

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**VERIFICAÇÃO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO**  
**SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA RETA: CURVAS DE**  
**INTERAÇÃO M-N**

**Matheus Oliveira Fernandes**

São Carlos  
2021

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**VERIFICAÇÃO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO**  
**SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA RETA: CURVAS DE**  
**INTERAÇÃO M-N**

**Matheus Oliveira Fernandes**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

**Área de Concentração:** Estruturas e Geotecnia

**Orientador:** Prof.<sup>a</sup> Dra. Silvana De Nardin

**Coorientador:** Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos

2021

# FOLHA DE APROVAÇÃO

---



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

---

## **Folha de Aprovação**

---

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Matheus Oliveira Fernandes, realizada em 20/08/2021.

### **Comissão Julgadora:**

Profa. Dra. Silvana de Nardin (UFSCar)

Profa. Dra. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho (PUCCAMP)

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins (UEM)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

À minha mãe, por ter doado toda a sua vida para que eu  
pudesse viver meus sonhos em detrimento dos próprios

## AGRADECIMENTOS

---

Primeiramente à Deus, pelo dom da vida e pelo cuidado incondicional que tem mostrado em todas as etapas de minha vida, a Ele seja a glória e a honra.

À minha orientadora, Silvana De Nardin, pela atenção e profissionalismo com que me guiou em todo esse processo e pelo incentivo de nunca desanimar, por ter me ensinado o valor da perseverança, da busca por aperfeiçoamento contínuo e do bom uso do tempo.

Ao meu coorientador, professor Fernando Menezes de Almeida Filho, pela coorientação e sobretudo pelos conselhos que me acompanharão daqui pra frente.

Ao meu amigo e professor, Artur Lenz, pelo incentivo do início do mestrado e pelos conselhos que me ajudaram a fazer dos estudos um norte para minha vida.

Aos meus amigos de mestrado Iuri, Rogério, Riterson e Igor, que nunca me deixaram desanimar e que foram em muitas oportunidades a minha inspiração, pelos bons momentos vividos que ficarão gravados no coração.

Ao amigo de profissão Harley Gomes, pela atenção que me deu ao disponibilizar dados preciosos de sua pesquisa e que foram de muita ajuda na elaboração deste trabalho.

À minha segunda família que represento por Ester e Sérgio Klein, Berenice e Nilssen Paes, por terem me acolhido com amor e por cuidarem de mim quando me faltavam recursos, por terem me ensinado o valor do trabalho e do cuidado ao próximo, sou eternamente grato a vocês por tudo.

Ao meu saudoso vô Nabor, pelas lições de paciência e amor, por ter me ensinado que a vida é passageira, por mostrar que nunca é tarde para um sorriso e que a vida nada mais é que uma coisa boa.

À minha segunda mãe, tia Onilde, pelos cuidados desde a minha infância, pelo amor incondicional, por ter me ensinado os valores cristãos desde a tenra idade e por ter sido a minha referência de amor ao próximo e de dedicação aos estudos.

Ao meu cachorro Paçoca, pela muita alegria que trouxe ao meu lar e pelas lambidas no rosto durante as madrugadas em que este trabalho foi desenvolvido.

E por último, à minha mãe, por ter me ensinado os princípios cristãos, por nunca me deixar faltar uma aula sequer, por ter me protegido, por ter me amado e me incentivado a seguir os caminhos do meu coração e por ter dedicado a vida para o crescimento dos filhos mesmo diante das mais variadas adversidades.

## Resumo

Os pilares mistos submetidos à flexão composta reta são usualmente verificados utilizando recomendações normativas, contudo, tais verificações não englobam o uso de concretos de alta resistência. Nesse contexto, visando avaliar pilares mistos flexo-comprimidos e determinar o par resistente (força normal e momento fletor), um modelo analítico baseado na compatibilidade de deformações foi desenvolvido e implementado na ferramenta computacional PM-MN (2021). Com tal ferramenta foi possível traçar curvas de interação M-N. Considerada a flexão composta reta, são definidas expressões que relacionam os valores de força normal e momento resistentes em função da profundidade da linha neutra, geometria e resistências dos componentes da seção transversal. As deformações últimas para o concreto e aço foram definidas com base nas diretrizes da ABNT NBR 6118 (2014). Para validação do modelo proposto, foram desenvolvidas duas análises comparativas. Na primeira análise, as curvas de interação M-N oriundas da ferramenta PM-MN (2021) foram comparadas aos modelos da ABNT NBR 8800 (2008), EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 16239 (2013). Na segunda análise, valores de força normal resistente à compressão simples e momento resistente à flexão simples foram comparados a resultados da literatura. O modelo proposto estimou de forma adequada a capacidade resistente à flexo-compressão quando analisada a seção transversal; a maior diferença em relação aos modelos normativos foi próxima de 6%. Ao analisar o pilar, ou seja, levando em conta a instabilidade à flexão, os resultados do modelo de interação implementado no PM-MN (2021) foram próximos aos resultados da literatura; a melhor estimativa de resistência apresentou um erro próximo de 0,6%. Uma vez validada, a ferramenta foi então utilizada em um estudo paramétrico no qual foi avaliada a influência dos seguintes parâmetros: forma da seção transversal, resistência ao escoamento do aço, resistência à compressão do concreto, eixo de flexão e índice de esbeltez reduzida. Os resultados mostraram que os efeitos da instabilidade à flexão são menos significativos para o uso de menores resistências do aço e concreto; em contrapartida, o uso de materiais mais resistentes amplia os efeitos da instabilidade à flexão, sobretudo para pilares mais esbeltos.

*Palavras-chave: pilar misto; flexão composta reta; eixo de flexão; curva de interação M-N.*

# Abstract

Composite columns subjected to uniaxial bending moments are usually checked using normative recommendations, however, such checks do not include the use of high strength concretes. In this context, aiming to evaluate composite columns subject to eccentric compression and determine the pair of strength (normal force and bending moment), an analytical model based on strain compatibility was developed and implemented in the computational tool PM-MN (2021). With this tool it was possible to plot M-N interaction curves. Considering the uniaxial bending moments, expressions are defined that relate the values of normal force and moment resistance as a function of the neutral axis depth, geometry and strength of the components of the cross-section. The steel and concrete ultimate strains were defined based on the guidelines of ABNT NBR 6118 (2014). To validate the proposed model, two comparative analyzes were developed. In the first analysis, the M-N interaction curves from the PM-MN tool (2021) were compared to the models of ABNT NBR 8800 (2008), EN 1994-1-1 (2004) and ABNT NBR 16239 (2013). In the second analysis, values of normal force resistant to centered compression and moment resistance to pure bending were compared to literature results. The proposed model adequately estimated the eccentric compression strength when analyzing the cross section; the highest difference in relation to normative models was close to 6%. When analyzing the column, that is, taking into account the flexural buckling, the results of the interaction model implemented in the PM-MN (2021) were close to the results in the literature; the best estimate of strength showed an error close to 0,6%. Once validated, the tool was then used in a parametric study in which the influence of the following parameters was evaluated: cross-sectional shape, yielding strength of steel, compressive strength of concrete, bending axis and relative slenderness. The results showed that the effects of flexural buckling are less significant for the use of lower strengths of steel and concrete; on the other hand, the use of highest strengths increases the effects of flexural buckling, especially for slender columns.

*Keywords: composite column; uniaxial bending moments; bending axis; M-N interaction curve.*

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

---

- $A_{a_1}, A_{a_2}$ : Área de aço de porções do perfil estrutural
- $A_{s_i}$ : Área de uma barra genérica de aço
- $A_{aic}, A_{aic}$ : Área de uma porção genérica do perfil de aço comprimida e tracionada, respectivamente
- $A_a$ : Área da seção transversal do perfil
- $A_c$ : Área de concreto da seção transversal
- $A_{cc}$ : Área de concreto comprimido
- $b_1$ : Base da seção do pilar misto retangular preenchido
- $b_2$ : Altura da seção do pilar misto retangular preenchido
- $b_c$ : Base da seção transversal do pilar misto revestido ou parcialmente revestido
- $b_f$ : Largura da mesa do perfil
- $c_x$ : Cobrimento de concreto relativo ao eixo X
- $c_y$ : Cobrimento de concreto relativo ao eixo Y
- $t$ : Espessura do tubo
- $t_w$ : Espessura da alma do perfil
- $t_f$ : Espessura da mesa do perfil
- $d_i$ : Distância do centro de gravidade de uma barra genérica a borda mais comprimida da seção transversal
- $d_s$ : Altura útil da seção transversal na direção considerada
- $d$ : Altura do perfil de aço
- $d'$ : Diferença entre a altura da seção e sua altura útil em uma direção considerada
- $D$ : Diâmetro da seção transversal
- $r$ : Raio da seção transversal
- $e$ : Excentricidade da força axial
- $e_o$ : Excentricidade adicional devido as imperfeições
- $e_x$ : Excentricidade relativa ao eixo Y
- $e_y$ : Excentricidade relativa ao eixo X
- $(EI)_e$ : Rigidez efetiva à flexão
- $(EI)_{eff}$ : Rigidez efetiva à flexão, sem uso do módulo de elasticidade reduzido do concreto
- $E_a, E_c$  e  $E_s$ : Módulo de elasticidade do perfil, concreto e da armadura longitudinal, respectivamente
- $E_i$ : Módulo de elasticidade em um ponto genérico da seção transversal
- $F_{a_1}$ : Força resultante de uma porção do perfil de aço



$F_{a_2}$ : Força resultante de uma porção do perfil de aço

$F_{a_{ic}}, F_{a_{it}}$ : Força resultante de uma área genérica do perfil de aço comprimida e tracionada, respectivamente

$F_{s_i}$ : Força resultante de uma barra longitudinal genérica de aço

$F_C$ : Força resultante de compressão de concreto

$f_{y_{d_i}}$ : Resistência de cálculo ao escoamento de um elemento genérico de aço

$f_{cd}$ : Resistência à compressão do concreto, valor de cálculo

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

$f_{sd}$ : Resistência ao escoamento da armadura longitudinal, valor de cálculo

$f_{sk}$ : Resistência ao escoamento da armadura longitudinal, valor característico

$f_{sk}$ : Resistência característica ao escoamento da armadura longitudinal

$f_{y_{d}}$ : Resistência ao escoamento do aço do perfil, valor de cálculo

$f_{y_{k}}$ : Resistência característica ao escoamento do aço do perfil

$h$ : Altura da seção transversal na direção considerada

$h_c$ : Altura da seção transversal do pilar misto revestido ou parcialmente revestido

$h_n$ : Linha neutra plástica

$I_a, I_c$  e  $I_s$ : Momentos de inércia do perfil, do concreto e da armadura longitudinal, respectivamente

$KL$ : Comprimento efetivo do pilar misto

$L_x$  e  $L_y$ : Comprimento efetivo em relação aos eixos X e Y, respectivamente

$M_1$  e  $M_2$ : Maior e menor valor de momento solicitante no pilar misto, respectivamente

$M_C$ : Momento resistente de plastificação da seção transversal, valor reduzido

$M_{pl,Rd,x}$  e  $M_{pl,Rd,y}$ : Momentos resistentes de cálculo a plastificação da seção transversal em relação aos eixos X e Y, respectivamente

$M_{Rdx}$  e  $M_{Rdy}$ : Momentos resistentes de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente

$M_d$ : Momento resistente de plastificação da seção transversal, valor reduzido

$M_B$ : Momento resistente referente ao Ponto B da curva de interação M-N (momento puro)

$M_{max,pl,Rd}$ : Momento máximo de plastificação da seção transversal

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$ : Momentos solicitantes de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente

$M_{x,i,Sd}$  e  $M_{y,i,Sd}$ : Momentos fletores devidos as imperfeições geométricas em relação aos eixos X e Y, respectivamente

$M_{x,tot,Sd}$  e  $M_{y,tot,Sd}$ : Momentos solicitantes totais de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente

$N_C$ : Parcela de esforço axial resistente proveniente do concreto

$N_{C,Rd}$ : Parcela de esforço axial resistente de cálculo proveniente do concreto

$N_A$ : Normal resistente referente ao Ponto A da curva de interação M-N (compressão centrada)  
 $N_{Rd}$ : Força axial resistente de cálculo  
 $N_{Sd,G}$ : Força axial solicitante devida aos carregamentos permanentes  
 $N_{Sd}$ : Força axial solicitante  
 $N_{e,eff}$ : Força axial de flambagem elástica, sem uso do módulo de elasticidade reduzido do concreto  
 $N_e$ : Força axial de flambagem elástica  
 $N_{e2,x}$  e  $N_{e2,y}$ : Análogo a  $N_e$   
 $N_{pl,R}$ : Força axial resistente a plastificação, valor característico  
 $N_{pl,Rd}$ : Força axial resistente a plastificação, valor de cálculo  
 $S_{cc}$ : Momento estático da área comprimida de concreto  
 $x$ : Posição da linha neutra  
 $x_{a_1}, x_{a_2}$ : Distância do centro de gravidade de uma porção de aço do perfil ao centro de gravidade da seção transversal, em relação ao eixo Y  
 $x_{a_{ic}}, y_{a_{ic}}$  e  $x_{a_{it}}, y_{a_{it}}$ : Distância do centro de gravidade de uma porção genérica do perfil de aço ao centro de gravidade da seção transversal, em relação ao eixo Y e X/tração e compressão, respectivamente  
 $x_{s_i}$  e  $y_{s_i}$ : Distância do centro de gravidade da área de uma barra genérica ao centro de gravidade da seção transversal em relação aos eixos Y e X, respectivamente  
 $x_c$  e  $y_c$ : Distância do centro de gravidade da área comprimida de concreto ao centro de gravidade da seção transversal em relação aos eixos Y e X, respectivamente  
 $Z_a, Z_c$  e  $Z_s$ : Módulos de resistência plásticos do perfil de aço, do concreto não fissurado e da armadura longitudinal, respectivamente  
 $Z_{an}, Z_{cn}$  e  $Z_{sn}$ : Módulos de resistência plásticos do perfil de aço, do concreto não fissurado e da armadura longitudinal na região 2.  $h_n$ , respectivamente  
 $y_{a_1}, y_{a_2}$ : Distância do centro de gravidade de uma porção de aço do perfil ao centro de gravidade da seção transversal, em relação ao eixo X  
 $\alpha_M$ : Coeficiente dependente da resistência ao escoamento do aço do perfil  
 $\alpha_c$ : Coeficiente para estimativa da tensão de cálculo do concreto  
 $\beta_x$ : Coeficiente relativo à posição da linha neutra  
 $\eta_a$ : Fator de redução relativo ao perfil  
 $\eta_{ao}$ : Fator de redução relativo ao perfil, para compressão centrada  
 $\eta_c$ : Fator de redução relativo ao concreto  
 $\eta_{co}$ : Fator de redução relativo ao concreto, para compressão centrada  
 $\kappa_M$ : Coeficiente de ponderação do esforço de origem global

$\kappa_e$ : Coeficiente de ponderação do esforço devido as imperfeições geométricas

$\lambda_0$ : Índice de esbeltez reduzida

$\mu_x$  e  $\mu_y$ : Coeficientes relativos aos momentos de plastificação no eixo X e Y, respectivamente

$\sigma_{a_1}, \sigma_{a_2}$ : Tensões resultantes em porções do aço do perfil

$\sigma_{aic}, \sigma_{ait}$ : Tensão em uma área genérica de uma porção do perfil de aço relativa à compressão e tração, respectivamente

$\sigma_{s_i}$ : Tensão resultante de uma barra genérica de aço

$\sigma_{cd}$ : Tensão de cálculo do concreto

$\sigma_i$ : Tensão resultante em um ponto genérico da seção transversal

$\alpha$ : Fator de redução relativo ao concreto

$\beta$ : Fator de estimativa dos coeficientes ponderadores dos esforços de origem global e imperfeições geométricas

$\delta$ : Taxa de contribuição do aço

$\lambda$ : Coeficiente que determina a altura da seção comprimida de concreto

$\mu$ : Coeficiente redutor do momento fletor resistente no método de compatibilidade de deformações

$\chi$ : Parâmetro de instabilidade à flexão

$\rho_s$ : Taxa geométrica de armadura longitudinal

$\varepsilon_{a_1}, \varepsilon_{a_2}$ : Deformações específicas em porções do aço do perfil

$\varepsilon_{c_2}$ : Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

$\varepsilon_{s_i}$ : Deformação específica de uma barra de aço genérica

$\varepsilon_c$ : Deformação específica última de encurtamento do concreto

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

$\varepsilon_i$ : Deformação específica de um elemento genérico da seção transversal

$\varepsilon_{aic}, \varepsilon_{ait}$ : Deformação específica em uma área genérica do perfil de aço relativa à compressão e tração, respectivamente

$\emptyset_t$ : Coeficiente que considera o efeito da fluência do concreto

$\theta$ : Ângulo relativo à posição da linha neutra em uma seção circular preenchida tendo como vértice o centro de gravidade

# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	OBJETIVOS	4
1.3	JUSTIFICATIVA	4
1.4	METODOLOGIA	6
1.5	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	7
<b>2</b>	<b>PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO</b>	<b>8</b>
2.1	PILARES REVESTIDOS	8
2.3	PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS	10
2.4	PILARES PREENCHIDOS	14
2.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	17
<b>3</b>	<b>VERIFICAÇÃO DE PILARES MISTOS FLEXO-COMPRI- MIDOS</b>	<b>20</b>
3.1	LIMITAÇÕES DIMENSIONAIS E DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS	20
3.2	VERIFICAÇÃO DE PILARES FLEXO-COMPRI- MIDOS	22
3.2.1	VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO SIMPLES	22
3.2.2	VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO	26
3.2.2.1	MODELOS DE INTERAÇÃO DA ABNT NBR 8800 (2008)	26
3.2.2.3	MODELO DA ABNT NBR 16239 (2013)	28
3.2.3	EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	29
3.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	30
<b>4</b>	<b>CURVAS DE INTERAÇÃO M-N PARA PILARES MISTOS FLEXO-COMPRI- MIDOS</b>	<b>32</b>
4.1	EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO	32
4.1.1	SEÇÕES REVESTIDAS	32
4.1.2	SEÇÕES PARCIALMENTE REVESTIDAS	35
4.1.3	SEÇÕES RETANGULARES PREENCHIDAS	36
4.1.4	SEÇÕES CIRCULARES PREENCHIDAS	38
4.2	DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO TRANSVERSAL	40
4.3	CONSIDERAÇÃO DA INSTABILIDADE À FLEXÃO	44
4.4	PROCESSO ITERATIVO PARA CONSTRUÇÃO DAS CURVAS DE INTERAÇÃO M-N	45
<b>5</b>	<b>VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL</b>	<b>48</b>
5.1	ANÁLISE COMPARATIVA 1: COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DA ABNT NBR 8800 (2008) E EN 1994-1-1 (2004)	49
5.1.1	COMENTÁRIOS SOBRE A ANÁLISE COMPARATIVA 1	54

5.2 ANÁLISE COMPARATIVA 2: COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DA LITERATURA .....	58
5.2.1 PILARES REVESTIDOS .....	61
5.2.1.1 ELLOBODY <i>ET AL.</i> (2011).....	62
5.2.1.2 ANUNTASENA <i>ET AL.</i> (2019).....	66
5.2.1.3 RAHMAN (2016).....	68
5.2.2 PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS .....	70
5.2.2.1 HUNAITI E ABDEL FATTAH (1994).....	70
5.2.2.2 PRICKETT E DRIVER (2006).....	74
5.2.2.2 PEREIRA (2017).....	76
5.2.3 PILARES RETANGULARES PREENCHIDOS .....	81
5.2.3.1 LIU (2006).....	81
5.2.3.2 DU <i>ET AL.</i> (2017).....	84
5.2.3.3 MELO (2018).....	86
5.2.4 PILARES CIRCULARES PREENCHIDOS .....	89
5.2.4.1 FUJIMOTO <i>ET AL.</i> (2004).....	89
5.2.4.2 ELLOBODY E GHAZY (2012).....	92
5.2.4.3 GOMES (2015).....	95
5.2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE COMPARATIVA .....	97
<b>6 ESTUDO PARAMÉTRICO .....</b>	<b>99</b>
6.1 PILAR REVESTIDO.....	100
6.1.1 EIXO DE FLEXÃO XX .....	101
6.1.1.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO.....	104
6.1.1.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	106
6.1.1.3 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDA DO PILAR .....	108
6.1.2 EIXO DE FLEXÃO YY.....	111
6.1.2.1 INFLUÊNCIA DO EIXO DE FLEXÃO .....	113
6.1.2.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO.....	115
6.1.2.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	117
6.1.2.4 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDA DO PILAR .....	120
6.2 PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO.....	122
6.2.1 EIXO DE FLEXÃO XX .....	123
6.2.1.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO.....	126
6.2.1.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	128
6.2.1.3 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDA DO PILAR .....	130
6.2.2 EIXO DE FLEXÃO YY.....	132
6.2.2.1 INFLUÊNCIA DO EIXO DE FLEXÃO .....	135
6.2.2.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO.....	137

6.2.2.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	138
6.2.2.4 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDA DO PILAR .....	141
6.3 PILAR PREENCHIDO DE SEÇÃO QUADRADA .....	143
6.3.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO .....	147
6.3.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	148
6.3.3 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDA DO PILAR .....	151
6.4 PILAR PREENCHIDO DE SEÇÃO CIRCULAR .....	153
6.4.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO .....	156
6.4.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	158
6.4.3 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDA DO PILAR .....	160
6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	162
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>165</b>
7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	166
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>168</b>
<b>APÊNDICE A: PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES MISTAS.....</b>	<b>173</b>
A.1 MÓDULOS DE RESISTÊNCIA PLÁSTICOS E POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLÁSTICA – SEÇÕES REVESTIDA, PARCIALMENTE REVESTIDA E PREENCHIDA.....	173
A.2 ÁREA COMPRIMIDA E MOMENTO ESTÁTICO EM SEÇÕES REVESTIDAS E PARCIALMENTE REVESTIDAS.....	175
<b>APÊNDICE B: BANCO DE DADOS .....</b>	<b>180</b>
B.1 PILARES MISTOS REVESTIDOS.....	180
B.2 PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS.....	183
B.3 PILARES PREENCHIDOS.....	184
<b>APÊNDICE C: DETALHES ESTUDO TEÓRICO.....</b>	<b>192</b>
C.1 SEÇÃO REVESTIDA .....	192
C.1.1 FLEXÃO XX .....	193
C.1.2 FLEXÃO YY.....	195
C.2 SEÇÃO PARCIALMENTE REVESTIDA .....	197
C.2.1 FLEXÃO XX .....	199
C.2.2 FLEXÃO YY.....	201
C.3 SEÇÃO RETANGULAR PREENCHIDA .....	203
C.3.1 FLEXÃO XX .....	204
C.3.2 FLEXÃO YY.....	206
C.4 SEÇÃO CIRCULAR PREENCHIDA .....	208
<b>APÊNDICE D: DETALHES ESTUDO PARAMÉTRICO.....</b>	<b>212</b>

D.1 PILAR REVESTIDO .....	212
D.2 PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO .....	214
D.3 PILAR QUADRADO PREENCHIDO .....	217
D.4 PILAR CIRCULAR PREENCHIDO .....	219
<b>APÊNDICE E: DETALHES ANÁLISE COMPARATIVA 2 .....</b>	<b>222</b>
E.1 PILARES REVESTIDOS .....	222
E.2 PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS .....	225
E.3 PILARES PREENCHIDOS DE SEÇÃO RETANGULAR.....	228
E.4 PILARES PREENCHIDOS DE SEÇÃO CIRCULAR.....	231

# 1 Introdução

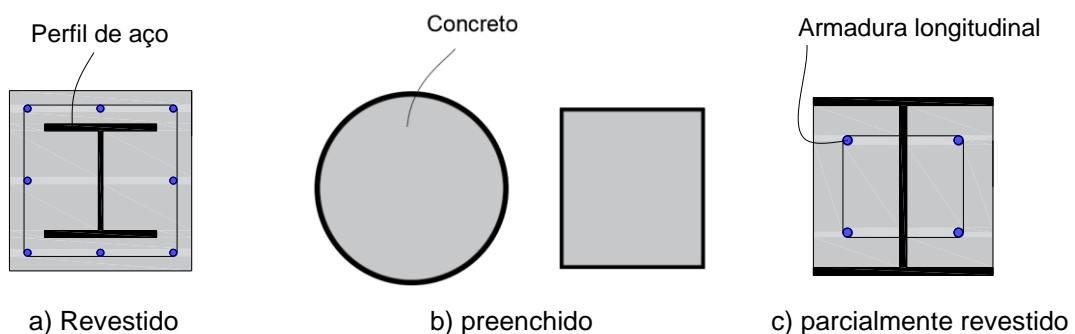
Neste capítulo são apresentados características dos diversos tipos de pilares mistos de aço e concreto, bem como alguns exemplos de sua utilização em construções nacionais. Adicionalmente, são apresentados os objetivos, justificativa e metodologia utilizados no desenvolvimento da presente dissertação, assim como a organização deste trabalho.

## 1.1 GENERALIDADES

A modernidade trouxe consigo a necessidade de sistemas construtivos mais eficazes, mais econômicos, de execução rápida e simples, e de elevada resistência. Os elementos mistos de aço e concreto são largamente utilizados em países desenvolvidos devido à economia e rapidez de execução, bem como elevada resistência e dimensões reduzidas em relação aos elementos de aço ou de concreto armado. O uso crescente de elementos mistos, principalmente de pilares mistos, deve-se a aspectos econômicos, construtivos e estruturais. Do ponto de vista econômico, os pilares mistos reduzem custos por exigir menor tempo de execução, redução ou eliminação de fôrmas e menor geração de resíduos. Do ponto de vista construtivo, a dispensa de fôrmas (pilares preenchidos) ou sua redução (pilares parcialmente revestidos) acelera o processo construtivo.

Os pilares mistos são classificados de acordo com a posição que o perfil de aço ocupa na seção transversal, dividindo-se em pilares mistos: revestidos, preenchidos e parcialmente revestidos (Figura 1-1). Independentemente do tipo, esses elementos apresentam elevada capacidade resistente, ductilidade e resistência a altas temperaturas. Os pilares mistos revestidos (Figura 1-1a) necessitam de fôrmas e barras de armadura. Já os pilares parcialmente revestidos (Figura 1-1c) requerem barras de armadura e fôrmas, porém em menor quantidade. Esse tipo de pilar pode ser pré-fabricado, o que reduz o custo global da edificação. Por fim, os pilares preenchidos (Figura 1-1b) dispensam fôrmas e barras de aço.

**Figura 1-1: Tipos de pilares mistos e componentes da seção transversal**



Fonte: Autor (2021)



Em relação aos pilares de concreto armado, os pilares mistos apresentam características como maiores resistência e ductilidade, devido à maior taxa de aço; redução ou dispensa de fôrmas; redução da geração de resíduos e maior resistência a altas temperaturas. Contudo, os pilares de concreto armado podem assumir as mais diversas formas. Em comparação aos pilares de aço, os pilares mistos apresentam aspectos positivos como maior resistência à instabilidade local, pois o concreto possibilita o enrijecimento da seção de aço, reduzindo/eliminando os efeitos da instabilidade local no perfil; maior resistência a altas temperaturas e à corrosão. Por outro lado, os pilares de aço apresentam maior velocidade construtiva devido à ausência da etapa de concretagem.

As características aqui destacadas tornam o pilar misto ideal para aplicação em obras de grande porte e, por isso, são diversos os exemplos de utilização: edifícios comerciais e residenciais, shoppings centers, plataformas petrolíferas e outros. Na Tabela 1-1 são apresentados exemplos de edifícios brasileiros em que foram utilizados pilares mistos de aço e concreto.

Como os pilares mistos são ideais para condições que requerem elevada capacidade resistente, é necessário que o desempenho desse elemento seja o mais otimizado possível. A verificação de um pilar misto flexo-comprimido consta em diversas normas, tanto nacionais quanto estrangeiras, porém os processos são simplificados e, em sua grande maioria, não contemplam o uso de concretos de alta resistência. Neste contexto, o presente estudo tem como foco o estudo da flexo-compressão reta em pilares mistos investigando como a resistência dos componentes e outros parâmetros influenciam na verificação da flexo-compressão.

**Tabela 1-1: Exemplos brasileiros da utilização de pilares mistos de aço e concreto**

a) Edifício New Century <sup>1</sup>	b) Concórdia Corporate <sup>2</sup>	c) Torre INC50 <sup>3</sup>	d) Torre E do WTorre Complex <sup>4</sup>	e) São Paulo Corporate Towers <sup>5</sup>
				
Local: São Paulo - SP	Local: Nova Lima - MG	Local: Itu-SP	Local: São Paulo - SP	Local: São Paulo - SP
Ano: 2000 - 2002	Ano: 2015 - 2017	Ano: 2015 - 2017	Ano: 2012 - 2013	Ano: 2008 - 2015
Projeto Estrutural: Codeme Engenharia S/A	Projeto Estrutural: Codeme Engenharia S/A e Bedê Engenharia de Estruturas	Projeto Estrutural: Solutec Engenharia	Projeto Estrutural: Medabil Estruturas Metálicas	Projeto Estrutural: Codeme Engenharia S/A
Características: 18 andares (1000 m <sup>2</sup> cada);	Características: 44 andares;	Características: 44 andares;	Características: 26 andares;	Características: 2 torres com 30 pavimentos;
Totalmente Revestido	Preenchido (C40)	Totalmente Revestido	Totalmente Revestido	Totalmente Revestido

<sup>1</sup> web ESCRITÓRIOS (2020). Disponível em : <<https://webescritorios.com.br/edificio-comercial/new-century-75>>. Acesso em: jan. 2020.

<sup>2</sup> ORGUEL (2017). Disponível em : <<https://www.grupoorguel.com.br/cases-go/construcao-maior-edificio-de-mg/>>. Acesso em: jan. 2020.

<sup>3</sup> RPS Imóveis (2020). Disponível em : <<https://www.rpsimoveisitu.com.br/empreendimento/torre-inc-50/sp/itu/35569>>. Acesso em: jan. 2020.

<sup>4</sup> WTORRE (2020). Disponível em : <<http://www.wtorre.com.br/Socioambiental/?lang=en-US>>. Acesso em: jan. 2020.

<sup>5</sup> JLL (2015). Disponível em : <<https://www.jll.com.br/pt/views/sao-paulo-corporate-towers-tecnologia-avancada-flexibilidade-e-sustentabilidade>>. Acesso em: jan. 2020.

## 1.2 OBJETIVOS

O presente estudo teve como objetivo principal avaliar a relação momento fletor-força normal (interação M-N) em pilares mistos de aço e concreto sujeitos à flexão composta reta. Nesse contexto, os objetivos específicos do estudo foram:

- Construir curvas de interação M-N considerando a compatibilidade de deformações na seção transversal;
- Avaliar a proximidade entre os diagramas de interação M-N obtidos a partir da compatibilidade de deformações e modelos de interação M-N da ABNT NBR 8800 (2008) (Modelo I e II), ABNT NBR 16239 (2013) e EN 1994-1-1 (2004);
- Avaliar se as curvas de interação M-N construídas considerando a compatibilidade de deformações se aproximam de resultados experimentais e numéricos disponíveis na literatura;
- Avaliar a influência da resistência à compressão do concreto, incluindo concretos das Classes I e II (concretos de alta resistência), definidas pela ABNT NBR 8953 (2015), na forma das curvas de interação M-N;
- Avaliar, por meio de estudo paramétrico, a influência de parâmetros relativos à geometria e resistência dos componentes da seção transversal na forma das curvas de interação M-N em pilares revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos de seção quadrada e circular.

## 1.3 JUSTIFICATIVA

As diretrizes normativas nacionais e estrangeiras limitam a aplicabilidade dos métodos de verificação de pilares mistos submetidos à flexo-compressão de acordo com características geométricas e de resistência dos materiais. Destaca-se a limitação que é imposta à resistência do concreto. Na Tabela 1-2 são apresentados os limites de resistência à compressão do concreto definidos pelas diretrizes do EN 1994-1-1 (2004), ABNT NBR 8800 (2008), ABNT NBR 16239 (2013) e ANSI/AISC 360 (2016).

**Tabela 1-2: Limites para a resistência à compressão do concreto**

<b>Norma</b>	<b>Resistência do concreto (MPa)</b>
EN 1994-1-1 (2004)	20 – 50*
ABNT NBR 8800 (2008)	20 - 50
ABNT NBR 16239 (2013)	20 - 50
ANSI/AISC 360 (2016)	21 - 69*
*Concreto de densidade normal	

Em sua grande maioria, as normas limitam a aplicabilidade dos modelos de verificação a concretos de resistência de classe normal (C20 a C50). Embora o ANSI/AISC 360 (2016) possibilite o uso de concretos com maior resistência em relação as demais normas, a resistência à compressão do concreto é limitada a 69 MPa; não há a possibilidade de uso de concretos C70 a C90.

Por meio da revisão bibliográfica foi possível identificar que é comum a utilização de concretos de alta resistência nos estudos que envolvem a flexão composta reta em pilares mistos (Tabela 1-3).

