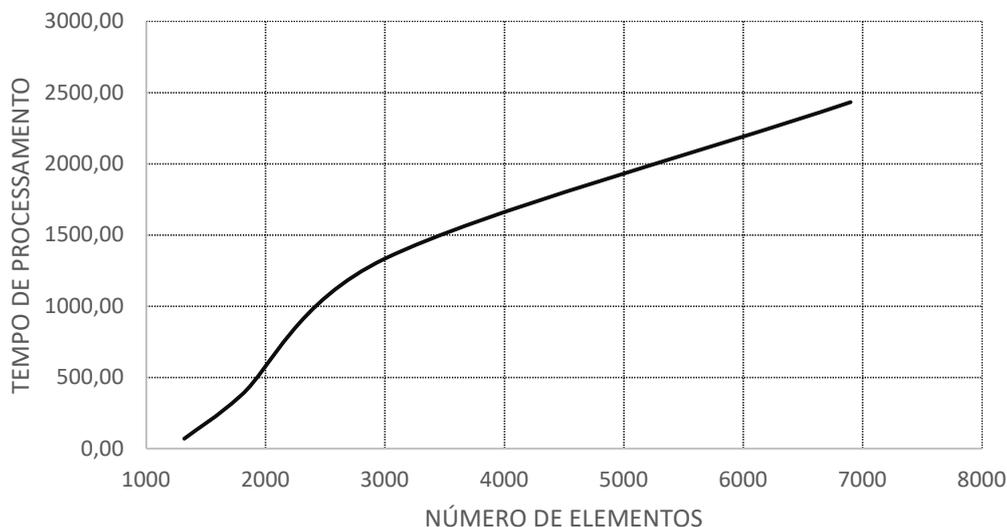


Fonte: Autor (2022)

Com base nos resultados da Tabela 3.5 e da Figura 3.19 e Figura 3.20, optou-se por utilizar divisões de 3 cm na seção transversal do perfil metálico, produzindo dessa forma um total de 800 elementos. Por fim, ainda se tratando do perfil de aço, é possível

observar a curva representada pela Figura 3.21 que trata da relação entre o número de elementos e o tempo de processamento.

Figura 3.21 - Perfil Metálico: Número de Elementos *Versus* Tempo de Processamento (s)



Fonte: Autor (2022)

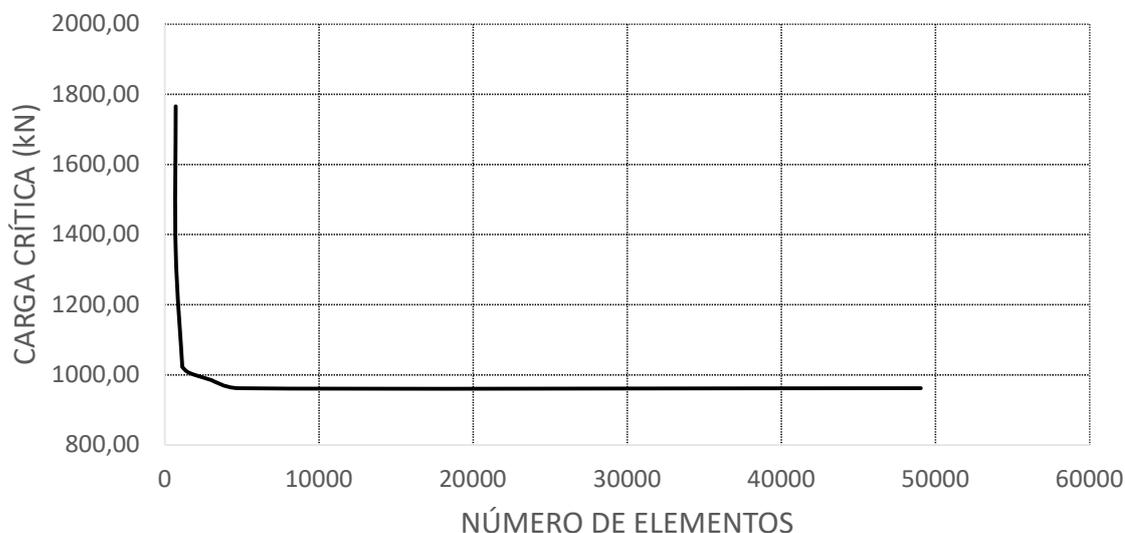
A Tabela 3.6 apresenta os resultados do estudo de malha realizado no pilar misto de aço e concreto. A Figura 3.19 mostra a variação da carga crítica de flambagem do pilar misto em função do número de elementos do modelo numérico.

Tabela 3.6 - Perfil Misto: Valores obtidos no estudo da malha

	TAMANHO DAS DIVISÕES (cm)	NÚMERO DE ELEMENTOS	TEMPO (s)	ENCURTAMENTO (m)	CARGA CRÍTICA (kN)	DIFERENÇA RELATIVA DO ENCURTAMENTO (%)	DIFERENÇA RELATIVA DA CARGA CRÍTICA (%)
1	15,00	684	0,83	0,042783	2815,35	29%	193%
2	11,00	700	7,50	0,048246	1765,50	45%	83%
3	10,00	704	7,22	0,061737	1354,52	85%	41%
4	9,50	1128	7,62	0,049133	1029,04	48%	7%
5	9,00	1132	8,61	0,033241	1023,17	0%	6%
6	5,50	1588	16,00	0,030625	1005,23	-8%	4%
7	5,00	1843	17,61	0,026323	998,56	-21%	4%
8	4,75	2340	18,89	0,039238	993,64	18%	3%
9	4,50	2785	21,67	0,032863	987,58	-1%	3%
10	3,50	3045	30,50	0,028772	984,81	-14%	2%
11	3,25	3467	30,83	0,032238	976,35	-3%	1%
12	3,00	3728	34,44	0,032238	973,53	-3%	1%
13	2,50	4760	130,56	0,033520	962,21	-1%	0%
14	2,25	8826	167,78	0,034850	962,21	5%	0%
15	1,50	16566	231,94	0,033290	962,21	0%	0%
16	1,00	49044	290,28	0,033290	962,21	0%	0%

Fonte: Autor (2022)

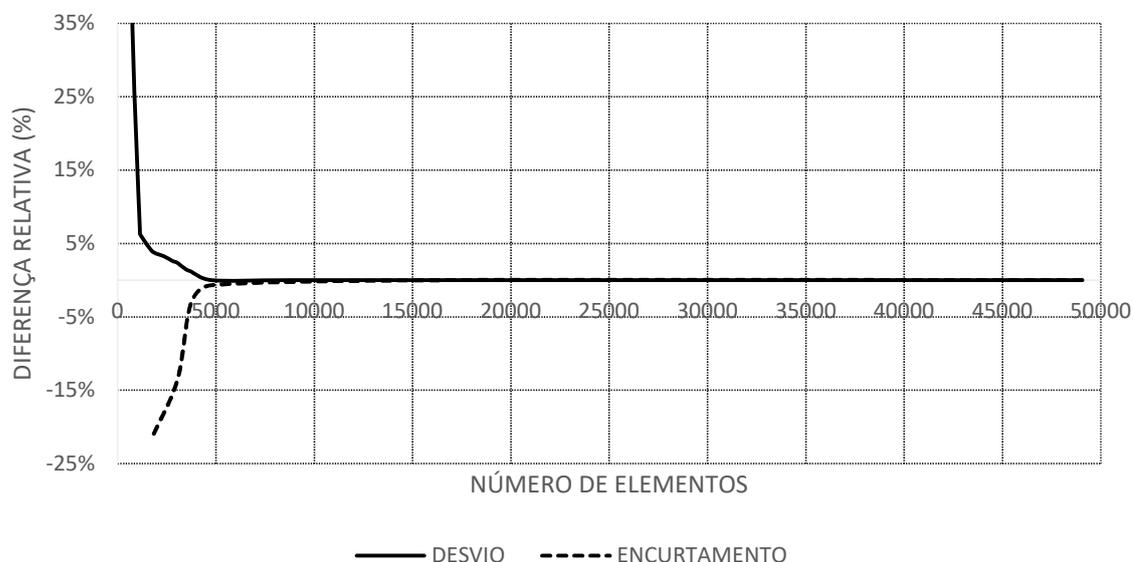
Figura 3.22 - Perfil Misto: Variação da carga crítica de flambagem em função do número de elementos



Fonte: Autor (2022)

Além disso, também é possível obter uma relação do erro relativo em função da diferença relativa da carga crítica pelo número de elementos e a relação da diferença relativa do encurtamento também pelo número de elementos, Figura 3.23.

Figura 3.23 - Perfil Misto: Diferença Relativa (%)

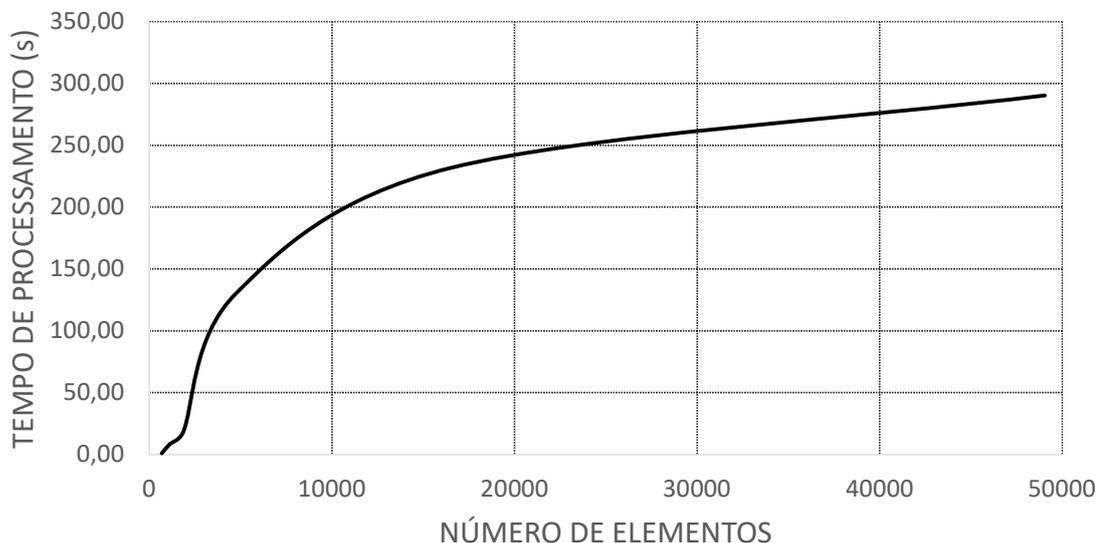


Fonte: Autor (2022)

Com base nos resultados da Tabela 3.6, da Figura 3.22 e Figura 3.23, optou-se por utilizar divisões de 3 cm na seção transversal do pilar misto, produzindo dessa forma um total de 3728 elementos. Por fim, ainda tratando o perfil misto, é possível observar

a curva representada pela Figura 3.24 que trata da relação entre o número de elementos e o tempo de processamento.

Figura 3.24 - Perfil Misto: Número de Elementos *Versus* Tempo de Processamento (s)



Fonte: Autor (2022)

### 3.3.4 Modelo Numérico e Condições de Contorno

Os dois protótipos de Pereira (2014), M1 e M1-R, são geometricamente idênticos, com diferença apenas na adição de fibra de aço a composição do concreto. Para este estudo será admitido apenas o modelo M1. O modelo está implementado por meio de código em linguagem paramétrica APDL no *software* comercial ANSYS®, versão 2022 R1.

O modelo numérico compartilha as mesmas propriedades dos protótipos de Pereira (2014), então o perfil laminado de aço com dimensões não comerciais, comprimento de 1000 mm será utilizado, conforme Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Geometria do Perfil W200 x 20.5

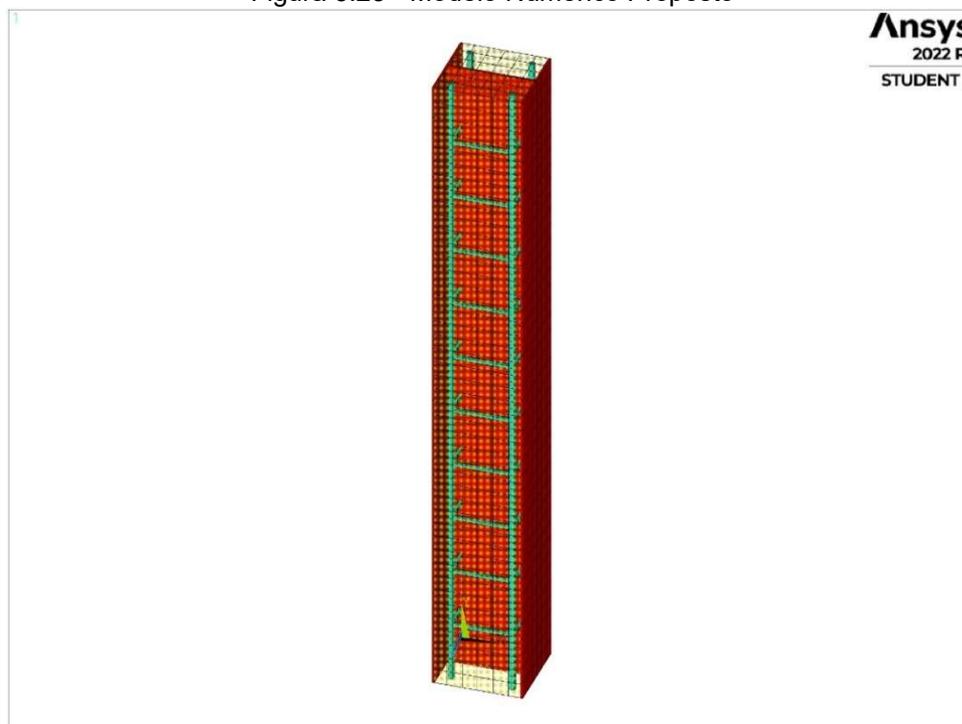
Geometria - Perfil W200 X 20.5 (mm)				
d	b <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	L <sub>0</sub>
131,36	125	3,18	3,18	1000

Fonte: Autor (2022)

A Figura 3.25 mostra as características do modelo numérico proposto. A armadura de reforço terá quatro barras longitudinais com diâmetro de 8 mm e estribos transversais

de 5 mm de diâmetros espaçados a cada 95 mm. Os estribos são soldados na alma do perfil metálico no espaçamento de 95 mm cada em ambos os lados.

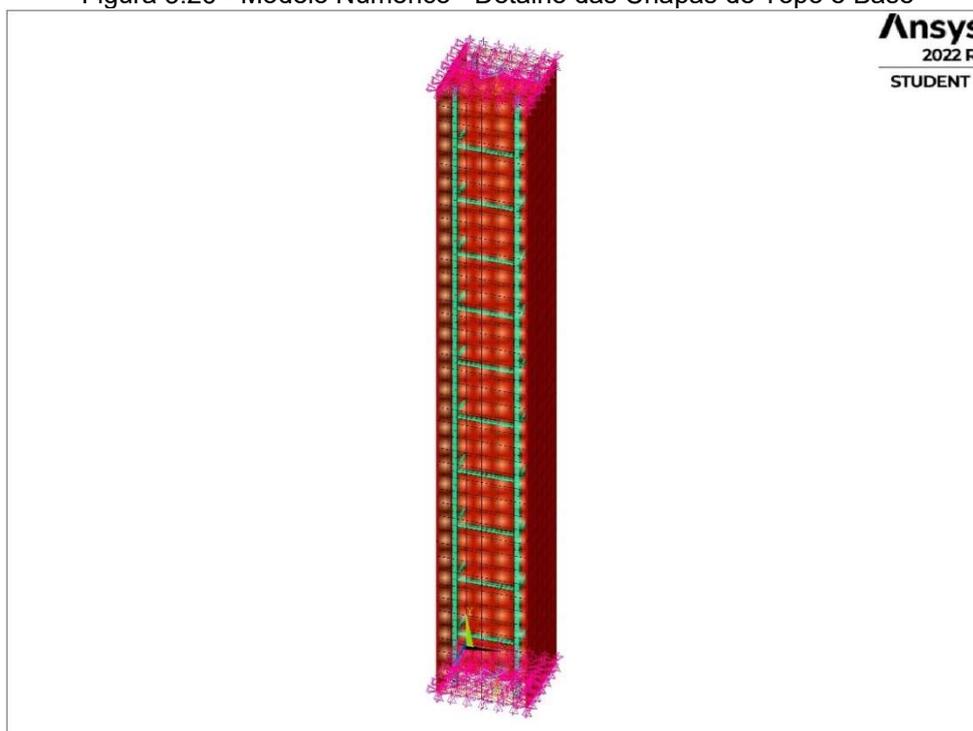
Figura 3.25 - Modelo Numérico Proposto



Fonte: Autor (2022)

O modelo de Pereira (2014) possui chapas de aço ASTM A36 de 12,7 mm soldadas na base e no topo do perfil misto parcialmente revestido, com o objetivo de distribuir uniformemente os esforços na seção mista. Por simplificação, as chapas de topo e base não foram modeladas. Optou-se por realizar, nas seções transversais de topo e base do modelo, o acoplamento dos nós do perfil de aço e do concreto visando a compatibilização de deslocamentos UY como notado na Figura 3.26.

Figura 3.26 - Modelo Numérico - Detalhe das Chapas de Topo e Base

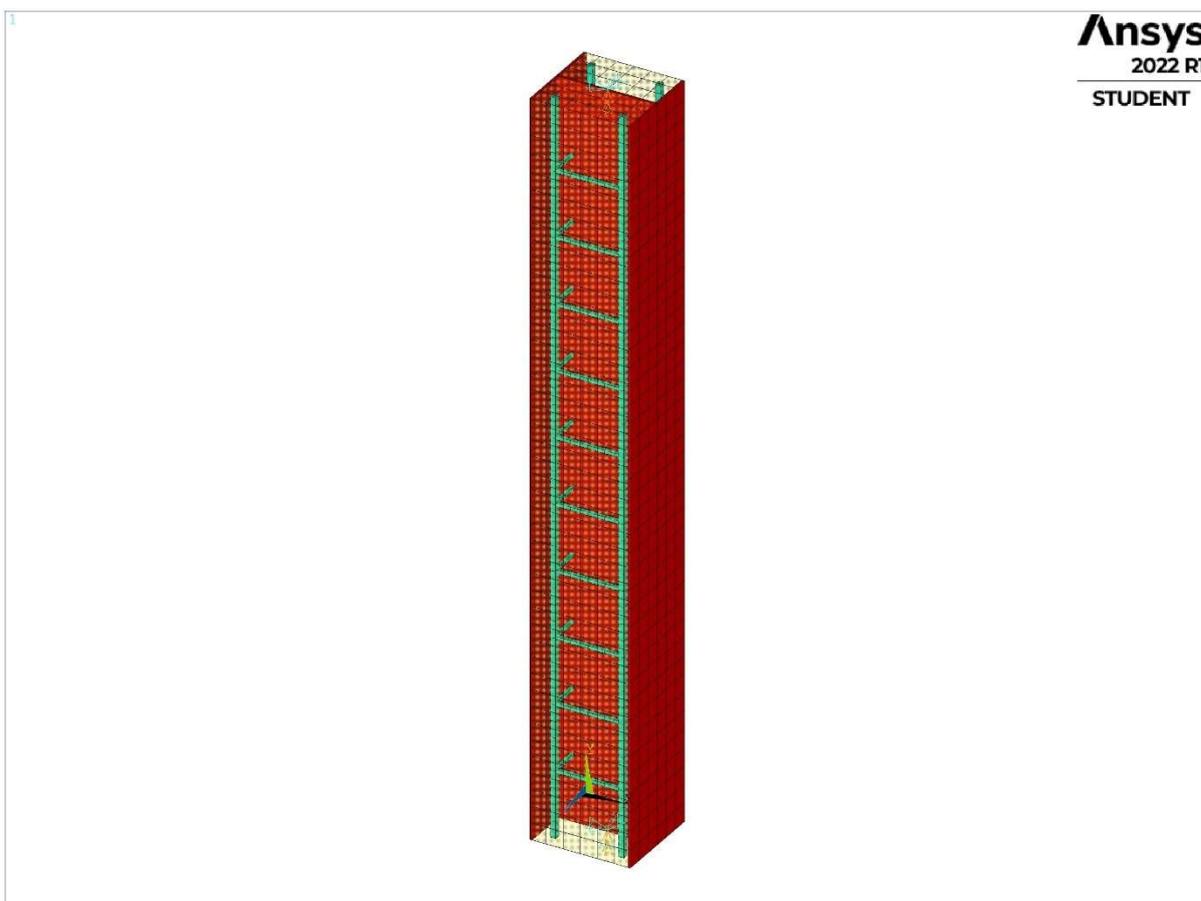


Fonte: Autor (2022)

Sobre as condições de contorno que são aplicadas ao modelo numérico, estas se baseiam no tipo de análise objetivada nesta pesquisa. Para tanto, é simulada uma carga pontual no centro geométrico da área de topo, para propiciar a ocorrência apenas de esforços de compressão pura.

De forma gradual, a carga pontual aplicada é incrementada até a ocorrência do colapso estrutural. Nos extremos superior e inferior do modelo, são aplicadas restrições aos deslocamentos no nó relativo ao centroide da seção. Para a base do pilar haverá restrição de translação nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , e rotação no eixo  $y$  a fim de não permitir o deslocamento neste nó. No topo do pilar misto, região de aplicação da carga, são restringidas as translações nas direções  $x$  e  $z$ , e rotação na direção  $y$ . A Figura 3.27 representa esquematicamente as condições de contorno.

Figura 3.27 - Condições de contorno do modelo numérico



Fonte: Autor (2022)

### 3.3.5 Formulação da Análise Numérica e Método de Solução

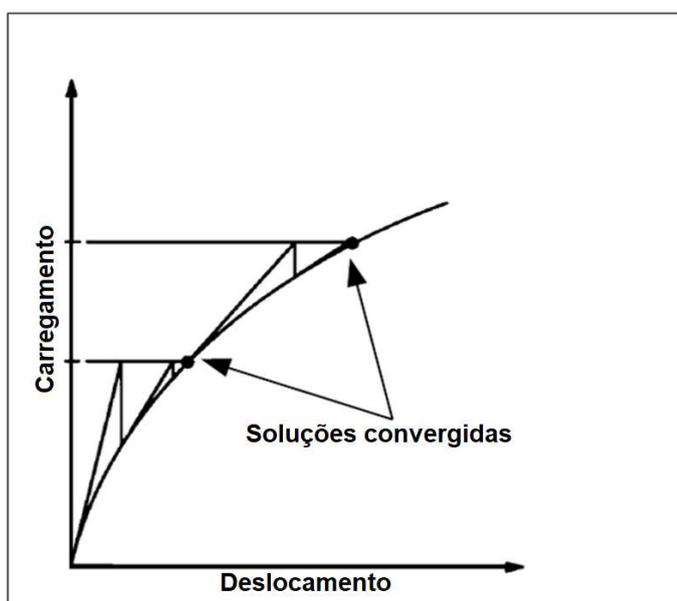
As não-linearidades estruturais podem ser classificadas como geométrica, de material e de contato ou contorno. No caso desta pesquisa, uma análise estrutural não linear é requerida devido à não-linearidade de material, dada pelas relações tensão *versus* deformação não-lineares, e devido à não-linearidade geométrica proveniente de mudanças na geometria quando há ocorrência de grandes deslocamentos.

A não linearidade de material foi considerada devido ao concreto possuir valores de resistência à compressão e à tração muito diferentes. Desta forma, há a necessidade da adoção de critérios específicos de endurecimento e o amolecimento quando fissurado, para que o material concreto apresente o comportamento mais próximo ao esperado. Além disso, o aço também apresenta um comportamento não linear, uma vez que é simulado como um material elastoplástico.

A solução de equações não lineares pode ser obtida por meio de um processo incremental-iterativo. A solução é construída por uma série de passos lineares direcionados a aproximar o resultado da solução exata. No ANSYS®, o método de *Newton-Raphson*, mostrado na Figura 3.28, é utilizado para solucionar problemas não lineares. Brevemente, o que esse método faz é assumir uma rigidez tangente para estimar um incremento de deslocamento, devido a uma força pequena, mas finita.

A rigidez secante é então usada para impor o equilíbrio e, se o critério de convergência não é alcançado, outra iteração é executada. O método divide-se em completo e modificado. No primeiro, a rigidez tangente é corrigida a cada iteração, enquanto no segundo a rigidez tangente é corrigida apenas na primeira iteração.

Figura 3.28 - Solução incremental-iterativa de *Newton-Raphson*



Fonte :Adaptado de *Ansys User's Guide 2022 R1*

O ANSYS® disponibiliza variadas opções para determinação do critério de convergência. O critério pode ser baseado em forças, momentos, deslocamentos, rotações ou na combinação desses itens, com diferentes valores de tolerância. O critério é satisfeito a partir da comparação entre a norma do vetor de forças residuais e a tolerância adotada. As normas infinitas, L1 (soma dos módulos das componentes) ou L2 (raiz quadrada da soma dos quadrados das componentes) podem ser empregadas. A norma L2, comumente chamada de norma euclidiana, é a padrão do

ANSYS®. Portanto, para a configuração da análise não linear no ANSYS®, uma série de parâmetros devem ser estabelecidos de acordo com o problema em análise.

Neste trabalho, o Método de *Newton-Raphson* Completo foi utilizado para as análises não lineares. O critério de convergência será baseado em forças e momentos, com tipo de norma L2 e a tolerância, a princípio, será o valor *default* do ANSYS® de 0,5%. Autores como, Zienkiewicz e Taylor (2000) e Wolanski (2004), sugerem limites de tolerância para convergência entre 0,005 e 0,02 ao final de cada incremento de carga.

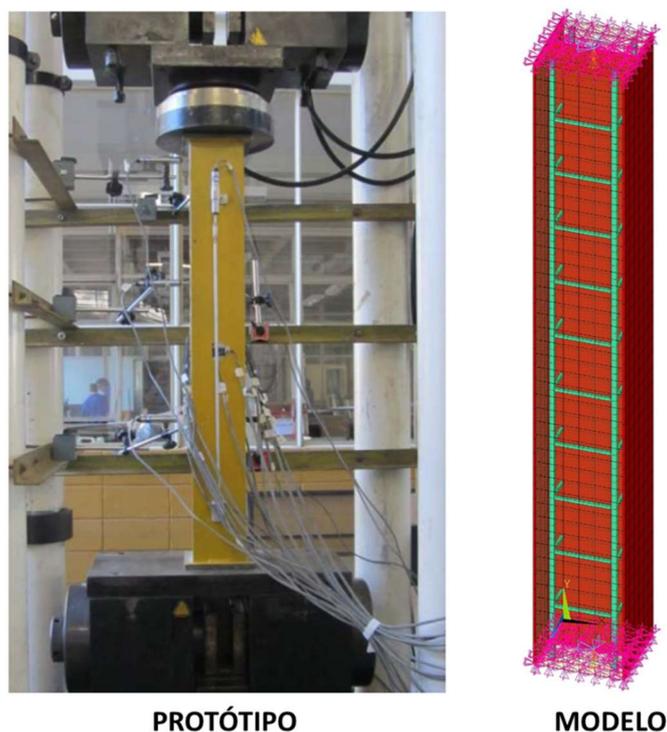
Segundo a NBR 8800:2008, para a imperfeição geométrica inicial deve ser considerada a relação  $L/500$ , onde  $L$  o comprimento do pilar misto parcialmente revestido. A escolha do valor citado foi possível após análises com valores de  $L/300$ ,  $L/500$  e  $L/1000$ , onde o valor escolhido apresentou a melhor convergência com os resultados experimentais utilizados na validação do modelo. Ressalta-se que a referida imperfeição foi aplicada com formato correspondente ao modo crítico de flambagem global obtido na análise de flambagem no ANSYS®, *buckling Analysis*.

### 3.4 RESULTADOS NUMÉRICOS E COMPARAÇÕES COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Após programação do modelo numérico com base nas condições de contorno apresentadas no item 3.3.4 e obedecendo aos critérios da malha de elementos finitos e relações constitutivas dos materiais, foi possível obter os resultados referentes a curva força aplicada com relação ao encurtamento vertical, as deformações horizontais e verticais na mesa e na alma, seguindo os extensômetros fixados na mesa e na alma e as deformações registradas para a armadura transversal e para a armadura longitudinal.

Sendo assim, a fim de validar o modelo computacional dessa pesquisa, foram feitas comparações com o protótipo M1 de Pereira (2014). A Figura 3.29 mostra o protótipo M1 e o modelo numérico desenvolvido nesta pesquisa. Nota-se no modelo numéricos as restrições aos deslocamentos na direção X e Z da chapa superior, permanecendo apenas a vertical no eixo Y livre para deslocamento. Na chapa inferior foram restringidos os deslocamentos nas direções X, Y e Z.

Figura 3.29 - Condições de Contorno Protótipo versus Modelo



Fonte: Do Autor, 2022

A partir da solução do modelo numérico foi possível obter os valores da carga axial última ( $F_{RD}$ ), e, assim, realizar a validação do modelo comparando seu resultado com o valor experimental obtido por Pereira (2014), Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Comparação entre Experimental, Numérico e Teórico para Carga Axial Máxima (kN)

Modelo	$F_{num}$ (kN)	$F_{exp}$ (kN)	$F_{norma}$ (kN)	$F_{num}/F_{exp}$	$F_{num}/F_{nor}$
M1		943,00		1,02	
	962,21		1001,3		0,96
M1-R		974,00		0,99	

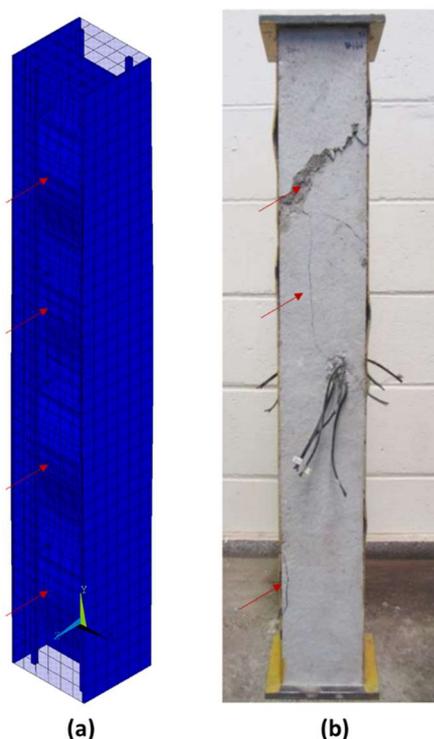
Fonte: Do Autor, 2022

Dessa forma, é possível observar uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais ao se avaliar a razão média entre  $F_{num}/F_{exp}$  e  $F_{num}/F_{norma}$  para os modelos estudados. Para o modelo experimental M1 a razão média foi de 1,02 o que representa uma diferença percentual de 2%, ao passo que, ao se comparar o modelo experimental M1-R está razão média foi de 0,99, o que representa uma diferença percentual de -1%. No caso da razão média entre a norma e o modelo numérico ( $F_{norma}/F_{num}$ ) a razão média obtida foi de 0,96 o que representa uma diferença percentual de -4%. Portanto, devido as pequenas diferenças percentuais entre os

resultados encontrados no numérico e experimentais, pode-se considerar que os modelos numéricos foram validados.