**Tabela 1-3: Revisão bibliográfica: estudos com uso de concreto de alta resistência**

<b>Autor</b>	<b>Classe de resistência</b>
Wang (1999)	C55/C60
Bonaldo (2001)	C80/C85
De Nardin (2003)	C60/C80
Fujimoto <i>et al.</i> (2004)	C70
Liu (2006)	C60
Zhao <i>et al.</i> (2006)	C60
Pricket e Driver (2006)	C60
Liang e Fragomeni (2010)	C75
Uy <i>et al.</i> (2011)	C60
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	C70
Kim <i>et al.</i> (2012)	C90
Begum <i>et al.</i> (2013)	C55/C60/C65
Portolés <i>et al.</i> (2013)	C75/C90
Perea <i>et al.</i> (2014)	C55/C80/C90
Gomes (2015)	C70/C90
Gramblicka e Hrusovska (2016)	C65
Du <i>et al.</i> (2017)	C55
Ouyang <i>et al.</i> (2017)	C55/C60/C80/C90
Melo (2018)	C60
Shan <i>et al.</i> (2019)	C55
Cai <i>et al.</i> (2020)	C75/C80

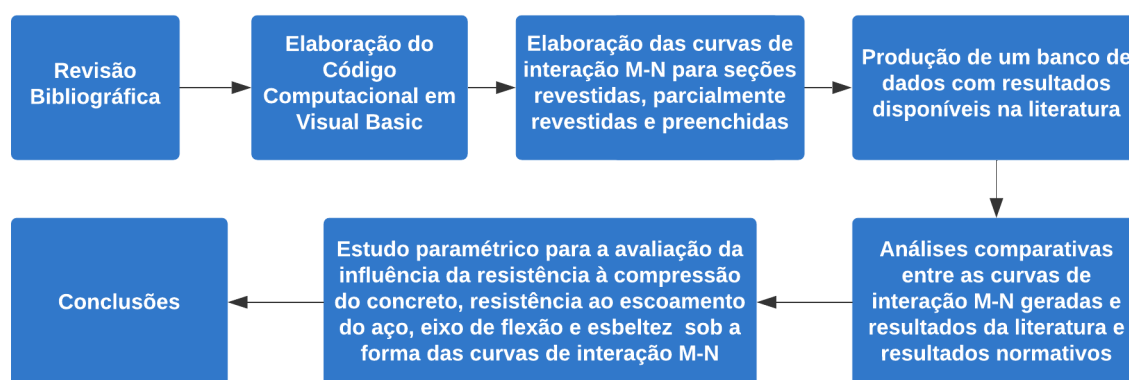
Conhecida a limitação dos modelos normativos em relação a resistência do concreto e tendo em vista a ampla investigação na literatura de pilares mistos com uso de concretos de alta resistência, o presente trabalho se justifica devido à necessidade de modelos de verificação à flexo-compressão que contemplem concretos de alta resistência. Portanto,

fundamentado em tal carência, neste trabalho um modelo analítico é desenvolvido para a previsão da resistência à flexo-compressão de pilares mistos com uso de concretos com resistência entre 20 e 90 MPa, tomando como base diretrizes da ABNT NBR 6118 (2014).

## 1.4 METODOLOGIA

O presente estudo foi desenvolvido a partir da realização das etapas apresentadas na Figura 1-2.

Figura 1-2: Etapas da pesquisa



Fonte: Autor (2021)

**1. Revisão bibliográfica:** essa etapa permitiu identificar documentos relevantes para a construção do banco de dados contendo resultados experimentais e teóricos de capacidade resistente de pilares submetidos à flexão composta reta.

**2. Elaboração do código computacional** denominado Pilar Misto - Momento/Normal, PM-MN (2021), em linguagem de programação *Visual Basic*.

**3. Elaboração de curvas de interação M-N** para pilares mistos revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos de seção retangular e circular, considerando a flexão composta reta.

**4. Elaboração de banco de dados** considerando resultados de pares momento-força normal disponíveis na literatura e oriundos de análises numéricas e experimentais. Foram considerados pilares com variação da resistência do concreto, geometria da seção transversal, comprimento do pilar, taxa de armadura, perfil de aço e excentricidade da força axial. Tal banco de dados foi utilizado nas análises comparativas.

**5. Análises comparativas** das curvas de interação M-N obtidas considerando a compatibilidade de deformações, resultados disponíveis na literatura e incluídos no banco de dados (etapa 4) e resultados provenientes de recomendações normativas da ABNT NBR 8800 (2008), ABNT NBR 16239 (2013) e EN 1994-1-1 (2004).

**6. Análises paramétricas** nas quais foi avaliada a influência dos seguintes parâmetros: resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, eixo de flexão e esbeltez do pilar misto. A análise dos efeitos da variação de tais parâmetros sobre as curvas de interação foi feita de forma comparativa.

## **1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação é formada por 7 capítulos. No capítulo 1 é feita uma introdução sobre o tema abordado, são apresentados os principais tipos de pilares mistos, a aplicação em deste elemento em construções nacionais, assim como os objetivos, justificativa e metodologia do trabalho desenvolvido. No capítulo 2 é apresentada uma ampla revisão bibliográfica onde foi possível identificar as variáveis mais investigadas em estudos de pilares mistos submetidos à força axial excêntrica. O capítulo 3 apresenta os modelos normativos de verificação para pilares mistos flexo-comprimidos. Neste capítulo são apresentadas as diretrizes de projeto do EN 1994-1-1 (2004), ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 16239 (2013). No capítulo 4 é apresentado o desenvolvimento do modelo analítico proposto, com base na compatibilidade de deformações e com consideração da instabilidade à flexão. O modelo apresentado neste capítulo contempla pilares revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos. O capítulo 5 apresenta a validação da ferramenta computacional; neste capítulo a validação do método proposto se deu por meio da comparação com modelos de verificação normativos e com resultados da literatura. O capítulo 6 apresenta o estudo paramétrico que investigou a influência da resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, eixo de flexão e esbeltez do pilar na forma das curvas de interação M-N. No capítulo 7 são apresentadas as considerações finais, com as conclusões sobre o estudo desenvolvido e sugestões para trabalhos futuros. Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento da dissertação, assim como os apêndices com informações complementares.

# 2 Pilares mistos de aço e concreto

O estudo dos pilares mistos submetidos à flexo-compressão reta é fundamental para o progresso das diretrizes normativas de projeto, haja vista que mesmo quando um pilar está sujeito à força axial centrada, deve ser considerada uma excentricidade acidental no eixo mais desfavorável. Assim, todo pilar misto é verificado considerando, no mínimo, tal excentricidade e recaindo num pilar flexo-comprimido.

O atual estado do conhecimento, descrito no presente trabalho, foi dividido em função do tipo de pilar misto: pilares revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos. Muitos dos documentos aqui abordados foram também utilizados na elaboração de um banco de dados utilizado nas análises comparativas. Em função disso, nesse capítulo não são apresentados resultados referentes a análises experimentais e de simulações numéricas; os resultados de interesse para o estudo foram agrupados no APÊNDICE B.

## 2.1 PILARES REVESTIDOS

Pilares revestidos são formados por perfil de aço revestido, em sua totalidade, por concreto armado. Na Tabela 2-1 são apresentados cronologicamente, importantes estudos sobre pilares mistos revestidos sujeitos à flexão composta reta. Em todos os estudos da Tabela 2-1 foram utilizados perfis laminados de aço.

**Tabela 2-1: Pilares mistos revestidos: tipo de estudo e variáveis**

Autores	Variáveis				Tipo de estudo		
	$f_c$	$f_y$	$e$	$L$	T	E	N
Morino <i>et al.</i> (1984)			X	X		X	
Zhao <i>et al.</i> (2006)	X		X	X		X	
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	X	X	X				X
Kim <i>et al.</i> (2012)	X	X	X			X	
Kim <i>et al.</i> (2014)	X	X	X			X	
Rocha e Silva (2015)	X	X			X		
Rahman (2016)	X		X	X		X	X
Chiew e Cai (2018)	X	X			X		
Huang <i>et al.</i> (2018)	X		X			X	
Lai <i>et al.</i> (2019)	X	X			X		
Anuntasena <i>et al.</i> (2019)	X	X					X

**Tabela 2-1: Pilares mistos revestidos: tipo de estudo e variáveis (continuação)**

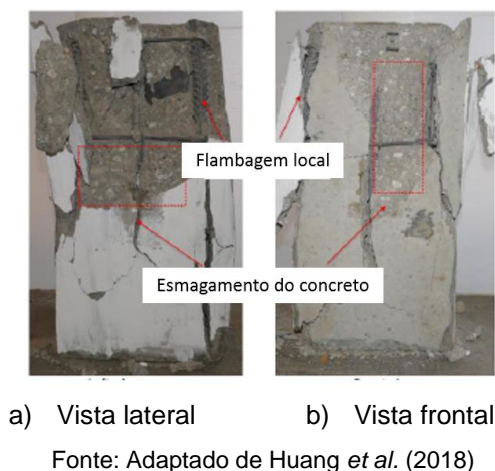
Autores	Variáveis				Tipo de estudo		
	$f_c$	$f_y$	e	L	T	E	N
Lai e Liew (2020)	X	X	X			X	

$f_c$ : resistência à compressão do concreto  
 $f_y$ : resistência ao escoamento do aço  
e: excentricidade da força axial  
E: estudo experimental  
L: comprimento  
N: análise numérica  
T: estudo teórico

Os resultados obtidos por Ellobody *et al.* (2011) mostraram que a contribuição do perfil de aço, avaliada pela variação na resistência ao escoamento do aço, é mais significativa para excentricidades menores. Ao aumentar a excentricidade, a contribuição do perfil foi significativa para pilares com concretos de resistência inferior a 70 MPa. Na comparação entre resultados da modelagem numérica e de recomendações normativas, foi observado boa correlação para força normal resistente e diferenças significativas para momento resistente.

Uma investigação da utilização de concretos e aços de alta resistência em pilares revestidos mostrou que a deformação última no concreto foi próxima de 3‰ e que o uso de aços de alta resistência aumentou a ductilidade dos pilares (KIM *et al.*, 2012; KIM *et al.*, 2014). Em contrapartida, o uso de concreto de alta resistência reduziu a ductilidade do pilar misto revestido (HUANG *et al.*, 2018). Kim *et al.* (2012) observaram o esmagamento do concreto como modo de falha característico; contudo, a ruptura por esmagamento se concentrou na região próxima à extremidade inferior, podendo indicar uma falha por concentração de tensões devido à armadura inadequada nessa região. Além do esmagamento do concreto, também foi observada flambagem das barras longitudinais (KIM *et al.*, 2014). Modos de falha semelhantes foram observados por Huang *et al.* (2018); os modelos falharam por esmagamento do concreto associado a instabilidade local das barras longitudinais (Figura 2-1).

**Figura 2-1: Configuração final de um modelo ensaiado por Huang *et al.* (2018)**

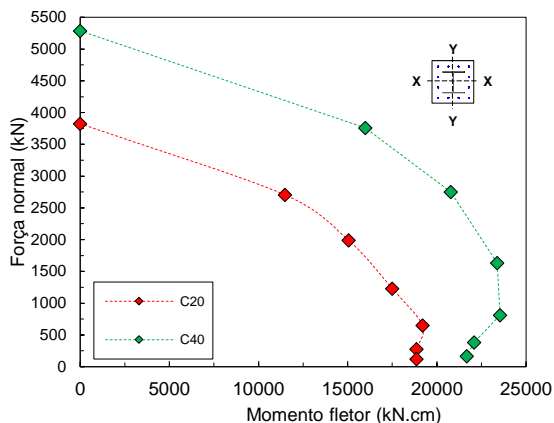


Fonte: Adaptado de Huang *et al.* (2018)



Ao avaliar o contorno resistente de curvas de interação M-N, Anuntasena *et al.* (2019) observaram que o aumento das resistências à compressão do concreto e ao escoamento do aço elevaram significativamente a capacidade resistente do pilar misto revestido. A variação na resistência do concreto influencia a forma das curvas de interação M-N (Figura 2-2).

**Figura 2-2: Efeitos da resistência à compressão do concreto nas curvas de interação M-N**



Fonte: Adaptado de Anuntasena *et al.* (2019)

Dos estudos consultados, a variável mais investigada foi a resistência à compressão do concreto (11 documentos), seguida da excentricidade da força axial (8 documentos) e resistência ao escoamento do aço (8 documentos). A influência dessas variáveis sobre a força última, ductilidade e deformações dos pilares mistos foi intensamente investigada. Comparado aos demais tipos de pilares mistos, os pilares revestidos submetidos à compressão excêntrica têm sido menos investigados.

### 2.3 PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS

Pilares parcialmente revestidos são aqueles em que o perfil de aço de seção I tem a região entre as mesas preenchida com concreto armado. Na Tabela 2-2 são apresentados, cronologicamente e de forma resumida, estudos relevantes sobre esse tipo de pilar.

**Tabela 2-2: Pilares parcialmente revestidos: tipo de estudo e variáveis**

Autores	Variáveis							Tipo de estudo		
	$f_c$	$f_y$	$e$	L	Arm.	B/t	Enrij.	T	E	N
Hunaiti e Abdel Fattah (1994)	X		X						X	
Winter e Lange (2002)		X							X	
Pricket e Driver (2006)	X								X	
Begum <i>et al.</i> (2007)	X	X					X			X

**Tabela 2-2: Pilares parcialmente revestidos: tipo de estudo e variáveis (continuação)**

Autores	Variáveis							Tipo de estudo		
	$f_c$	$f_y$	e	L	Arm.	B/t	Enrij.	T	E	N
Zhao <i>et al.</i> (2008)			X						X	
Kim <i>et al.</i> (2012)	X	X	X						X	
Begum <i>et al.</i> (2013)	X						X			X
Pereira (2014)			X	X	X				X	X
Dujmovic <i>et al.</i> (2015)			X					X		
Gramblicka e Hrusovska (2016)				X					X	X
Pereira <i>et al.</i> (2016)	X	X			X				X	X
Song <i>et al.</i> (2016)		X				X				
Pereira (2017)			X	X	X				X	X
Wang <i>et al.</i> (2018)	X	X	X							X
Pereira <i>et al.</i> (2020)			X	X	X				X	

$f_c$ : resistência a compressão do concreto

$f_y$ : resistência ao escoamento do aço

Arm.: armaduras

B/t: relação base-espessura (esbeltez local)

e: excentricidade da força axial

E: estudo experimental

Enrij.: enrijecedores

L: comprimento

N: análise numérica

T: estudo teórico

Um dos primeiros trabalhos relevantes sobre a flexão composta reta em pilares parcialmente revestidos foi o dirigido por Hunaiti e Abdel Fattah (1994). Neste estudo foi observado que a elevação da resistência do concreto aumentou a força normal última e reduziu a ductilidade. Contudo, ao triplicar a parcela resistente correspondente ao concreto foi observado acréscimo de apenas 30% na capacidade resistente. Portanto, não houve proporcionalidade entre o aumento da resistência do concreto e o aumento da capacidade resistente do pilar.

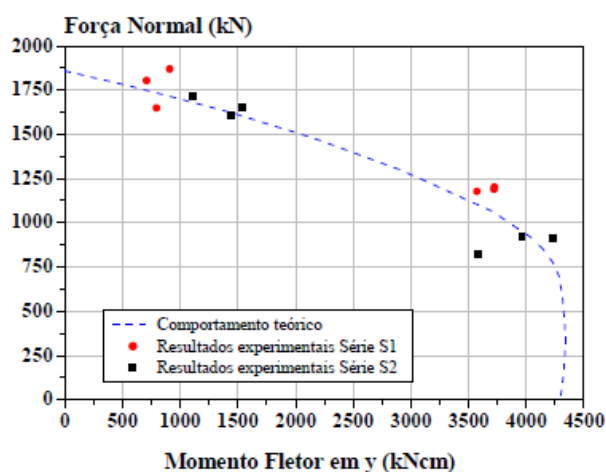
Em estudo posterior, Pricket e Driver (2006), buscaram avaliar a capacidade resistente em pilares em que o perfil de aço é formado por chapas finas e, por isso, requer o uso de barras que enrijecem as mesas. Os resultados indicaram que o modo de falha predominante nesse tipo de pilar é o esmagamento do concreto, combinado ou não com a instabilidade local

das mesas do perfil. Nesse sentido, Begum *et al.* (2007) e Kim *et al.* (2012) também observaram a predominância de falha por esmagamento do concreto em pilares parcialmente revestidos flexo-comprimidos. A exemplo de outros estudos, o uso de concreto de alta resistência reduziu a ductilidade do pilar parcialmente revestido (PRICKET; DRIVER, 2006; BEGUM *et al.*, 2013). Porém, a combinação de aço e concreto, ambos de alta resistência, mostrou que o aço de alta resistência compensa a redução de ductilidade provocada pelo concreto (KIM *et al.*, 2012). Quanto à utilização de enrijecedores, Begum *et al.* (2013) verificaram que o espaçamento entre as barras enrijecedoras influencia o comportamento do pilar.