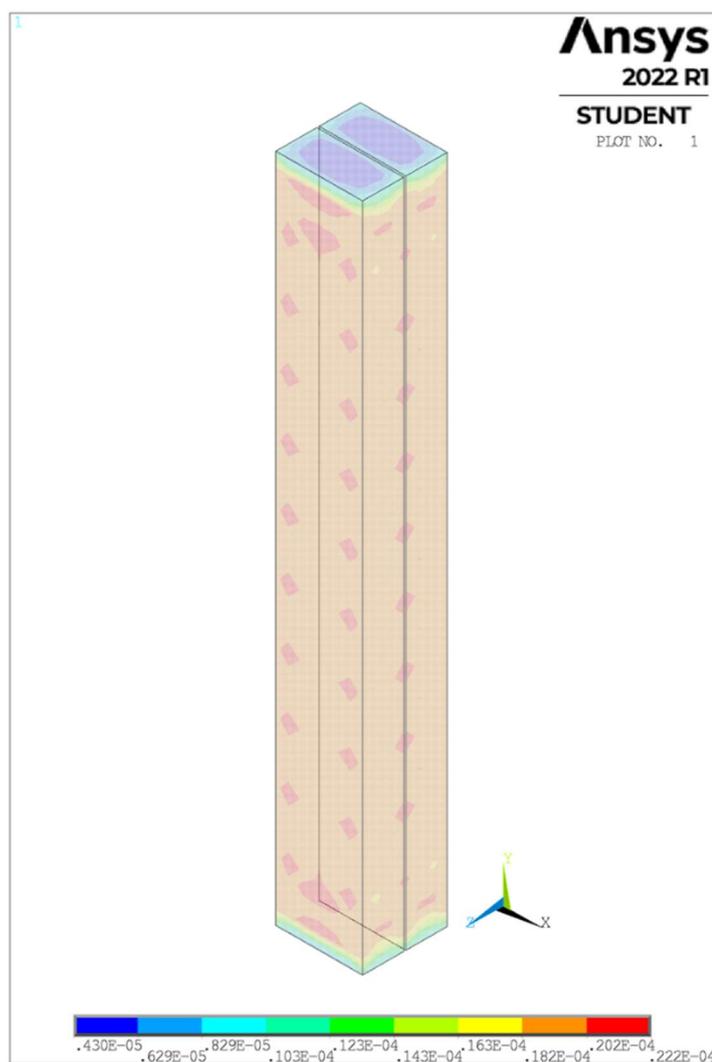
A Figura 3.30 apresenta uma comparação entre o colapso do modelo numérico e a colapso do protótipo M-1 de Pereira (2014). Inicialmente é possível observar em ambos a fissuração do concreto que reveste o pilar metálico, porém, a flambagem local da mesa ocorre simultaneamente, não podendo afirmar se este tem influência entre si. A Figura 3.30 (b) do protótipo, mostra o concreto que revesti parcialmente o pilar metálico causa o confinamento da alma do perfil, não sendo possível a ocorrência de flambagem local da alma.

Figura 3.30 - Flambagem Local



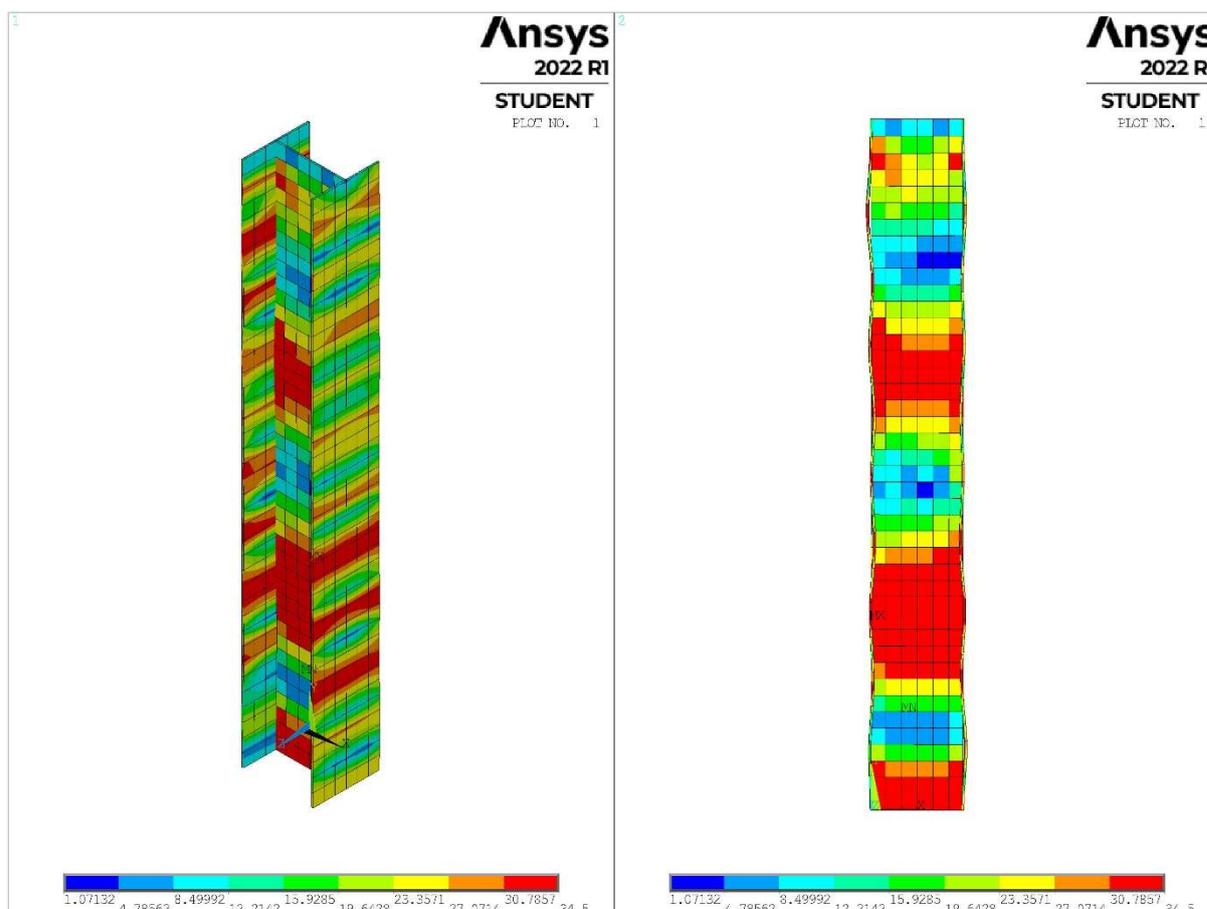
Fonte: Do Autor, 2022

É possível observar na Figura 3.31, que o colapso do modelo numérico ocorreu devido a falha progressiva do concreto. Isso pode ser evidenciado ao se observar o acúmulo de tensões na face do concreto que reveste parcialmente o perfil de aço. Tal modo de ruptura também foi identificado no modelo experimental desenvolvido por Pereira (2014).

Figura 3.31 - Tensões no material Concreto kN/cm<sup>2</sup>

Fonte: Do Autor, 2022

Ainda sobre o modelo de ruptura é importante observar o cenário das tensões principais. Neste caso, sua distribuição é representada pelas tensões de *von Mises* ocorridas no perfil metálico, Figura 3.32.

Figura 3.32 - Tensões de *von Mises* para o Perfil Metálico em kN/cm<sup>2</sup>

Fonte: Do Autor, 2022

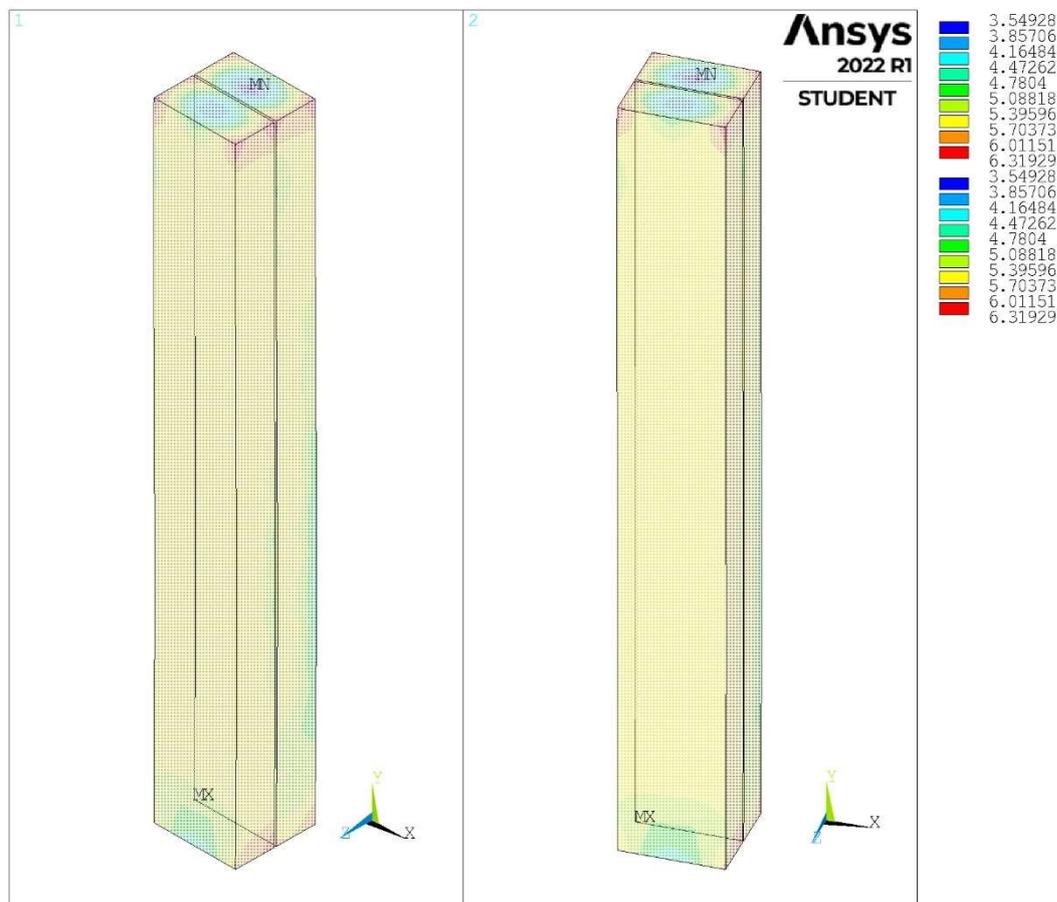
É possível observar que grande parte das mesas e da alma do perfil apresentam elevados valores de tensão próximos a tensão de escoamento que foi de 345 MPa. Esse comportamento indica o começo da plastificação da seção, semelhante ao que ocorre no modelo experimental de Pereira (2014).

Além disso, devido as propriedades do aço as simulações apresentam uma resposta bilinear tensão-deformação e comportamento elástico perfeitamente plástico, o que converge com o critério de plasticidade de *von Mises*.

Com relação ao elemento concreto pode ser observado na Figura 3.33, que as tensões atuantes na maior parte dos elementos foi de 53 MPa, o que converge para a resistência característica do concreto de alta resistência utilizado. Pode-se observar ainda que as tensões aplicadas no topo do volume de concreto se apresentam baixas, mostrando assim, que o acoplamento aplicado ao modelo numérico funcionou conforme esperado, distribuindo por igual toda a carga aplicada no centro do modelo

e não permitindo que o modo de falha se caracterize na região de concentração de cargas.

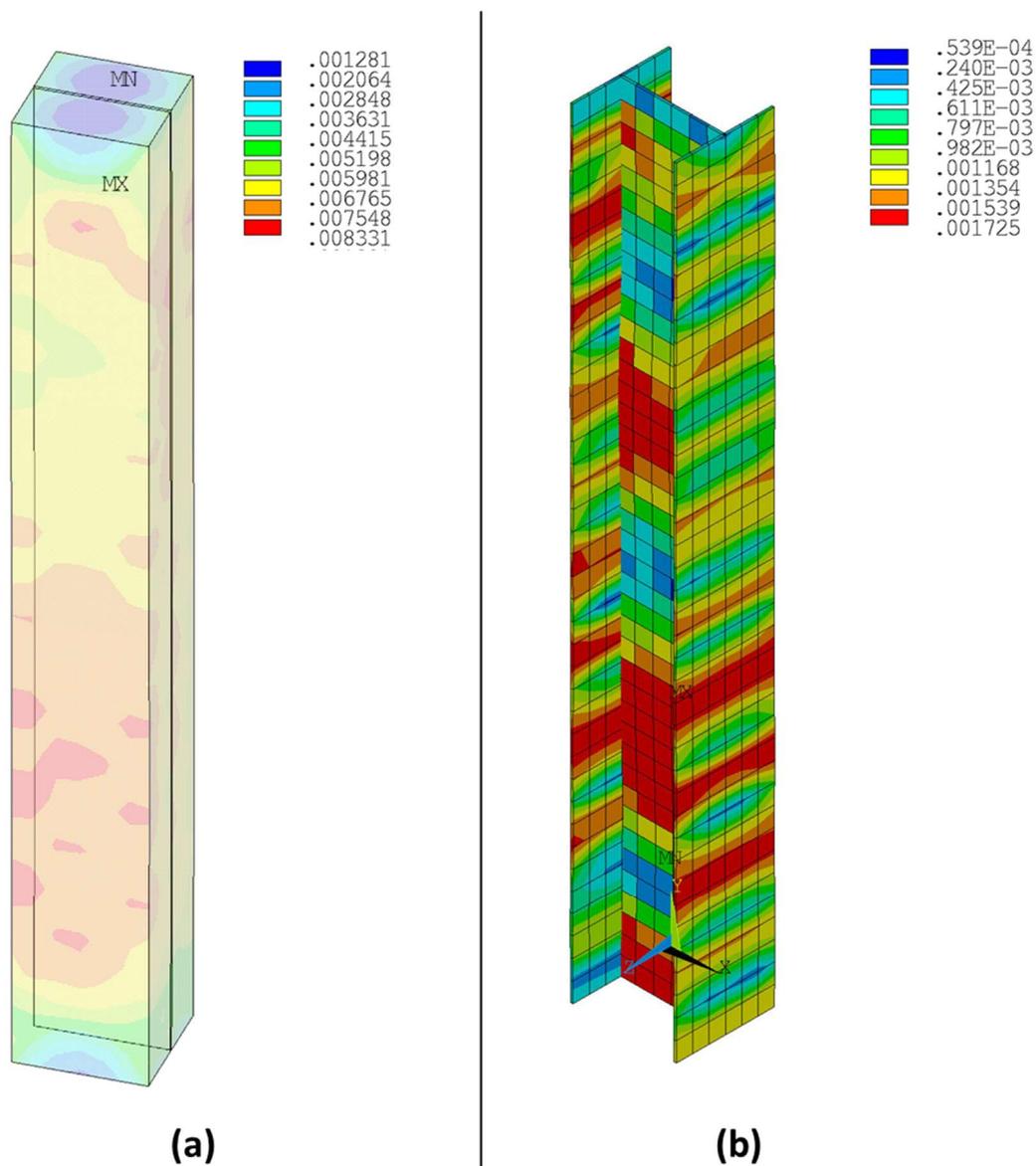
Figura 3.33 - Tensões no concreto na direção axial em kN/cm<sup>2</sup>



Fonte: Do Autor, 2022

É possível observar na Figura 3.34, uma maior deformação no concreto quando comparado ao perfil de aço, dado que, o concreto por ser um material frágil apresenta o esmagamento após a fissuração. Isso pode ser evidenciado ao se comparar os valores máximos de deformação dos dois materiais. Assim, pode-se entender que o perfil de aço iniciou o processo de deformação após o amolecimento do concreto devido a fissuração, evidenciado pela deformação no concreto ser maior que 4 vezes a deformação do perfil de aço. Este fenômeno de amolecimento causa o alívio de tensões no elemento concreto e uma consequente concentração de cargas no perfil metálico, caracterizando a interação aço-concreto do perfil misto parcialmente revestido com concreto de alta resistência.

Figura 3.34 - Deformação ( $\epsilon$ ) (a) Elemento de Concreto; (b) Perfil Metálico



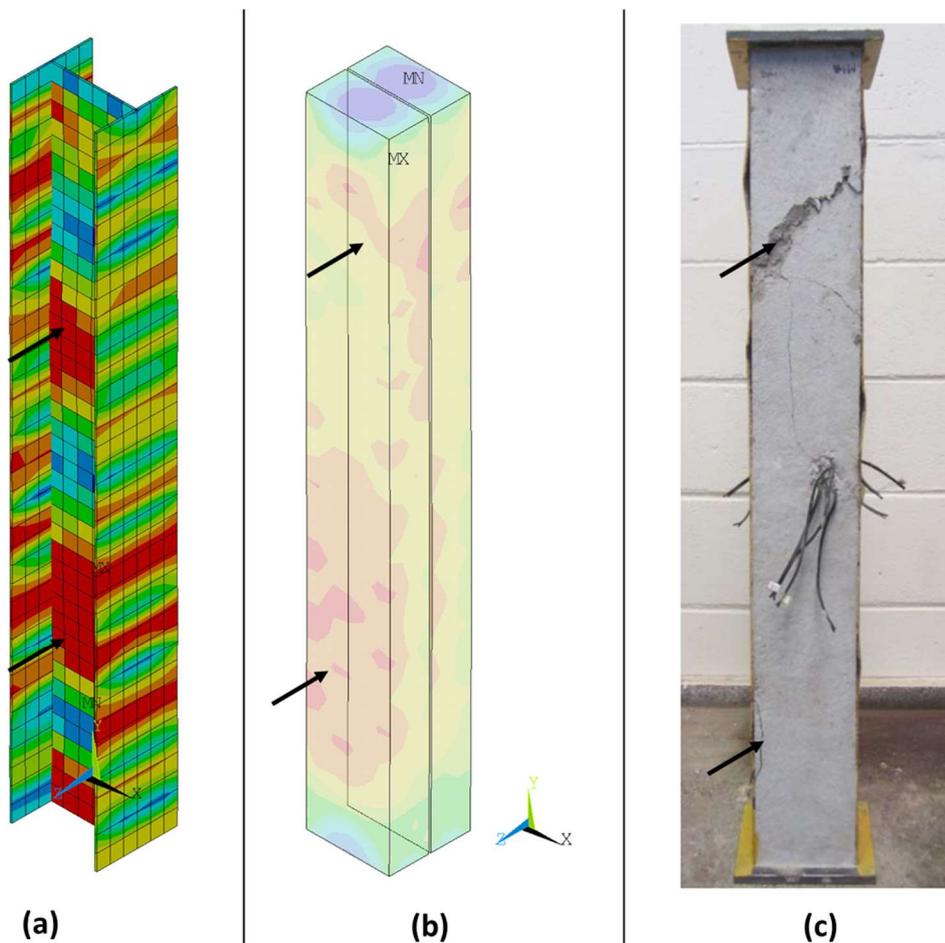
Fonte: Do Autor, 2022

Pode-se observar ainda que os pontos que apresentam maiores concentrações das tensões compressão na região do elemento de concreto em contato com o perfil metálico, são correspondentes ao padrão de fissuração apresentado na interface aço-concreto. Deste modo, leva-se a entender que a deformada na alma do perfil de aço interfere diretamente nos pontos deformados no elemento de concreto, Figura 3.35.

A Figura 3.35 (a) é possível identificar o modo de falha do perfil de aço concentrado nas mesas ao mesmo passo pode-se identificar pontos coincidentes no modo de falha do concreto, Figura 3.35 (b). Essa semelhança nos modos de falhas entre os dois

elementos, pode ser comprovado pelo modelo experimental de Pereira (2014), Figura 3.35 (c). Neste modelo, as setas indicam comportamento idêntico do modo de falha constatado, o esgotamento da seção mista por esmagamento do concreto, seguido de instabilidades locais das mesas, tanto no modelo numérico, quanto no experimental.

Figura 3.35 - Regiões de fissuração do concreto



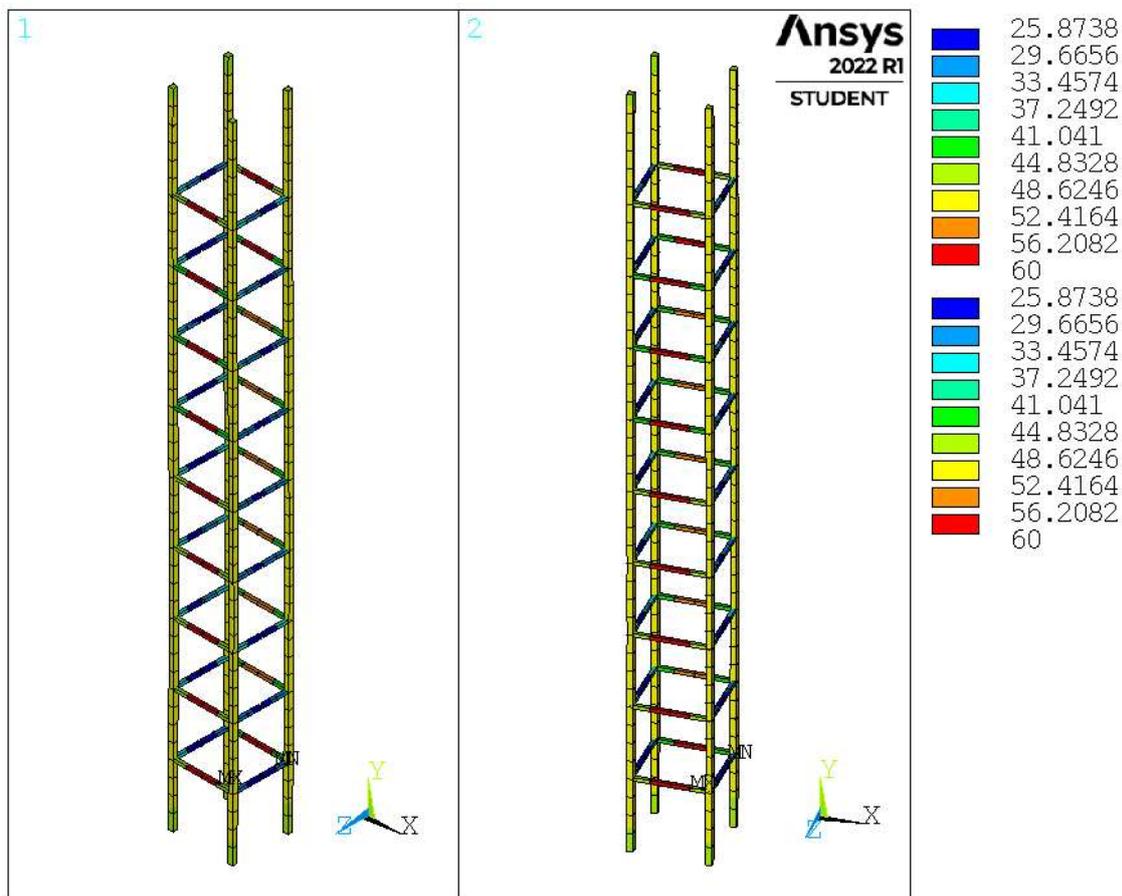
Fonte: Do Autor, 2022

Sendo assim, é possível evidenciar que a fissuração do concreto não foi o evento único que levou a ruptura do modelo analisado, tendo a combinação de esmagamento do concreto e flambagem local nas mesas.

Além disso, observa-se que as deformações no perfil e no concreto acarretam a transferência de cargas para as armaduras. O esmagamento do concreto e seu consequente deslocamento transferem as tensões as barras transversais. Na Figura 3.36, a escala numérica indica a maior concentração de carga na armadura da

transversal se comparada com a armadura longitudinal, isso se dá, devido a classe do aço utilizado nessas barras, CA60 e CA50, respectivamente.

Figura 3.36 - Tensões de *von Mises* nas Armaduras em kN/cm<sup>2</sup>



Fonte: Do Autor, 2022

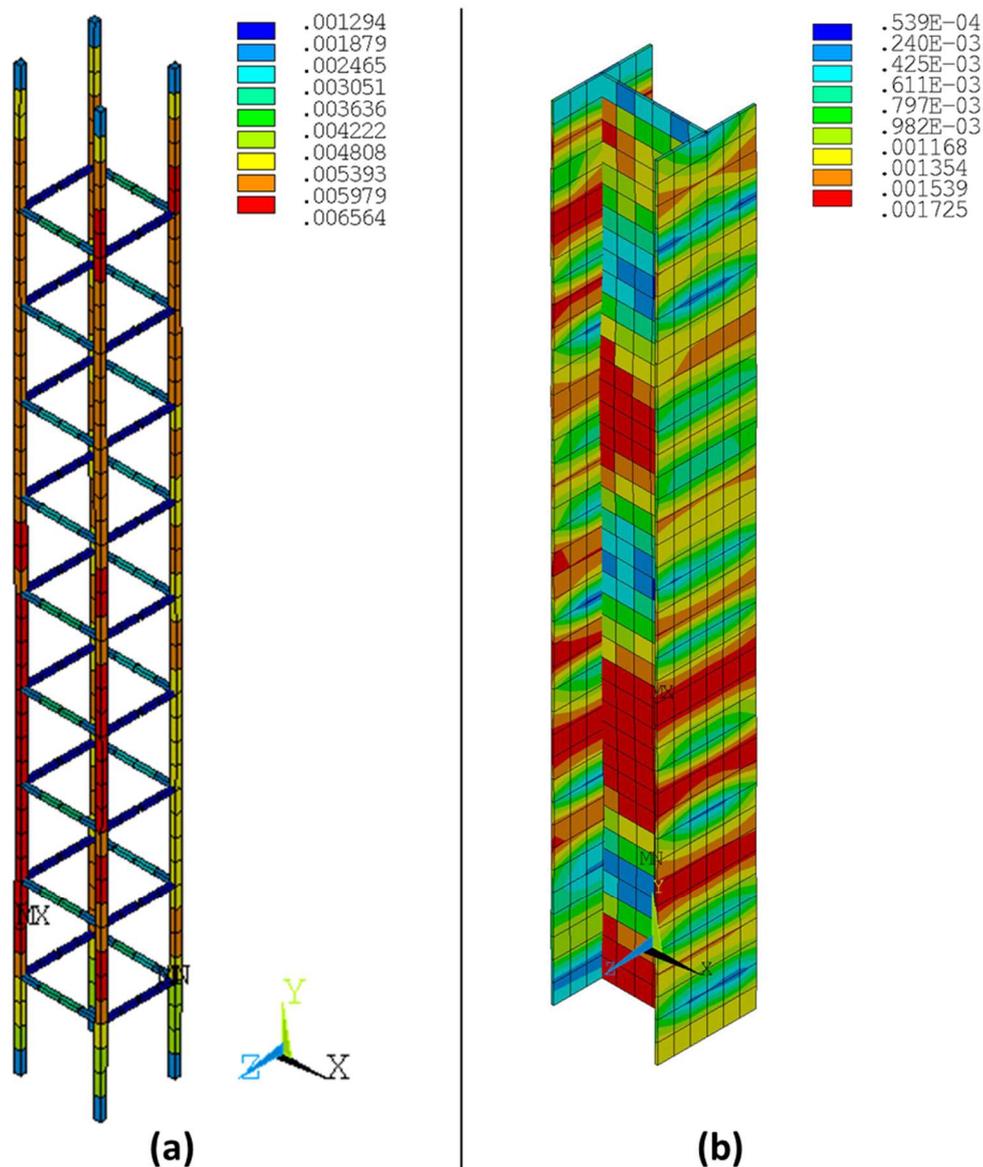
Ainda é possível observar na Figura 3.36, que para as barras transversais e longitudinais as tensões de *von Mises* foram satisfatórias, visto que, se assemelham as tensões de escoamento do aço 600 MPa o aço CA60 e de 500 MPa para o aço CA50.

Esta coerência se nota na Figura 3.37 (a), onde a deformada nas armaduras longitudinais são maiores que nas armaduras transversais, ou seja, devido a menor resistência dos elementos de aço CA-50 este material se apresenta mais deformável, ao contrário dos elementos de aço CA-60.

As deformações das armaduras longitudinais se devem em grande parte ao fato da instabilidade local das mesas e da alma do perfil metálico após a fissuração do concreto. Após esse fenômeno as armaduras passam a receber grande parcela da

carga aplicada ao pilar misto, e, conseqüentemente por possuir menor área resistente a compressão apresentam um incremento maior nas deformações.

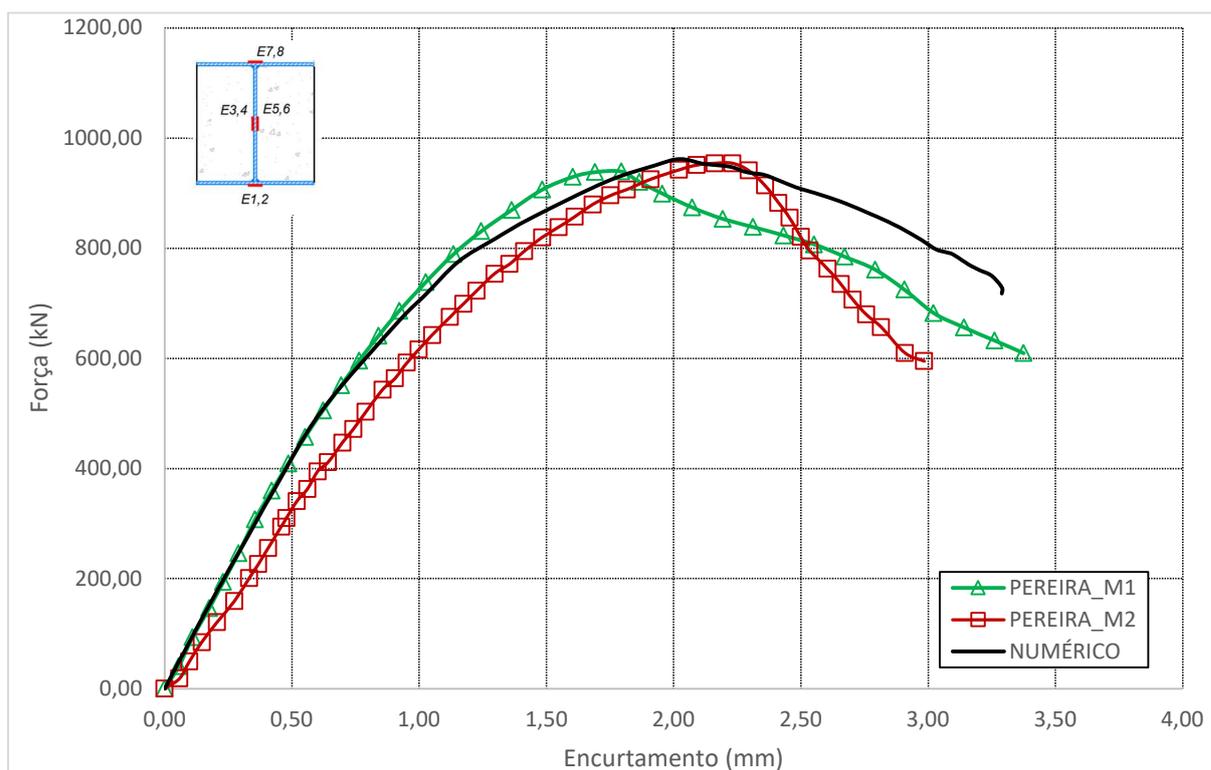
Figura 3.37 - Deformação no Aço (a) Armaduras; (b) Perfil Metálico



Fonte: Do Autor, 2022

Para a avaliação do comportamento global do pilar misto parcialmente revestido de alta resistência foram gerados os dados que compõem o Gráfico 3.1 que trata sobre as curvas de Carga Axial *versus* Encurtamento Vertical. Cabe ressaltar que a curva do modelo é comparada as curvas obtidas pelo ensaio experimental de Pereira (2014), com os registros feitos por 2 transdutores de deslocamento.

Gráfico 3.1 - Força versus Encurtamento

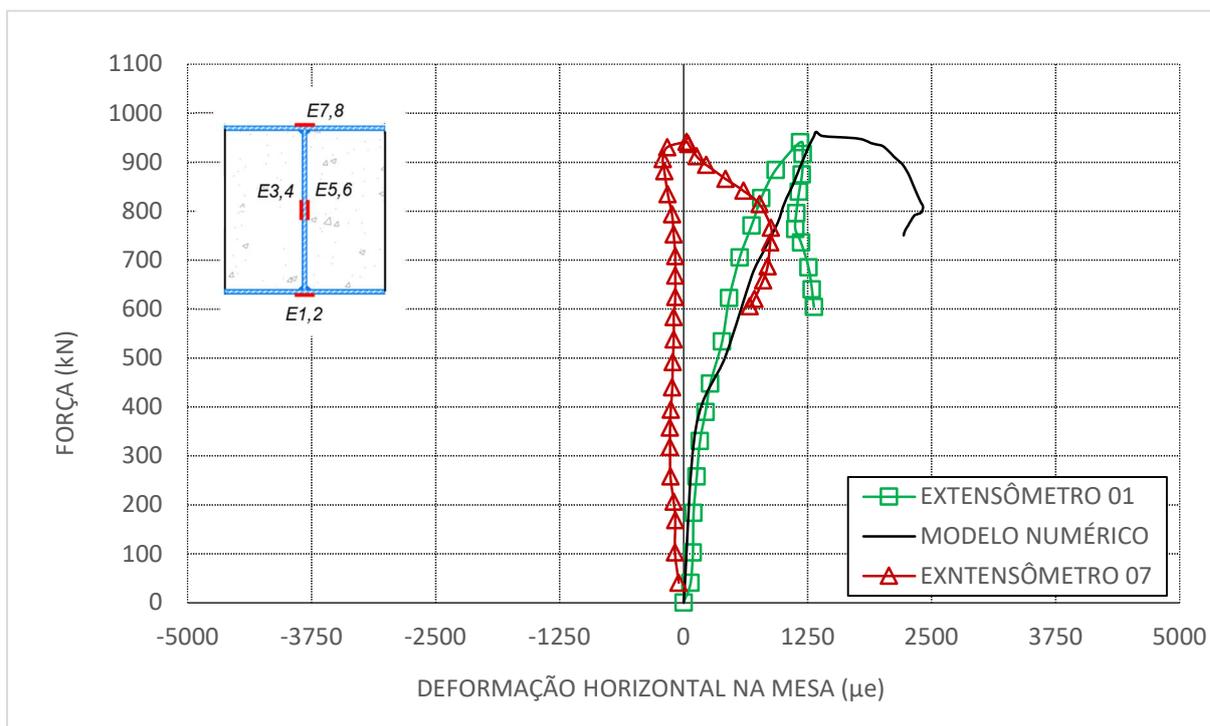


Fonte: Do Autor, 2022

Pode-se observar no Gráfico 3.1 que o modelo numérico se assemelha dos resultados obtidos pelo modelo experimental, tanto no comportamento em termos de rigidez quanto com relação à capacidade resistente. No protótipo de Pereira (2014), a capacidade resistente axial do pilar misto foi de 943 kN, ao passo que, para o modelo numérico desenvolvido nesta pesquisa, obteve-se uma carga axial máxima de 962,21 kN, o que indica uma divergência de apenas 2,04%.

Ao se tratar das deformações horizontais ocorridas nas mesas do perfil metálico é possível observar a compatibilidade das deformações numéricas com as obtidas nos ensaios, Gráfico 3.2.

Gráfico 3.2 - Deformação Horizontal na Mesa do Perfil Metálico

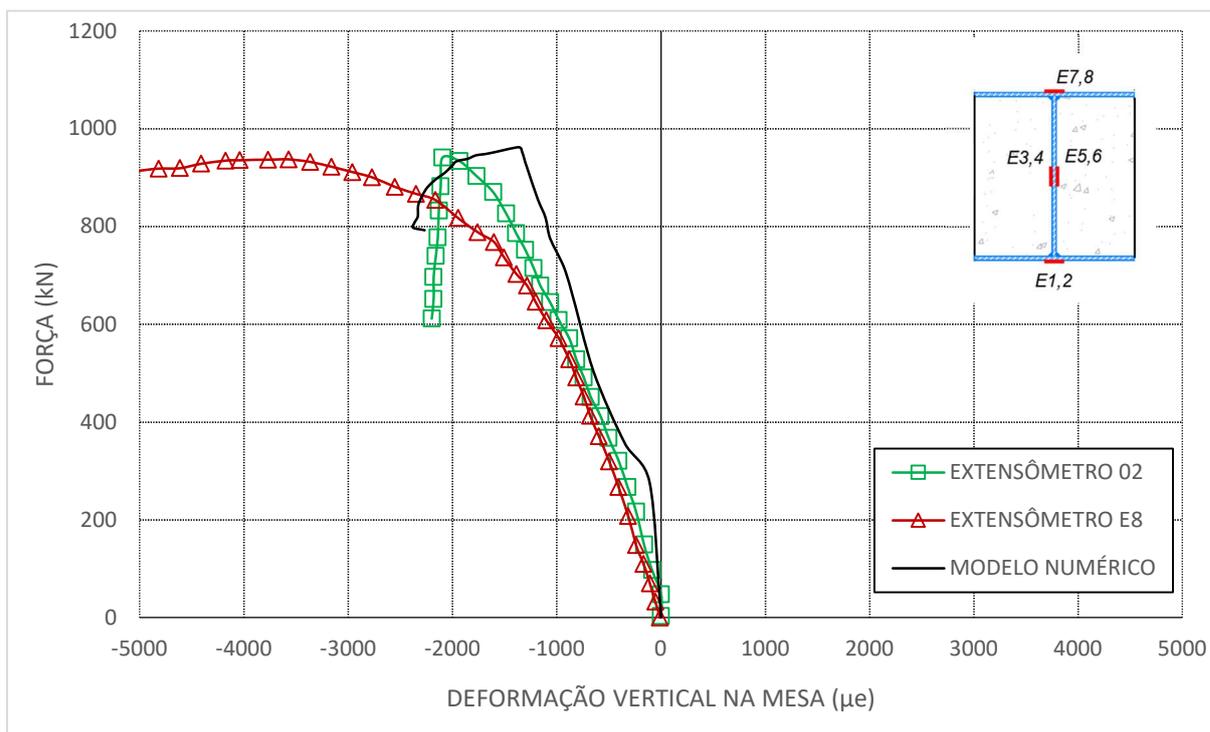


Fonte: Do Autor, 2022

O modelo numérico apresenta os esforços de compressão na direção transversal, semelhante os modelos experimentais de Pereira (2014). O resultado do modelo numérico se apresentou com deformações de compressão até atingir a carga máxima de 962,21 kN. Esse tipo de comportamento gráfico ocorre devido a plastificação da região das mesas, e, conseqüentemente o aparecimento de instabilidades locais sobre o perfil metálico.

No caso das deformações verticais na mesa do perfil metálico é possível notar a semelhança entre os pontos e os níveis de deformações, o que converge para a plastificação da seção, Gráfico 3.3.

Gráfico 3.3 - Deformação Vertical na Mesa do Perfil Metálico

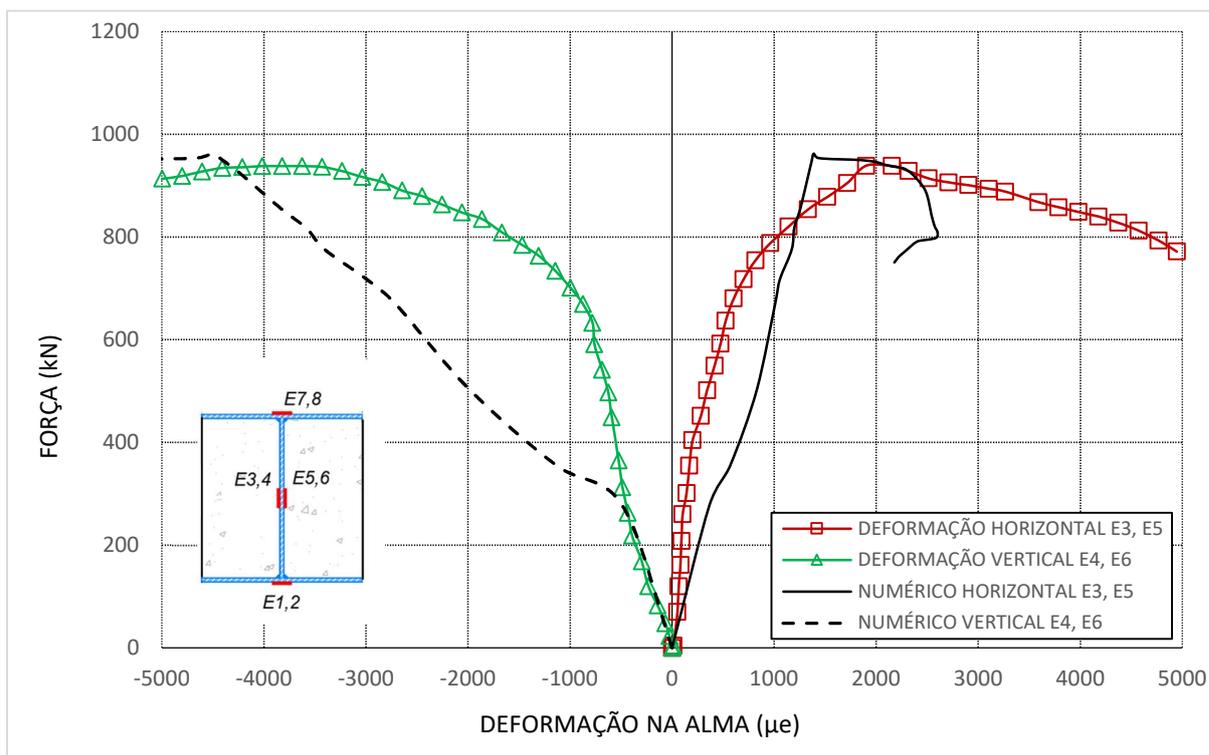


Fonte: Do Autor, 2022

Cabe ressaltar ainda sobre as deformações verticais na mesa ocorridas no perfil metálico do modelo numérico que após a carga máxima essas deformações se mantêm constantes ou diminuem. O que converge com o obtido no protótipo experimental analisado nesta pesquisa.

Semelhante ao processo realizado para avaliar as deformações verticais e horizontais na mesa, tem-se o registro dessas deformações na alma, Gráfico 3.4. No caso das deformações verticais é possível observar que associado a carga máxima aplicada no modelo numérico se tem a ocorrência de grandes deformações na alma, e, ao contrário do que foi obtido nas mesas do perfil metálico, após atingir a carga máxima as deformações na alma continuam a aumentar. Esse fenômeno converge com o efeito de plastificação na região da alma, visto que, este é um dos elementos responsáveis pela capacidade resistente do perfil após o pico da carga máxima e consequentemente da ductilidade do pilar.

Gráfico 3.4 - Deformação Horizontal e Vertical na Alma do Perfil Metálico



Fonte: Do Autor, 2022

É possível comprovar pelo Gráfico 3.4, que tanto no modelo numérico quanto no experimental a capacidade resistente do perfil misto se atribui em parte a resistência da alma do perfil metálico, uma vez as mesas sofreram flambagem local. No modelo experimental as curvas de deformação da alma são mais tradicionais, aparentando um comportamento homogêneo de toda a seção do perfil. Já no modelo numérico é possível notar uma mudança de direção na região de aproximadamente 30% da carga máxima. Isso pode ser indício de flambagem local da alma que ocasiona uma instabilidade inicial do perfil retomando em seguida sua resistência característica e o comportamento até a ruptura.

## 4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PILARES MISTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO PURA

Este capítulo apresenta a tabulação de todos os resultados obtidos após a execução da análise numérica parametrizada. Esta análise foi fundamental para avaliar a influência dos parâmetros geométricos e de material no comportamento estrutural do pilar misto parcialmente revestido, permitindo quantificar a contribuição de cada parâmetro na resistência e rigidez. Os parâmetros investigados são: resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço do perfil, comprimento do pilar e área da armadura longitudinal. Além disso, foi analisada a *performance* do pilar misto parcialmente revestido tendo como parâmetro a razão de contribuição do concreto.

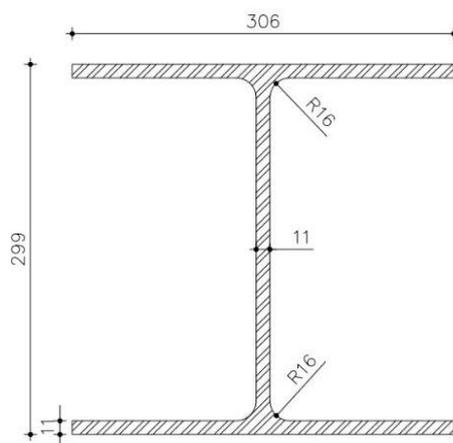
A fim de apresentar os resultados com maior clareza, neste capítulo estão indicados inicialmente quais foram as premissas adotadas para definição das variantes dos modelos numéricos analisados.

Dessa forma, com a utilização do *software ANSYS®*, versão 2022 R1 foram compilados 343 modelos numéricos de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto de alta resistência para avaliar a capacidade resistente e rigidez, variando-se a resistência característica do concreto, a resistência ao escoamento do aço dos perfis e o comprimento do pilar. Além dos parâmetros acima citados, variou-se também o diâmetro da armadura longitudinal de aço ( $\phi$ ), considerando cinco diâmetros comerciais. No total, foram realizadas 348 simulações.

### 4.1 DEFINIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Na definição dos modelos numéricos foi selecionado o perfil de aço, HP310x79, reproduzido na Figura 4.1. Utilizou-se o mesmo perfil em todos os modelos numéricos de pilar misto revestido.

Figura 4.1 - Perfil transversal do modelo numérico



Seção transversal	Geometria							Área de seção
	h [mm]	b [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	h <sub>i</sub> [mm]	r <sub>1</sub> [mm]	d [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
HP 310x79.0 (H)	299.0	306.0	11.0	11.0	277.0	16.0	245.0	100.00

Fonte: Do Autor, 2022

Para resistência ao escoamento do aço dos perfis, foram adotados os valores de 290, 345, 380, 415 e 450 MPa com base em aços estruturais de uso frequente especificados pela ASTM, correspondentes respectivamente aos aços ASTM A572 graus 42, 50, 55, 60 e 65. Também se considerou resistência ao escoamento de 500 MPa e 550 MPa com base em aços em desenvolvimento no mercado nacional, tal como o CST CIVIL grau 500.

A armadura de aço é composta por 4 barras longitudinais de aço CA50 com diâmetro de 10 mm, e os estribos são barras de aço CA50 de 8 mm de diâmetro a cada 150 mm. As classes de resistência adotadas para o concreto foram C30 e C40 para concretos de resistência normal e C50, C60, C70, C80 e C90 para concretos de alta resistência.

No modelo numérico de parametrização, os valores adotados para o coeficiente de *Poisson* e massa específica do concreto são 0,20 e 2500 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. Os módulos de elasticidade adotados seguem as recomendações da NBR 6118:2014 para concreto comum e concreto de alta resistência. As equações que determinam tais módulos de elasticidade, já apresentadas no Capítulo 2, se distinguem em

resistências entre 20 MPa a 50 MPa e 55 MPa a 90 MPa. Considerado o uso de granito como agregado graúdo, tem-se a Tabela 4.1 que apresenta os valores aproximados para módulo de elasticidade conforme equações da NBR 6118:2014.

Tabela 4.1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto

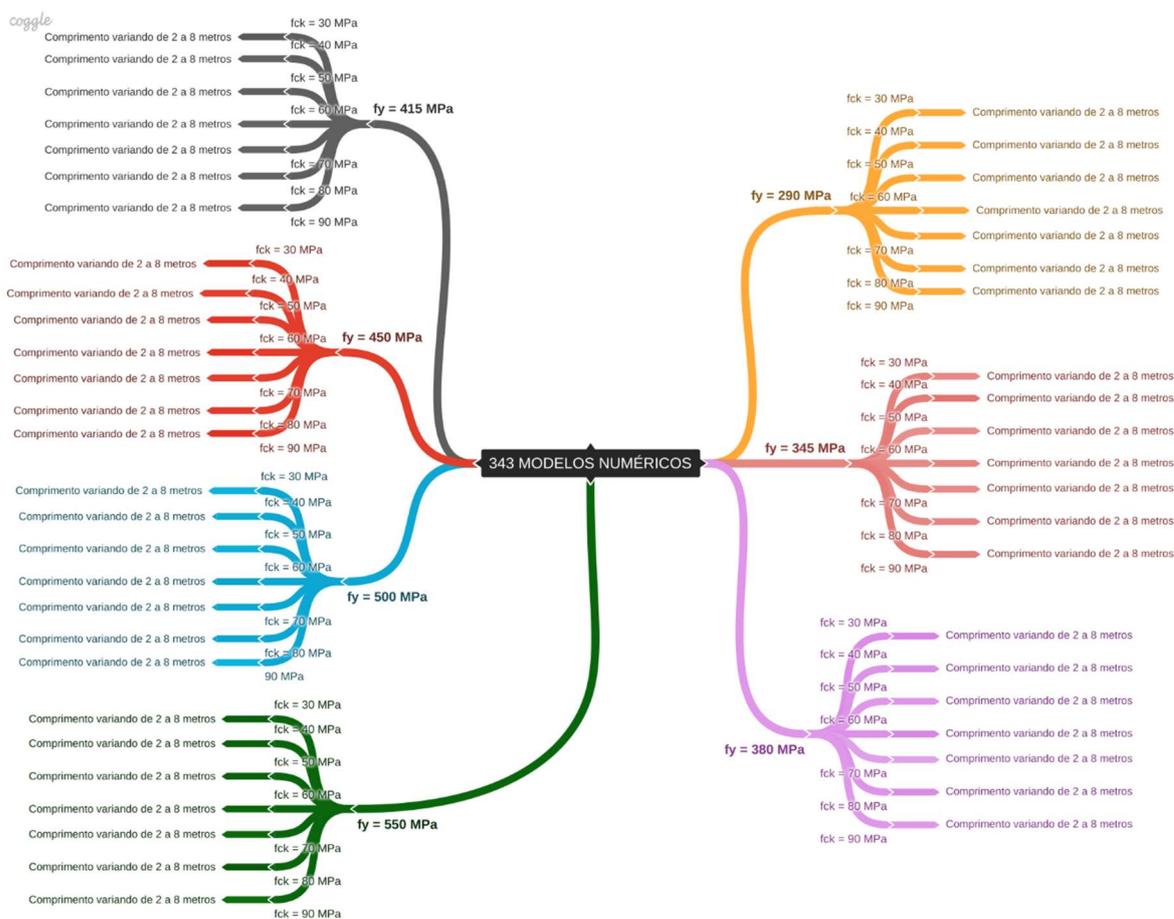
Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: NBR 6118:2014

Visando estudar a influência da variação da esbeltez do pilar, sete comprimentos distintos para o pilar foram selecionados na análise, a saber 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8 metros, resultando em pilares com esbeltez reduzida dentro da faixa de 0,35 a 2,1, aproximadamente.

343 (Trezentos e quarenta e três) modelos foram obtidos a partir da seleção de 7 classes de resistência do concreto, 7 valores de resistência ao escoamento do aço do perfil e 7 comprimentos distintos, de acordo com o fluxograma da Figura 4.2. O detalhamento da parametrização está apresentado no Apêndice dessa pesquisa.

Figura 4.2 - Fluxo de dados dos modelos numéricos



Fonte: Do Autor, 2022

Para identificação dos modelos de parametrização, foi adotada a designação  $\text{PMPR\_N}^\circ\text{\_L\_fck\_fy}$ , que significa pilar misto parcialmente revestido (PMPR), seguida do número do modelo ( $\text{N}^\circ$ ), o perfil de aço, o comprimento do perfil em metros (L), a resistência característica do concreto em MPa ( $f_{ck}$ ) e a resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) em  $\text{kN/cm}^2$ . A Tabela 4.1 exemplifica a numeração dos primeiros vinte e três modelos.

Tabela 4.2 - Designação dos modelos numéricos da parametrização

Designação	Perfil de aço				Comprimento L	Concreto f <sub>ck</sub>	Módulo de Elasticidade E <sub>ci</sub>	Aço f <sub>y</sub>	Armadura	
	mm								m	MPa
PMPR_N°_HP310x79_L_f <sub>ck</sub> _f <sub>y</sub>	d	tw	tf	bf						
PMPR_01_HP310x79_3,5_30_34,5	299	11	11	306	3,5	30	31	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_02_HP310x79_3,5_40_34,5	299	11	11	306	3,5	40	35	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_03_HP310x79_3,5_50_34,5	299	11	11	306	3,5	50	40	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_04_HP310x79_3,5_60_34,5	299	11	11	306	3,5	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_05_HP310x79_3,5_65_34,5	299	11	11	306	3,5	65	42,5	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_06_HP310x79_3,5_70_34,5	299	11	11	306	3,5	70	43	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_07_HP310x79_3,5_75_34,5	299	11	11	306	3,5	75	44	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_08_HP310x79_3,5_80_34,5	299	11	11	306	3,5	80	45	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_09_HP310x79_3,5_85_34,5	299	11	11	306	3,5	85	46	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_10_HP310x79_3,5_90_34,5	299	11	11	306	3,5	90	47	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_11_HP310x79_3_60_34,5	299	11	11	306	3	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_12_HP310x79_4_60_34,5	299	11	11	306	4	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_13_HP310x79_4,5_60_34,5	299	11	11	306	4,5	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_14_HP310x79_5_60_34,5	299	11	11	306	5	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_15_HP310x79_5,5_60_34,5	299	11	11	306	5,5	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_16_HP310x79_6_60_34,5	299	11	11	306	6	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_17_HP310x79_3,5_60_29	299	11	11	306	3,5	60	42	29,0	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_18_HP310x79_3,5_60_34,5	299	11	11	306	3,5	60	42	34,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_19_HP310x79_3,5_60_38	299	11	11	306	3,5	60	42	38,0	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_20_HP310x79_3,5_60_41,5	299	11	11	306	3,5	60	42	41,5	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_21_HP310x79_3,5_60_45	299	11	11	306	3,5	60	42	45,0	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_22_HP310x79_3,5_60_50	299	11	11	306	3,5	60	42	50,0	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_23_HP310x79_3,5_60_55	299	11	11	306	3,5	60	42	55,0	4 φ 10mm	φ 8mm /150

Fonte: Do Autor, 2022

Adicionalmente, visando analisar a influência da armadura longitudinal, variou-se o diâmetro das barras de 10mm para 12,5 mm, 16 mm, 22,5 mm e 25 mm, mantendo-se constante as dimensões dos estribos. Quatro modelos adicionais foram rodados conforme Tabela 4.3.

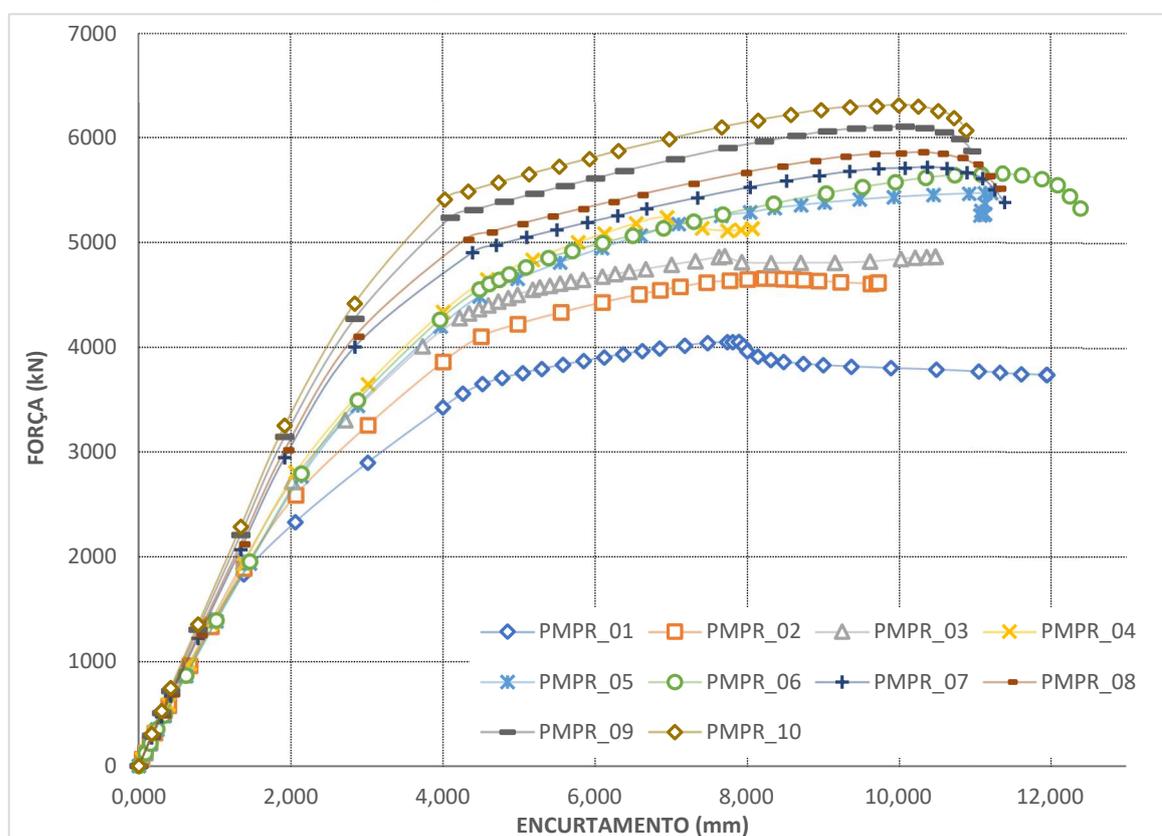
Tabela 4.3 - Modelos numéricos adicionais

Designação	Perfil de aço				Comprimento L m	Concreto $f_{ck}$ MPa	Módulo de Elasticidade E <sub>ci</sub> GPa	Aço $f_y$ kN/cm <sup>2</sup>	Armadura	
	mm								Longitudinal	Estribo
PMPR_N°_HP310x79_L_f <sub>ck</sub> _f <sub>y</sub>	d	tw	tf	bf						
PMPR_344_HP310x79_3,5_60_34,5	299	11	11	306	3,5	60	42	34,5	4 $\phi$ 12,5 mm	$\phi$ 8mm /150
PMPR_345_HP310x79_3,5_60_34,5	299	11	11	306	3,5	60	42	34,5	4 $\phi$ 16 mm	$\phi$ 8mm /150
PMPR_346_HP310x79_3,5_60_34,5	299	11	11	306	3,5	60	42	34,5	4 $\phi$ 22,5 mm	$\phi$ 8mm /150
PMPR_347_HP310x79_3,5_60_34,5	299	11	11	306	3,5	60	42	34,5	4 $\phi$ 25 mm	$\phi$ 8mm /150

Fonte: Do Autor, 2022

## 4.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Em uma primeira análise, foi traçado o Gráfico 4.1 - Força *versus* encurtamento do pilar para valores de resistência característica do concreto variando de 30 a 90 MPa, referentes aos primeiros nove modelos da Tabela 4.2, nos quais os demais parâmetros são constantes e iguais a: 345 MPa de resistência ao escoamento do aço, 10 mm e 8 mm de diâmetro das armaduras longitudinal e transversal, respectivamente e 3,50 m de comprimento do pilar.

Gráfico 4.1 - Força *versus* Encurtamento pela variação do  $f_{ck}$ 

Fonte: Do Autor, 2022

A característica visual mais evidente é o aumento considerável da resistência do pilar misto a partir do incremento de resistência do concreto à compressão. É possível observar um acentuamento na curva para os pilares mistos que utilizaram o concreto de alta resistência. Isso devido ao aumento do módulo de elasticidade tangencial do concreto que o torna mais rígido atingindo assim a carga máxima com menor encurtamento.

Entre o modelo com menor resistência do concreto de  $f_{ck} = 30$  MPa (PMPR\_01) e o modelo com maior resistência do concreto de  $f_{ck} = 90$  MPa (PMPR\_09), tem-se um ganho de resistência do pilar misto parcialmente revestido com concreto de alta resistência de 56%. Deste modo o aumento do  $f_{ck}$  neste tipo de estrutura se mostra muito eficaz perante a resistência à compressão pura.

#### 4.3 ÍNDICE DE PERFORMANCE

Um dos fatores a serem avaliados no estudo de pilares mistos são os denominados índices de desempenho. Neste caso, foi avaliado inicialmente o índice de contribuição do concreto (RCC). Essa relação permite estabelecer a importância do uso de concretos de alta resistência em pilares mistos, comparado ao uso de concretos de resistência normal.

O índice de contribuição do concreto (RCC) é definido como a relação entre a carga máxima do pilar misto e o esforço axial resistente do pilar de aço, similarmente ao proposto por Portolés *et al.* (2010).

$$RCC = \frac{N_{max}}{N_{Rka}} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Cabe ressaltar que existem muitas variáveis que podem afetar este índice. No caso deste estudo, foram combinados os principais parâmetros que afetam o desempenho do pilar misto, considerando a resistência ao escoamento do pilar de aço ( $f_y$ ), a esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ) e a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ).

Através do índice de RCC é possível avaliar a viabilidade da utilização de diferentes classes de  $f_{ck}$  do concreto em pilares mistos, representando assim, um fator de otimização dos critérios de escolha para cada parâmetro dos materiais do pilar misto.

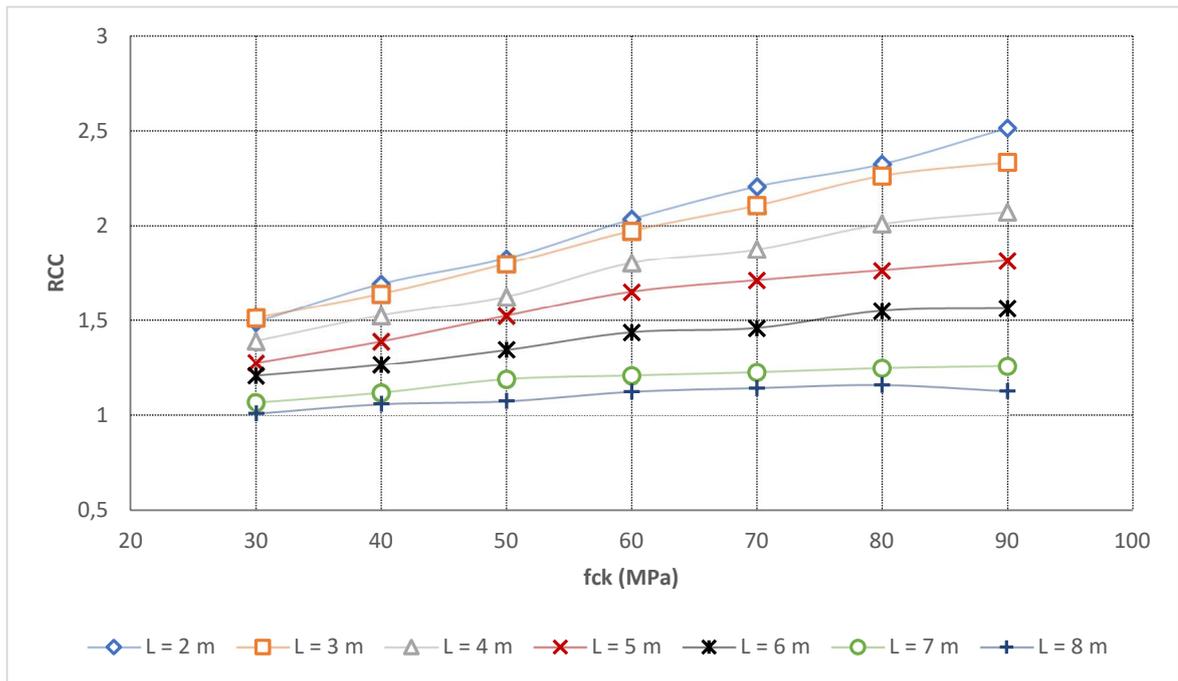
### 4.3.1 Razão de Contribuição do Concreto (RCC)

Analisando o Gráfico 4.2, em que a resistência ao escoamento do aço foi fixada em 290 MPa, foi feita a variação da resistência característica do concreto, variando de 30 MPa a 90 MPa, e, considerando os comprimentos variando de 2 metros a 8 metros. Sendo assim, é notório que para pilares com comprimento menor que 5 metros, a variação do  $f_{ck}$  do concreto provoca um acréscimo significativo no índice RCC. Como por exemplo, para  $L = 2$  m, o acréscimo obtido para o índice RCC foi de 69%, ao passo que, para o pilar com  $L = 5$  m, o incremento no índice foi de 42%, enquanto, para pilares com comprimentos maiores (7 metros e 8 metros), o acréscimo obtido foi de apenas 18% e 12%, respectivamente.

Outro fator que demonstra-se é a redução da contribuição do concreto ao passo que acontece o aumento gradativo da resistência do perfil de aço. Para um  $f_y = 500$  MPa e  $L = 2$  metros o acréscimo no índice RCC na variação do  $f_{ck}$  é de 39%, aumentando de 1,34 para 1,86, enquanto para  $L = 8$  metros o índice RCC tem um acréscimo de 9%, variando de 1,0028 a 1,0947.