Objetivando avaliar o comportamento estrutural e a possibilidade de substituição das armaduras convencionais compostas de barras de aço por telas soldadas ou adição de fibras de aço, Pereira (2014) investigou um modelo submetido à força excêntrica. Foi observado perda de aderência entre o aço e o concreto e os primeiros sinais de instabilidade local no perfil para 70% da força última resistente do elemento. Em estudo complementar, Pereira *et al.* (2016) constataram que a resistência do concreto contribui de forma significativa para o aumento da capacidade resistente do pilar parcialmente revestido, sobretudo quando utilizados concretos de alta resistência. Adicionalmente, o uso de maiores valores de resistência ao escoamento do aço resulta em maiores valores de força última (PEREIRA *et al.*, 2016).

Em estudo mais recente, Pereira (2017) comparou curvas de interação M-N oriundas de análises experimental e numérica. As curvas com dados experimentais, de análises numéricas e teóricas foram próximas entre si (Figura 2-3). A flexão em torno do eixo de menor inércia foi a situação mais crítica (PEREIRA, 2017). Quanto à esbeltez, foi observado que o aumento do índice de esbeltez provocou redução significativa da força última resistente; esse efeito foi semelhante ao ocorrido com o aumento da excentricidade.

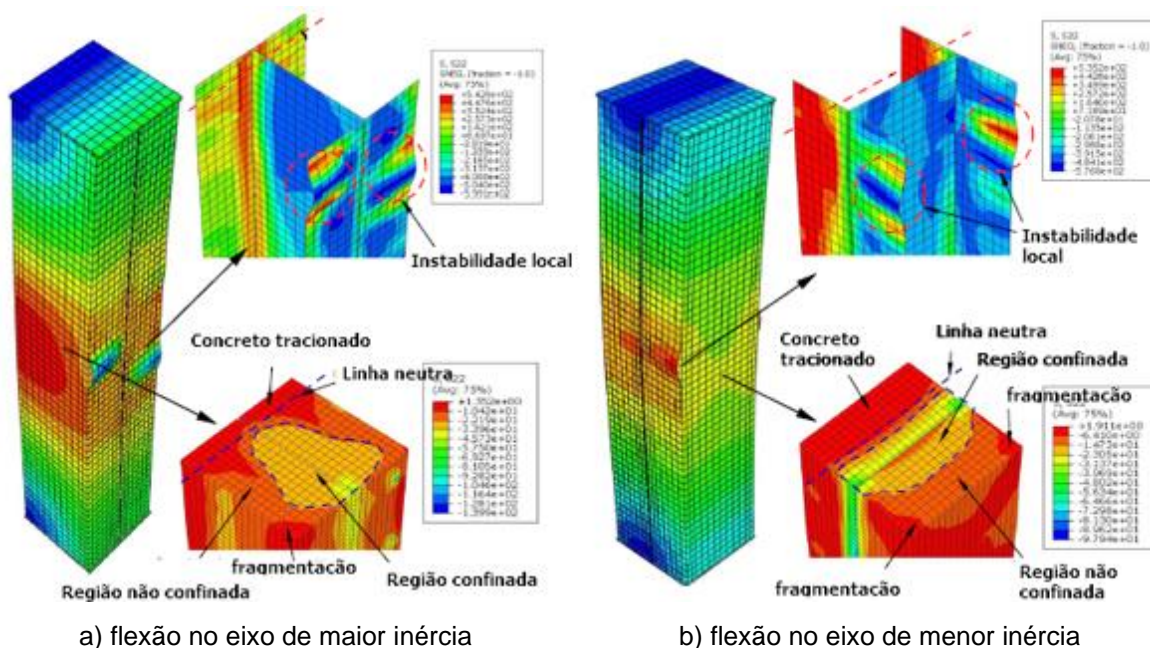
**Figura 2-3: Curvas de interação M-N (concreto convencional)**



Fonte: Pereira (2017)

Buscando avaliar os diversos modos de falha em pilares parcialmente revestidos esbeltos, Wang *et al.* (2018) identificaram regiões confinadas e não confinadas de concreto para flexão nos eixos de maior e menor inércia (Figura 2-4). Nesse estudo também foi observado aumento da capacidade resistente e redução da ductilidade do pilar com o aumento da resistência do concreto. O aumento da resistência ao escoamento do aço do perfil causou ganho significativo de capacidade resistente sem perda de ductilidade. Para melhorar a ductilidade do pilar, pode-se aumentar a contribuição da seção de aço (WANG *et al.*, 2018).

**Figura 2-4: Modos de falha típicos de pilares parcialmente revestidos**



Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2018)

Em estudo complementar ao realizado por Pereira (2017), Pereira *et al.* (2020) constataram redução de capacidade resistente quando a força axial foi aplicada causando momento no eixo de menor inércia. Além disso, houve redução significativa de força última em colunas com maiores valores de esbelteza; em contrapartida, os modelos mais curtos apresentaram uma falha mais dúctil e maior capacidade resistente. O modo de falha predominante foi o esmagamento do concreto associado ao escoamento do aço (PEREIRA *et al.*, 2020).

Dos estudos abordados, as variáveis mais investigadas foram a resistência à compressão do concreto (7 documentos) e excentricidade da força axial (7 documentos), seguidas da resistência ao escoamento do aço (6 documentos). A influência dessas variáveis sobre a força última e ductilidade foram os efeitos mais investigados.

## 2.4 PILARES PREENCHIDOS

Pilares preenchidos apresentam um núcleo de concreto totalmente envolto por um tubo de aço. Um breve resumo sobre os estudos de pilares preenchidos submetidos à compressão excêntrica é apresentado na Tabela 2-3.

**Tabela 2-3: Pilares preenchidos: tipo de estudo e variáveis**

Autores	Seção	Variáveis					Tipo de estudo		
		$f_c$	$f_y$	$e$	L	B/t	T	E	N
Neogi <i>et al.</i> (1969)	C			X	X			X	
Shakir-Khalil e Zeguiche (1989)	R			X				X	X
Shakir-Khalil e Mouli (1990)	R	X	X	X	X			X	
Shakir-Khalil (1994)	R			X	X			X	
Matsui <i>et al.</i> (1995)	R/C			X	X		X	X	
Uy e Patil (1996)	R		X				X		
Uy (1998)	R	X	X			X	X		
Wang (1999)	R				X			X	
Saw e Liew (2000)	R/C				X		X		
Bonaldo (2001)	R	X						X	
De Nardin (2003)	R	X	X	X		X		X	X
Fujimoto <i>et al.</i> (2004)	C/R	X	X				X	X	
Liu (2006)	R	X	X	X	X		X	X	
Liang e Fragomeni (2010)	C	X	X			X	X		
Uy <i>et al.</i> (2011)	C/R	X			X	X		X	
Ellobody e Ghazy (2012)	C			X	X			X	
Qu <i>et al.</i> (2013)	R	X	X	X				X	
Portolés <i>et al.</i> (2013)	C	X		X					
Lai <i>et al.</i> (2014)	R				X				X
Perea <i>et al.</i> (2014)	C/R				X			X	
Li <i>et al.</i> (2015)	C			X		X		X	X
Liew <i>et al.</i> (2015)	C/R	X	X						
Gomes (2015)	C	X		X		X			X
Lee <i>et al.</i> (2016) <sup>1</sup>	R	X				X		X	
Lee <i>et al.</i> (2016) <sup>2</sup>	R	X	X			X	X		
Long <i>et al.</i> (2016)	R					X	X		
Du <i>et al.</i> (2017)	R	X				X		X	X
Ouyang <i>et al.</i> (2017)	C	X							X
Melo (2018)	R	X	X	X	X				X

**Tabela 2-3: Pilares preenchidos: tipo de estudo e variáveis (continuação)**

Autores	Seção	Variáveis					Tipo de estudo		
		$f_c$	$f_y$	e	L	B/t	T	E	N
Li <i>et al.</i> (2018)	R	X	X	X				X	X
Shan <i>et al.</i> (2019)	R			X					X
Yuan <i>et al.</i> (2019)	R			X	X			X	X
Cai <i>et al.</i> (2020)	C	X	X			X			X
Kadhim (2020)	R	X	X	X	X				X

$f_c$ : resistência a compressão do concreto  
 $f_y$ : resistência ao escoamento do aço  
B/t : relação base/espessura ou relação diâmetro/espessura  
e: excentricidade da força axial  
L: comprimento  
N/E: análise numérica/estudo experimental  
R, C: seção retangular e circular, respectivamente  
T: estudo teórico

Um dos primeiros estudos registrados de pilares preenchidos sob flexo-compressão reta foi o realizado por Neogi *et al.* (1969). Os autores identificaram perda de confinamento em pilares esbeltos quando aplicado maiores valores de excentricidade. Em estudo posterior, Shakir-Khalil e Zeguiche (1989) investigaram a capacidade resistente de pilares preenchidos de seção retangular e observaram que o modo de falha predominante foi a instabilidade à flexão sem a ocorrência de instabilidade local no perfil de aço.

Buscando compreender o comportamento resistente de pilares preenchidos com uso de perfis de aço de alta resistência, Uy e Patil (1996) desenvolveram um modelo analítico para pilares curtos sob flexo-compressão. Os resultados obtidos pelos autores indicaram que o uso de aços de alta resistência favorecem a ductilidade do pilar. Mantido o contexto de utilização de materiais com maiores resistências, Bonaldo (2001) analisou o comportamento estrutural de pilares preenchidos de seção quadrada e retangular com uso de concreto de alta resistência, submetidos à flexo-compressão. O núcleo de concreto de alta resistência contribuiu de forma significativa para o comportamento resistente dos elementos submetidos a força axial excêntrica (BONALDO, 2001). Quanto à ductilidade, o modelo que apresentou melhor relação força vs. deformação foi o que utilizou perfil de aço com maior espessura.

O comportamento do pilar preenchido sob flexão composta reta foi investigado por De Nardin (2003). O autor observou que tanto nas seções quadradas como retangulares, há um certo valor de excentricidade a partir do qual o aumento da resistência à compressão do concreto ou da resistência ao escoamento do aço, tem pouco efeito na capacidade resistente. Além disso, algumas combinações de resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço resultaram em forças últimas semelhantes. Para os pilares preenchidos de seção retangular, houve perdas de capacidade resistente mais relevantes para excentricidades maiores, quando estas foram aplicadas no eixo de menor inércia. De Nardin

(2003) atribui tal fato à menor contribuição do concreto; as perdas podem ser diminuídas com o aumento da resistência ao escoamento do aço.

Os concretos de alta resistência têm sido amplamente utilizados no estudo da flexo-compressão em pilares preenchidos. Nesse sentido, Liu (2006) desenvolveu um estudo comparativo entre resultados experimentais, resultados de um modelo analítico proposto e resultados de códigos normativos. As previsões normativas mostraram-se conservadoras para os valores de força última, com exceção do EN 1994-1-1 (2004) que estimou de forma insegura a capacidade resistente, com uma diferença média de 4%.

Em trabalho posterior, a ductilidade de pilares preenchidos curtos e esbeltos foi analisada por meio de estudo paramétrico (UY *et al.*, 2011). Os pilares analisados apresentaram comportamento menos dúctil quando houve a consideração de concretos de alta resistência. Os autores observaram que a elevação da esbelteza dos pilares provocou redução de força última, sobretudo em pilares mais esbeltos (redução de 50,8% a 83,5%). Com base nessas reduções, Uy *et al.* (2011) destacam a importância do uso de um parâmetro que considere os efeitos da instabilidade à flexão e que penalize a capacidade resistente do pilar misto. Quanto à relação diâmetro/espessura do tubo, Uy *et al.* (2011) registraram comportamento mais dúctil nos elementos curtos em que essa relação foi menor. Nos modelos mais esbeltos, foi observada pouca influência dessa relação e isso foi consequência da redução do confinamento do concreto para maiores valores de esbelteza (UY *et al.*, 2011).

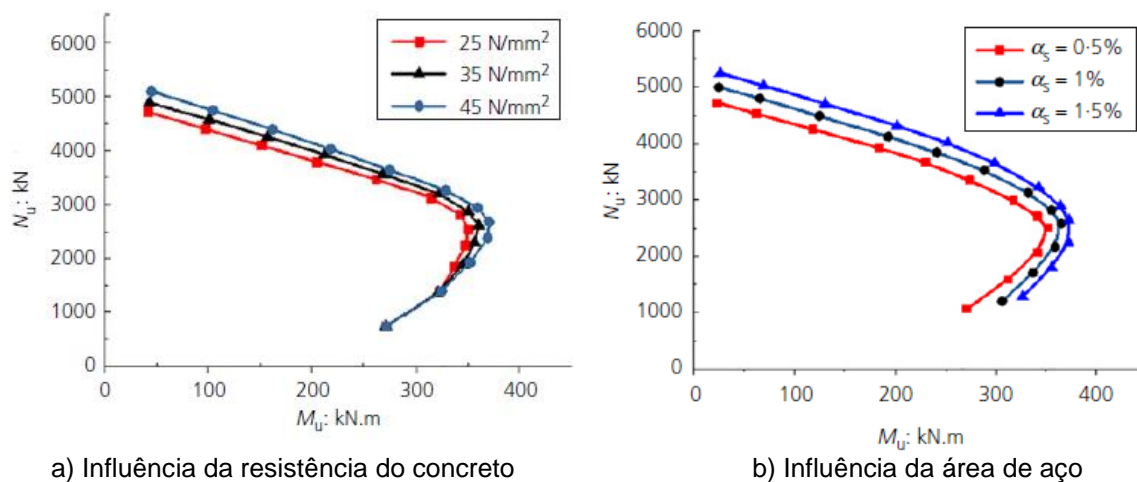
Em estudo mais recente, Gomes (2015) investigou a capacidade resistente de pilares preenchidos de seção circular com uso de concretos de alta resistência. Os resultados da análise paramétrica mostraram aumento da capacidade resistente à flexo-compressão à medida em que o diâmetro do tubo foi elevado. O aumento da resistência à compressão do concreto resultou em maior capacidade resistente à flexo-compressão, porém este incremento se mostrou mais tímido à medida em que houve o aumento sucessivo da resistência à compressão do concreto.

Utilizado como referência o estudo De Nardin (2003), Melo (2018) avaliou a capacidade resistente de pilares preenchidos de seção quadrada. Como observado por De Nardin (2003), o autor também obteve valores semelhantes de capacidade resistente com diferentes combinações de valores de resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço. O aumento da resistência à compressão do concreto foi mais efetivo no ganho de capacidade resistente quando esta foi associada a maiores excentricidades e menores valores de resistência ao escoamento do aço (MELO, 2018).

Os estudos anteriormente citados indicam a importante influência que as variáveis relacionadas ao concreto e ao tubo de aço têm sobre a capacidade resistente à flexo-compressão do pilar preenchido. Nesse contexto, Cai *et al.* (2020) avaliou como as curvas de

interação M-N são afetadas pela variação na resistência à compressão do concreto (Figura 2-5a) e pela taxa de armadura - área do perfil/área de concreto (Figura 2-5b).

**Figura 2-5: Curvas de interação M-N: Estudo paramétrico de Cai *et al.* (2020)**



a) Influência da resistência do concreto

b) Influência da área de aço

Fonte: Cai *et al.* (2020)

Com auxílio das análises paramétricas, Cai *et al.* (2020) observaram que o aumento da resistência do concreto foi mais efetivo no ganho de capacidade resistente para forças aplicadas com pequenas excentricidades; para maiores excentricidades, o ganho de capacidade resistente foi menor. O aumento da relação área do perfil/área de concreto elevou a capacidade resistente do pilar frente à força normal excêntrica. Também foi observado que a elevação da resistência ao escoamento do aço resultou em aumento significativo de capacidade resistente e tal aumento foi atribuído ao maior confinamento do núcleo de concreto.

Dos estudos abrangidos relativos aos pilares mistos preenchidos, a variável mais investigada foi a resistência à compressão do concreto (20 documentos), seguida da excentricidade da força axial (18 documentos) e resistência ao escoamento do aço (14 documentos).

## 2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A revisão bibliográfica possibilitou a avaliação dos aspectos mais relevantes no comportamento dos principais tipos de pilares mistos submetidos à força axial excêntrica, possibilitando a identificação das principais variáveis investigadas. As variáveis mais investigadas se referem à resistência dos materiais componentes da seção transversal (resistência ao escoamento do aço e resistência à compressão do concreto) e ao carregamento (excentricidade da força axial aplicada). A resistência à compressão do concreto foi amplamente investigada em 38 documentos. Em seguida, os parâmetros



excentricidade da força axial e resistência ao escoamento do aço, foram investigados por 33 e 28 documentos, respectivamente.