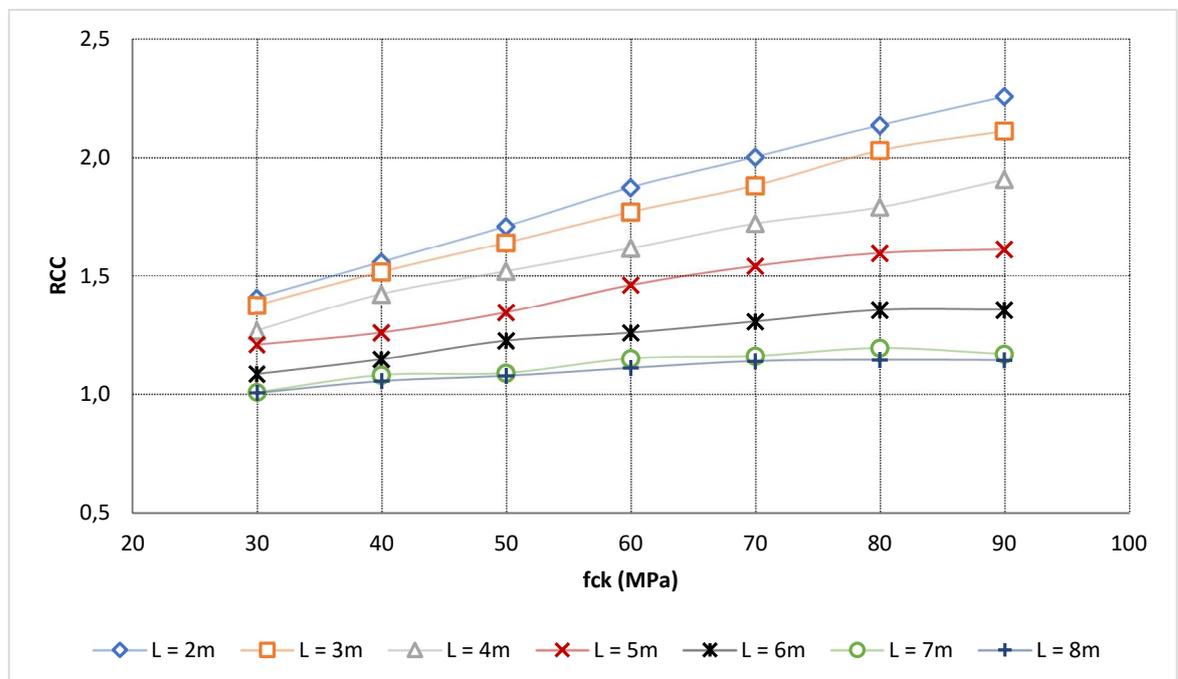
Assim, nota-se que a participação do concreto na resistência do pilar misto parcialmente revestido é mais elevada para comprimentos menores. Para pilares com índice de esbeltez maiores, aumentar a resistência à compressão do concreto ou aumentar a resistência ao escoamento do aço do perfil não é tão eficiente, pois a resistência à compressão do pilar misto é governada pelo efeito de flambagem local da mesa do pilar. O mesmo comportamento pode ser identificado entre o Gráfico 4.2 e o Gráfico 4.8, que representam as demais variações da resistência ao escoamento do aço.

Gráfico 4.2 - Variação da RCC para  $f_y = 290$  MPa

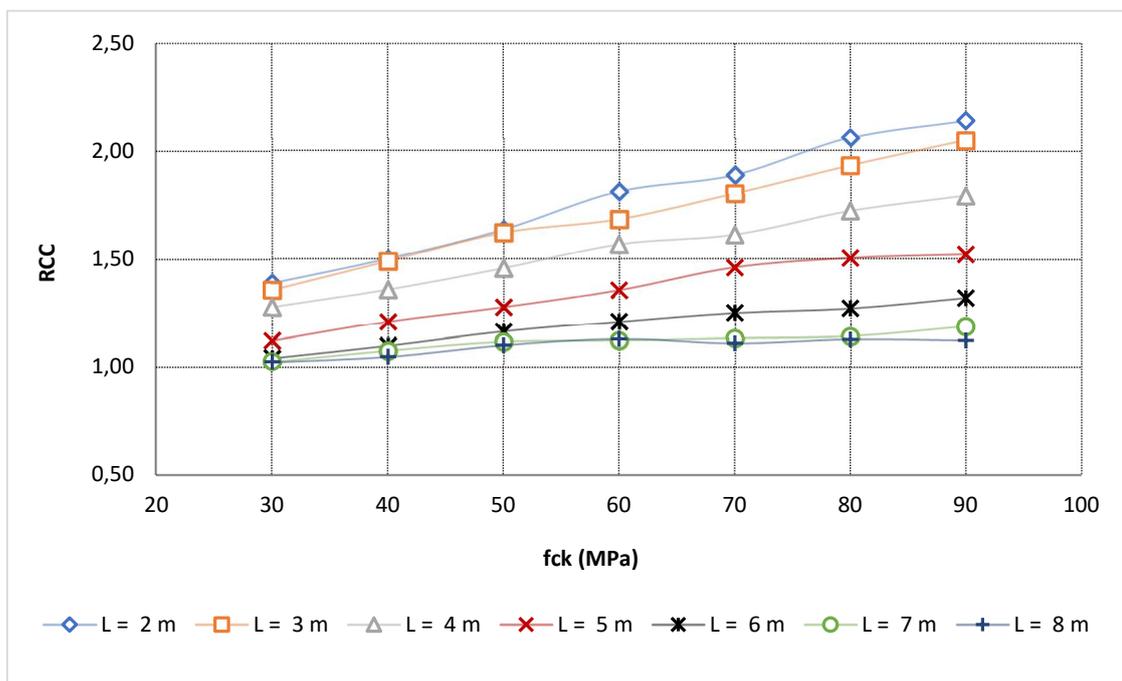


Fonte: Do Autor, 2022

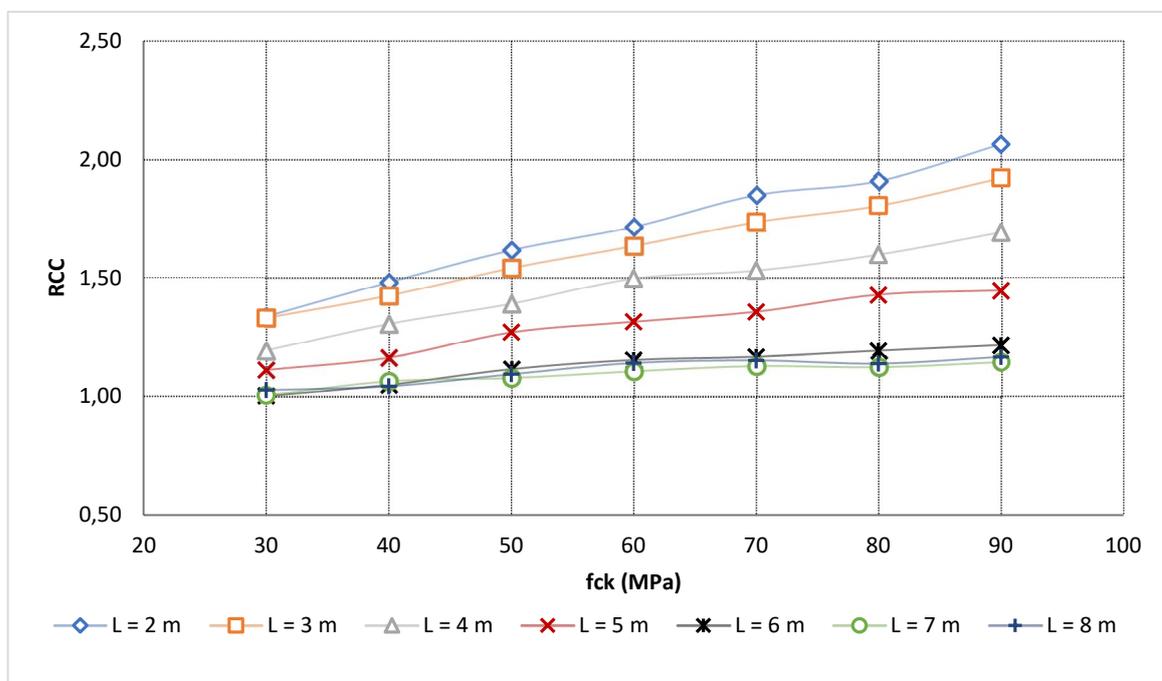
Gráfico 4.3 - Variação da RCC para  $f_y = 345$  MPa



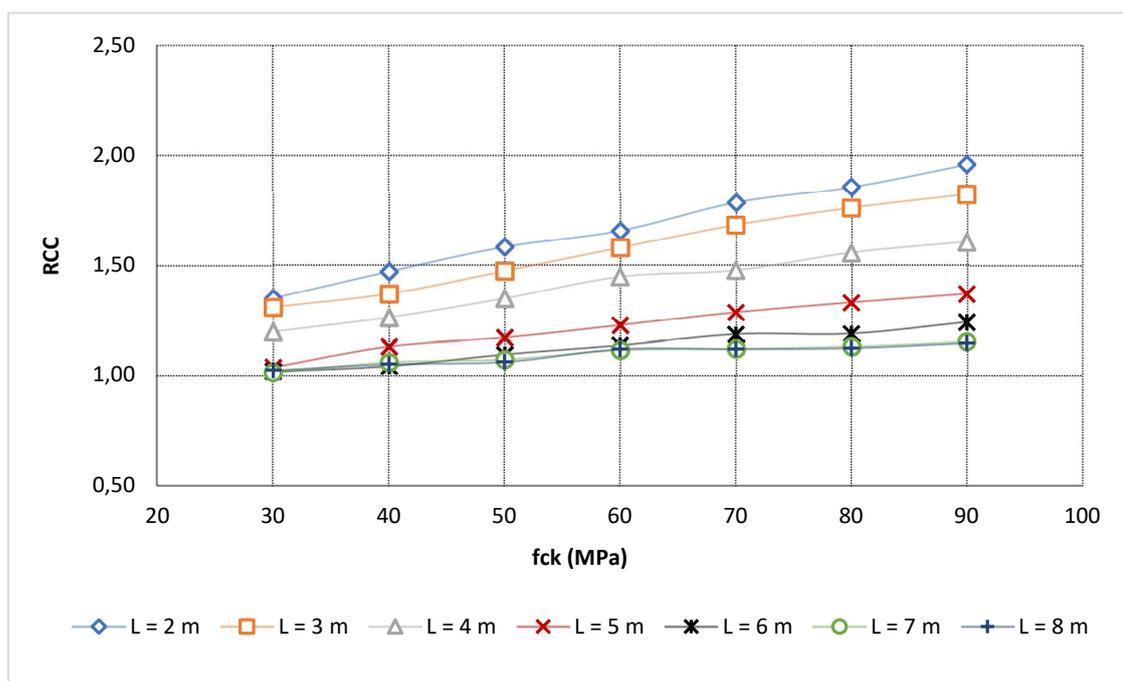
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.4 - Variação da RCC para  $f_y = 380$  MPa

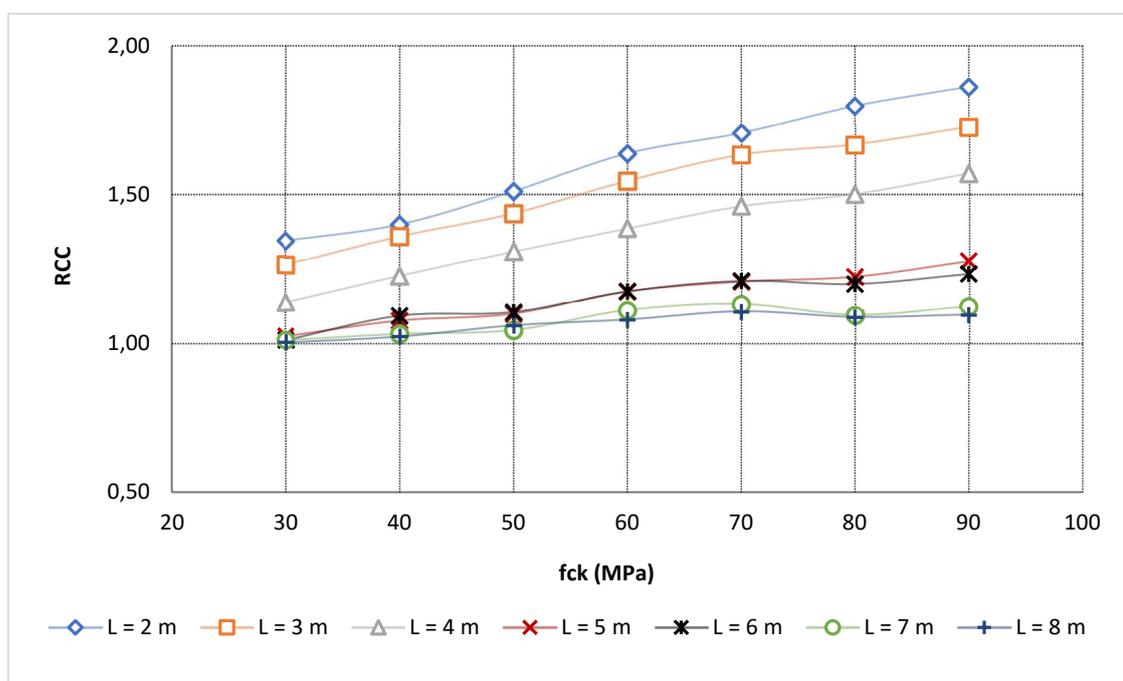
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.5 - Variação da RCC para  $f_y = 415$  MPa

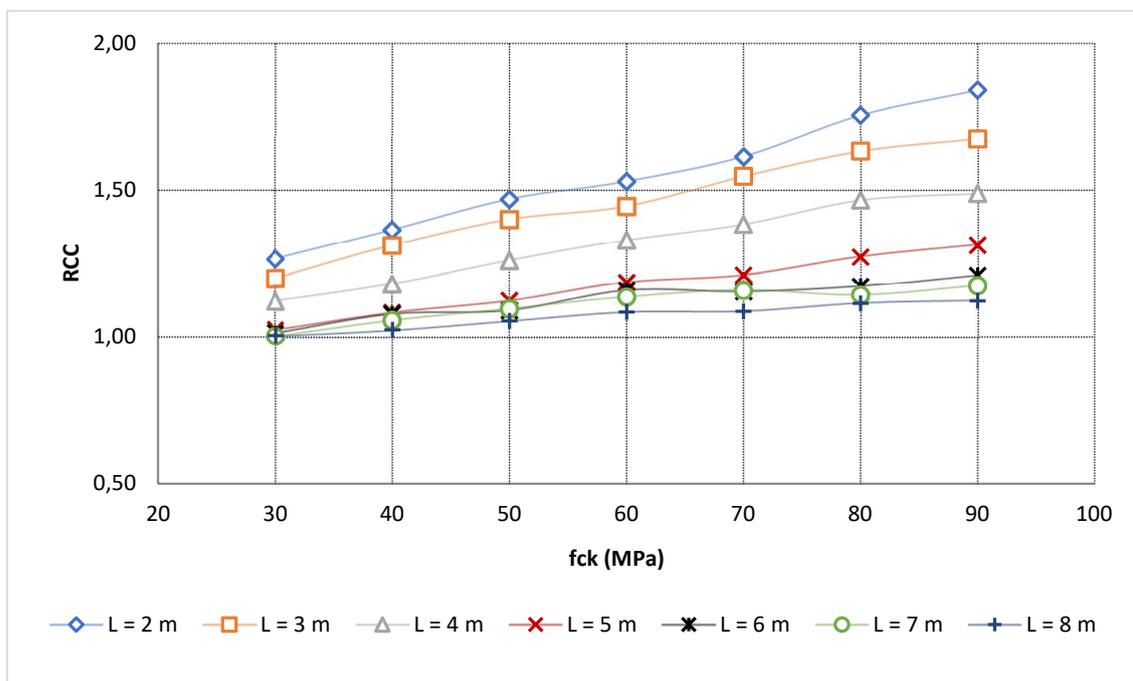
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.6 - Variação da RCC para  $f_y = 450$  MPa

Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.7 - Variação da RCC para  $f_y = 500$  MPa

Fonte: Do Autor, 2022

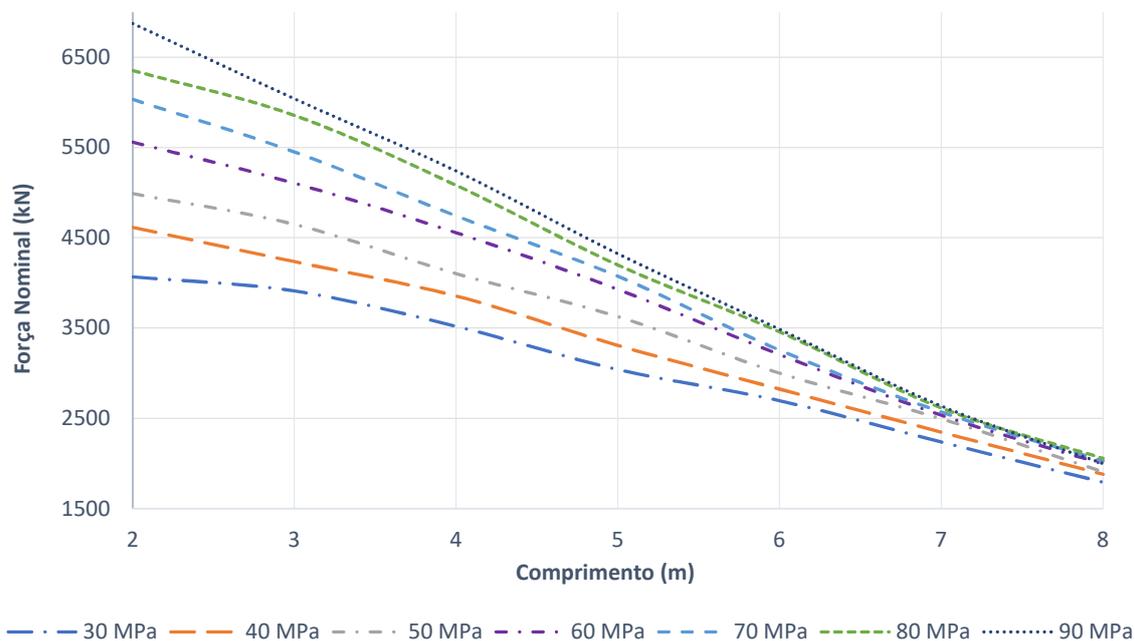
Gráfico 4.8 - Variação da RCC para  $f_y = 550$  MPa

Fonte: Do Autor, 2022

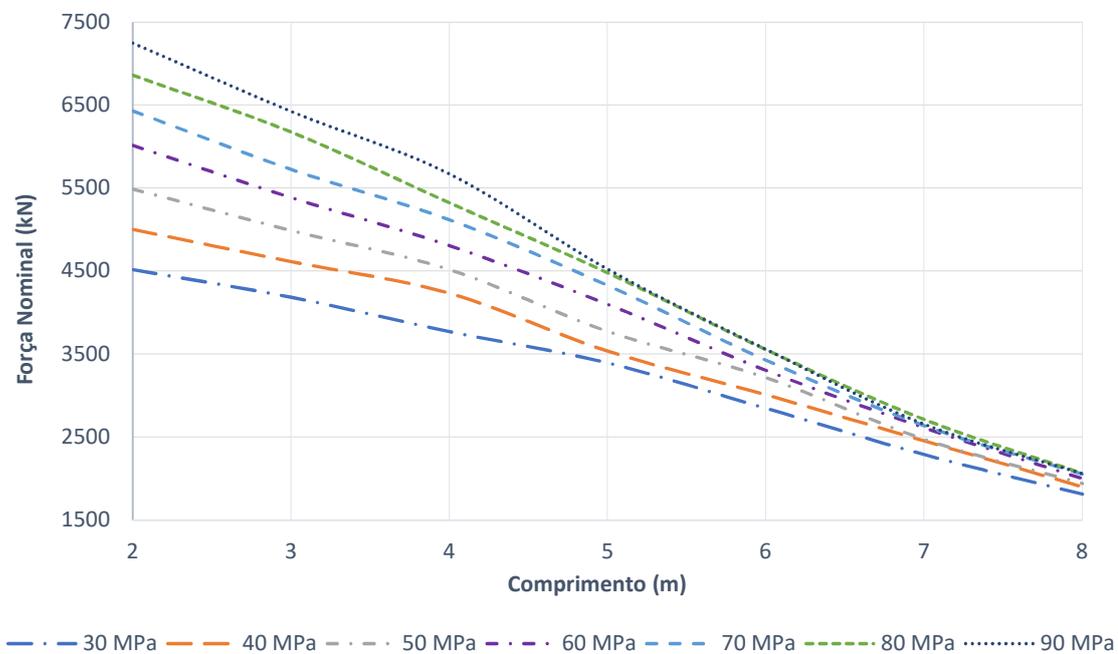
#### 4.4 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO PILAR

A partir da parametrização, foram traçadas curvas de resistência à compressão do pilar em função do comprimento do pilar, Gráfico 4.9 ao Gráfico 4.15, mantendo-se constante a resistência ao escoamento do aço. Os gráficos contêm uma curva para cada resistência à compressão do concreto analisada.

Pode ser observado que em pilares mistos de comprimento menor, o incremento da resistência do concreto apresenta-se mais eficaz, ou seja, se observado o Gráfico 4.9, para o pilar misto de 2 metros, a variação do  $f_{ck}$  de 30 MPa para 90 MPa, proporciona um aumento de 69% na resistência nominal do pilar misto. Em contrapartida, para pilares com maiores comprimentos, ou seja, mais esbeltos, essa contribuição não se faz tão eficiente. Como pode ser observado, com a mesma variação da resistência característica do concreto, a resistência nominal para o pilar misto de 8 metros aumenta apenas 12%.

Gráfico 4.9 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com  $f_y$  290 MPa

Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.10 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com  $f_y$  345 MPa

Fonte: Do Autor, 2022

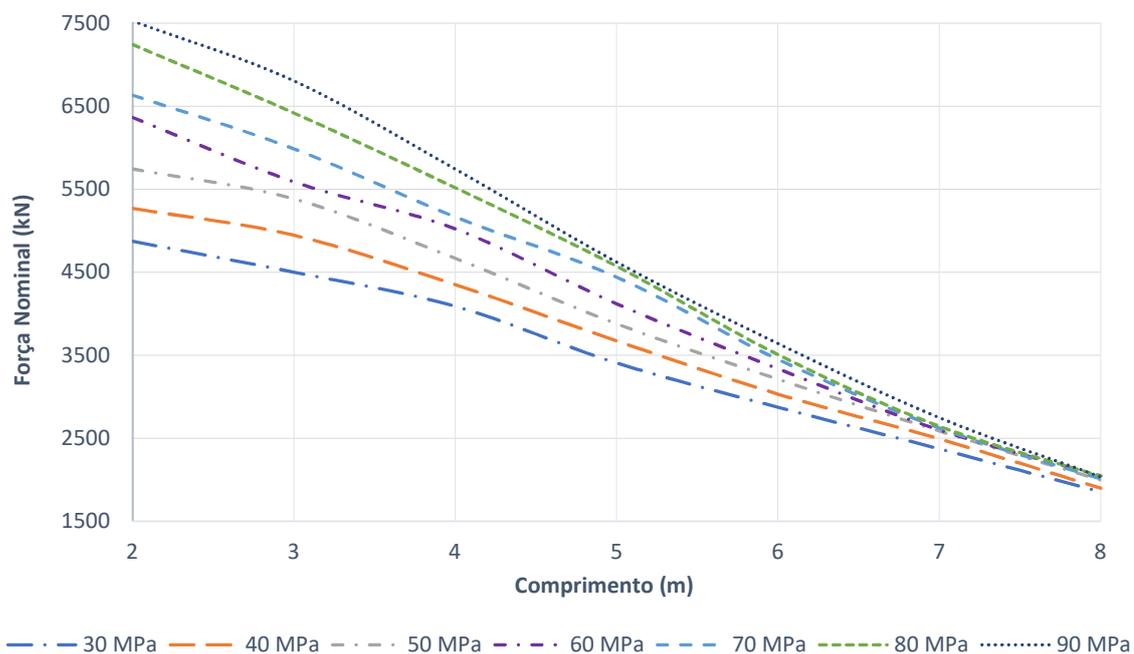
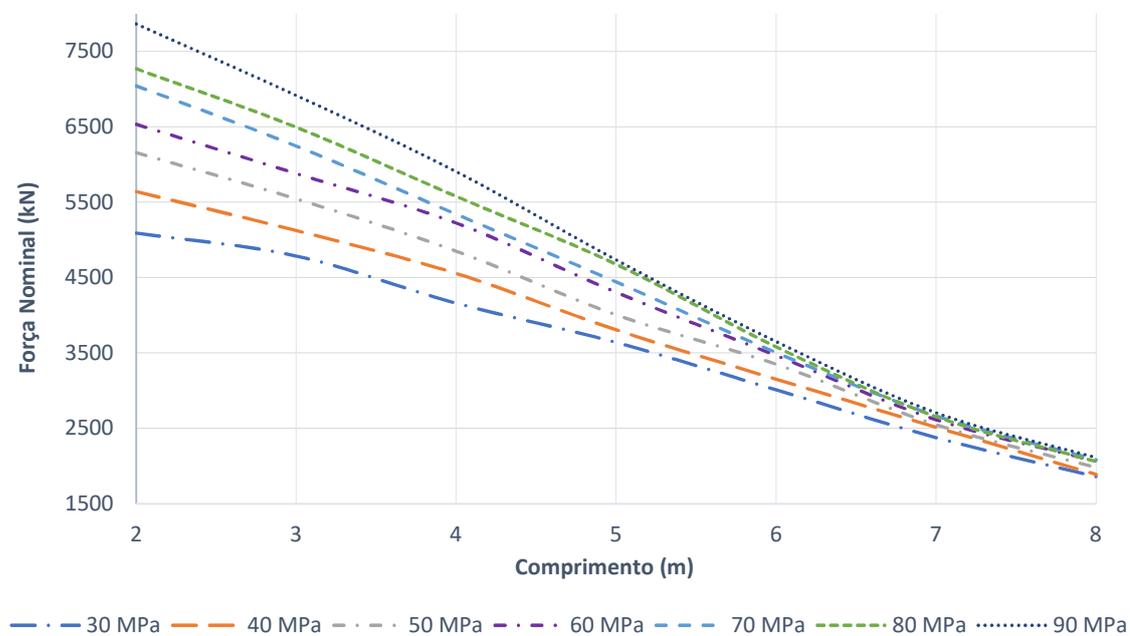
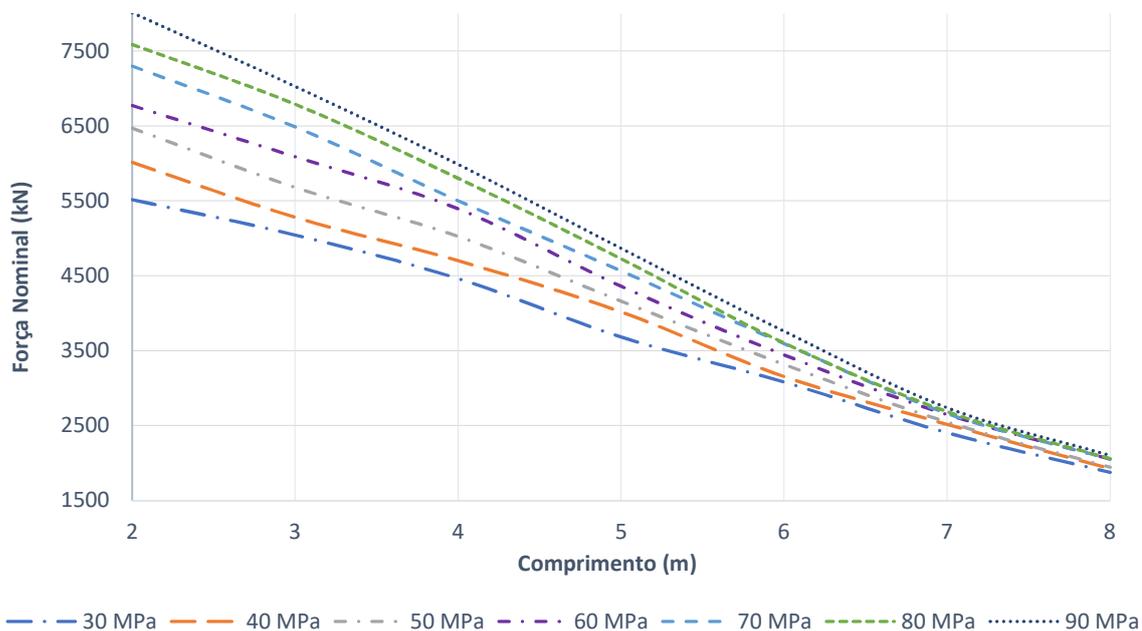
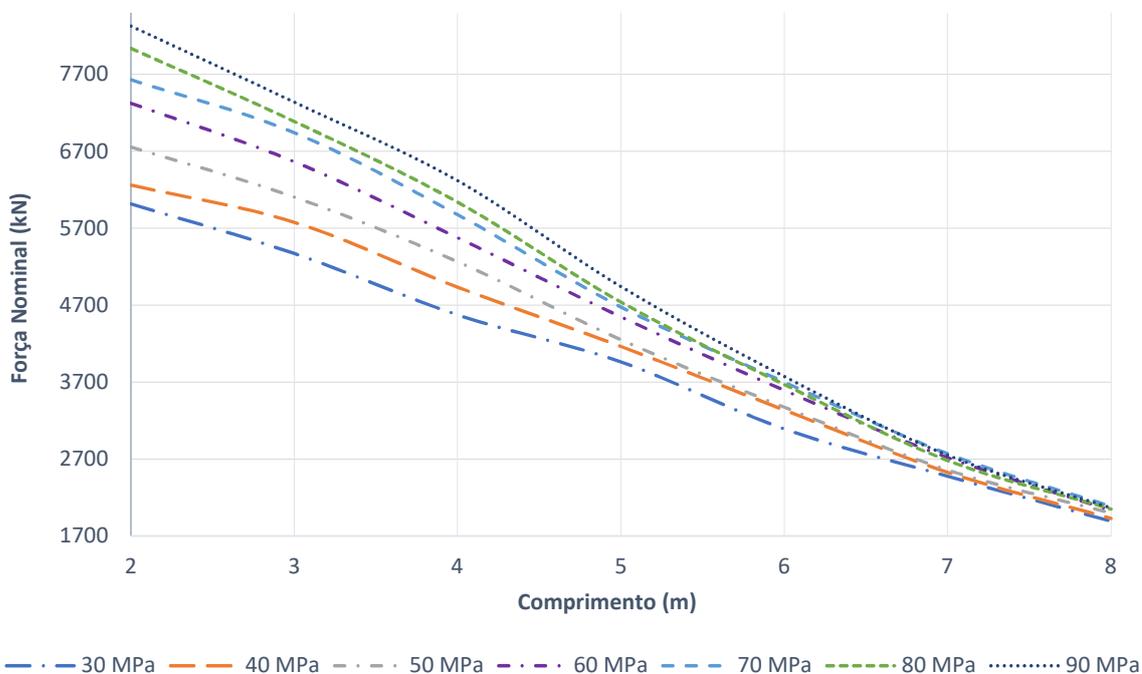
Gráfico 4.11 - Resistência à compressão em função comprimento para modelos com  $f_y$  380 MPaGráfico 4.12 - Resistência à compressão em função comprimento para modelos com  $f_y$  =415 MPa

Gráfico 4.13 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com  $f_y$  450 MPa

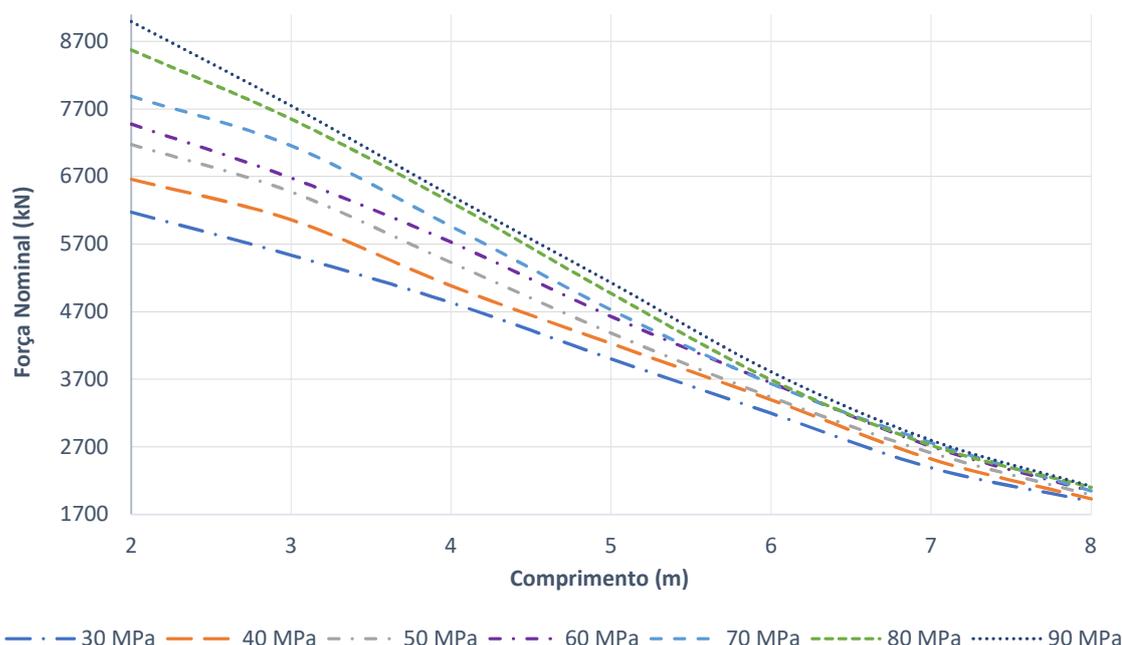


Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.14 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com  $f_y$  500 MPa



Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.15 - Resistência à compressão em função do comprimento para modelos com  $f_y$  550 MPa

Fonte: Do Autor, 2022

Outro fator preponderante, é a influência da resistência ao escoamento do aço do pilar na carga última do pilar. No Gráfico 4.15, em que o  $f_y$  é 550 MPa, o acréscimo de resistência para o pilar misto foi de 46% para o comprimento de 2 metros, e, 12% para o comprimento de 8 metros. Em comparação com o Gráfico 4.9, em que  $f_y$  é 290 MPa, e os percentuais de aumento de resistência eram 69 % e 12% para 2 e 8 metros, respectivamente, percebe-se que a influência da resistência à compressão do concreto se reduz quando utiliza-se um aço de maior resistência ao escoamento.

#### 4.5 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO DO PERFIL

Para analisar a influência da resistência ao escoamento do aço do perfil, foram selecionados os resultados dos modelos numéricos nos quais se manteve constante a resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) e comprimento ( $L$ ), e, variou-se a resistência ao escoamento do perfil de aço ( $f_y$ ).

Os resultados das simulações numéricas e as comparações com os valores característicos das normas de dimensionamento estão apresentados no Gráfico 4.16

ao Gráfico 4.22, em que pode ser observado inicialmente que nos pilares com menor comprimento ( $L < 5$  m), a influência da resistência ao escoamento do aço é maior.

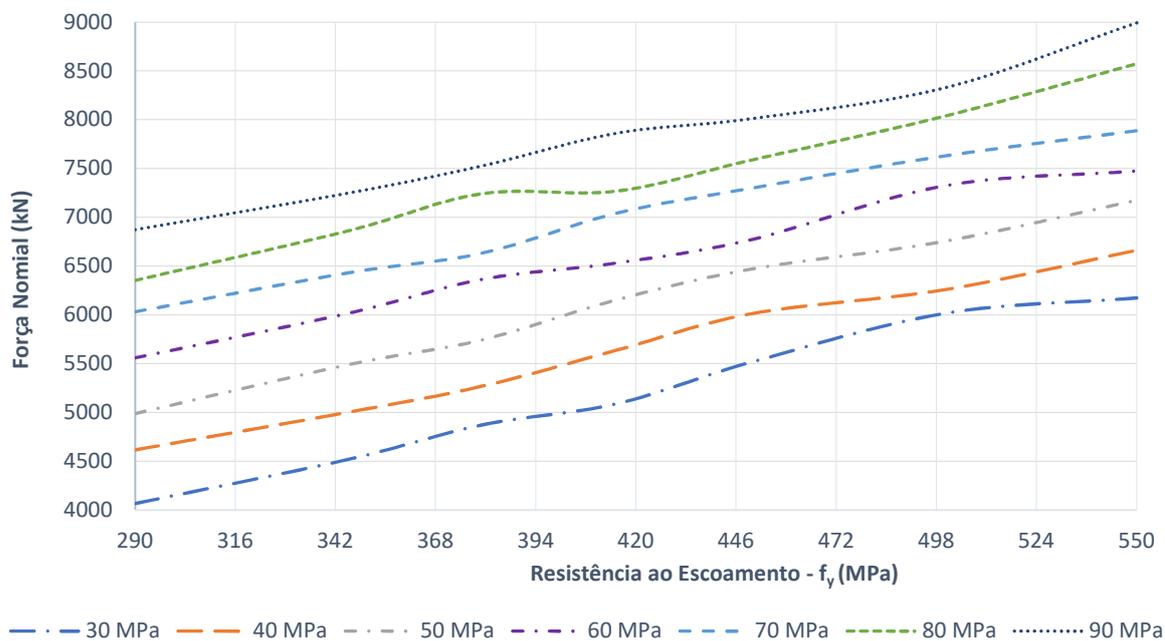
Como pode ser observado para o concreto com  $f_{ck} = 30$  MPa e  $L = 2$  m, o incremento de força nominal do perfil misto quando variado o  $f_y$  de 290 MPa a 550 MPa foi de 52%. Do mesmo modo, para o concreto com  $f_{ck} = 90$  MPa e  $L = 2$  m, o incremento de força nominal do perfil misto quando variado o  $f_y$  de 290 MPa a 550 MPa foi de 31%. Para concretos de menor  $f_{ck}$ , a contribuição do perfil de aço se equipara a do concreto, chegando a uma proporção de 48% de contribuição do concreto, e, 52% do perfil de aço. Para concretos de maior  $f_{ck}$ , a contribuição do concreto é mais expressiva, ou seja, a passo que se trabalha com concreto de alta resistência, este tem maior influência sobre o pilar misto, se comparado ao perfil de aço.

Para os pilares mistos com comprimento maior que 5 metros, a contribuição da resistência do aço à força de compressão última do pilar tem menor influência, ou seja, se observado o Gráfico 4.19, é possível verificar que a influência do  $f_y$  é de 19% e 9%, para  $f_{ck}$  de 30 MPa e 90 MPa, respectivamente.

Por fim, para os pilares mistos com comprimento de 8 metros (Gráfico 4.22), pode ser observado uma estabilidade dos resultados do modelo numérico, isso pode ser causado pela baixa influência da resistência do escoamento do aço na força resistente à compressão do pilar misto. Estando os valores característicos de compressão muito próximos, a variação do erro relativo provoca a intercepção das curvas ao longo do gráfico.

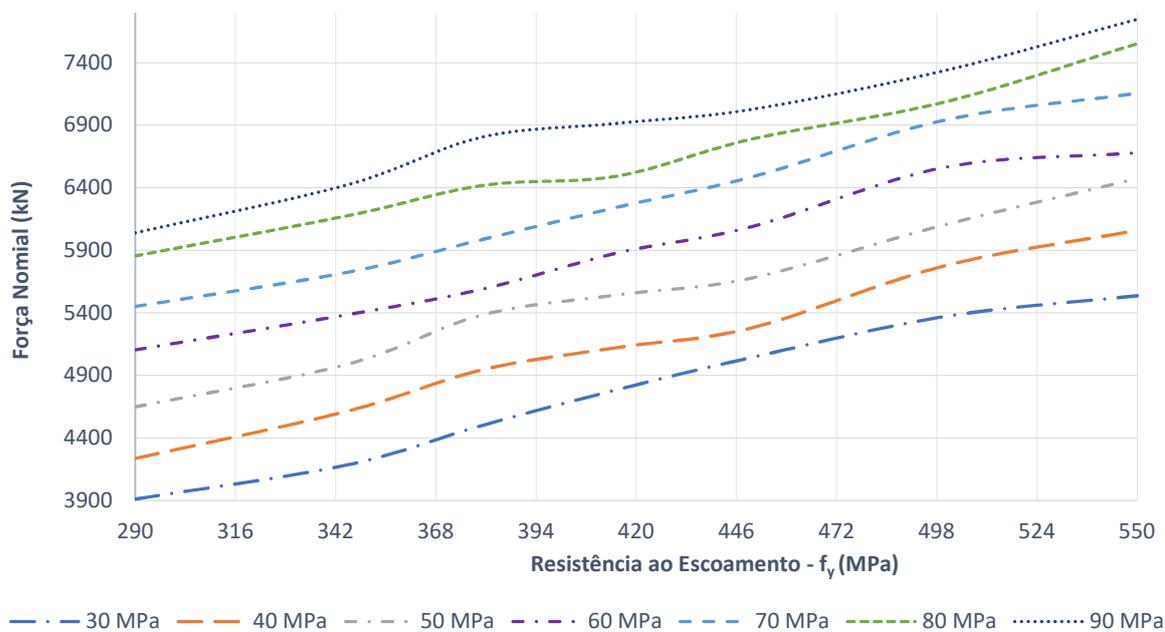
Para resistência característica do concreto entre 30 MPa e 50 MPa, concreto de resistência normal, ocorre uma maior linearidade entre as curvas, neste caso, não há intercepção entre elas. A contribuição da resistência ao escoamento do aço do perfil para essas situações é de 6% para 30 MPa, 3% para 40 MPa e 4% para 50 MPa.

Gráfico 4.16 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 2 m



Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.17 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 3 m



Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.18 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento para modelos com comprimento de 4 m

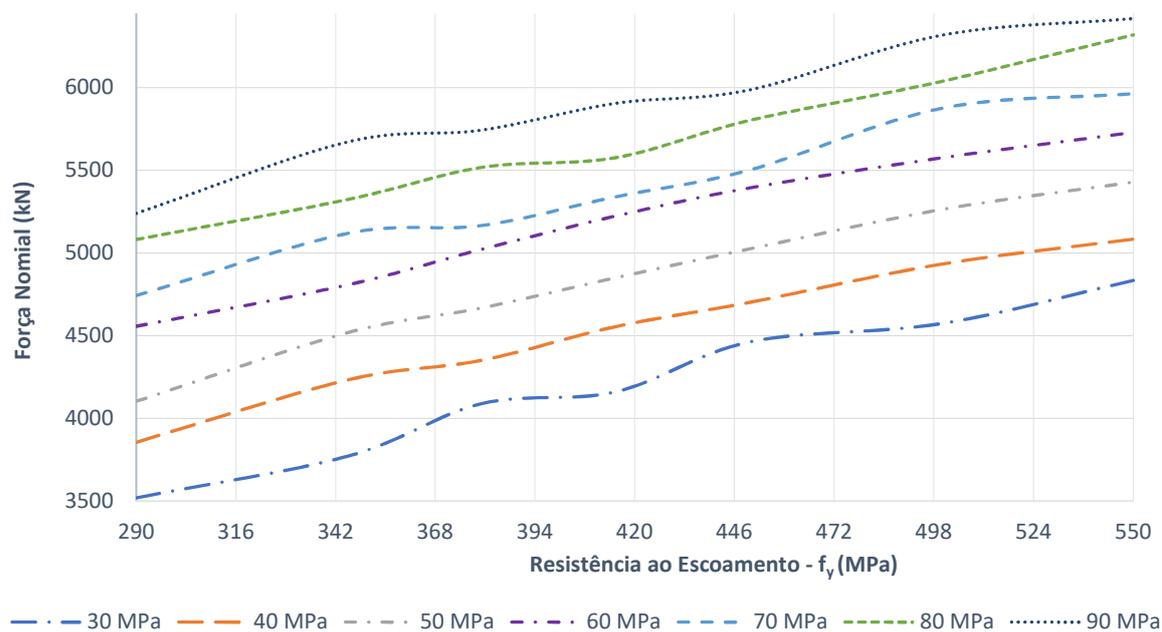


Gráfico 4.19 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 5 m

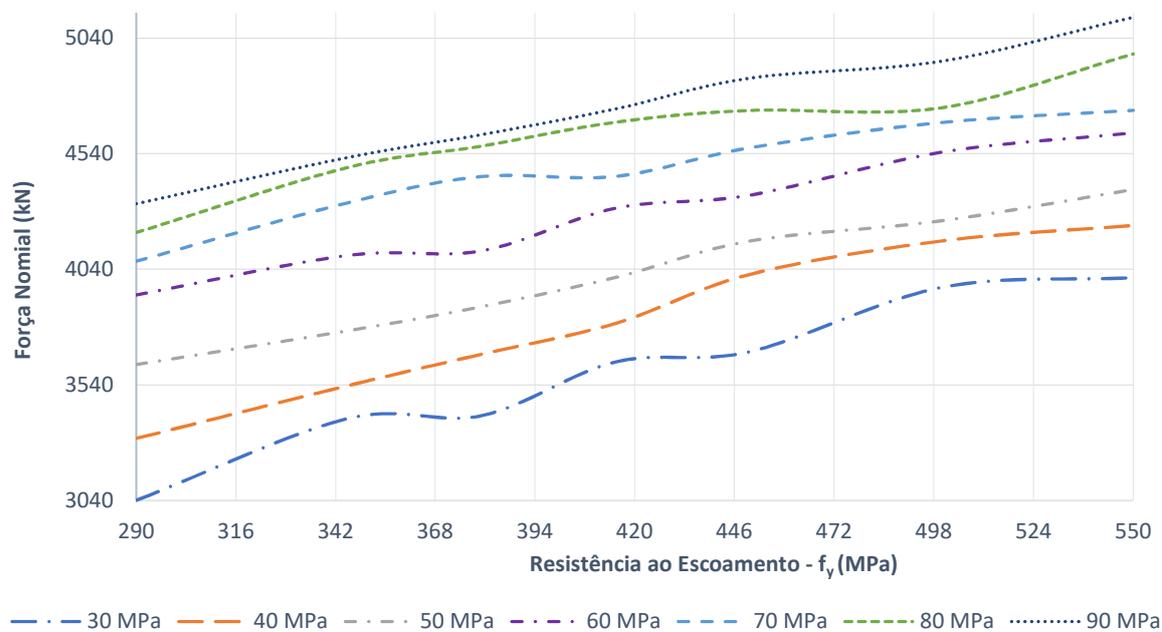


Gráfico 4.20 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 6 m

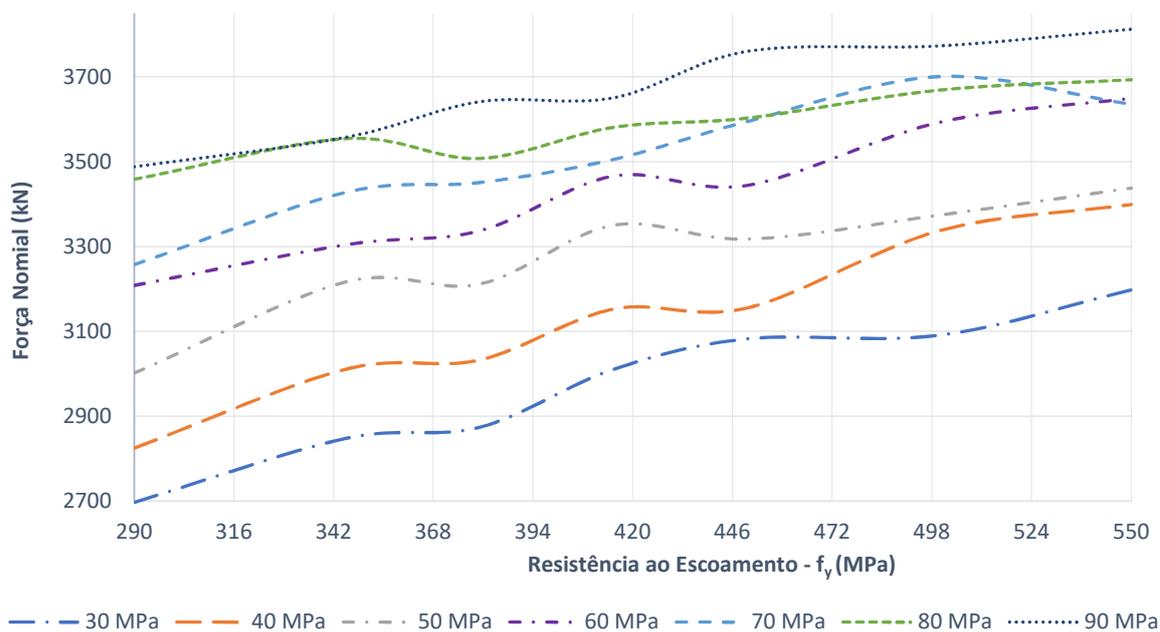


Gráfico 4.21 - Resistência à compressão em função da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 7 m

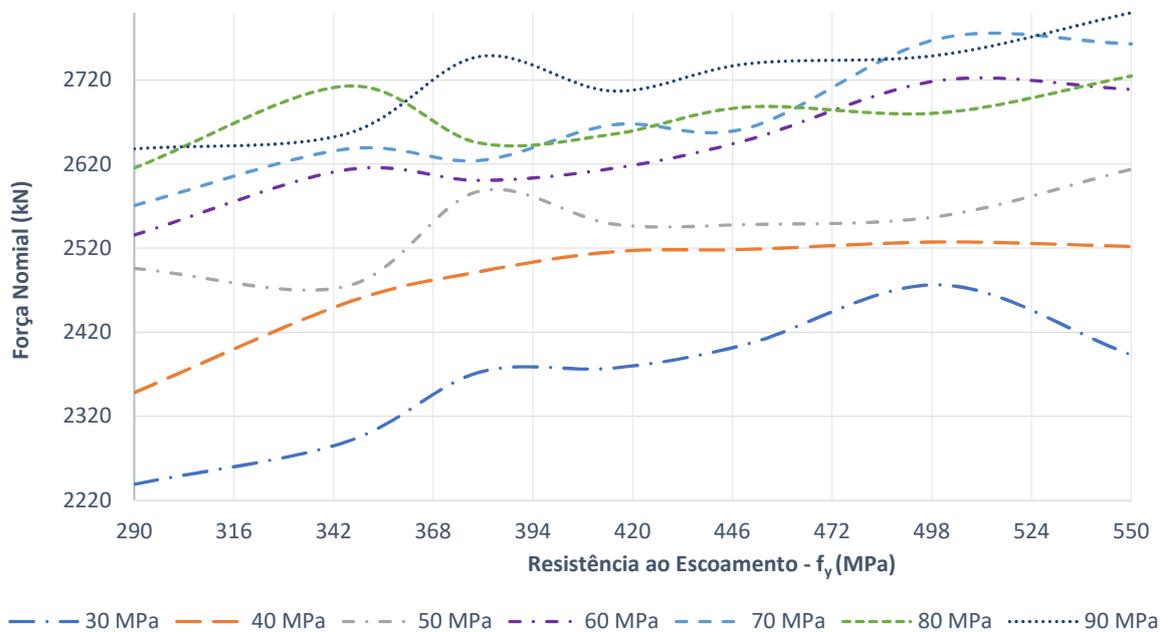
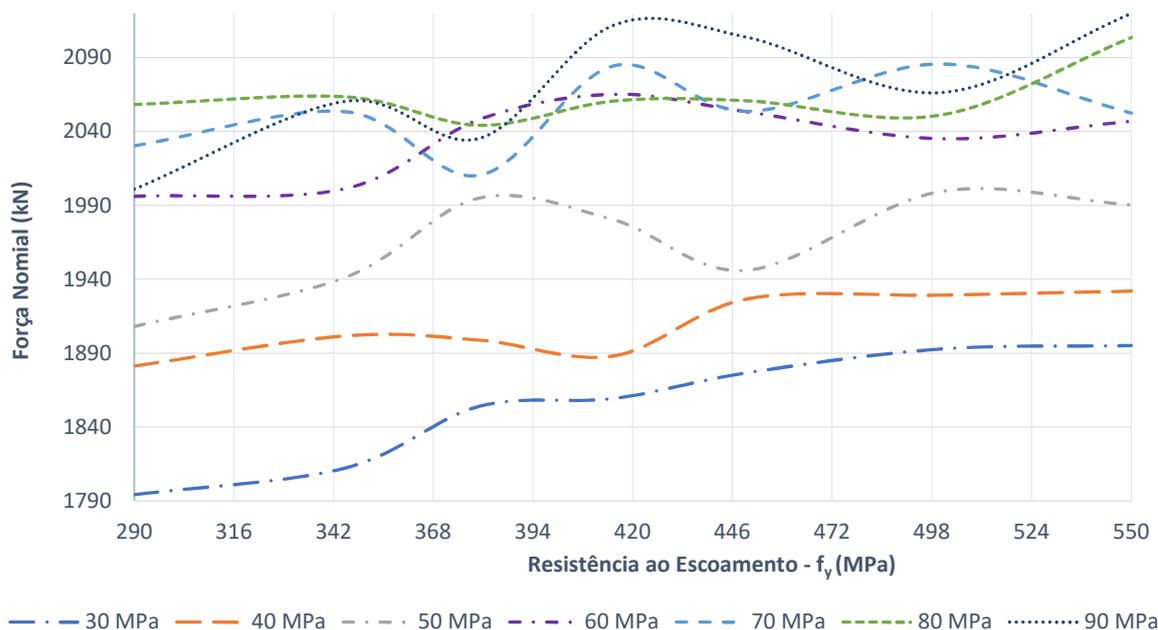


Gráfico 4.22 - Resistência à compressão em função do da resistência ao escoamento do aço para modelos com comprimento de 8 m



Fonte: Do Autor, 2022

No Gráfico 4.23 a Gráfico 4.28 é apresentado o comparativo entre os resultados numéricos e normativos (NBR 8800:2008), separados em intervalos de classe do concreto C30, C40 e C50, e classes C70, C80 e C90.

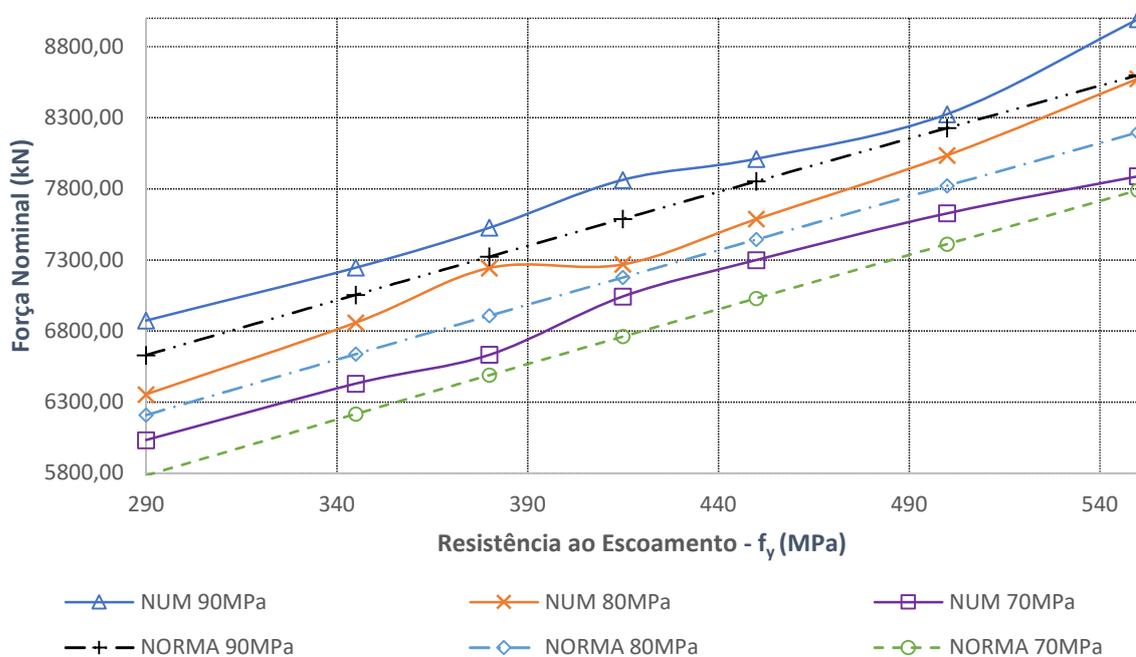
No Gráfico 4.23, com comprimento  $L = 3m$ , as curvas de resistência numérica e normativa se comportam de forma semelhante, sendo os desvios relativos para  $f_{ck}$  de 70 MPa, 80MPa e 90MPa são respectivamente 4%, 2% e 3,7%.

As classes C30, C40 e C50 são exibidas no Gráfico 4.24, ao combinar classes de concreto não elevadas com comprimento de 3 metros, os resultados são lineares e apresentam uma proporção de aumento de carga, estando de acordo com os resultados obtidos na NBR 8800:2008.

Os Gráfico 4.27 e Gráfico 4.28 representam as combinações mais críticas para os parâmetros analisados. O comprimento do pilar misto ( $L$ ) é igual a 8 metros, o que representa uma proximidade de 2 para o índice de esbeltez reduzido ( $\lambda_0$ ), apresentando uma instabilidade elevada nos resultados numéricos. Para a resistência característica do concreto  $f_{ck}$  de 70 MPa, 80MPa e 90 MPa, ao passo que são combinadas com o aumento gradativo da resistência ao escoamento do aço  $f_y$ ,

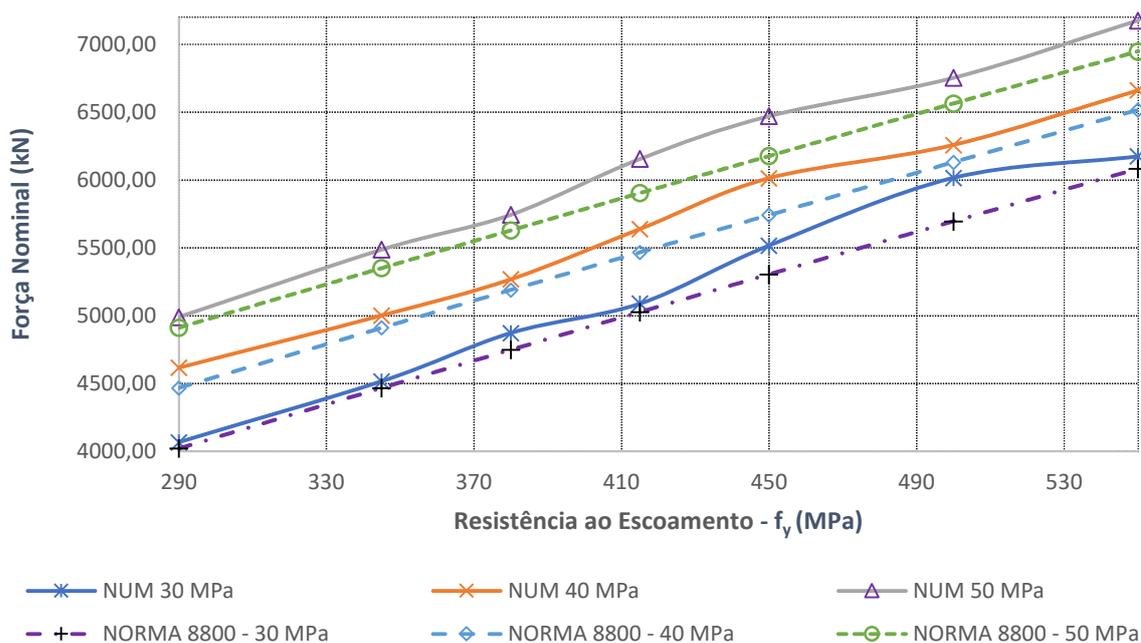
intercalam entre si os valores de máximo e mínimo do intervalo analisado. Deste modo, evidenciasse a não linearidade do modelo numérico para classes mais elevadas de  $f_y$ .

Gráfico 4.23 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C70, C80, C90 e comprimento  $L = 3$  metros



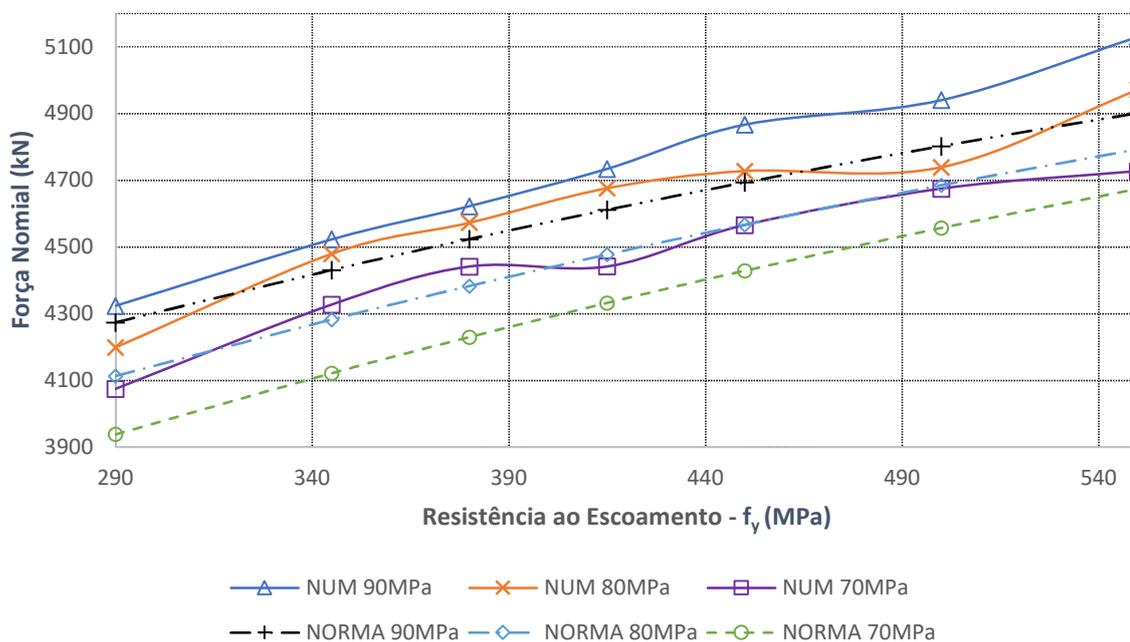
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.24 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C30, C40, C50 e comprimento  $L = 3$  metros



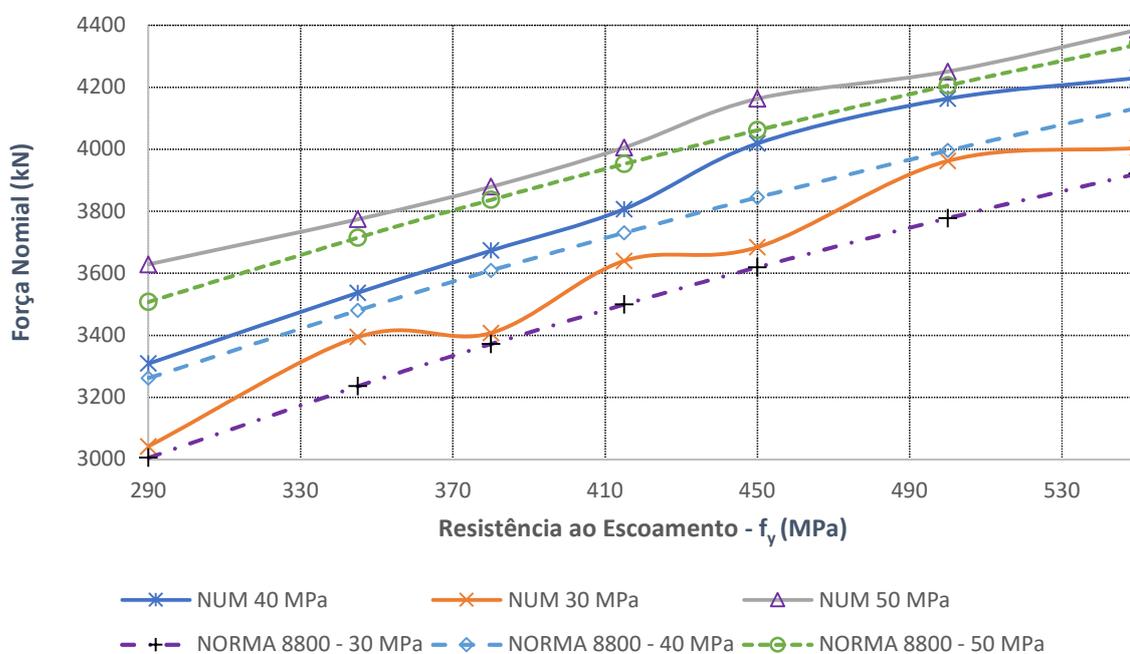
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.25 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C70, C80, C90 e comprimento L = 5 metros