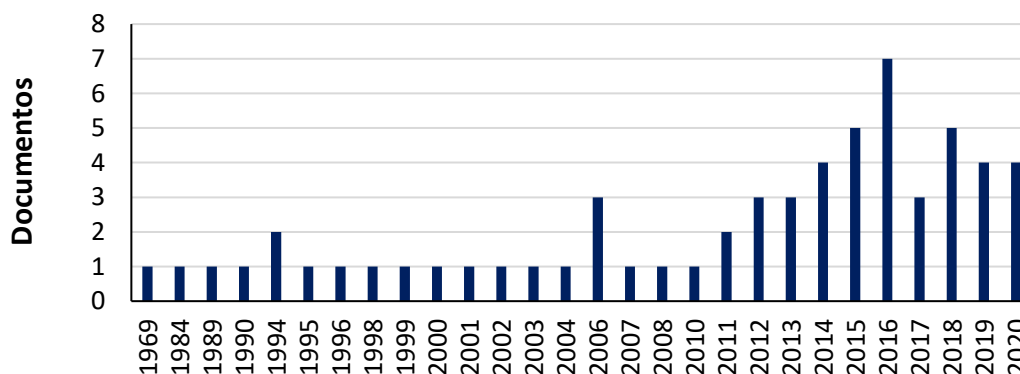
A maioria dos estudos utilizaram a análise experimental como metodologia (36 documentos), contudo mais recentemente, houve um aumento significativo nos estudos que envolvem modelagem numérica (23 documentos). Esta metodologia é bastante interessante devido à possibilidade de realizar estudos paramétricos, os quais são importantes para a avaliação da influência de variáveis diversas e possibilitam a otimização do uso dos pilares mistos, tanto do ponto de vista estrutural quanto econômico.

Neste capítulo, por meio da abordagem de vários estudos, foi possível o melhor entendimento da influência de tais variáveis no comportamento dos pilares mistos revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos quando sujeitos à flexão composta reta. Em síntese, foi possível identificar que:

- O aumento da resistência dos materiais aço e concreto promove ganho de capacidade resistente. Mas alguns estudos apontaram para uma análise de custo relativa a esse aumento, sendo possível obter a mesma capacidade resistente com custo menor;
- Aumentos da excentricidade de aplicação da força axial e do índice de esbeltez levam à redução da capacidade resistente;
- As estimativas normativas, para certos casos, apresentaram resultados que ora subestimaram, ora superestimaram a capacidade resistente dos pilares mistos de aço e concreto.

Ao todo foram utilizados 61 documentos na revisão bibliográfica que tratam da flexão composta reta em pilares mistos, correspondentes ao período de 1969 a 2020. A Figura 2-6 apresenta a distribuição dos documentos de acordo com o ano de publicação.

**Figura 2-6: Distribuição dos estudos sobre a flexão composta reta em pilares mistos**



Fonte: Autor (2021)

O volume mais expressivo de documentos utilizados na revisão bibliográfica foi referente ao período de 2011 a 2020 (65,5% dos documentos, Figura 2-6). Os estudos referentes a pilares revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos constaram em 12, 15 e 34 documentos, respectivamente. No tocante aos estudos nacionais, a revisão da literatura indicou uma quantidade reduzida de documentos que abordam a flexo-compressão reta em pilares mistos, sobretudo em pilares revestidos (1 documento). Ao todo foram utilizados apenas 9 documentos de estudos nacionais (14,7% dos documentos).

Por fim, foi possível observar o crescimento dos estudos referentes a flexão composta reta, sobretudo na última década. Porém, no âmbito nacional, a quantidade de estudos relativos a esse tipo de solicitação ainda são minoria. Fato este que contribui para justificar a realização deste trabalho.

# 3 Verificação de pilares mistos flexo-comprimidos

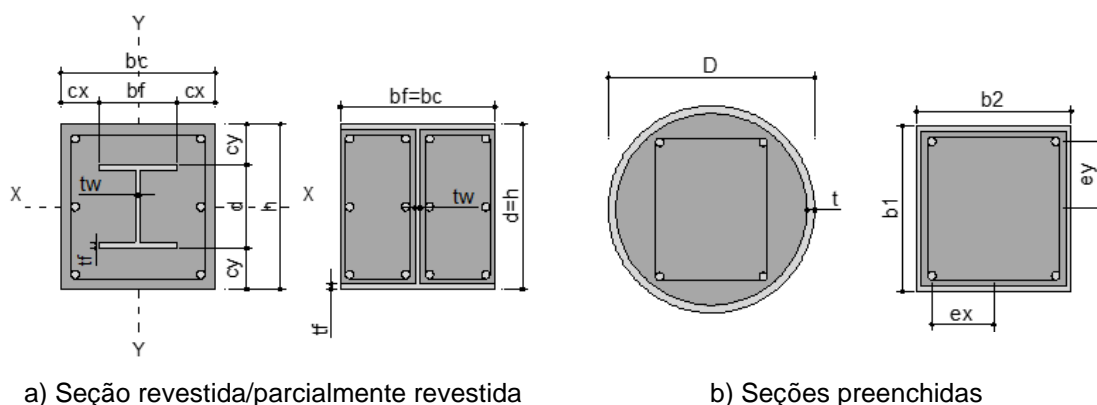
Nesse capítulo são apresentados os processos de verificação de pilares mistos flexo-comprimidos abordados pelas diretrizes normativas do EN 1994-1-1 (2004), ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 16239 (2013). A ABNT NBR 16239 (2013) tem como base a ABNT NBR 8800 (2008) e se aplica a pilares mistos preenchidos, porém com recomendações específicas para o parâmetro de instabilidade à flexão ( $\chi$ ) e rigidez efetiva à flexão, além de um modelo específico para o diagrama de interação M-N.

Os códigos normativos citados apresentam processos simplificados de verificação no qual os esforços são verificados individualmente e, posteriormente, combinados por meio de diagramas de interação M-N. A primeira verificação é relativa à compressão simples, que inclui o efeito da instabilidade à flexão ( $\chi$ ). A verificação da flexo-compressão é feita utilizando curvas de interação M-N traçadas por processo simplificado. A seguir são detalhados os procedimentos normativos considerados no presente estudo.

## 3.1 LIMITAÇÕES DIMENSIONAIS E DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

As diretrizes propostas pelo EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008) contemplam pilares mistos de aço e concreto revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos (Figura 3-1). Adicionalmente, a ABNT NBR 16239 (2013) contempla apenas pilares preenchidos (Figura 3-1b).

Figura 3-1: Seções contempladas pelo EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008)



Fonte: Autor (2021)

Os métodos de verificação do EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008) são aplicáveis de acordo com limites relativos à resistência dos materiais da seção transversal (Tabela 3-1). Os limites apresentados para o concreto têm como base a classe de resistência

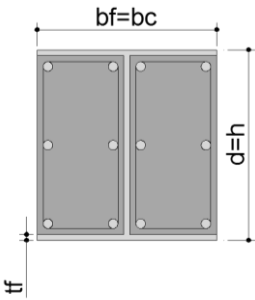
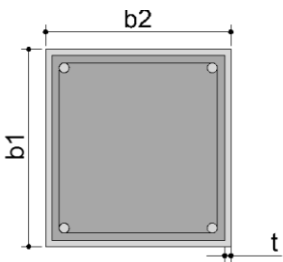
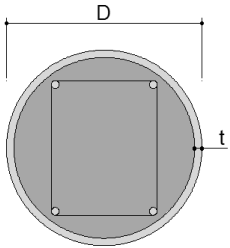
do concreto: Classe I de resistência (C20 - C50) e Classe II, referente aos concretos de alta resistência (C55 - C90).

**Tabela 3-1: Limites para a resistência dos materiais**

Norma	Concreto	Aço
ABNT NBR 8800 (2008)	Classe I	≤ 450 MPa
EN 1994-1-1 (2004)	Densidade normal (2000 a 2600 kg/m <sup>3</sup> ) Classe I	S235 e S460

A instabilidade local nos perfis de aço não é considerada no processo de verificação dos pilares mistos; para isso a esbeltez local deve respeitar aos limites apresentados na Tabela 3-2.

**Tabela 3-2: Limite de esbeltez local para evitar instabilidade local**

Seção transversal	EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
	$\frac{b_f}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$	$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$
	$\frac{b_{1,2}}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$	$\frac{b_{1,2}}{t} \leq 2,26 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$
	$\frac{D}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_{yk}}$	$\frac{D}{t} \leq 0,15 \cdot \frac{E}{f_{yk}}$

**Tabela 3-2: Limite de esbeltez local para evitar instabilidade local (continuação)**

Seção transversal	EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
	$40 \text{ mm} \leq c_x \leq 0,4 \cdot b_f$ $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,3 \cdot d$ $c_y \geq \frac{b_f}{6}$ e $c_x \geq \frac{b_f}{6}$	

A utilização dos modelos de cálculo do EN 1994-1-1 (2004) e da ABNT NBR 8800 (2008) é limitada a seções duplamente simétricas e constantes ao longo do comprimento do elemento. As condições necessárias para a utilização das normas citadas são apresentadas na Tabela 3-3.

**Tabela 3-3: Limites de aplicabilidade**

Parâmetro	EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
Taxa de contribuição do aço	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	
Esbeltez reduzida	$\lambda_0 \leq 2$	
Relação altura/largura	$0,2 \leq \frac{h}{b_c} \leq 5$	
Taxa geométrica de armadura longitudinal (seções revestidas e parcialmente revestidas)	$0,3\% \leq \rho_s \leq 6\%$	$0,3\% \leq \rho_s \leq 4\%$

A contribuição do perfil de aço é limitada aos valores da Eq. 3-1. Caso a contribuição do perfil de aço seja inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto armado. Caso seja maior que 0,9, deve ser dimensionado como um pilar de aço.

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad \text{Eq. 3-1}$$

## 3.2 VERIFICAÇÃO DE PILARES FLEXO-COMPRESSOS

### 3.2.1 Verificação à compressão simples

Nas normas abordadas, a verificação à compressão simples parte da força resistente da seção à plastificação total ( $N_{pl,Rd}$ ) e na sua redução pela instabilidade à flexão ( $\chi$ ). A normal resistente à plastificação total é dada pela Eq. 3-2 e leva em conta a contribuição de cada um

dos componentes da seção transversal. Cabe ressaltar que os coeficientes ponderadores da resistência à compressão do concreto valem 1,5 para EN 1994-1-1 (2004) e 1,4 para ABNT NBR 8800 (2008).

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad \text{Eq. 3-2}$$

Sendo:

$\alpha$ : para o EN 1994-1-1 (2004), vale 1,0 para seções tubulares e 0,85 para as demais. Para a ABNT NBR 8800 (2008), vale 0,95 para seções circulares e 0,85 para as demais seções.

É necessário que o esforço solicitante  $N_{sd}$  seja menor ou igual à força normal resistente de cálculo  $N_{Rd}$  (Eq. 3-3). As normas abordadas diferem entre si quanto ao coeficiente  $\chi$  (Tabela 3-4) que leva em conta a instabilidade à flexão.

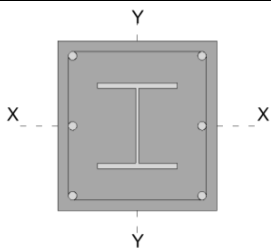
$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 3-3}$$

**Tabela 3-4: Parâmetro de instabilidade à flexão ( $\chi$ )**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	ABNT NBR 16239 (2013) <sup>6</sup>
$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_o^2}} \leq 1$ $\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_o - 0,2) + \lambda_o^2)$	$\chi = 0,658^{\lambda_o^2} \text{ para } \lambda_o \leq 1,5$ $\chi = \frac{0,877}{\lambda_o^2} \text{ para } \lambda_o > 1,5$	$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_o^{4,48})^{\frac{1}{2,24}}}$

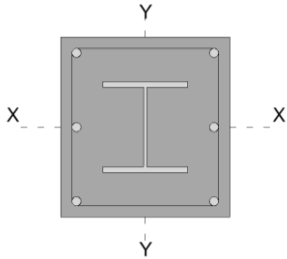
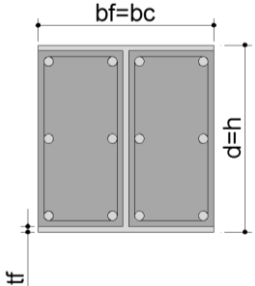
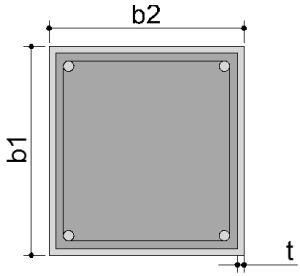
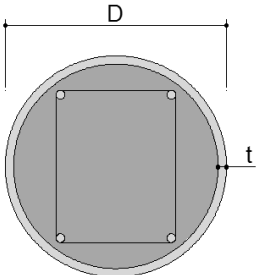
A ABNT NBR 8800 (2008) considera uma única curva de resistência para todos os tipos de pilar misto; a ABNT NBR 16239 (2013) também apresenta uma única curva de resistência que se aplica apenas a seções preenchidas. Por outro lado, o EN 1994-1-1 (2004) considera quatro curvas distintas de resistência, fator de imperfeição ( $\alpha$ ), conforme o tipo de seção mista. A Tabela 3-5 auxilia na determinação deste coeficiente.

**Tabela 3-5: Curvas de resistência EN 1994-1-1 (2004)**

Seção transversal	Limite	Eixo	$\alpha$	Excentricidade adicional ( $e_o$ )
	-	X-X	0,34 (B)	L/200

<sup>6</sup> Válida apenas para seções preenchidas.

Tabela 3-5: Curvas de resistência EN 1994-1-1 (2004) (continuação)

Seção transversal	Limite	Eixo	$\alpha$	Excentricidade adicional ( $e_0$ )
	-	Y-Y	0,49 (C)	L/150
	-	X-X	0,34 (B)	L/200
		Y-Y	0,49 (C)	L/150
	$\rho_s \leq 3\%$	QUALQUER	0,21 (A)	L/300
	$3\% \leq \rho_s \leq 6\%$	QUALQUER	0,34 (B)	L/200
	$\rho_s \leq 3\%$	QUALQUER	0,21 (A)	L/300
	$3\% \leq \rho_s \leq 6\%$	QUALQUER	0,34 (B)	L/200

O índice de esbeltez reduzida é dado por Eq. 3-4.

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad \text{Eq. 3-4}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(K \cdot L)^2} \quad \text{Eq. 3-5}$$

A rigidez efetiva à flexão é obtida com auxílio da Tabela 3-6. No cálculo da rigidez efetiva à flexão, a ABNT NBR 16239 (2013) apresenta uma formulação específica para seções preenchidas. Há uma melhor consideração da parcela de rigidez oriunda do concreto.

**Tabela 3-6: Rigidez efetiva à flexão**

Norma	Rigidez efetiva à flexão
ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)	$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{c,red} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$
ABNT NBR 16239 (2013)	$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,7 \cdot E_{c,red} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$

O módulo de elasticidade reduzido do concreto é definido por Eq. 3-6.

$$E_{c,red} = E_c \cdot \frac{1}{1 + \left( \frac{N_{sd,G}}{N_{sd}} \right) \cdot \phi_t} \quad \text{Eq. 3-6}$$

Onde:

$\phi_t$ : coeficiente que leva em consideração a fluência do concreto, dependente da idade do concreto e duração do carregamento. Por simplificação, a ABNT NBR 8800 (2008) toma esse valor igual a 2,5 em caso de seções revestidas ou parcialmente revestidas. É tomado igual a 0 em casos de seções preenchidas. A relação  $N_{sd,G}/N_{sd}$  pode ser considerada igual 0,6.

O EN 1994-1-1 (2004) utiliza uma formulação específica para a determinação da força resistente à plastificação total (Eq. 3-7) em seções preenchidas circulares.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left( 1 + \eta_c \cdot \frac{t}{D} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} \quad \text{Eq. 3-7}$$

O efeito de confinamento do concreto é considerado com utilização de coeficientes que incidem sobre perfil de aço e concreto. Há aumento na resistência do concreto (coeficiente  $\eta_c$ ) e redução na contribuição do perfil de aço ( $\eta_a$ ). Em caso de compressão centrada, os referidos coeficientes consideram apenas a influência do índice de esbeltez reduzida e são determinados como segue (Eq. 3-8 e Eq. 3-9).

$$\eta_a = \eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 3 \cdot \lambda_0) \leq 1 \quad \text{Eq. 3-8}$$

$$\eta_c = \eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \cdot \lambda_0 + 17,5 \cdot \lambda_0^2 \leq 1 \quad \text{Eq. 3-9}$$

Em caso de flexo-compressão, estes coeficientes levam em consideração tanto o efeito do índice de esbeltez reduzida como a relação entre a excentricidade da força aplicada e o diâmetro da seção. Neste caso, os coeficientes são determinados com o auxílio das seguintes equações (Eq. 3-10 e Eq. 3-11).

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \cdot \left( 10 \cdot \frac{e}{D} \right) \quad \text{Eq. 3-10}$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \cdot \left( 1 - 10 \cdot \frac{e}{D} \right) \quad \text{Eq. 3-11}$$

Caso a relação  $e/D$  seja superior a 0,1, o efeito de confinamento do concreto deve ser desconsiderado bem como a redução da contribuição do perfil de aço. Os valores de  $\eta_a$  e  $\eta_c$  passam a ser, respectivamente, iguais a 1 e 0.



### 3.2.2 Verificação à flexo-compressão

A capacidade resistente à flexo-compressão é avaliada por meio de modelos normativos considerando distribuição plástica de tensões. A ABNT NBR 8800 (2008) apresenta dois modelos de verificação: o Modelo de cálculo I, baseado no ANSI/AISC 360 (2016) e o Modelo de cálculo II, muito semelhante ao apresentado pelo EN 1994-1-1 (2004). Adicionalmente, a ABNT NBR 16239 (2013) apresenta um modelo de interação M-N alternativo aplicável a pilares mistos preenchidos.

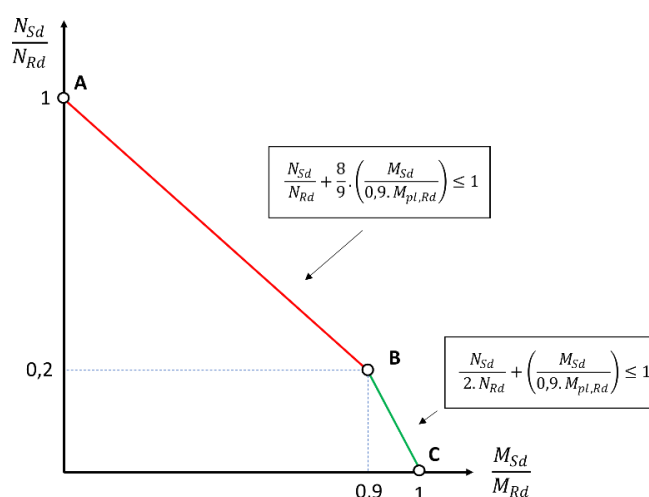
#### 3.2.2.1 Modelos de interação da ABNT NBR 8800 (2008)

A verificação da interação entre momento fletor e força normal segundo modelo de cálculo I é feita por Eq. 3-12 e Eq. 3-13. O diagrama de interação é formado por dois trechos retos (Figura 3-2) e tem traçado poligonal mais simples se comparado ao Modelo de cálculo II. O Modelo II também é poligonal, mas utiliza três segmentos de reta. Os momentos  $M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são os momentos solicitantes totais atuantes no eixo x e y, respectivamente.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{Eq. 3-12}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{Eq. 3-13}$$

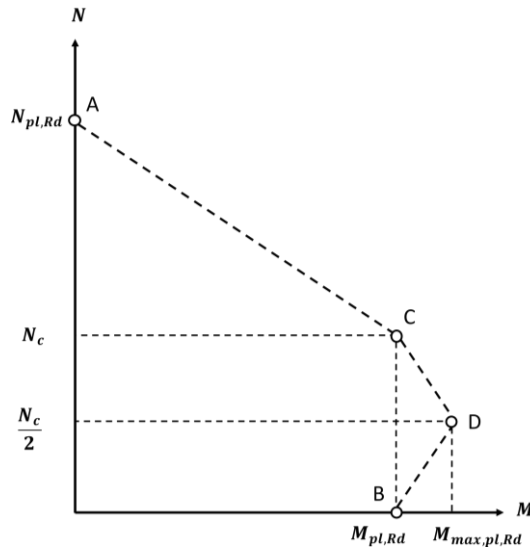
Figura 3-2: Curva de interação - Modelo de cálculo I



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800 (2008)

Diferentemente do Modelo de cálculo II, o Modelo I considera os efeitos da instabilidade à flexão por meio da consideração do esforço axial resistente de cálculo ( $N_{Rd}$ ) e redução de 10% do valor de  $M_{pl,Rd}$ . Assim, para esse modelo é feita a verificação do pilar flexo-comprimido. A Figura 3-3 apresenta a curva de interação M-N correspondente ao Modelo II. Tal curva é composta por 3 trechos lineares e quatro pontos: A, B, C e D.

Figura 3-3: Curva de interação M-N: EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008), Modelo II



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

O ponto A (Figura 3-3) corresponde à compressão axial centrada, seção totalmente plastificada e força normal resistente igual a  $N_{pl,Rd}$ . No ponto B a seção encontra-se sob flexão pura, ou seja, apenas momento fletor ( $M_{pl,Rd}$ ); nesse caso é necessário encontrar a posição da linha neutra plástica  $h_n$ , para o equilíbrio de forças na seção transversal. Para definição do ponto C é preciso definir a posição da linha neutra  $h_n$ , medida a partir do eixo que passa no centro geométrico da seção e que gere uma força resultante normal igual a  $N_c$  (Eq. 3-14).

$$N_c = \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 3-14}$$

O ponto D corresponde à posição da linha neutra  $h_n$  que resulta em força normal igual a  $0,5 N_c$  e momento resultante  $M_{max,pl,Rd}$ .

As referidas normas diferem entre si no processo de verificação à flexo-compressão; o EN 1994-1-1 (2004) apresenta duas verificações adicionais, uma para cada eixo de flexão. A verificação de pilares mistos flexo-comprimidos é feita com auxílio da Tabela 3-7.

Tabela 3-7: Verificações flexo-compressão EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008)

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x \cdot M_{pl,x,Rd}} \leq \alpha_M \text{ e } \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_M$ $\frac{M_{Sdt,x}}{\mu_x \cdot M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{Sdt,y}}{\mu_y \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1$	$\left( \frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x \cdot M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y \cdot M_{c,y}} \right) \leq 1$
$\alpha_M$ : vale 0,9 para aços S235 e S355 e 0,8 para aços S420 e S460;	
$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ : valem, respectivamente, $0,9 \cdot M_{pl,x,Rd}$ e $0,9 \cdot M_{pl,y,Rd}$	
$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ : valem, respectivamente, $0,8 \cdot M_{max,pl,x,Rd}$ e $0,8 \cdot M_{max,pl,y,Rd}$	

O coeficiente  $\mu$  é calculado por meio de Eq. 3-15, Eq. 3-16 e Eq. 3-17. Para verificação da flexão em relação ao eixo Y, basta permutar os índices subscritos x e y.

$$\text{Para } N_{Sd} \geq N_c \quad \mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_c}{N_{pl,Rd} - N_c} \quad \text{Eq. 3-15}$$

$$\frac{N_c}{2} \leq N_{Sd} < N_c \quad \mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2 \cdot N_{Sd}}{N_c} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad \text{Eq. 3-16}$$

$$0 \leq N_{Sd} < \frac{N_c}{2} \quad \mu_x = 1 + \frac{2 \cdot N_{Sd}}{N_c} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \quad \text{Eq. 3-17}$$

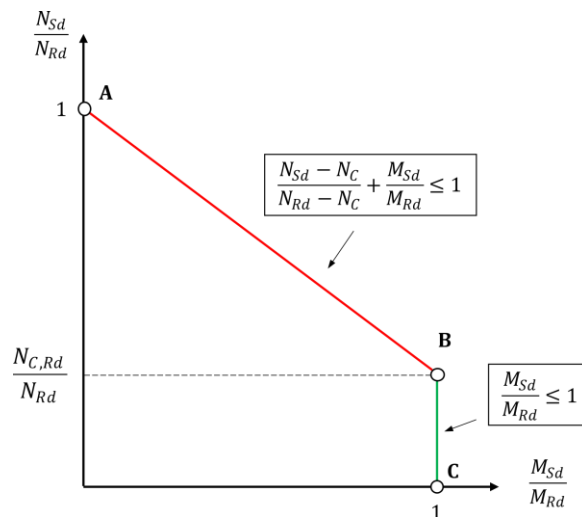
O coeficiente  $\mu$  assume seu maior valor (1,0) quando o esforço normal solicitante de compressão é nulo. E assume valor nulo quando o esforço normal de compressão solicitante é igual à força resistente à plastificação da seção transversal ( $N_{pl,Rd}$ ), resultando em esforço de momento fletor nulo.

O momento máximo resistente à plastificação ( $M_{max,pl,Rd}$ ) é definido com uso de Eq. 3-30, conforme direção de análise. O valor de  $M_c$  não pode ser superior ao valor de  $M_d$ .

### 3.2.2.3 Modelo da ABNT NBR 16239 (2013)

Semelhante ao Modelo de cálculo I da ABNT NBR 8800 (2008), este modelo também considera os efeitos da instabilidade à flexão ( $\chi$ ) e apresenta uma curva de interação M-N composta por dois segmentos de reta (Figura 3-4). Porém, os modelos se diferem no contorno da curva de interação (Ponto B).

Figura 3-4: Curva de interação M-N: ABNT NBR 16239 (2013)



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 16239 (2013)

A verificação à flexo-compressão é feita com auxílio de Eq. 3-18 e Eq. 3-19.

$$N_{Sd} \leq N_{C,Rd} \quad \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. 3-18}$$

$$N_{Sd} > N_{C,Rd} \quad \frac{N_{Sd} - N_{C,Rd}}{N_{Rd} - N_{C,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. 3-19}$$

Sendo:

$N_{C,Rd}$ : força axial de compressão de cálculo proveniente do concreto ( $\chi \cdot N_C$ ).

### 3.2.3 Efeitos da não linearidade geométrica

O efeito da não linearidade geométrica provoca uma amplificação dos esforços iniciais em um elemento. Esse efeito é considerado de forma simplificada nos procedimentos normativos de verificação. No EN 1994-1-1 (2004) as imperfeições locais são consideradas por meio da excentricidade  $e_0$  (Tabela 3-5), que varia de acordo com o tipo de seção transversal, havendo um acréscimo do momento de primeira ordem à meia altura do pilar. Tal acréscimo é dado pelo produto entre esta excentricidade e o esforço normal de cálculo.

De acordo com o EN 1994-1-1 (2004) é recomendado que haja uma majoração dos esforços de primeira ordem quando for satisfeita a seguinte equação (Eq. 3-20).

$$N_{Sd} > \frac{N_{e,eff}}{10} \quad \text{Eq. 3-20}$$

O valor de  $N_{e,eff}$ , é determinado por Eq. 3-21, utilizando-se de  $(EI)_{eff}$  no lugar de  $(EI)_e$ . O valor de  $(EI)_{eff}$  é obtido com .

$$(EI)_{eff} = 0,9 \cdot (E_a \cdot I_a + 0,5 \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s) \quad \text{Eq. 3-21}$$

O momento solicitante total de cálculo  $M_{tot,Sd}$  com a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica é dado pela Eq. 3-22.

$$M_{tot,Sd} = \kappa_M \cdot M_{Sd} + \kappa_e \cdot N_{Sd} \cdot e_0 \quad \text{Eq. 3-22}$$

O coeficiente  $\kappa_M$  é utilizado para a amplificação do momento de primeira ordem e o coeficiente  $\kappa_e$  é responsável pela amplificação do esforço normal solicitante excêntrico. A determinação destes coeficientes é feita com uso da Eq. 3-23 e Eq. 3-24.

$$\kappa_M = \frac{\beta}{\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e,eff}}\right)} \quad \text{Eq. 3-23}$$

$$\kappa_e = \frac{1}{\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e,eff}}\right)} \quad \text{Eq. 3-24}$$

O coeficiente  $\beta$  é dependente dos momentos solicitantes no pilar misto, podendo assumir os seguintes valores:

- Quando o pilar possui momento nas duas extremidades (Eq. 3-25):

$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot \left( \frac{M_2}{M_1} \right) \geq 0,44 \quad \text{Eq. 3-25}$$

- Caso haja carregamento transversal,  $\beta$  deve ser adotado igual a 1,0.

O momento solicitante final de cálculo é o maior valor entre o momento majorado no meio do pilar e o valor de  $M_1$  (Eq. 3-26). É válido ressaltar que as imperfeições devem ser consideradas apenas no eixo mais desfavorável.

$$M_{\text{tot,Sd}} \leq \begin{cases} \kappa_M \cdot M_{\text{Sd}} + \kappa_e \cdot N_{\text{Sd}} \cdot e_o \\ M_1 \end{cases} \quad \text{Eq. 3-26}$$

De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) o momento solicitante final de cálculo é determinado com auxílio de Eq. 3-27 e Eq. 3-28. Para análise em relação ao eixo Y, basta permutar os índices x por y.

$$M_{x,\text{tot,Sd}} = M_{x,\text{Sd}} + M_{x,i,\text{Sd}} \quad \text{Eq. 3-27}$$

$$M_{x,i,\text{Sd}} = \frac{N_{\text{Sd}} \cdot L_x}{200 \cdot \left( 1 - \frac{N_{\text{Sd}}}{N_{e2,x}} \right)} \quad \text{Eq. 3-28}$$

O momento fletor resistente à plastificação, valor de cálculo,  $M_{\text{pl,Rd}}$ , é determinado utilizando a Eq. 3-29.

$$M_{\text{pl,Rd}} = f_{yd} \cdot (Z_a - Z_{an}) + 0,5 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd} \cdot (Z_s - Z_{sn}) \quad \text{Eq. 3-29}$$

O momento fletor máximo resistente é dado por Eq. 3-30.

$$M_{\text{max,pl,Rd}} = f_{yd} \cdot Z_a + 0,5 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot Z_c + f_{sd} \cdot Z_s \quad \text{Eq. 3-30}$$

As formulações referentes aos módulos de resistência plásticos e posição da linha neutra plástica são apresentadas no APÊNDICE A.

### 3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As normas técnicas EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008) apresentam semelhanças destacadas a seguir:

- Os modelos de verificação são aplicáveis somente à seções duplamente simétricas e sem variação ao longo do elemento.
- Os concretos de alta resistência não são contemplados.
- Há limites dimensionais para evitar a instabilidade local do perfil.

- Os limites para fator de contribuição do aço ( $\delta$ ), índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ) e relação altura/largura da seção transversal são idênticos para ambas as normas.

Contudo, algumas diferenças também merecem destaque:

- A ABNT NBR 8800 (2008) considera uma única curva de resistência ao passo que o EN 1994-1-1 (2004) traz várias curvas que são função do tipo de seção e eixo de flexão. A ABNT NBR 16239 (2013) considera uma única curva, contudo, diferente da adotada pela ABNT NBR 8800 (2008) e válida apenas para seções preenchidas.
- O confinamento é considerado de forma simplificada pela ABNT NBR 8800 (2008). Já o EN 1994-1-1 (2004) traz uma formulação bastante detalhada para levar em conta o confinamento em seções preenchidas circulares.
- A ABNT NBR 8800 (2008) apresenta dois modelos para a verificação da interação momento fletor-força normal de pilares mistos sob flexo-compressão. Em contrapartida, a ABNT NBR 16239 (2013) apresenta um modelo de interação M-N exclusivo para pilares preenchidos.
- Há diferenças na forma de estimar os esforços adicionais devidos à não linearidade geométrica.
- A ABNT NBR 8800 (2008) determina a utilização de barras de armadura longitudinal e transversal em seções parcialmente revestidas e revestidas.

# 4 Curvas de interação M-N para pilares mistos flexo-comprimidos

Nesta seção é apresentado o desenvolvimento do modelo analítico utilizado para traçar os pares resistentes M-N de pilares mistos submetidos à flexão composta reta utilizando a compatibilidade de deformações. A utilização da compatibilidade de deformações parte de duas hipóteses principais: as seções planas permanecem planas após as deformações e há comportamento conjunto (aderência perfeita) entre os elementos componentes da seção transversal. A determinação da capacidade resistente à flexo-compressão, quer seja da seção transversal ou do pilar, consiste na variação da posição da linha neutra. Para cada posição da linha neutra é determinado o par de esforços resistentes (força normal e momento fletor). O processo é semelhante ao aplicado em seção de concreto armado com acréscimo do perfil de aço.

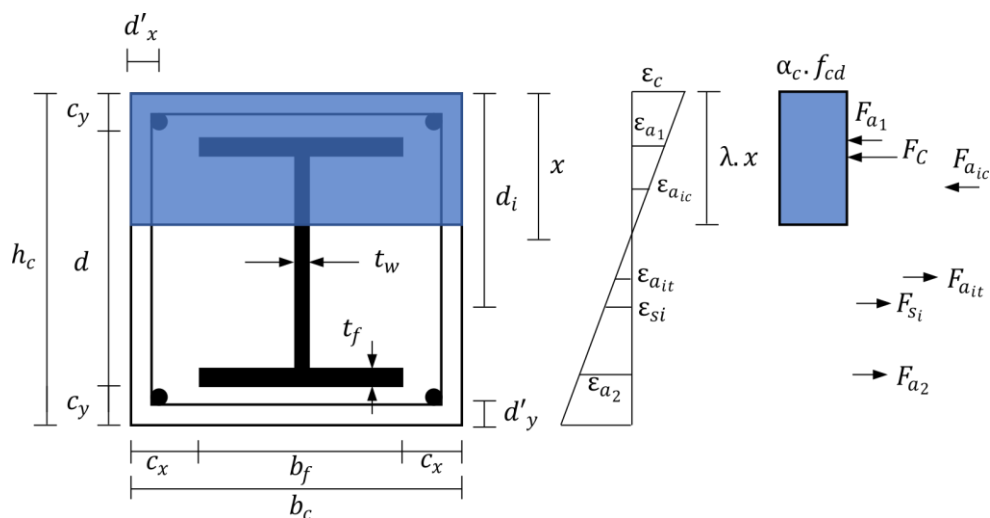
## 4.1 EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

Nesta seção são apresentadas as principais equações de equilíbrio para as seções revestidas, parcialmente revestidas e preenchidas.