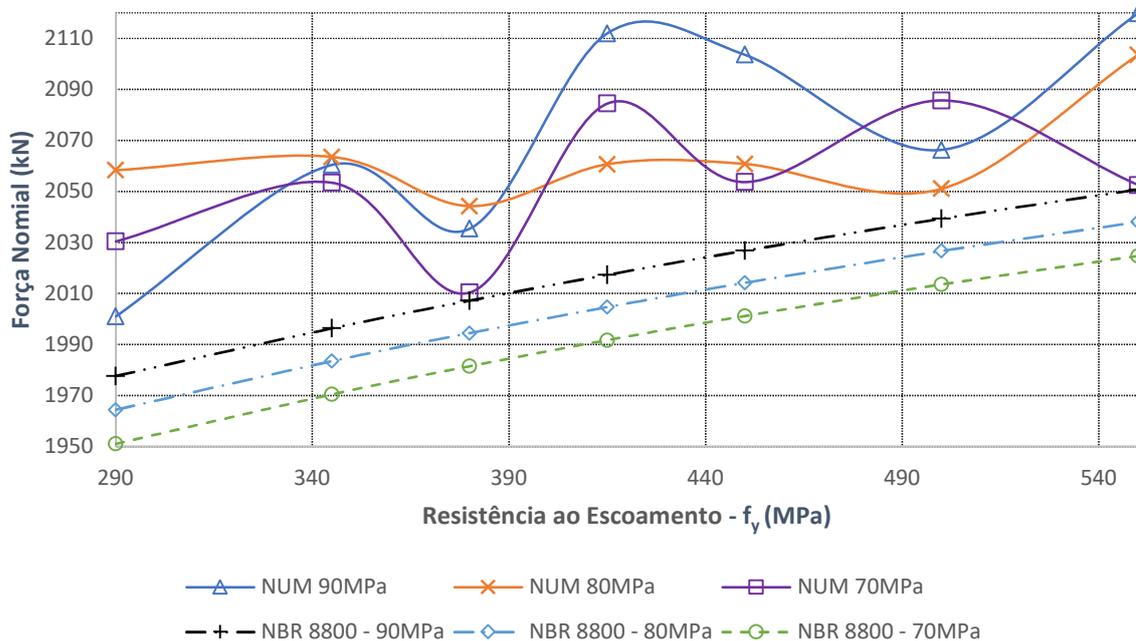
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.26 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C30, C40, C50 e comprimento L = 5 metros



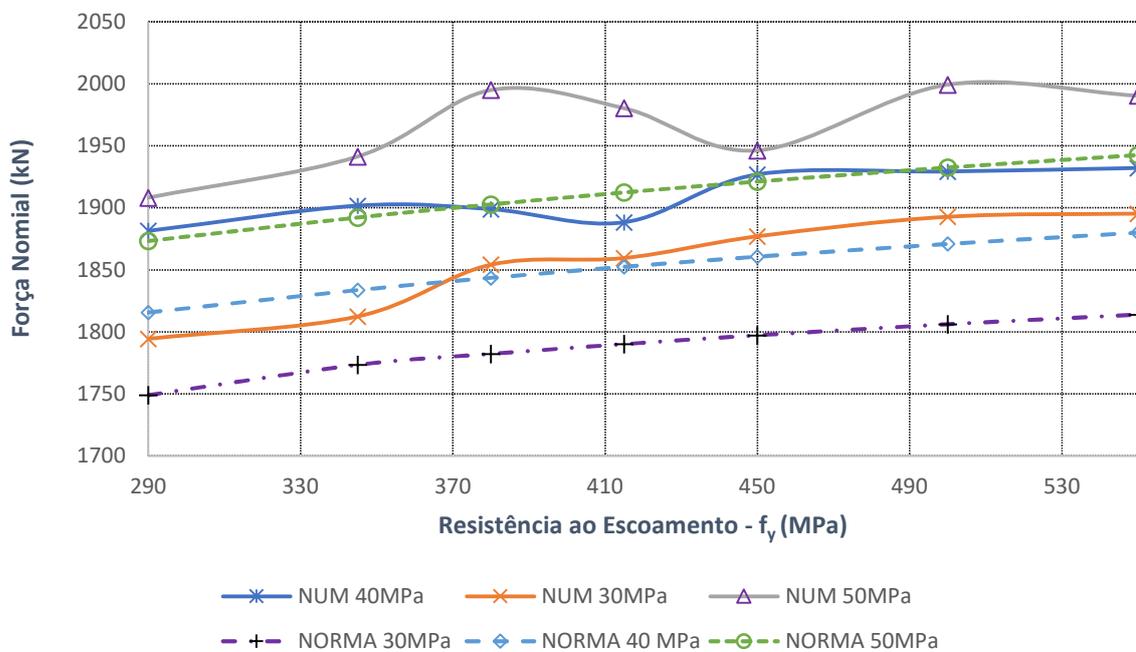
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.27 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a NBR 8800:2008 para concreto das classes C70, C80, C90 e comprimento L = 9 metros



Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.28 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto das classes C30, C40, C50 e comprimento L = 9 metros



Fonte: Do Autor, 2022

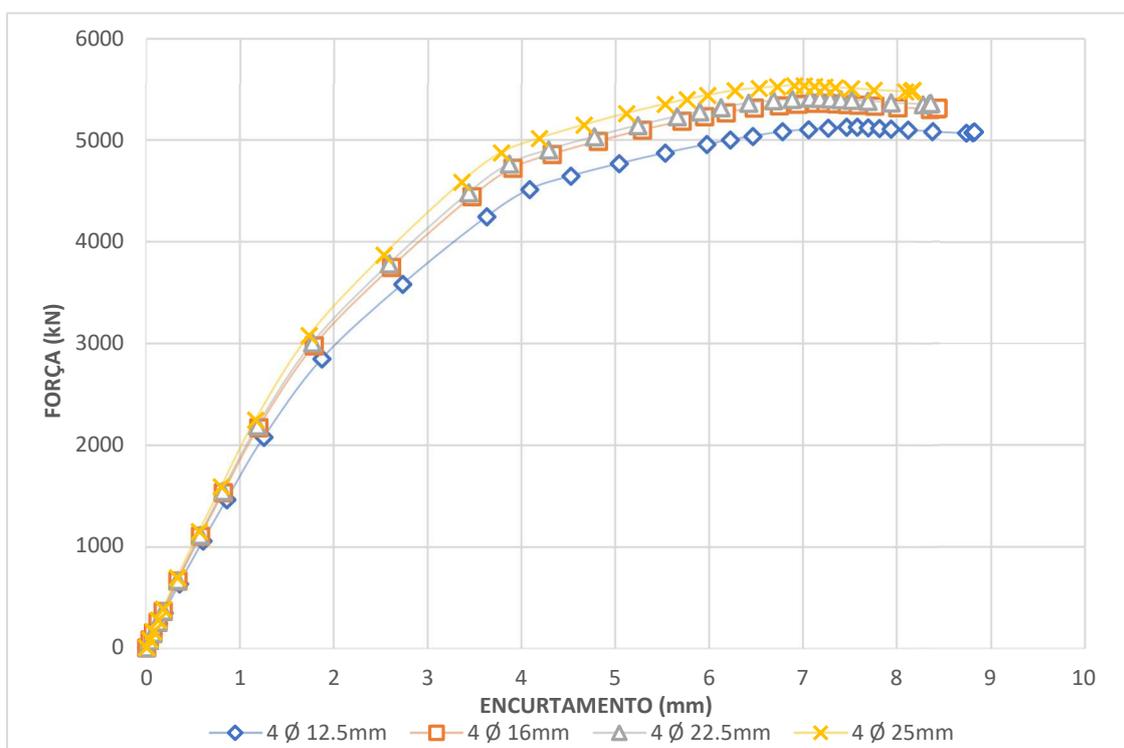
#### 4.6 INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA ARMADURA

A NBR 8800:2008 indica o uso de armadura longitudinal e transversal em pilares mistos totalmente e parcialmente revestidos para contribuir na integridade do concreto. Indicando ainda, a ligação entre a armadura transversal e o perfil de aço afim de evitar o escorregamento entre o contato entre as faces do concreto e perfil metálico.

Entre outros critérios, a NBR 8800:2008 indica a facultatividade do uso da seção transversal da armadura no cálculo da resistência e rigidez do pilar misto. O Gráfico 4.29 e o Gráfico 4.30 apresentam a relação de acréscimo de força pela variação da armadura longitudinal e justifica a possível não consideração das barras longitudinais nos cálculos resistentes.

É possível notar no Gráfico 4.29 que com o aumento da armadura de  $\varnothing 12.5$  mm para  $\varnothing 25$  mm, um aumento de 300% na área transversal total, o acréscimo de força resistente foi de apenas 8%, sendo assim pouco vantajoso aumentar a armadura longitudinal com o objetivo de obter uma maior resistência à compressão do pilar misto.

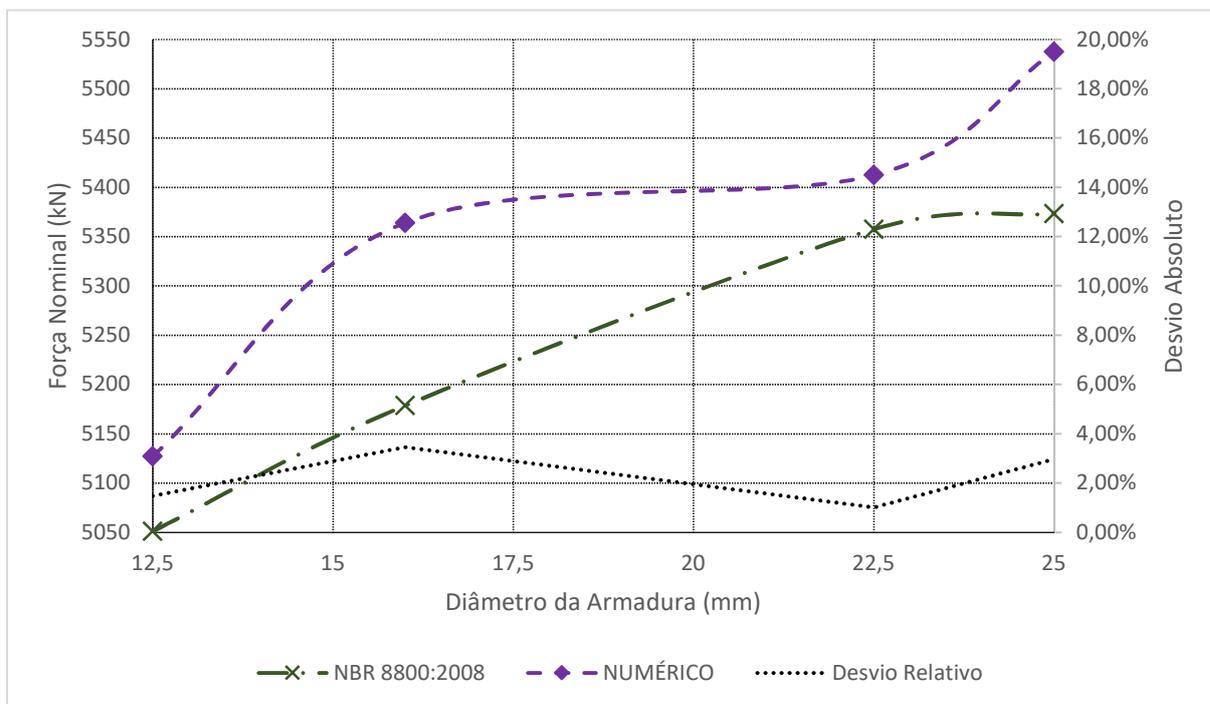
Gráfico 4.29 - Força versus encurtamento para variação do diâmetro da armadura longitudinal



Fonte: Do Autor, 2022

A partir do Gráfico 4.30, nota-se a confiabilidade dos resultados numéricos quando comparados aos resultados obtidos pelos critérios da NBR 8800:2008. Nele é possível observar que o desvio absoluto entre os resultados varia entre 1% e 4%, sendo o maior para a armadura de 16 mm de diâmetro.

Gráfico 4.30 - Força nominal versus diâmetro da armadura longitudinal

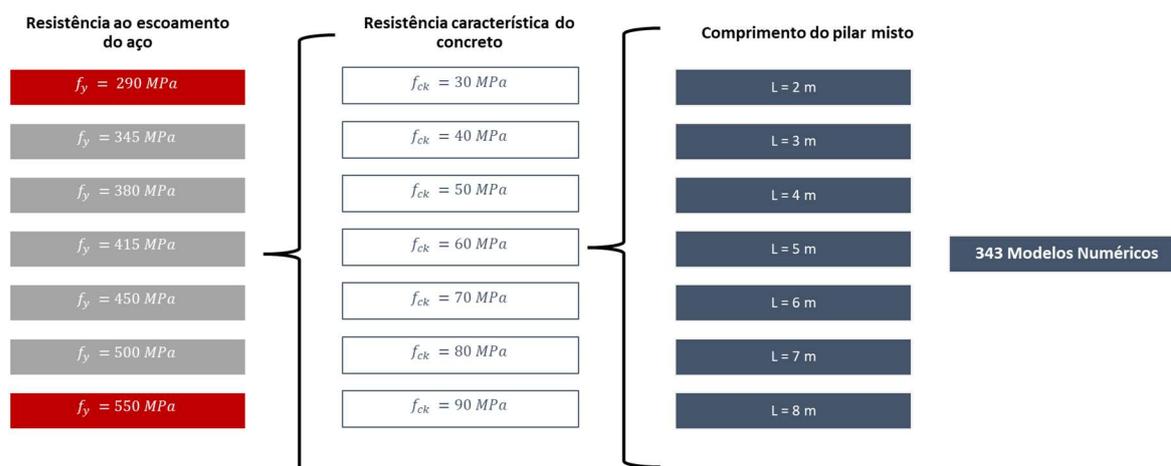


Fonte: Do Autor, 2022

#### 4.7 ANÁLISE DAS CURVAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ADIMENSIONAIS

Conforme apresentado anteriormente, para a elaboração dos 343 modelos foram feitas as variações de três parâmetros, sendo a resistência ao escoamento do aço, resistência característica do concreto e comprimento do pilar misto, Figura 4.3.

Figura 4.3 - Relação dos 343 modelos numéricos



Fonte: Do Autor, 2022

A escolha dos comprimentos do pilar ( $L$ ) variando entre 2 e 8 metros, ocorreu pela relação direta com esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ). Na NBR 8800:2008 o critério de utilização dos pilares mistos aço/concreto se limita a  $\lambda_0 \leq 2$ , garantido assim, que o fator de redução associado a resistência à compressão dos pilares mistos ( $\chi$ ) tenha comportamento semelhante ao fator de redução ( $\chi$ ) dos pilares puramente de aço, dessa forma, é possível utilizar a curva fator de redução ( $\chi$ ) versus esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ).

Sendo assim, elaborou-se o Gráfico 4.31 ao Gráfico 4.44, que apresentam os resultados para os pilares mistos com a menor a maior resistência ao escoamento do aço do perfil analisadas, ou seja,  $f_y = 290$  MPa e  $f_y = 550$  MPa, seguindo a variação da resistência característica do concreto entre 30 a 90 MPa, e, o comprimento do perfil variando entre 2 e 8 metros. Cabe ressaltar, que a representação gráfica dos demais resultados estão indicadas no Apêndice A dessa pesquisa.

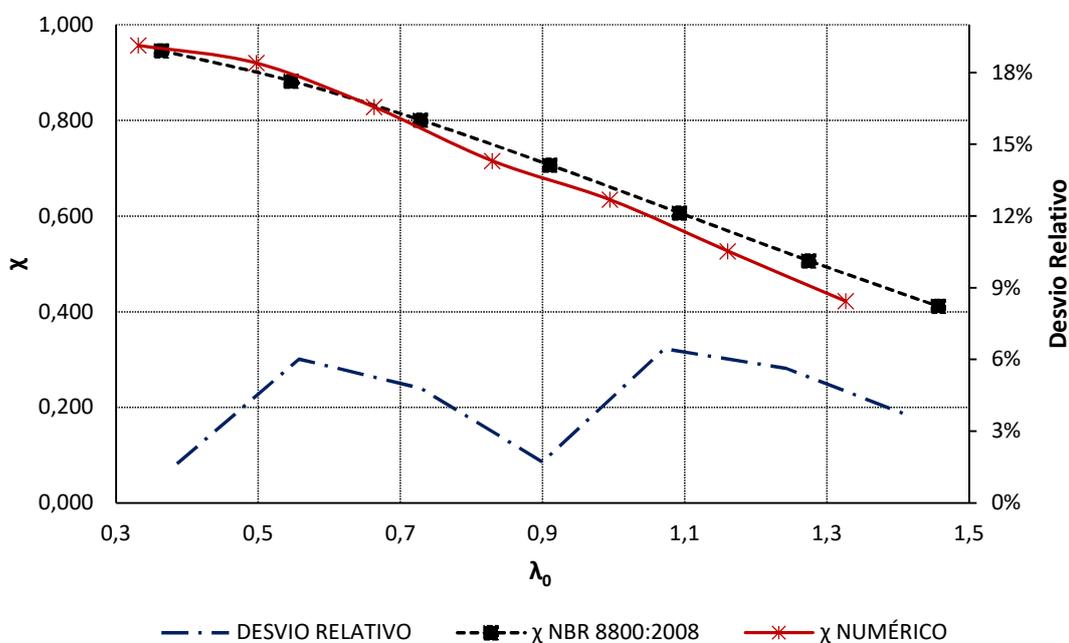
É possível observar pelo Gráfico 4.31 ao Gráfico 4.37, as variações das curvas para um valor fixo da resistência ao escoamento do aço do perfil de 290 MPa. Para estes gráficos, todas as curvas numéricas exibem uma variação do fator de redução associado à resistência à compressão ( $\chi$ ) em função da esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ) que apresenta semelhança com as curvas dos valores característicos normativos para os modelos analisados.

Entre o Gráfico 4.31 e o Gráfico 4.37, quando variado a resistência característica do concreto e comprimento do pilar, os modelos numéricos se mostraram semelhantes

aos resultados registrados para a NBR 8800:2008, ou seja, o desvio relativo entre os resultados numéricos e normativos ficou entre 2% e 8%, com uma média geral para  $f_y = 290$  MPa de apenas 4,14%.

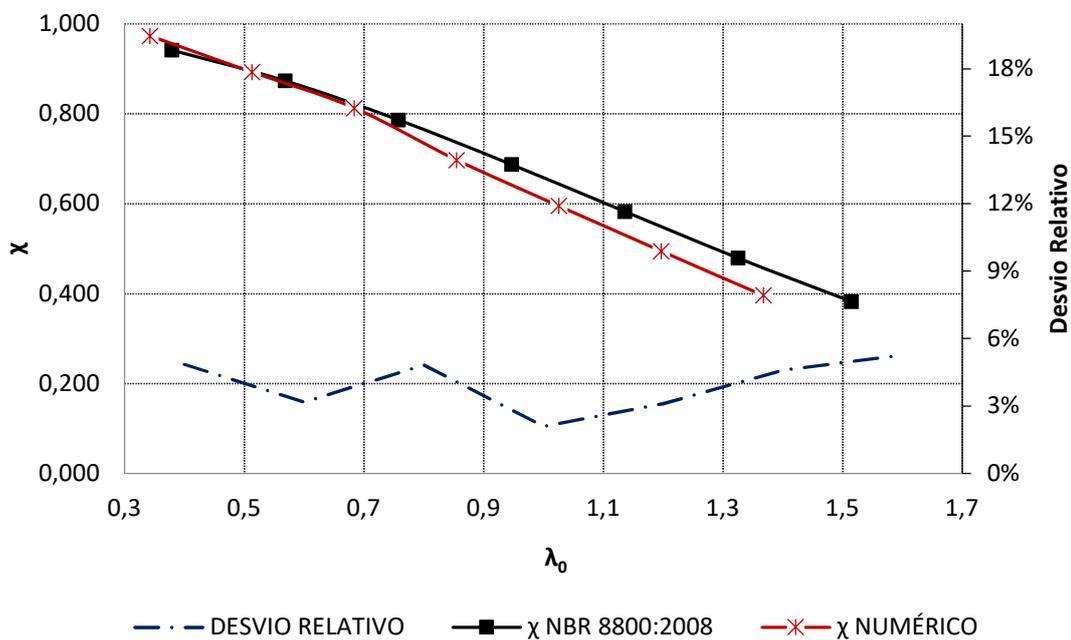
Ainda avaliando o Gráfico 4.31 ao Gráfico 4.37, que possui  $f_y = 290$  MPa, à medida que os valores de  $\lambda_0$  aumentam, há uma maior discrepância entre os valores da NBR 8800:2008 e os valores numéricos. Nos valores iniciais de  $\lambda_0$  as curvas dos modelos numéricos e de norma se assemelham, aumentando a discrepância de valores à medida que ocorre o aumento do índice de esbelteza reduzido, chegando a uma diferença relativa de até 8%.

Gráfico 4.31 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 30$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



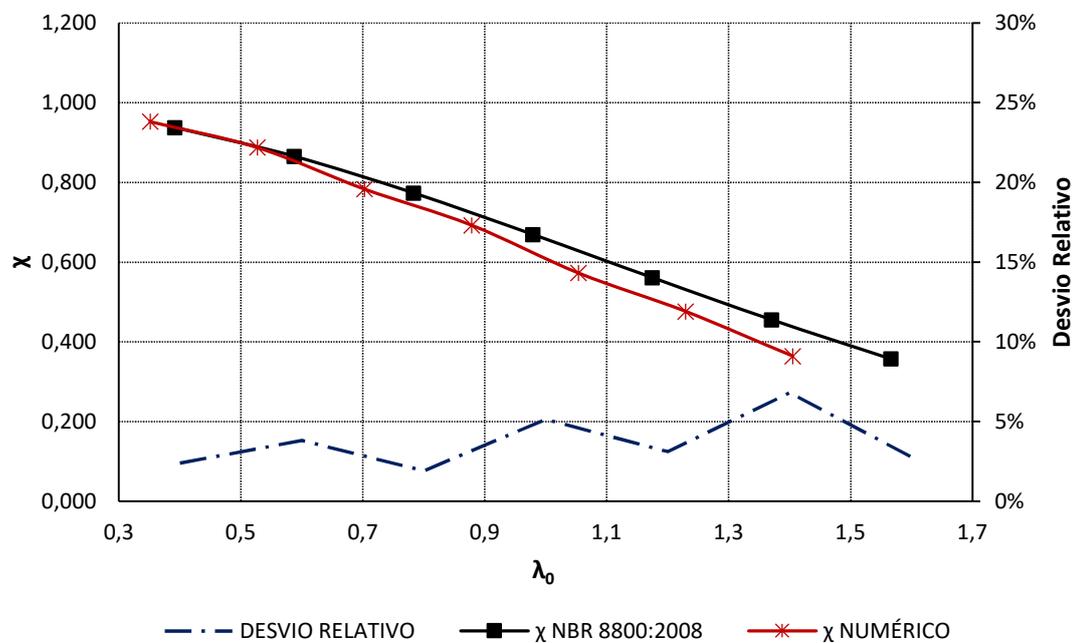
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.32 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 40$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



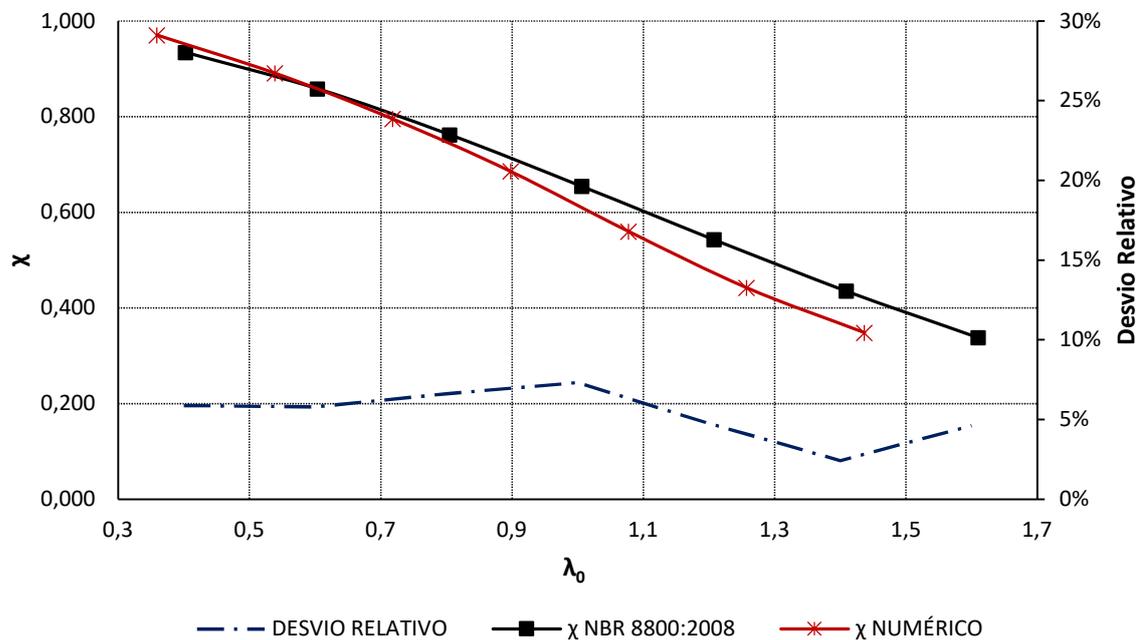
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.33 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 50$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



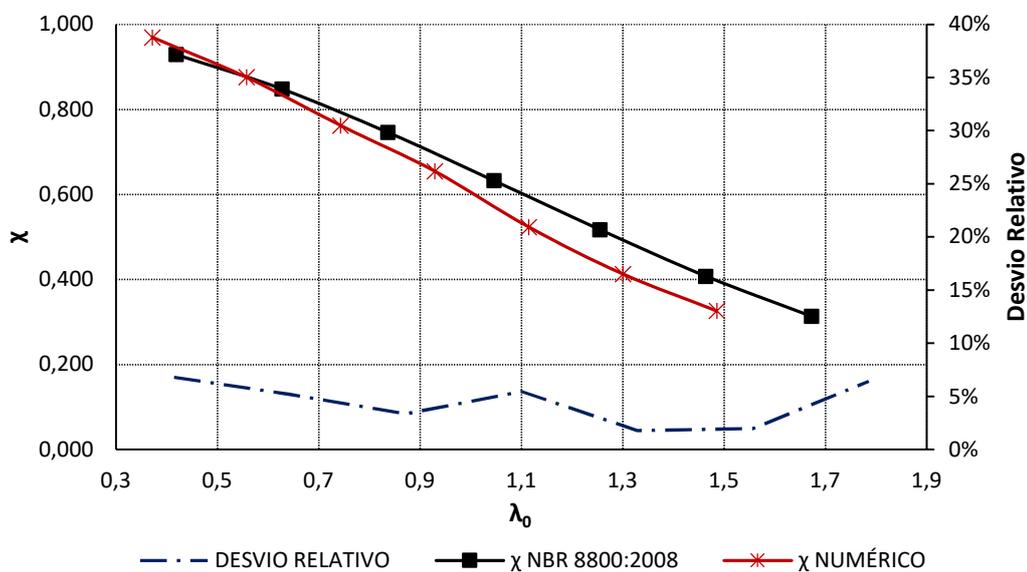
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.34 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 60$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



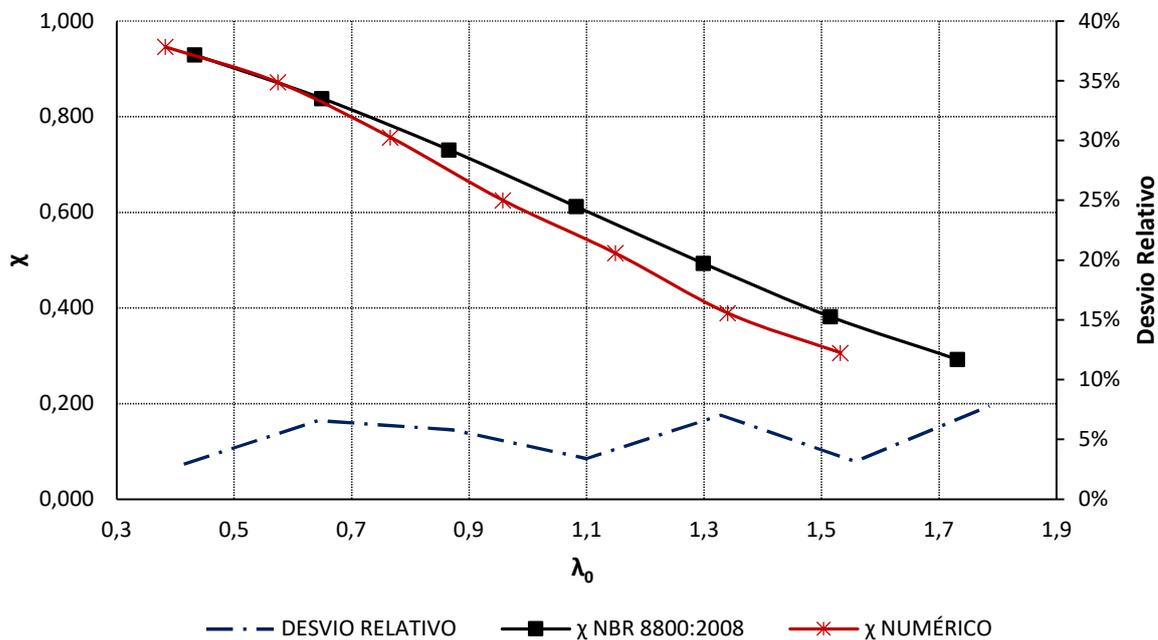
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.35 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 70$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



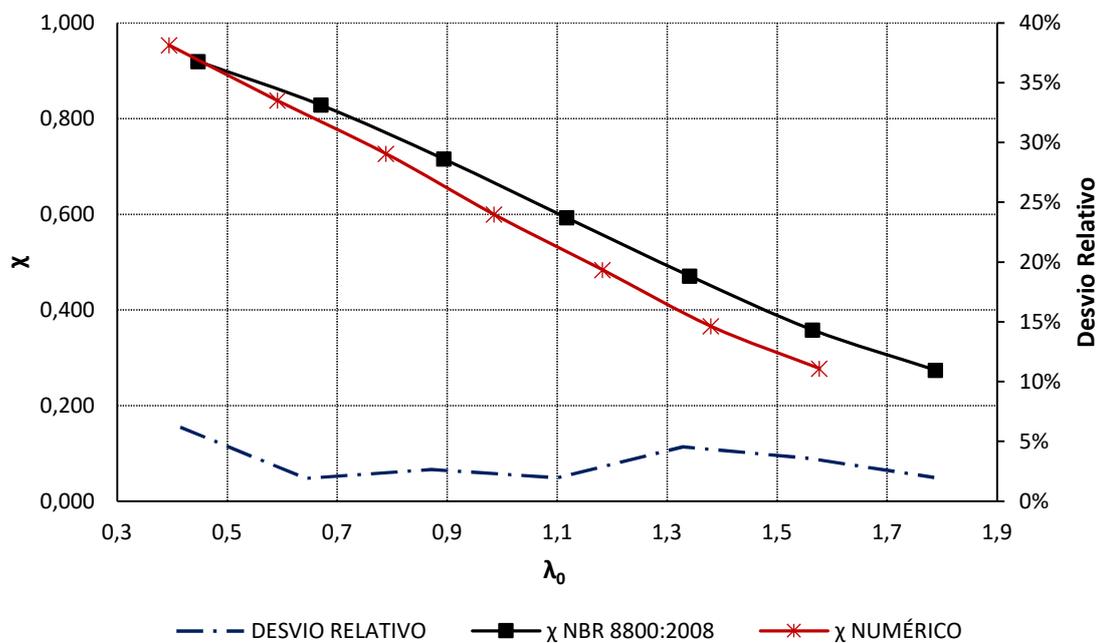
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.36 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 80$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.37 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 90$  MPa para  $f_y = 290$  MPa



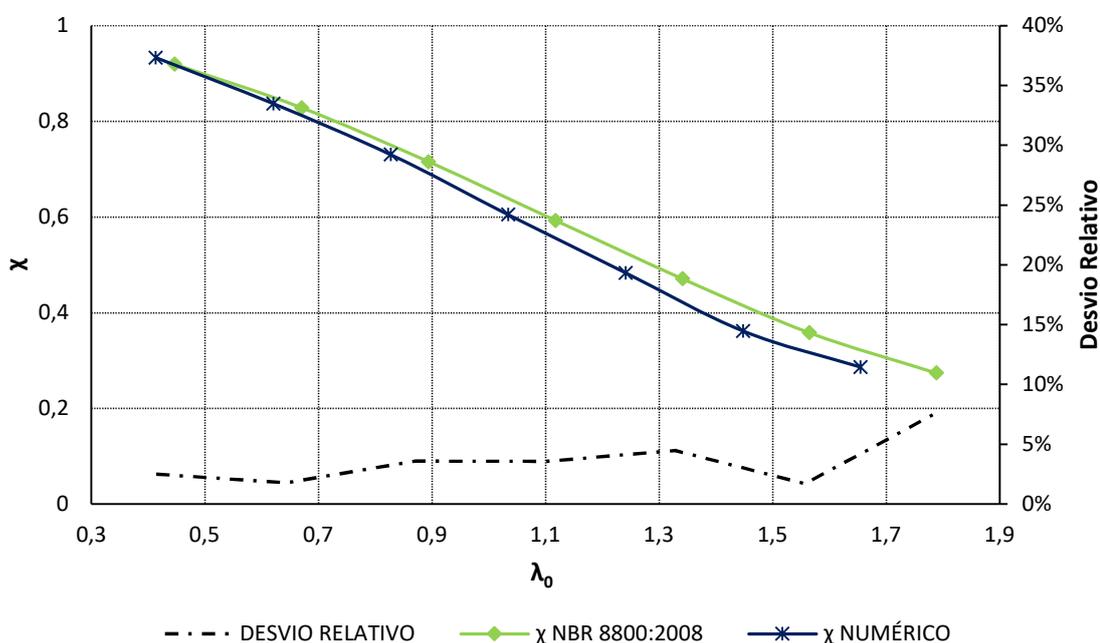
Fonte: Do Autor, 2022

Entre o Gráfico 4.38 e o Gráfico 4.44 foi adotado a resistência ao escoamento do aço é 550 MPa. Pode ser observado uma menor linearidade gráfica entre as duas curvas analisadas para os comprimentos finais, apresentando maior desvio relativo se comparado aos demais gráficos. Sendo assim, entre o Gráfico 4.38 e o Gráfico 4.44, o desvio relativo entre os resultados numéricos e normativos ficou entre 2% e 9%, com uma média geral para  $f_y = 550$  MPa de 5,14%.