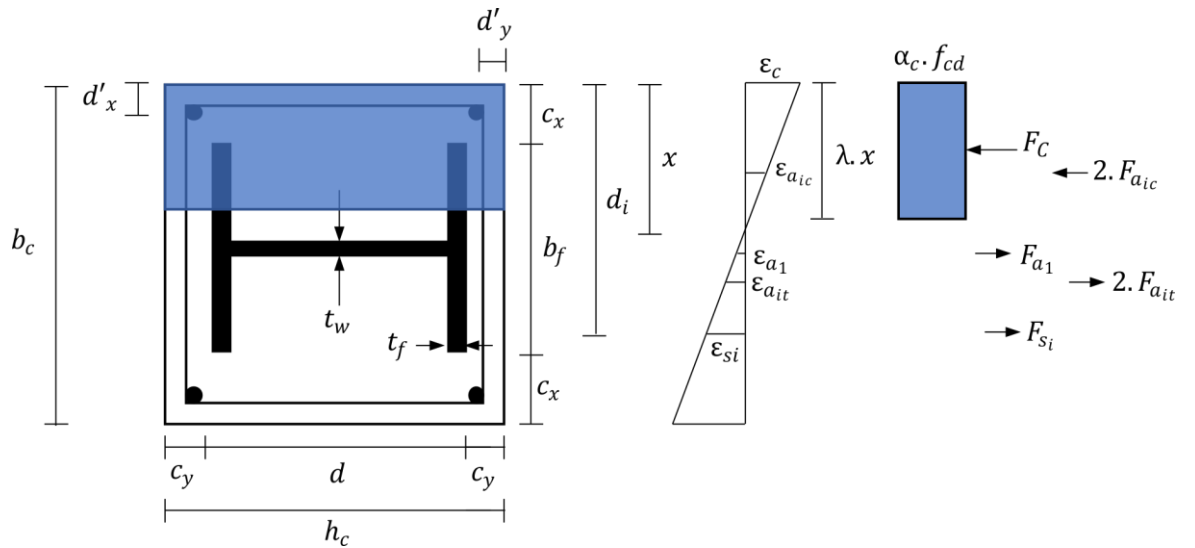
### 4.1.1 Seções revestidas

O conjunto de forças resultantes para flexão em torno dos eixos XX e YY são apresentados na Figura 4-1. Para determinação da força resultante no concreto foi considerado diagrama retangular simplificado de tensões.

Figura 4-1 - Forças resultantes nos componentes da seção revestida



a) Flexão em torno do eixo XX



b) Flexão em torno do eixo YY

Fonte: Autor (2021)

As forças  $F_{a1c}$  e  $F_{a1t}$  (Figura 4-1) correspondem às forças resultantes das parcelas de área do perfil nas regiões comprimida e tracionada, respectivamente. Para flexão no eixo XX (Figura 4-1a), a força  $F_{ai}$  representa a contribuição da alma do perfil; em relação ao eixo YY (Figura 4-1b)  $F_{ai}$  corresponde à contribuição das mesas do perfil. Assim, as forças resistentes correspondentes à alma do perfil para flexão XX e às mesas para flexão em torno do eixo YY são resultado do somatório de forças  $F_{a1c}$  e  $F_{a1t}$ .

Portanto, para seções revestidas submetidas à flexão composta reta (Figura 4-1), as equações de equilíbrio são definidas pelas equações a seguir (Eq. 4-1, Eq. 4-2, Eq. 4-3 e Eq. 4-4).

- Flexão em torno do eixo XX:

$$N_{pl,Rd} = F_C + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} - \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{1c}} \cdot A_{a_{1c}} + \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{1t}} \cdot A_{a_{1t}} \quad \text{Eq. 4-1}$$

$$M_{pl,Rdx} = F_C \cdot y_C + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} \cdot y_{s_i} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot y_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} \cdot y_{a_2} - \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{1c}} \cdot A_{a_{1c}} \cdot y_{a_{1c}} + \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{1t}} \cdot A_{a_{1t}} \cdot y_{a_{1t}} \quad \text{Eq. 4-2}$$

- Flexão em torno do eixo YY:

$$N_{pl,Rd} = F_C + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} + \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{1c}} \cdot A_{a_{1c}} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{1t}} \cdot A_{a_{1t}} \quad \text{Eq. 4-3}$$



$$M_{pl,Rdy} = F_C \cdot x_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot x_{si} + \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot x_{a_1} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{aic} \cdot A_{aic} \cdot x_{aic} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{ait} \cdot A_{ait} \cdot x_{ait}$$

**Eq. 4-4**

O coeficiente  $\lambda$  define a altura efetiva da região de concreto comprimido e depende da resistência à compressão do concreto (Eq. 4-5).

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \leq 0,8, f_{ck} \text{ em MPa}$$

**Eq. 4-5**

O aumento da resistência à compressão do concreto reduz gradativamente o valor de  $\lambda$ . Tal redução leva em conta a perda de ductilidade do concreto devido ao aumento da resistência. A força de compressão no concreto  $F_C$  (Eq. 4-7) é produto da tensão de cálculo do concreto  $\sigma_{cd}$  pela área de concreto comprimida ( $A_{cc}$ ). Isso é válido, pois foi considerado o diagrama retangular de tensões. A compressão é representada pelo sinal negativo. O coeficiente  $\alpha_c$  é dado pela Eq. 4-6.

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right] \leq 0,85, f_{ck} \text{ em MPa}$$

**Eq. 4-6**

$$F_C = A_{cc} \cdot (-\alpha_c \cdot f_{cd})$$

**Eq. 4-7**

A contribuição do concreto para o momento fletor é dada pelo produto do momento estático da área comprimida ( $S_{cc}$ ) pela tensão de cálculo do concreto; válida somente para o diagrama retangular de tensões. As contribuições do concreto para o momento fletor, em caso de flexão em relação aos eixos x e y é mostrada a seguir (Eq. 4-8 e Eq. 4-9).

**Flexão XX**  $M_{Con_x} = S_{cc} \cdot -\alpha_c \cdot f_{cd}$  **Eq. 4-8**

**Flexão YY**  $M_{Con_y} = S_{cc} \cdot -\alpha_c \cdot f_{cd}$  **Eq. 4-9**

As áreas correspondentes ao perfil de aço e às barras longitudinais devem ser descontadas da área comprimida de concreto e do momento estático. Como a posição da linha neutra varia, a região comprimida envolve porções específicas do perfil de aço. As expressões para a área  $A_{cc}$  e o momento estático da área de concreto comprimida em função da profundidade da linha neutra e do eixo de flexão são dadas no APÊNDICE A. As equações de equilíbrio são dadas a seguir (Eq. 4-10, Eq. 4-11, Eq. 4-12 e Eq. 4-13).

- Flexão em torno do eixo XX:

$$N_{pl,Rd} = A_{cc} \cdot (-\alpha_c \cdot f_{cd}) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} - \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}} \quad \text{Eq. 4-10}$$

$$M_{pl,Rdx} = S_{cc} \cdot -\alpha_c \cdot f_{cd} + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} \cdot y_{s_i} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot y_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} \cdot y_{a_2} - \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} \cdot y_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}} \cdot y_{a_{it}} \quad \text{Eq. 4-11}$$

- Flexão em torno do eixo YY:

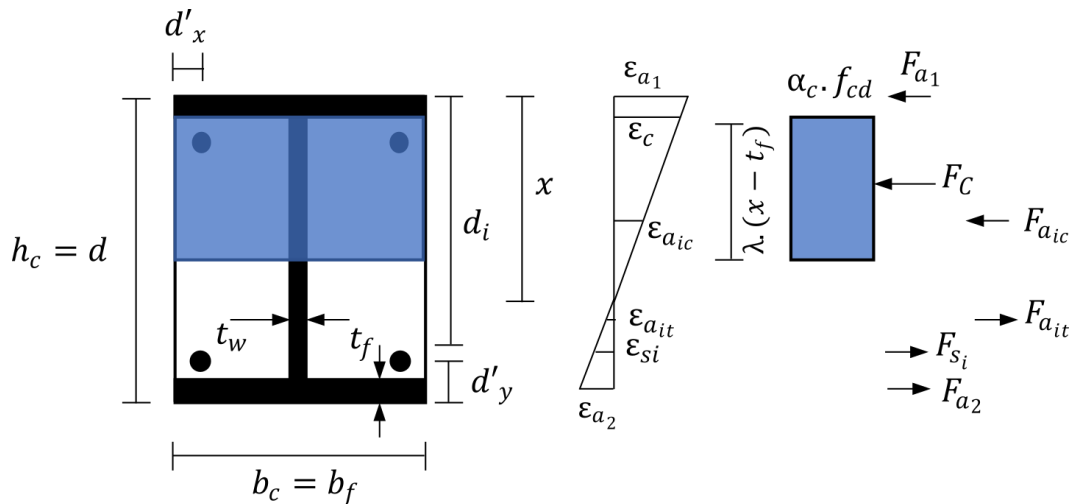
$$N_{pl,Rd} = A_{cc} \cdot (-\alpha_c \cdot f_{cd}) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} + \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}} \quad \text{Eq. 4-12}$$

$$M_{pl,Rdy} = S_{cc} \cdot -\alpha_c \cdot f_{cd} + \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} \cdot x_{s_i} + \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot x_{a_1} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} \cdot x_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}} \cdot x_{a_{it}} \quad \text{Eq. 4-13}$$

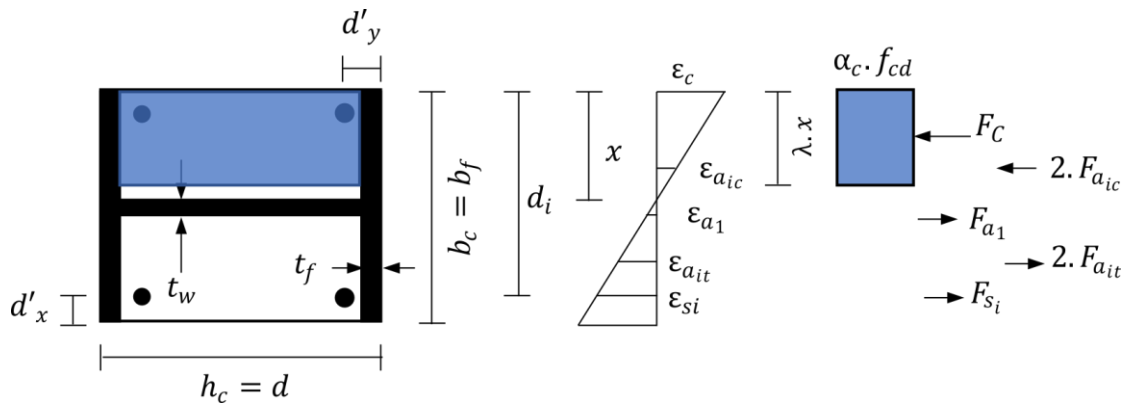
#### 4.1.2 Seções parcialmente revestidas

As equações de equilíbrio para seções parcialmente revestidas são semelhantes às apresentadas para seções revestidas (Eq. 4-10, Eq. 4-11, Eq. 4-12 e Eq. 4-13). Contudo, devido à ausência de cobertura em ambas as direções, há algumas diferenças em relação ao momento estático da área comprimida de concreto em função da profundidade da linha neutra. O esquema de forças resultantes para a flexão em torno do eixo XX é apresentado na Figura 4-2.

Figura 4-2 - Forças resultantes nos componentes da seção parcialmente revestida



a) Flexão em torno do eixo XX



b) Flexão em torno do eixo YY

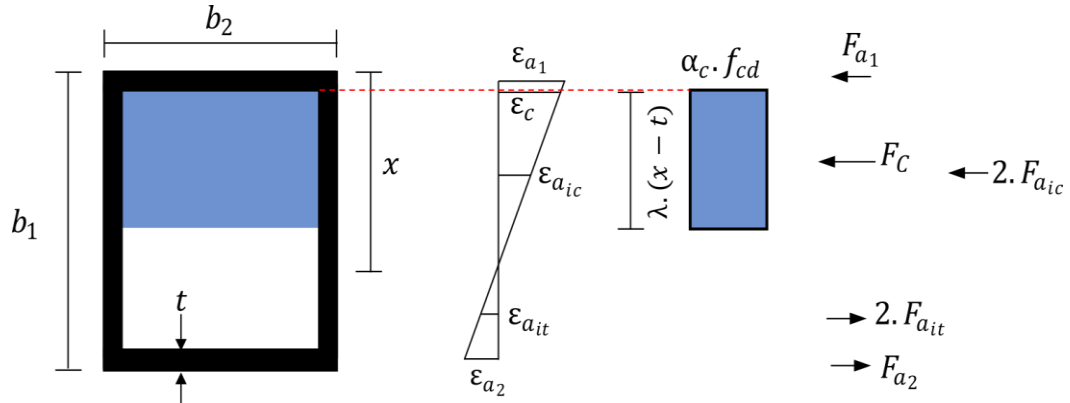
Fonte: Autor (2021)

A área comprimida de concreto e o momento estático dessa área é obtida com auxílio das formulações apresentadas no APÊNDICE A.

#### 4.1.3 Seções retangulares preenchidas

Análogo ao procedimento realizado para seções revestidas e parcialmente revestidas, os componentes do perfil de aço paralelos à profundidade de linha neutra  $x$  (dimensão  $b_1$ ) foram subdivididos em porções finitas de área de aço ( $A_{ai}$ ), conforme regiões de tração ou compressão. Os valores de  $F_{a1}$  e  $F_{a2}$  correspondem, respectivamente, aos componentes horizontais superior e inferior do perfil tubular. No presente estudo não foram consideradas seções preenchidas com uso de concreto armado, apenas concreto simples. O esquema de forças resultantes no perfil de aço e na porção comprimida de concreto é apresentado na Figura 4-3.