Note-se que para os comprimentos iniciais ocorre uma interseção entre as curvas, e, à medida que o índice de esbeltez reduzido aumenta não há uma variação expressiva assim como ocorreu nos gráficos para  $f_y = 290$  MPa.

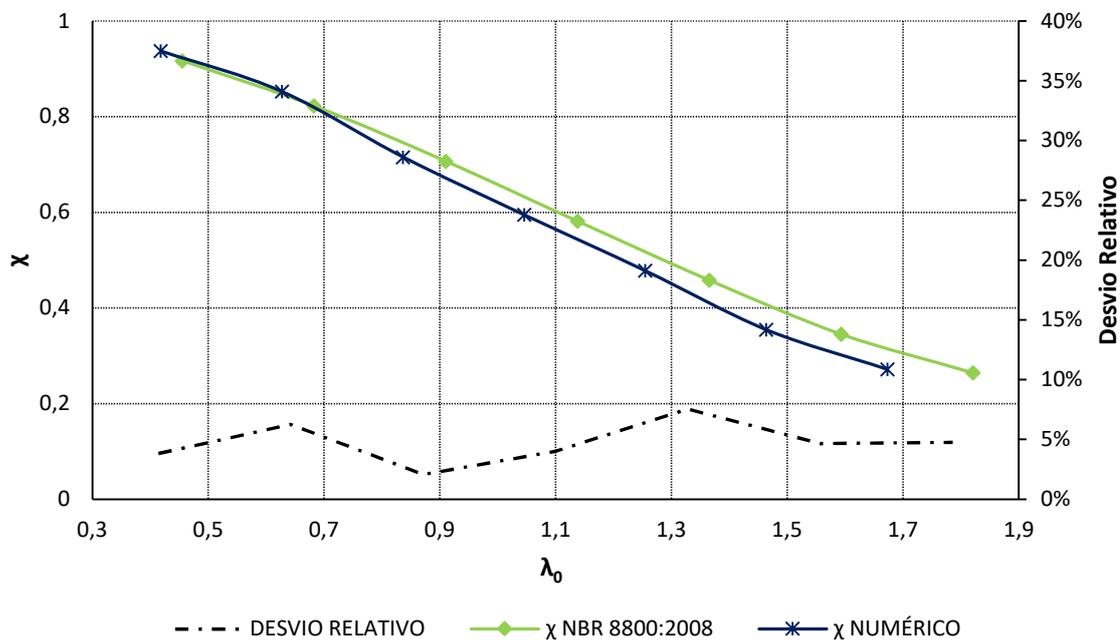
Isso se justifica pelo fato de o concreto apresentar maior rigidez a compressão em relação ao aço. Deste modo, ocorre primeiramente a fissuração do concreto, e, conseqüentemente a redistribuição das tensões ao perfil de aço tornando o comportamento do pilar misto não linear.

Gráfico 4.38 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 30$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



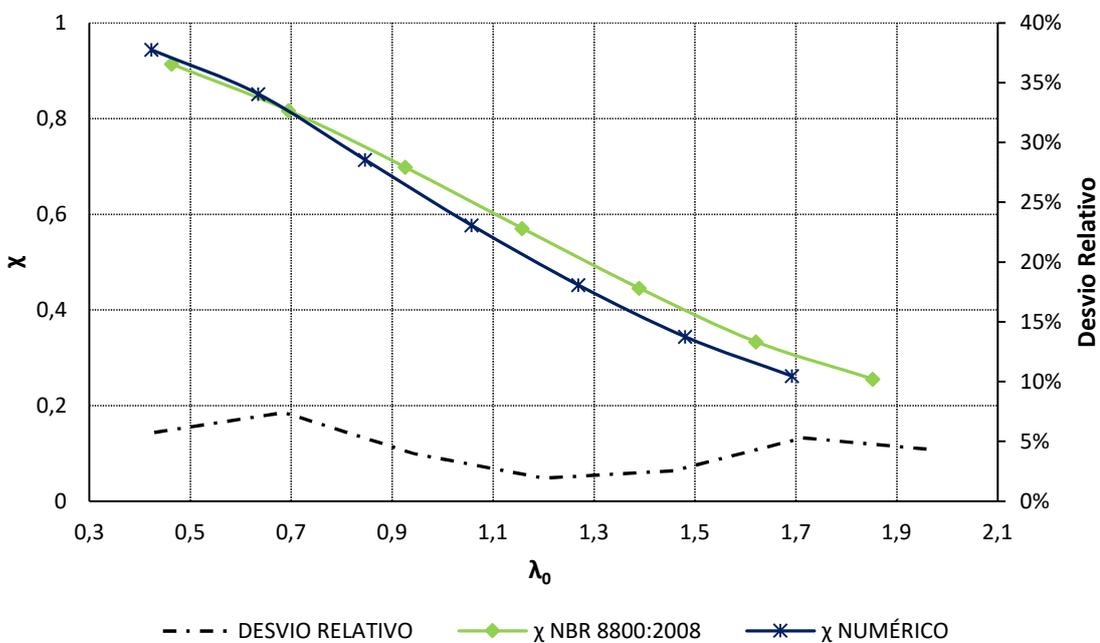
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.39 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 40$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



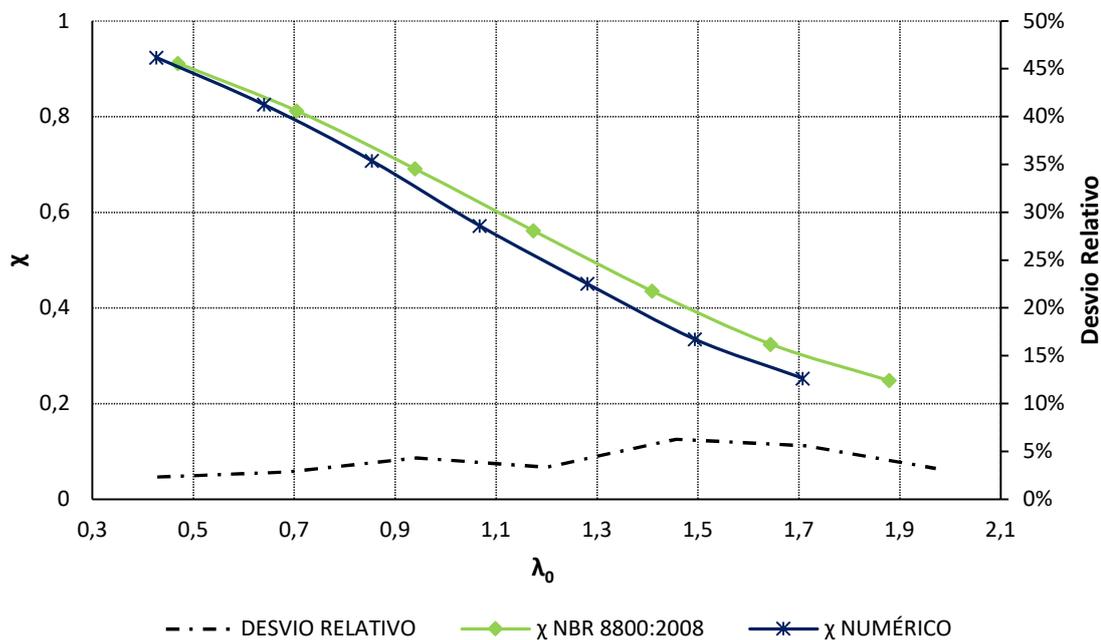
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.40 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 50$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



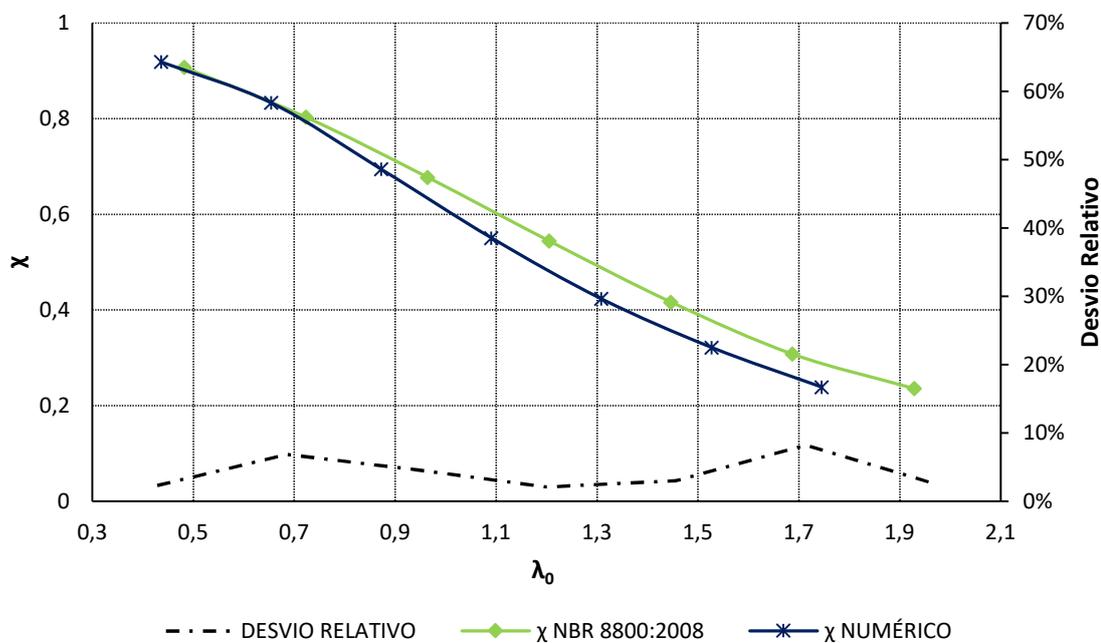
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.41 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 60$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



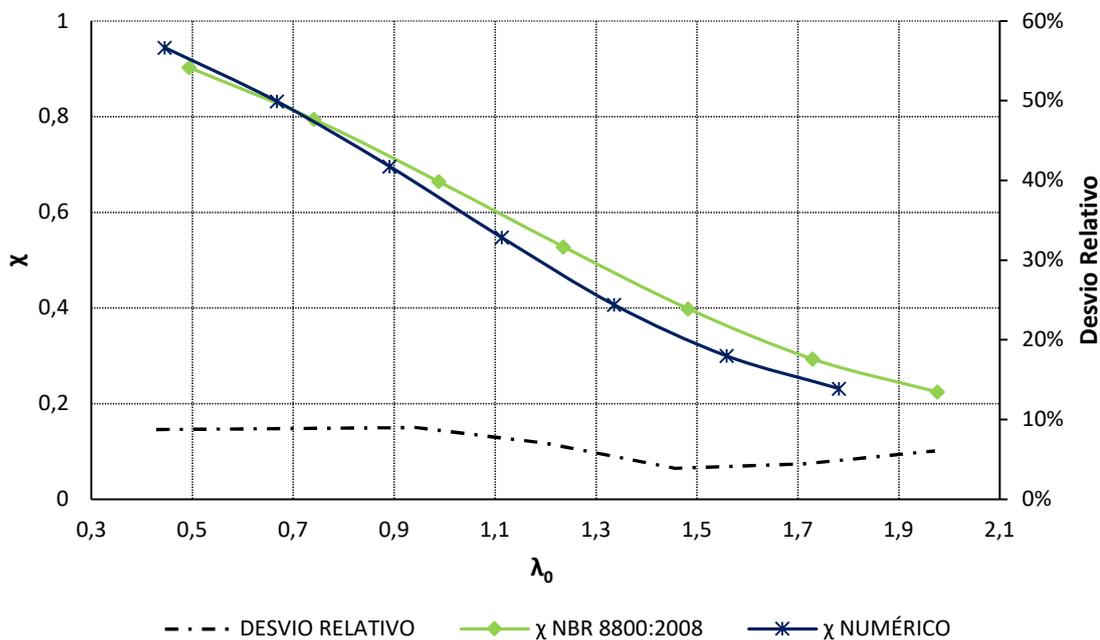
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.42 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 70$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



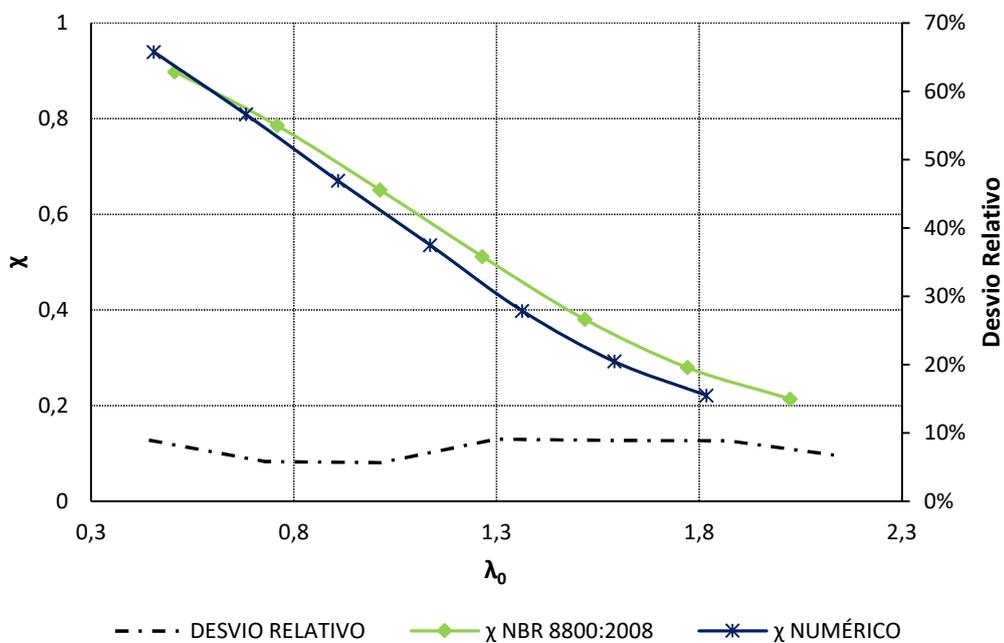
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.43 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 80$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.44 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_0$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 90$  MPa para  $f_y = 550$  MPa



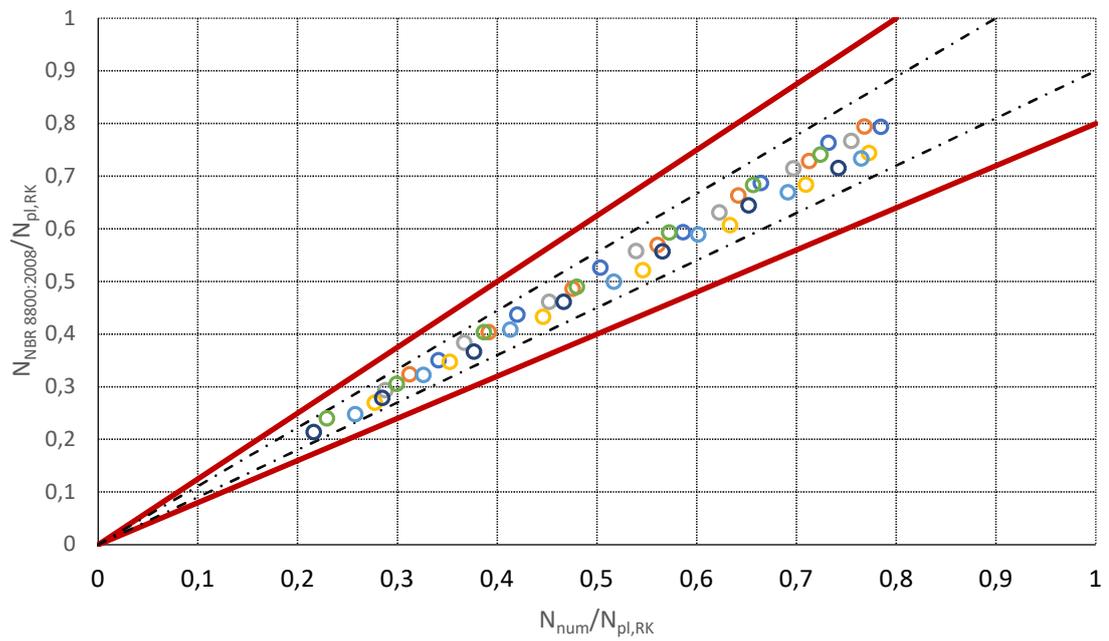
Fonte: Do Autor, 2022

#### 4.8 DISPERSÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA

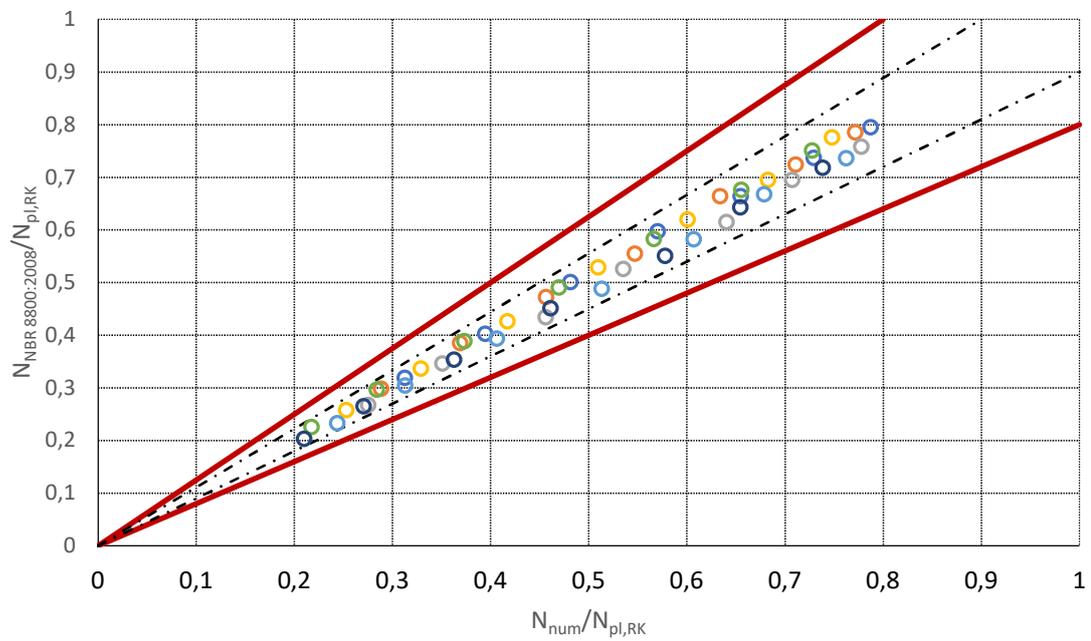
É possível analisar a dispersão dos resultados da análise paramétrica e avaliar a consonância dos resultados numéricos em relação aos resultados normativos (NBR 8800:2008) por meio de gráficos da linha de ajuste perfeito. Neste item, para cada resistência do escoamento do aço, 290 MPa, 345 MPa, 380 MPa, 415 MPa, 450 MPa, 500 MPa e 550 MPa, foi traçado um gráfico da linha de ajuste perfeito, Gráfico 4.45 ao Gráfico 4.51. Nos eixos ordenados dos gráficos, tem-se os valores de resistência à compressão normativo e numérico, normalizados em relação ao esforço axial de plastificação do pilar misto.

As linhas tracejadas representam a região delimitada entre o desvio relativo superior e inferior de 10%. Já a linha contínua determina a região em que o desvio relativo superior e inferior equivale a 20%.

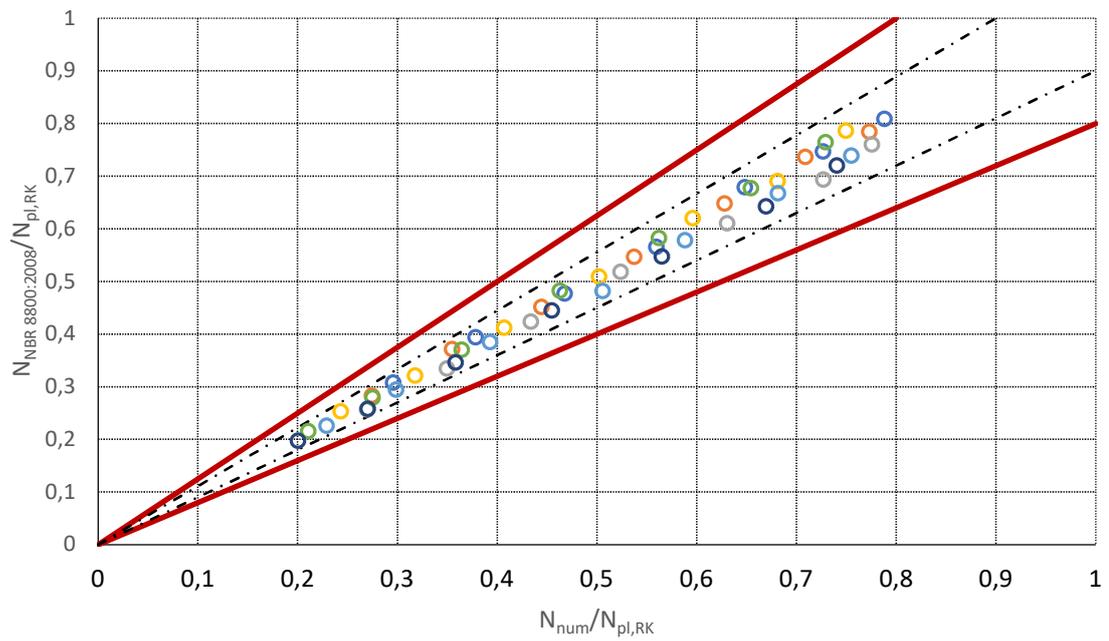
Observa-se pelo Gráfico 4.45 ao Gráfico 4.51 que todos os pontos da distribuição permanecem na faixa de 10% de desvio relativo. Conclui-se então que a análise paramétrica apresentou pequena dispersão e que os resultados numéricos são bem próximos aos normativos. Portanto, para a faixa de parâmetros estudados, as equações da NBR 8800:2008 oferecem uma boa aproximação para a resistência à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos. Há de se observar que a NBR 8800 não prevê concreto de alta resistência e nem aço estrutural com resistência ao escoamento superior a 450MPa. Neste estudo, concluiu-se que para resistência característica à compressão do concreto de 50 a 90 MPa e resistência ao escoamento do aço de 500 e 550MPa, a estimativa da resistência à compressão da NBR 8800:2008 poderia ser utilizada em pilares mistos.

Gráfico 4.45 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 290$  MPa

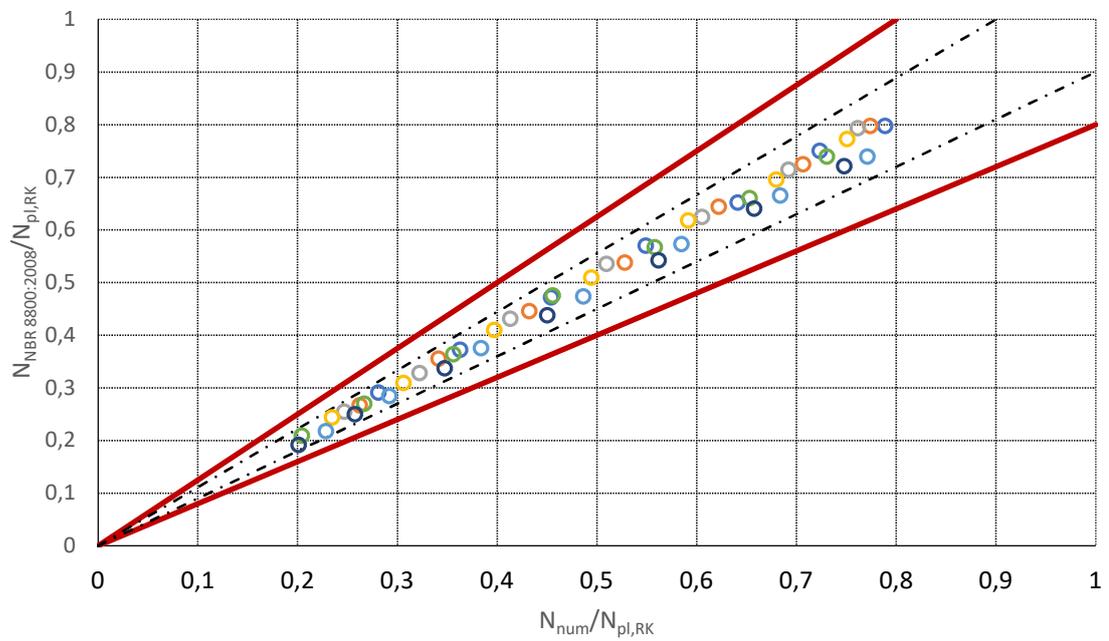
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.46 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 345$  MPa

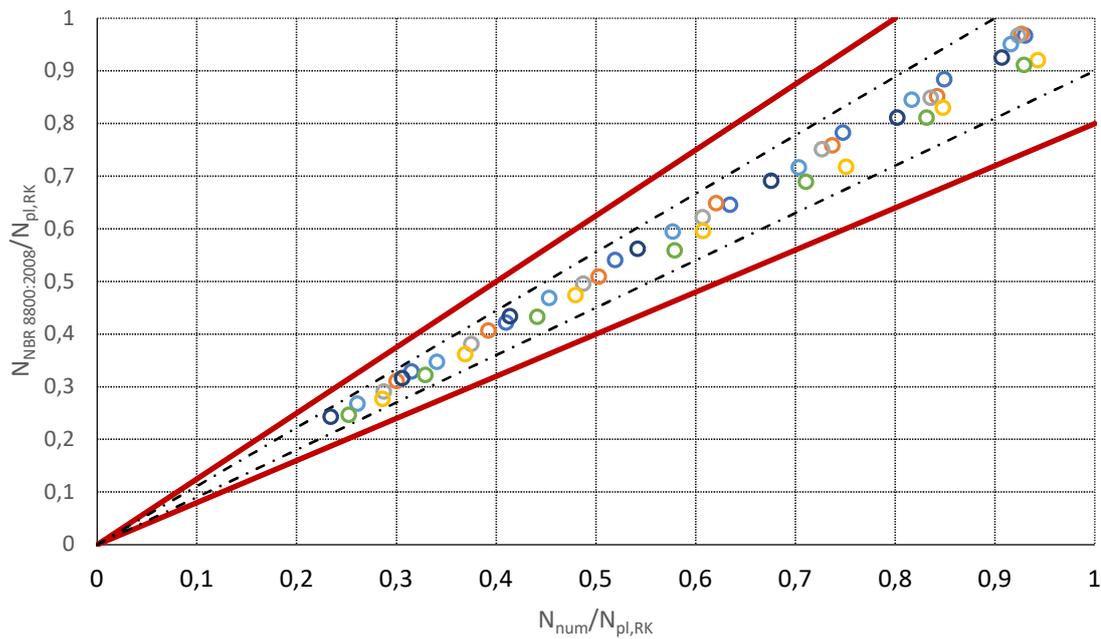
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.47 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 380$  MPa

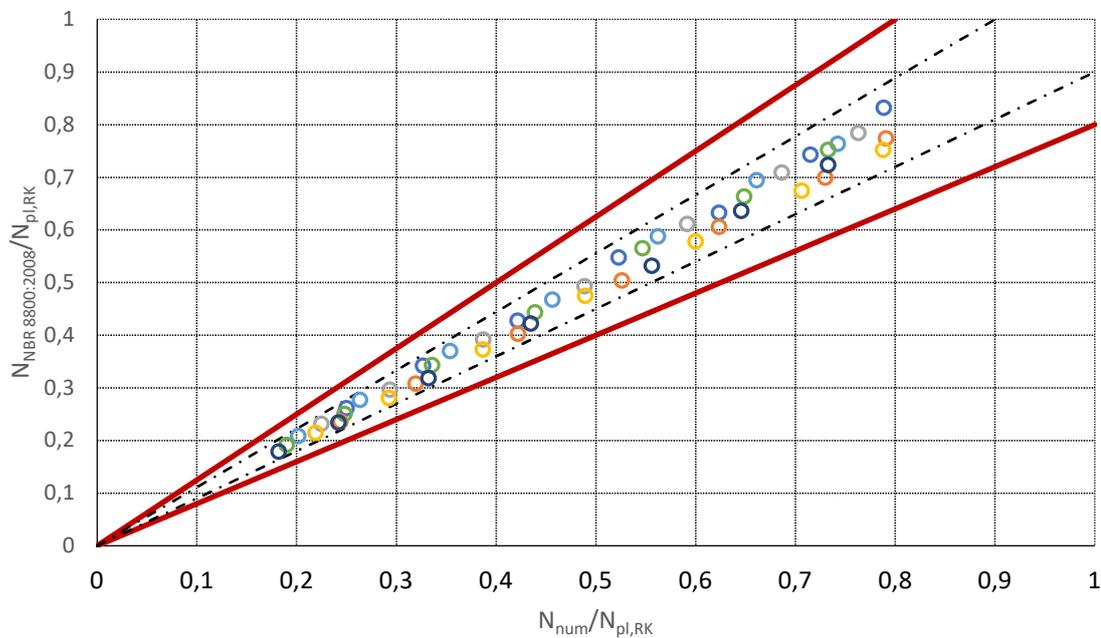
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.48 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 415$  MPa

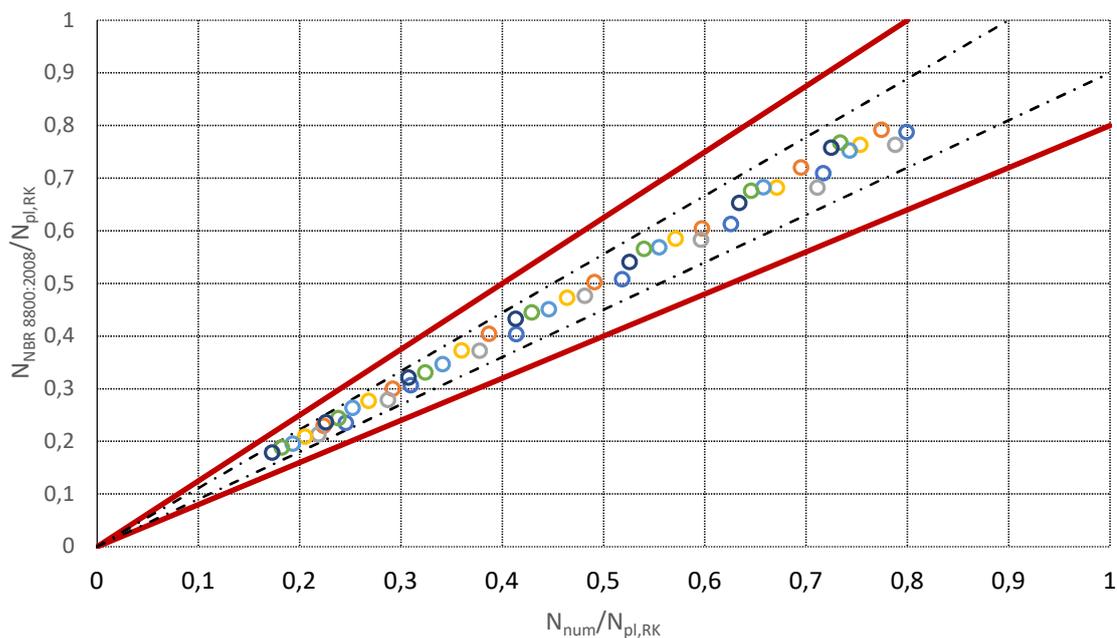
Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.49 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 450$  MPa

Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.50 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 500$  MPa

Fonte: Do Autor, 2022

Gráfico 4.51 - Gráfico da linha de ajuste perfeito para  $f_y = 550$  MPa

Fonte: Do Autor, 2022

A Tabela 4.4 apresenta os valores de desvio relativo médio para cada combinação de  $f_{ck}$  e  $f_y$ , considerando a média do desvio relativo dos comprimentos. Nota-se que o resultado global mostra um desvio relativo variando entre 3% à 8%, o que comprova a baixa dispersão e proximidade dos resultados com os da norma.

Tabela 4.4 - Desvio relativo médio da parametrização

Dados	$f_{ck} = 30$ MPa	$f_{ck} = 40$ MPa	$f_{ck} = 50$ MPa	$f_{ck} = 60$ MPa	$f_{ck} = 70$ MPa	$f_{ck} = 80$ MPa	$f_{ck} = 90$ MPa
	Desvio Relativo Médio						
$f_y = 290$ MPa	4%	4%	4%	5%	4%	5%	3%
$f_y = 345$ MPa	4%	5%	4%	5%	6%	6%	5%
$f_y = 380$ MPa	5%	4%	5%	4%	4%	5%	6%
$f_y = 415$ MPa	5%	5%	6%	5%	5%	4%	6%
$f_y = 450$ MPa	6%	5%	4%	4%	5%	4%	6%
$f_y = 500$ MPa	6%	6%	4%	6%	7%	4%	5%
$f_y = 550$ MPa	4%	5%	4%	4%	4%	7%	8%

Fonte: Do Autor, 2022

## 5 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo principal avaliar o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos, em particular com a utilização de concreto e aço de maior resistência, submetido à compressão simples. Para isso foram realizadas duas etapas: A definição e aferição do modelo numérico, e posteriormente a simulação numérica parametrizada.

### 5.1 SOBRE O TRABALHO REALIZADO

A linha de pesquisa empregada foca no desenvolvimento de um modelo numérico que represente o comportamento estrutural do pilar misto parcialmente revestido com concreto e aço de maior resistência. Para servir como instrumento de calibração do modelo numérico, foram utilizados os ensaios dos protótipos mistos realizados por Pereira (2014).

Notou-se nas análises um aspecto importante dos pilares mistos parcialmente revestidos, o colapso do concreto próximo a região de introdução de carga. Isso resulta do efeito de concentração de tensões nesta região, levando a fissuração antecipada do concreto. Para minimizar esta ocorrência, a utilização do acoplamento dos nós do topo e da base do pilar misto se apresentou como método mais eficaz. Desta forma, a carga se aplica de maneira homogênea em toda seção transversal e distribui as tensões no concreto e no perfil metálico por igual.

Outra dificuldade encontrada no desenvolvimento do modelo numérico foi a caracterização da interface aço-concreto de modo a evitar o escorregamento na região de contato dos materiais. A utilização de elementos de contato se mostrou complexa e não desempenhou um resultado significativo. O método utilizado foi a associação entre os elementos de superfície por meio da interação entre os nós coincidentes, evitando assim o deslizamento entre as superfícies dos materiais, o que é razoável supor por ser tratar de compressão pura.

O modo de falha indicado pelos testes dos modelos numéricos foi o colapso da seção mista por esmagamento do concreto. Após o esmagamento do concreto ocorre a instabilidades locais das mesas, se intensificando no trecho pós-pico e assim diminuem drasticamente a sua contribuição para a capacidade resistente do pilar

misto. A alma do perfil metálico utilizado no pilar misto apresenta grande capacidade de carga, isso se deve ao confinamento causado pelo concreto que reveste parcialmente o pilar, juntamente com a utilização das armaduras longitudinais e estribos que garantem capacidade de deformação e ductilidade.

Ao se comparar os resultados numéricos com os resultados experimentais obtidos por Pereira (2014) constatou-se uma semelhança tanto no comportamento em termos de rigidez quanto com relação à capacidade resistente. O modo de colapso por esmagamento do concreto seguido da flambagem local das mesas, além do padrão de fissuração do concreto que se assemelham em ambos. Nos protótipos de Pereira (2014), a capacidade resistente axial dos pilares mistos foram de 943 kN e 974kN, ao passo que, para o modelo numérico desenvolvido, a carga axial máxima foi de 962,21 kN, o que indica divergências de apenas 2,04% e 1% respectivamente. Quando comparado ao valor normativo, esforço axial resistente característico de 1001,3 kN, a diferença resultante foi de -4%. Assim, o modelo numérico desenvolvido para pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência foi considerado capaz de reproduzir os protótipos, por apresentar resultados satisfatórios e confiáveis.

Com o objetivo de caracterizar a influência dos parâmetros físicos na capacidade resistente axial do pilar misto parcialmente revestido, foram elaborados 343 modelos numéricos onde os parâmetros de comprimento ( $L$ ), resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) e resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) foram combinados entre si.

Tais modelos foram simulados no *software* ANSYS 2022 e seus resultados comparados diretamente com os valores normativos da NBR 8800:2008. Vale ressaltar que tal norma não abrange aços com resistência ao escoamento acima de 450 MPa e concretos com resistência característica à compressão maior que 50 MPa em pilares mistos parcialmente revestidos, podendo-se desta forma analisar a aplicabilidade das equações normativas quando se utilizam materiais de maior resistência.

Notou-se que o aumento da resistência característica do concreto proporciona um ganho considerável na resistência à compressão do pilar misto parcialmente revestido. Sendo mais eficaz para pilares de menor comprimento, onde uma variação do  $f_{ck}$  de 30MPa para 90MPa, para o comprimento de 2 metros, eleva a resistência à

compressão em 69%. E onde a mesma variação para pilares de 8 metros de comprimento tem um acréscimo de apenas 12%.

Também se comprovou, que o aumento da resistência ao escoamento do perfil metálico resulta em ganho substancial da resistência à compressão do pilar misto parcialmente revestido. Assim como para o concreto, os maiores proveitos são relativos a menores comprimentos, isto pôde ser comprovado pelos resultados apresentados, em que se obteve ganho de 52% na resistência do pilar misto para o comprimento de 3 metros, quando a resistência ao escoamento do aço foi aumentada de 290MPa para 550 MPa. Já para o comprimento de 8 metros, a mesma variação da resistência ao escoamento do aço resultou em um aumento de apenas 4% na resistência à compressão do pilar. Em relação à área da armadura longitudinal, não foi observado ganho significativo na resistência à compressão do pilar quando se dobra o diâmetro das barras (de 12,5mm para 25mm), mantendo-se os estribos constantes.

Na análise do comprimento do pilar, parâmetro que influencia consideravelmente a resistência à compressão do pilar misto, verificou-se que há um limite acima do qual o uso de materiais de maior resistência não resulta em melhoria significativa de resistência à compressão. Em pilares com comprimentos maiores que 5 metros, o aumento da resistência foi de no máximo 28% quando se variou a resistência característica do concreto à compressão de 30 a 90 MPa e de 19% quando a resistência do aço é aumentada de 290 a 550 MPa, mantidos os demais parâmetros constantes.

Finalmente, comparando as curvas numéricas do estudo paramétrico com as curvas dos resultados normativos, é evidente a similaridade entre ambas. A análise paramétrica apresentou pequena dispersão e os resultados numéricos diferiam dos normativos em até no máximo 10%. Portanto, para a faixa de parâmetros estudados, as equações da NBR 8800:2008 oferecem uma boa aproximação para a resistência à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos. Em particular, para pilares mistos com concreto de resistência característica à compressão classe 50 a 90 MPa e resistência ao escoamento do aço de 500 e 550MPa, as equações da referida norma se mostraram adequadas.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Entende-se que este estudo é apenas uma pequena contribuição para o vasto domínio de aplicação dos pilares mistos parcialmente revestidos.

Visando proporcionar o desenvolvimento tecnológico das estruturas mistas, são sugeridos estudos a seguir:

- Realizar as análises numéricas deste estudo em pilares submetidos à flexocompressão;
- Estudar a influência, na resistência à compressão do pilar, de outras propriedades, como por exemplo, as dimensões do perfil de aço;
- Análise do comportamento estrutural de pilares mistos com adição de fibras de aço no concreto;
- Extensão do modelo numérico para permitir a análise de pilares totalmente revestidos;
- Estudo do comportamento da interface aço-concreto com a utilização de elementos de contato;
- Avaliar o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto e aço de maior resistência em situação de incêndio.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6118:2014, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. Confirmada em 30/11/2018.

ABNT NBR 6892-1:2013, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos — Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2014. Versão Corrigida 2:2018.

ABNT NBR 8522-1:2021, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 1: Módulos estáticos à compressão**. Rio de Janeiro, 2021.

ABNT NBR 8800:2008, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. Confirmada em 30.11.2018.

ABNT NBR 8953:2015, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto para Fins Estruturais - Classificação pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

ABNT NBR 12655:2022, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2022.

ABNT NBR 16239:2013, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares**. Rio de Janeiro, 2013. Confirmada em 27.01.2022.

ACI 318-08, **Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318–08) and Commentary**, American Concrete Institute, USA, 2008.

AISC 360-10, **Specification for Structural Steel Buildings**, American Institute of Steel Construction (AISC), USA, Chicago, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A 370-97a: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products**. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1997.

AL-MASRI, R., & RASHEED, H. A. **Analytical and Finite Element Buckling Solutions of Fixed–Fixed Anisotropic Laminated Composite Columns Under Axial Compression**. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 17(09), 1750103. 2017.

ALEKHIN, Vladimir. BUDARIN, Alexander. PLETNEV, Maxim. AVDONINA, Liubov. **Investigation of longitudinal reinforcement contribution in shear punching of reinforced concrete flat slabs without transverse reinforcement**. MATEC Web of Conferences, 2019.

ANSYS® 2022 R1. **ANSYS® Academic Research Mechanical**, Release 2022 R1  
AZEVEDO, Á. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (2011).

BEGUM, M., DRIVER, R. G., & ELWI, A. E. **Finite-Element Modeling of Partially Encased Composite Columns Using the Dynamic Explicit Method**. *Journal of Structural Engineering*, 133(3), 326–334. 2007.

BEGUM, M., DRIVER, R. G., & ELWI, A. E. **Behaviour of Partially Encased Composite Columns with High Strength Concrete**. *Engineering Structures*, 56, 1718–1727. 2013.

BENINCÁ, Matheus Erpen. MORSCH, Inácio Benvegnu. **Numerical simulation of composite steel-concrete alveolar beams: web-post buckling, Vierendeel and flexural mechanisms**. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2020.

BOUCHEREAU R, TOUPIN J-D. **Étude du Comportement en Compression-Flexion des Poteaux Mixtes Partiellement Enrobés**. Report EPM/GCS-2003-03. Dept of civil, geological and mining engineering. Ecole Polytechnique, Montreal, Canadá; 2003.

CALENZANI, A. F. G., FAKURY, R. H., DE PAULA, F. A., RODRIGUES, F. C., QUEIROZ, G., & PIMENTA, R. J. **Rotational Stiffness of Continuous Composite Beams with Sinusoidal-Web Profiles for Lateral-Torsional Buckling**. *Journal of Constructional Steel Research*, 2012.

CAN/CSA-S16-09. **Design of Steel Structures**. Mississauga, ON: Canadian Standards Association. 2009.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA S16. Design of Steel Structures.** 2009.

CARREIRA, D. J. AND CHU, K. H., **Stress-Strain Relationship for Plain Concrete In Compression**, ACI J. 82 (1985) 797–804.

CERUTTI, R. M.; SANTOS, S. H. C. **Impacts in the Structural Design of the 2014 Revision of the Brazilian Standard ABNT NBR 6118.** Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 8, n. 4, p. 547-566, 2015.

CHEN CC, YEH SC. **Ultimate Strength of Concrete Encased Steel Composite Columns.** In: *Proceedings of the third national conference on structural engineering*; p. 2197–206 China, 1996.

CHEN, Yiyi. WANG, Tuo. YANG, Jing. ZHAO, Xianzhong. **Test and Numerical Simulation of Partially Encased Composite Columns Subject to Axial and Cyclic Horizontal Loads.** *International Journal of Steel Structures*, 2010.

CHICOINE T, MASSICOTTE B, TREMBLAY R. **LONG-TERM Behavior and Strength of Partially-Encased Composite Columns with Built Up Shapes.** *J Struct Eng*, ASCE;129(2):141–50. 2003.

CHICOINE T, TREMBLAY R, MASSICOTTE B, YALCIN M, RICLES J, LU L-W. **Test Programme on Partially-Encased Built Up Three-Plate Composite Columns.** *Joint Report EPM/GCS No. 00-06, February, Dept of civil, geological and mining engineering, ecole polytechnique, Montreal, Canada – ATLSS Engineering Research Centre, No. 00-04, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA; 2000.*

CLOUGH, R.W., "**The Finite Element Method in Plane Stress Analysis**", Proc. 2nd A.S.C.E. Conf. on Electronic Computation, Pittsburg, Pa., Sept. 1960.

DAS, Lakshmy G. PRABHAKARAN, Preetha. JOHN, Nivya. **Analytical Study on RCC Core Steel Composite Column Using FEA.** *International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology*, 2015.

DE NARDIN, S., & DEBS, A. E. **State of the Art Of Steel–Concrete Composite Structures in Brazil.** *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 166(6), 20–27. 2013.

ELLOBODY, E., & YOUNG, B., **Numerical Simulation of Concrete Encased Steel Composite Columns**. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(2), 211–222. 2011.

EN 1994-1-1:2004. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part. 1.1: General Rules and Rules for Buildings**. Bruxelas, 2004.

EN 1992-1-1:2004. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for Buildings**. Brussels, 2004;

FAKURY, R. H., SILVA, A. L. R. C., CALDAS, R. B. **Dimensionamento Básico de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. Person Education do Brasil. São Paulo, 2016.

FELLOUH, Abdelkadir. BOUGARA, Abdelkader. PILOTO, Paulo A. G. BENLAKEHAL, Nourredine. **Non-linear buckling analysis of composite columns made from high and normal strength concrete under fire**. *Asian Journal of Civil Engineering*, 2019.

Han, L.-H. (2004). **Flexural Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubes**. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 60, p. 313 - 337.

HUEBNER, K.; THORNTON, E. **The Finite Element Method for Engineers**. 4 ed. New York, John Wiley & Sons. 2001.

HUSSAIN, Athar. SETHI, Harshit. SHAMS, Rashid. YADAV, Inder Kumar. **Analysis of the Composite Columns using Finite Element Modelling in Ansys Environment**. *International Journal of Engineering Research & Technology*. 2019.

JOHNSON, R.P., ANDERSON, D. **Designers Guide to EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures**. Londres, 2004.

KARAVELIC, Emir. IBRAHIMBEGOVIC, Adnan. DOLAREVIC, Samir. **Multi-surface plasticity model for concrete with 3D hardening/softening failure modes for tension, compression and shear**. *Computers and Structures, Journal Elsevier*, 2019.

Khan, M. K. I., Lee, C. K., Zhang, Y. X., & Rana, M. M. **Compressive Behaviour Of ECC Confined Concrete Partially Encased Steel Composite Columns Using High Strength Steel**. *Construction and Building Materials*, 265, 2020.

Kim, C.-S., Park, H.-G., Chung, K.-S., & Choi, I.-R. **Eccentric Axial Load Testing for Concrete-Encased Steel Columns Using 800 Mpa Steel And 100 Mpa Concrete.** *Journal of Structural Engineering*, 138(8), 1019–1031, 2012.

KOTINDA, Tatianne Iamin; MUNAIAR NETO, Jorge; MALITE, M. **Modelagem Numérica Da Interface Viga-Laje Em Vigas Mistas Aço-Concreto.** In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2006, São Paulo. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, p. 1503-1517. 2006.

LAI, B., RICHARD LIEW, J. Y., & WANG, T. **Buckling Behaviour of High Strength Concrete Encased Steel Composite Columns.** *Journal of Constructional Steel Research*, 2019.

LIANG, JIONG-FENG. ZOU, WAN-JIE. WANG, ZENG-LIANG. LIU, DA-WEI. **Compressive Behavior of CFRP-Confined Partially Encased Concrete Columns Under Axial Loading.** *Composite Structures. Elsevier.* 2019.

LUO, Yangjun. KANG, Zhan. **Topology optimization of continuum structures with Drucker–Prager yield stress constraints.** *Composite Structures. Elsevier.* 2011.

MACHACEK, J., CUDEJKO, M. **Composite Steel and Concrete Bridge Trusses,** *Engineering Structures*, 2011.

NIKBAKT, S., KAMARIAN, S., SHAKERI, M., **A Review on Optimization of Composite Structures Part I: Laminated Composites,** *Composite Structures.* 2018.

PEREIRA, MARGOT FABIANA, **Análise Experimental e Numérica de Pilares Mistos Parcialmente Revestidos.** Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil (Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 2014.

PRICKETT BS, DRIVER RG. **Behaviour of Partially Encased Composite Columns Made with High Performance Concrete.** *Structural engineering report No 262. Dept of civil and environmental engineering, University of Alberta, AB, Canadá;* 2006.

PORTOLÉS, J.M. ROMERO, M.L. BONET, J.L. FILIPPOU, F.C. **Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading.** *Journal of Constructional Steel Research. Elsevier,* 2010.

QUEIROZ, F. D., VELLASCO, P. C. G. S., & NETHERCOT, D. A. **Finite Element Modelling of Composite Beams with Full and Partial Shear Connection**. *Journal of Constructional Steel Research*, 2007.

R. NETO, J. G.; SARMANHO, A. M. **Experimental Analysis of a Mechanical Shear Connector in Concrete Filled Steel Tube Column**. Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, 2017.

RASHID, M. A., MANSUR, M. A., & PARAMASIVAM, P. **Correlations Between Mechanical Properties of High-Strength Concrete**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2002.

RILEM Draft Recommendation. 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete. **Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams**. *Matériaux et Constructions*, v. 33, pp. 347-351. (1985).

SÁNCHEZ, C. A. A.; **Estudo de Impacto Usando Elementos Finitos e Análise Não Linear**. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2001.

SONG, P. S., HWANG, S., **Mechanical Properties of High-Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete**, *Construction and Building Materials*, 2004.

SONG, Y.-C., WANG, R.-P., & LI, J. **Local and Post-Local Buckling Behavior of Welded Steel Shapes in Partially Encased Composite Columns**. *Thin-Walled Structures*, 2016.

SOUZA JUNIOR, DOGMAR ANTÔNIO DE., **Otimização pelo Método dos Algoritmos Genéticos e Dimensionamento de Estruturas Tubulares Metálicas Espaciais com Barras Cruzadas para Coberturas**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia. 2005. Disponível em: <<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14791/1/DAJuniorTESPRT.pdf>> Acesso em: 22.05.2019.

TAUFIK, Syahril. TJAHJONO, Budi. **3D ANSYS Modeling Behaviour of Encased Steel Composite Column with Wide Flange and Hollow Section**. *International Journal of Mechanics and Applications*, 2019.

TREMBLAY R, MASSICOTTE B, FILION I, MARANDA R. **Experimental Study on the Behaviour of Partially Encased Composite Columns Made with Light Welded H Steel Shapes Under Compressive Axial Loads**. In: *Proc., SSRC Annual Technical Session and Meeting*, Atlanta; 1998.

VELLASCO, P.C.G.S. *et al.* 13.17: **A Comprehensive Assessment of Eurocode 3 Pt. 1.1 & NBR 8800 Steel Design Codes**. *ce/papers*, v. 1, n. 2-3, p. 3841-3850, 2017.

WANG, H., LI, J., & SONG, Y. **Numerical Study and Design Recommendations of Eccentrically Loaded Partially Encased Composite Columns**. *International Journal of Steel Structures*. 2018.

Wang, H., Li, J. and Song, Y., “**Numerical Study And Design Recommendations Of Eccentrically Loaded Partially Encased Composite Columns**”, *Int. J. Steel Struct.*, 19(3),991-1009. 2019.

WEE TH, Chin MS, Mansur MA. **Stress–Strain Relationship Of High-Strength Concrete In Compression**. *J Mater Civil Eng, ASCE* 1996;8(2):70–6.

WOLANSKI, A. J. **Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Finite Element Analysis**. Tese de Mestrado. Programa de Pós-Graduação. *Marquette University. Milwaukee, Wisconsin - USA*. 2004. Disponível em: <[https://pdfs.semanticscholar.org/9836/81b12a759ed32a1b6061f9fc5cb453654eb4.pdf?\\_ga=2.38801696.2074736513.1586364902-911325958.1586111061](https://pdfs.semanticscholar.org/9836/81b12a759ed32a1b6061f9fc5cb453654eb4.pdf?_ga=2.38801696.2074736513.1586364902-911325958.1586111061)> Acesso em: 04.04.2020.

WU, B., JIAN, S.-M., & ZHAO, X.-Y. **Structural Behavior of Steel-Concrete Partially Encased Composite Columns Containing Demolished Concrete Lumps Under Axial Compression**. *Engineering Structures*, 2019.

YUAN, Hong. LU, Xusheng. HUI, David. FEO, Luciano. **Studies on FRP-concrete interface with hardening and softening bond-slip law**. *Composite Structures, Journal Elsevier*, 2012.

Z. HAN, **The Study on the Stability Bearing Capacity of Steel Reinforced Highstrength Concrete Long Columns**, *Master diss. Inner Mongolia University of Scienceand Technology*. 2004.

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method**. (5. Ed.). Massachusetts: Butterworth-Heinemann, 2000.

Conteúdo CBCA: Aço viabiliza estrutura arrojada. Revista Projeto, 2017. Disponível em: <<https://www.arcoweb.com.br/projetodesign/tecnologia/case-aco-viabiliza-estrutura-arrojada>> Acessado em: 12 janeiro 2022.

*Two International Finance Centre*, Hong Kong. *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*. 2017. Disponível em: <<http://www.skyscrapercenter.com/building/two-international-finance-centre/205>> Acessado em: 12 março 2021

## 7 APÊNDICE

**PLANILHAS DE PARAMETRIZAÇÃO**  
**Resistência ao escoamento do aço adotada 290 MPa**

Designação	Perfil de aço				Comprimento	Concreto	Armadura	
	mm				L	f <sub>ck</sub>	Longitudinal	Estribo
PMPR_PAR_N°_f <sub>y</sub> _HP310x79_f <sub>ck</sub> _L	d	tw	tf	bf	m	MPa		
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 290 MPa</b>								
PMPR_PAR_01_290_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_02_290_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_03_290_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_04_290_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_05_290_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_06_290_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_07_290_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_08_290_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_09_290_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_10_290_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_11_290_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_12_290_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_13_290_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_14_290_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_15_290_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_16_290_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_17_290_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_18_290_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_19_290_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_20_290_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_21_290_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_22_290_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_23_290_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_24_290_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_25_290_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_26_290_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_27_290_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_28_290_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_29_290_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_30_290_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_31_290_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_32_290_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_33_290_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_34_290_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_35_290_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_36_290_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_37_290_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_38_290_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_39_290_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_40_290_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_41_290_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_42_290_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_43_290_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_44_290_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_45_290_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_46_290_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_47_290_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_48_290_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_49_290_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150

## Resistência ao escoamento do aço adotada 345 MPa

Designação	Perfil de aço				Comprimento L m	Concreto f <sub>ck</sub> MPa	Armadura	
	d	tw	tf	bf			Longitudinal	Estribo
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 345 MPa</b>								
PMPR_PAR_50_345_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_51_345_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_52_345_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_53_345_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_54_345_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_55_345_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_56_345_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_57_345_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_58_345_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_59_345_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_60_345_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_61_345_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_62_345_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_63_345_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_64_345_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_65_345_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_66_345_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_67_345_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_68_345_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_69_345_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_70_345_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_71_345_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_72_345_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_73_345_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_74_345_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_75_345_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_76_345_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_77_345_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_78_345_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_79_345_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_80_345_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_81_345_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_82_345_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_83_345_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_84_345_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_85_345_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_86_345_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_87_345_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_88_345_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_89_345_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_90_345_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_91_345_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_92_345_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_93_345_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_94_345_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_95_345_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_96_345_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_97_345_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_98_345_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150

## Resistência ao escoamento do aço adotada 380 MPa

Designação	Perfil de aço				Comprimento L	Concreto f <sub>ck</sub>	Armadura	
	mm						MPa	Longitudinal
PMR_PAR_N°_f <sub>y</sub> _HP310x79_f <sub>ck</sub> _L	d	tw	tf	bf	m			
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 380 MPa</b>								
PMR_PAR_99_380_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_100_380_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_101_380_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_102_380_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_103_380_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_104_380_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_105_380_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_106_380_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_107_380_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_108_380_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_109_380_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_110_380_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_111_380_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_112_380_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_113_380_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_114_380_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_115_380_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_116_380_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_117_380_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_118_380_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_119_380_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_120_380_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_121_380_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_122_380_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_123_380_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_124_380_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_125_380_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_126_380_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_127_380_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_128_380_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_129_380_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_130_380_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_131_380_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_132_380_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_133_380_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_134_380_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_135_380_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_136_380_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_137_380_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_138_380_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_139_380_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_140_380_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_141_380_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_142_380_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_143_380_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_144_380_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_145_380_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_146_380_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMR_PAR_147_380_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150

## Resistência ao escoamento do aço adotada 415 MPa

Designação	Perfil de aço				Comprimento	Concreto	Armadura	
	mm				L	f <sub>ck</sub>		
PMPR_PAR_N°_f <sub>y</sub> _HP310x79_f <sub>ck</sub> _L	d	tw	tf	bf	m	MPa	Longitudinal	Estribo
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 415 MPa</b>								
PMPR_PAR_148_415_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_149_415_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_150_415_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_151_415_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_152_415_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_153_415_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_154_415_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_155_415_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_156_415_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_157_415_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_158_415_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_159_415_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_160_415_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_161_415_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_162_415_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_163_415_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_164_415_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_165_415_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_166_415_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_167_415_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_168_415_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_169_415_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_170_415_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_171_415_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_172_415_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_173_415_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_174_415_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_175_415_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_176_415_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_177_415_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_178_415_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_179_415_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_180_415_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_181_415_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_182_415_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_183_415_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_184_415_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_185_415_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_186_415_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_187_415_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_188_415_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_189_415_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_190_415_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_191_415_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_192_415_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_193_415_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_194_415_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_195_415_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_196_415_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150

## Resistência ao escoamento do aço adotada 450 MPa

Designação	Perfil de aço				Comprimento	Concreto	Armadura	
	mm				L	f <sub>ck</sub>		
PMPR_PAR_N°_f <sub>y</sub> _HP310x79_f <sub>ck</sub> _L	d	tw	tf	bf	m	MPa	Longitudinal	Estribo
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 450 MPa</b>								
PMPR_PAR_197_450_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_198_450_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_199_450_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_200_450_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_201_450_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_202_450_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_203_450_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_204_450_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_205_450_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_206_450_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_207_450_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_208_450_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_209_450_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_210_450_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_211_450_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_212_450_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_213_450_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_214_450_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_215_450_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_216_450_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_217_450_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_218_450_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_219_450_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_220_450_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_221_450_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_222_450_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_223_450_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_224_450_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_225_450_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_226_450_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_227_450_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_228_450_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_229_450_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_230_450_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_231_450_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_232_450_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_233_450_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_234_450_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_235_450_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_236_450_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_237_450_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_238_450_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_239_450_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_240_450_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_241_450_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_242_450_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_243_450_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_244_450_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_245_450_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150

## Resistência ao escoamento do aço adotada 500 MPa

Designação	Perfil de aço				Comprimento	Concreto	Armadura	
	mm							
PMPR_PAR_N°_f <sub>y</sub> _HP310x79_f <sub>ck</sub> _L	d	tw	tf	bf	m	MPa	Longitudinal	Estribo
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 500 MPa</b>								
PMPR_PAR_246_450_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_247_450_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_248_450_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_249_450_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_250_450_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_251_450_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_252_450_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_253_450_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_254_450_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_255_450_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_256_450_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_257_450_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_258_450_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_259_450_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_260_450_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_261_450_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_262_450_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_263_450_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_264_450_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_265_450_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_266_450_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_267_450_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_268_450_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_269_450_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_270_450_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_271_450_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_272_450_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_273_450_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_274_450_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_275_450_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_276_450_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_277_450_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_278_450_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_279_450_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_280_450_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_281_450_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_282_450_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_283_450_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_284_450_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_285_450_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_286_450_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_287_450_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_288_450_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_289_450_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_290_450_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_291_450_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_292_450_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_293_450_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150
PMPR_PAR_294_450_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150

## Resistência ao escoamento do aço adotada 550 MPa

Designação	Perfil de aço				Comprimento L	Concreto f <sub>ck</sub>	Armadura		
	mm						MPa	Longitudinal	Estribo
PMPR_PAR_N°_f <sub>y</sub> _HP310x79_f <sub>ck</sub> _L	d	tw	tf	bf	m				
<b>Resistência ao escoamento do aço adotada 550 MPa</b>									
PMPR_PAR_295_550_HP310x79_30_2	299	11	11	306	2	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_296_550_HP310x79_30_3	299	11	11	306	3	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_297_550_HP310x79_30_4	299	11	11	306	4	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_298_550_HP310x79_30_5	299	11	11	306	5	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_299_550_HP310x79_30_6	299	11	11	306	6	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_300_550_HP310x79_30_7	299	11	11	306	7	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_301_550_HP310x79_30_8	299	11	11	306	8	30	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_302_550_HP310x79_40_2	299	11	11	306	2	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_303_550_HP310x79_40_3	299	11	11	306	3	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_304_550_HP310x79_40_4	299	11	11	306	4	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_305_550_HP310x79_40_5	299	11	11	306	5	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_306_550_HP310x79_40_6	299	11	11	306	6	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_307_550_HP310x79_40_7	299	11	11	306	7	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_308_550_HP310x79_40_8	299	11	11	306	8	40	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_309_550_HP310x79_50_2	299	11	11	306	2	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_310_550_HP310x79_50_3	299	11	11	306	3	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_311_550_HP310x79_50_4	299	11	11	306	4	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_312_550_HP310x79_50_5	299	11	11	306	5	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_313_550_HP310x79_50_6	299	11	11	306	6	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_314_550_HP310x79_50_7	299	11	11	306	7	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_315_550_HP310x79_50_8	299	11	11	306	8	50	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_316_550_HP310x79_60_2	299	11	11	306	2	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_317_550_HP310x79_60_3	299	11	11	306	3	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_318_550_HP310x79_60_4	299	11	11	306	4	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_319_550_HP310x79_60_5	299	11	11	306	5	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_320_550_HP310x79_60_6	299	11	11	306	6	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_321_550_HP310x79_60_7	299	11	11	306	7	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_322_550_HP310x79_60_8	299	11	11	306	8	60	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_323_550_HP310x79_70_2	299	11	11	306	2	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_324_550_HP310x79_70_3	299	11	11	306	3	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_325_550_HP310x79_70_4	299	11	11	306	4	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_326_550_HP310x79_70_5	299	11	11	306	5	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_327_550_HP310x79_70_6	299	11	11	306	6	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_328_550_HP310x79_70_7	299	11	11	306	7	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_329_550_HP310x79_70_8	299	11	11	306	8	70	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_330_550_HP310x79_80_2	299	11	11	306	2	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_331_550_HP310x79_80_3	299	11	11	306	3	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_332_550_HP310x79_80_4	299	11	11	306	4	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_333_550_HP310x79_80_5	299	11	11	306	5	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_334_550_HP310x79_80_6	299	11	11	306	6	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_335_550_HP310x79_80_7	299	11	11	306	7	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_336_550_HP310x79_80_8	299	11	11	306	8	80	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_337_550_HP310x79_90_2	299	11	11	306	2	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_338_550_HP310x79_90_3	299	11	11	306	3	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_339_550_HP310x79_90_4	299	11	11	306	4	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_340_550_HP310x79_90_5	299	11	11	306	5	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_341_550_HP310x79_90_6	299	11	11	306	6	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_342_550_HP310x79_90_7	299	11	11	306	7	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	
PMPR_PAR_343_550_HP310x79_90_8	299	11	11	306	8	90	4 φ 10mm	φ 8mm /150	