**Figura 4-3 - Forças resultantes nos componentes da seção retangular preenchida**



Fonte: Autor (2021)

Para seções retangulares preenchidas submetidas à flexão composta reta, as equações de equilíbrio são dadas por Eq. 4-14, Eq. 4-15 e Eq. 4-16.

$$N_{pl,Rd} = F_C - \sigma_{a1} \cdot A_{a1} + \sigma_{a2} \cdot A_{a2} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{aic} \cdot A_{aic}$$

**Força axial**

$$+ \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{ait} \cdot A_{ait}$$

**Eq. 4-14**

$$M_{pl,Rdx} = F_C \cdot y_c - \sigma_{a1} \cdot A_{a1} \cdot y_{a1} + \sigma_{a2} \cdot A_{a2} \cdot y_{a2}$$

**Flexão XX**

$$- \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{aic} \cdot A_{aic} \cdot y_{aic} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{ait} \cdot A_{ait} \cdot y_{ait}$$

**Eq. 4-15**

$$M_{pl,Rdy} = F_C \cdot x_c - \sigma_{a1} \cdot A_{a1} \cdot x_{a1} + \sigma_{a2} \cdot A_{a2} \cdot x_{a2}$$

**Flexão YY**

$$- \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{aic} \cdot A_{aic} \cdot x_{aic} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{ait} \cdot A_{ait} \cdot x_{ait}$$

**Eq. 4-16**

A área de concreto comprimida é calculada pela Eq. 4-17. Deve ser utilizado \$b\_2\$ para flexão em torno do eixo XX e \$b\_1\$ para flexão em torno do eixo YY.

$$A_{cc} = \lambda \cdot (x - t) \cdot (b_{1,2} - 2 \cdot t) \leq (b_1 - 2 \cdot t) \cdot (b_2 - 2 \cdot t)$$

**Eq. 4-17**

O momento estático da área comprimida (\$S\_{cc}\$) em relação aos eixos de flexão é dado por Eq. 4-18 e Eq. 4-19.

$$S_{cc} = \lambda \cdot (x - t) \cdot (b_2 - 2 \cdot t) \cdot \left( \frac{b_1}{2} - \frac{\lambda \cdot (x - t)}{2} - t \right) \geq 0$$

**Flexão XX**

**Eq. 4-18**

$$S_{cc} = \lambda \cdot (x - t) \cdot (b_1 - 2 \cdot t) \cdot \left( \frac{b_2}{2} - \frac{\lambda \cdot (x - t)}{2} - t \right) \geq 0$$

**Flexão YY**

**Eq. 4-19**

Conhecidos os momentos estáticos da área de comprimida de concreto, são escritas as equações de equilíbrio para seções retangulares preenchidas (Eq. 4-20, Eq. 4-21 e Eq. 4-22).

$$N_{pl,Rd} = A_{cc} \cdot (-\alpha_c \cdot f_{cd}) - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}}$$

**Força axial** Eq. 4-20

$$M_{pl,Rdx} = S_{cc} \cdot -\alpha_c \cdot f_{cd} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot y_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} \cdot y_{a_2} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} \cdot y_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}} \cdot y_{a_{it}}$$

**Flexão XX** Eq. 4-21

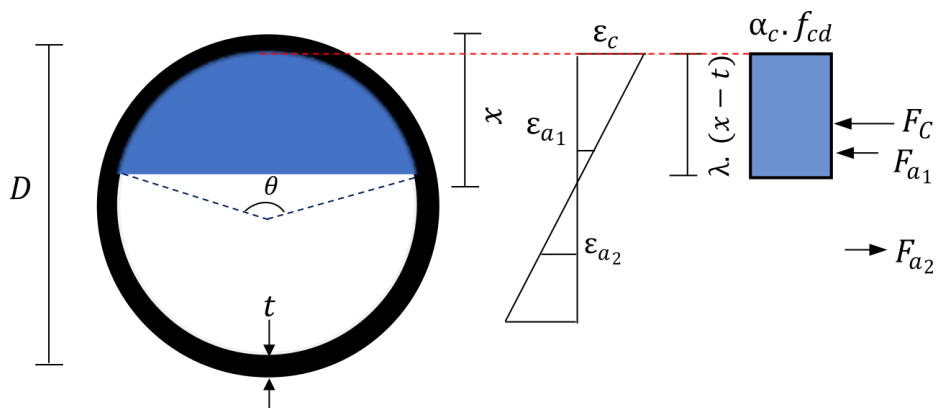
$$M_{pl,Rdy} = S_{cc} \cdot -\alpha_c \cdot f_{cd} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot x_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} \cdot x_{a_2} - \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{ic}} \cdot A_{a_{ic}} \cdot x_{a_{ic}} + \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sigma_{a_{it}} \cdot A_{a_{it}} \cdot x_{a_{it}}$$

**Flexão YY** Eq. 4-22

#### 4.1.4 Seções circulares preenchidas

As seções circulares preenchidas apresentam maior complexidade para determinação da contribuição do concreto e do perfil se comparadas às seções anteriormente abordadas. Essa dificuldade reside no cálculo da área e do momento estático da área de concreto comprimido para uma determinada profundidade de linha neutra. O modelo analítico desenvolvido não contempla seções preenchidas circulares com presença de barras de aço. O esquema de forças resultantes no tubo de aço e na porção comprimida de concreto é apresentado na Figura 4-4.

**Figura 4-4 - Forças resultantes nos componentes da seção circular preenchida**



Fonte: Autor (2021)

As equações de equilíbrio na seção são dadas por Eq. 4-23 e Eq. 4-24.

**Força axial** 
$$N_{pl,Rd} = F_C - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2}$$
 **Eq. 4-23**

**Flexão** 
$$M_{pl,Rd} = F_C \cdot y_C - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot y_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} \cdot y_{a_2}$$
 **Eq. 4-24**

O modelo de cálculo elaborado neste trabalho considera duas forças resultantes para o perfil de aço:  $F_{a1}$  e  $F_{a2}$ . A força resultante  $F_{a1}$  corresponde à porção comprimida do perfil enquanto  $F_{a2}$  corresponde à região tracionada do tubo. A área comprimida de concreto depende de  $\theta$  (Eq. 4-25), ângulo que é função da posição da linha neutra, do diâmetro externo e da espessura do tubo.

$$\theta = 2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{(r-t)^2 - (r-t-\lambda \cdot (x-t))^2}}{0,5 \cdot D - t - \lambda \cdot (x-t)} \right)$$
 **Eq. 4-25**

Conhecido o ângulo  $\theta$ , é possível determinar a área comprimida de concreto (Eq. 4-26). O valor de  $\theta$  deve ser utilizado em radianos.

$$A_{cc} = \frac{(r-t)^2 \cdot (\theta - \text{Sen}\theta)}{2}$$
 **Eq. 4-26**

O momento estático da área comprimida ( $S_{cc}$ ) depende da posição do centro geométrico da seção, dado pela Eq. 4-27.

$$y = \frac{\left( 2 \cdot \sqrt{(r-t)^2 - (r-t-\lambda \cdot (x-t))^2} \right)^3}{12 \cdot A_{cc}}$$
 **Eq. 4-27**

Por fim, o momento estático da seção comprimida de concreto é calculado utilizando a Eq. 4-28.

$$S_{cc} = \frac{\left( 2 \cdot \sqrt{(r-t)^2 - (r-t-\lambda \cdot (x-t))^2} \right)^3}{12}$$
 **Eq. 4-28**

Conhecidas as propriedades geométricas de interesse e considerando as forças mostradas na Figura 4-4, pode-se escrever as equações de equilíbrio para seções circulares preenchidas (Eq. 4-29 e Eq. 4-30). É importante ressaltar que a ABNT NBR 8800 (2008) considera 95% da resistência de cálculo do concreto ( $0,95 \cdot f_{cd}$ ); logo, o modelo proposto utilizou um coeficiente igual a 19/17 que, aplicado em  $\alpha_c$  resulta em 0,95.

**Força axial** 
$$N_{pl,Rd} = A_{cc} \cdot \left( -\frac{19}{17} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \right) - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2}$$
 **Eq. 4-29**

**Flexão** 
$$M_{pl,Rd} = -\frac{19}{17} \cdot S_{cc} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} - \sigma_{a_1} \cdot A_{a_1} \cdot y_{a_1} + \sigma_{a_2} \cdot A_{a_2} \cdot y_{a_2}$$
 **Eq. 4-30**

## 4.2 DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO TRANSVERSAL

As deformações específicas no centro de gravidade de cada componente são necessárias para o cálculo da resistência de cada componente da seção. A partir de tais deformações, são determinadas as tensões e, em seguida, as parcelas resistentes ao esforço normal e ao momento fletor.

Para os componentes de aço, comportamento elástico linear e validade da Lei de Hooke são considerados para deformações específicas inferiores ou iguais a  $\varepsilon_{yd}$  (Eq. 4-31). Para deformações superiores a  $\varepsilon_{yd}$ , as tensões atuantes nos componentes de aço são limitadas à resistência ao escoamento do aço (Eq. 4-32).

$$\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E_i, \text{ para } \varepsilon_i \leq \varepsilon_{ydi} \quad \text{Eq. 4-31}$$

$$\sigma_i = f_{ydi}, \text{ para } \varepsilon_i > \varepsilon_{ydi} \quad \text{Eq. 4-32}$$

No cálculo das deformações são consideradas três regiões: Região I, Região II e Região III, cujos limites são definidos pelo coeficiente  $\beta_x$  (Eq. 4-33). Os limites entre as Regiões de deformações são apresentados na Tabela 4-1 e tais limites são calculados considerando deformações específicas positivas, que são diretamente dependentes da classe de resistência do concreto (Classes I e II).

$$\beta_x = \frac{x}{d_s} \quad \text{Eq. 4-33}$$

**Tabela 4-1: Limites entre Regiões**

Região I	Região II	Região III
$0 < \beta_x < \frac{\varepsilon_{cu}}{0,01 + \varepsilon_{cu}}$	$\frac{\varepsilon_{cu}}{(0,01 + \varepsilon_{cu})} \leq \beta_x < \frac{h}{d_s}$	$\beta_x \geq \frac{h}{d_s}$

As deformações últimas de compressão (encurtamento) do concreto são obtidas com uso das equações da Tabela 4-2 com base em recomendações da ABNT NBR 6118 (2014).

**Tabela 4-2: Deformação de compressão do concreto**

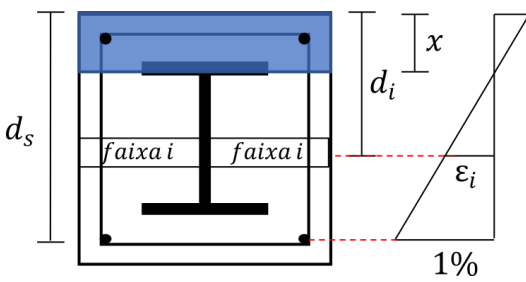
Classe de resistência do concreto	Deformação do concreto
Concretos C20-C50	$\varepsilon_{cu} = -0,35\% ; \varepsilon_{c2} = -0,2\%$

**Tabela 4-2: Deformação de compressão do concreto (continuação)**

Classe de resistência do concreto	Deformação do concreto
Concretos C55-C90	$\varepsilon_{cu} = -\left(0,26\% + 3,5\% \cdot \left[\frac{90 - f_{ck}}{100}\right]^4\right), f_{ck} \text{ em MPa}$ $\varepsilon_{c2} = -(0,2\% + 0,0085\% \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}), f_{ck} \text{ em MPa}$

Na Região I, a máxima deformação no aço ( $\varepsilon_{su}$ ) é igual a 1% para o elemento de aço mais tracionado, o qual define a altura útil da seção transversal. Este alongamento máximo de 1% é recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014). Com auxílio da Tabela 4-3 é possível determinar as deformações específicas nesta região, para uma faixa horizontal (faixa i), localizada a uma profundidade  $d_i$ . A relação mostrada na Tabela 4-3 para a seção revestida é válida também para seções parcialmente revestidas e preenchidas (retangular e circular).

**Tabela 4-3: Deformações específicas na Região I**

Seção	Deformação específica faixa i
	$\varepsilon_i = \frac{1\% \cdot (d_i - x)}{d_s - x}$

Cabe ressaltar que esta região corresponde aos domínios 1 e 2; o domínio 1 não foi considerado pois no presente trabalho esforços normais de tração não foram abordados. A Região II abrange os domínios 3, 4 e 4a. Para esta região, fixa-se o valor da deformação específica de encurtamento do concreto na borda mais comprimida. Com auxílio da Tabela 4-4 são determinadas as deformações nesta região.

**Tabela 4-4: Deformações específicas na Região II**

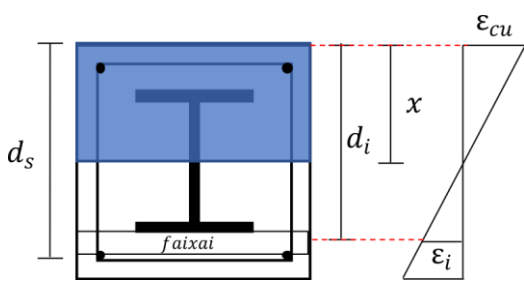
Seção	Deformação específica faixa i
	$\varepsilon_i = \frac{-\varepsilon_{cu} \cdot (d_i - x)}{x}$



Tabela 4-4: Deformações específicas na Região II (continuação)

Seção	Deformação específica faixa i
	$\varepsilon_i = \frac{-\varepsilon_{cu} \cdot (d_i - x)}{x - t}$

No caso específico das seções parcialmente revestidas, a posição da fibra mais comprimida de concreto varia em função do eixo de flexão. A Tabela 4-5 traz expressões para a deformação específica na Região II, numa faixa i, conforme eixo de flexão considerado.

Tabela 4-5: Deformações específicas na Região II: seção parcialmente revestida

Seção	Deformação específica faixa i
<p><b>Eixo XX</b></p>	$\varepsilon_i = \frac{-\varepsilon_{cu} \cdot (d_i - x)}{x - t_f}$
<p><b>Eixo YY</b></p>	$\varepsilon_i = \frac{-\varepsilon_{cu} \cdot (d_i - x)}{x}$

As deformações específicas para a Região III (domínio 5) são mostradas na Tabela 4-6; nessa região há predominância de deformações de encurtamento. As seções revestidas apresentam formulação distinta das demais por conta da distribuição das barras longitudinais.

Tabela 4-6: Deformações específicas na Região III

Seção	Deformação específica faixa i
	$\varepsilon_i = \frac{-\varepsilon_{c2} \cdot (x - d_i)}{x - \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \cdot h}$

Tabela 4-6: Deformações específicas na Região III (continuação)

Seção		Deformação específica faixa i
$h$		$\epsilon_i = \frac{-\epsilon_{c2} \cdot (x - d_i)}{x - t - \frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \cdot (h - t)}$
$D$		$\epsilon_i = \frac{-\epsilon_{c2} \cdot (x - d_i)}{x - t - \frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \cdot (D - t)}$

No caso específico das seções parcialmente revestidas, a posição da fibra de concreto mais comprimida varia com o eixo de flexão. A Tabela 4-7 traz as deformações na Região III.

Tabela 4-7: Deformações específicas na Região III: seção parcialmente revestida

Seção		Deformação específica faixa i
<b>Eixo XX</b>		$\epsilon_i = \frac{-\epsilon_{c2} \cdot (x - d_i)}{x - t - \frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \cdot (h - t_f)}$
<b>Eixo YY</b>		$\epsilon_i = \frac{-\epsilon_{c2} \cdot (x - d_i)}{x - \frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \cdot h}$

As equações de equilíbrio aqui apresentadas representam o equilíbrio na seção transversal. A consideração da instabilidade à flexão permite analisar a capacidade resistente do pilar misto submetido à flexo-compressão.

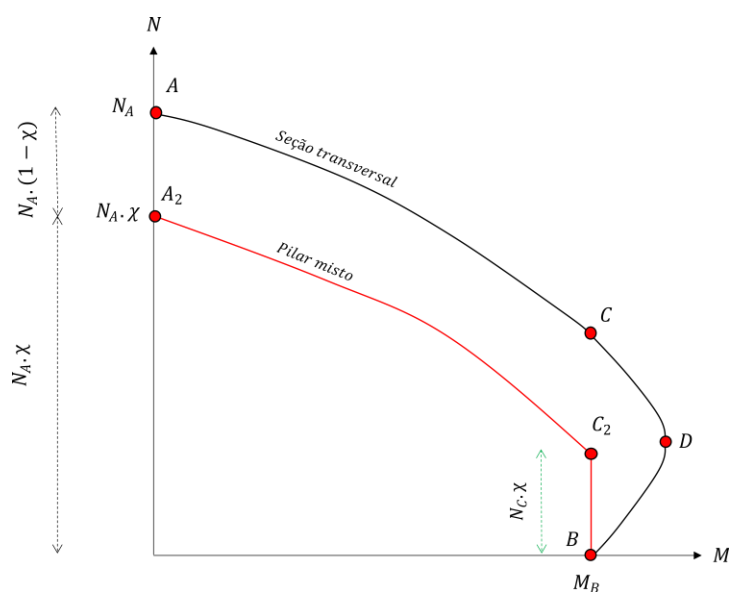
### 4.3 CONSIDERAÇÃO DA INSTABILIDADE À FLEXÃO

O processo de obtenção das curvas de interação M-N pode levar em consideração o efeito da instabilidade à flexão. É usual que tal efeito seja introduzido por meio de coeficientes que penalizam a capacidade resistente da seção, calculada considerando a plastificação total, que não ocorre quando há instabilidade. Assim, as curvas de interação M-N podem ser traçadas para a seção transversal (valores correspondentes à plastificação total) ou para o pilar.

No presente estudo os efeitos da instabilidade à flexão foram considerados por meio do parâmetro de instabilidade à flexão  $\chi$  aplicado sobre a força normal resistente à plastificação total da seção. Tal consideração também foi feita por Perea *et al.* (2014) e a Figura 4-5 exemplifica a redução aqui proposta.

Perea *et al.* (2014) propõem a redução da força normal resistente entre os pontos A e C (Figura 4-5) e a eliminação do vértice D, localizado entre os pontos C e B. Esse vértice é excluído e o trecho CDB é substituído por uma reta. Contudo, Perea *et al.* (2014) não fazem nenhuma consideração quanto à redução no momento resistente. Em estudo anterior, Ziemian (2010) comenta que, à luz do ANSI/AISC 360 (2016), a redução do momento resistente à plastificação total (ponto B) pode ser feita utilizando um coeficiente igual a 0,9. A exemplo de Perea *et al.* (2014), Ziemian (2010) também propõe que o vértice da parábola seja eliminado (ponto D) e o trecho seja substituído por uma reta que conecte os pontos  $C_2$  e B (Figura 4-5). Ziemian (2010) propõe que os pontos  $A_2$  e  $C_2$  também sejam conectados por uma reta.

Figura 4-5 - Redução da força normal resistente devido à instabilidade à flexão



Fonte: Autor (2021)

No presente trabalho foi considerada a redução da força normal resistente à plastificação pelo parâmetro de instabilidade à flexão  $\chi$ . A consideração do vértice na curva de interação M-N pode conduzir a uma situação desfavorável à segurança. Essa situação desfavorável é explicada por Malite (1994) da seguinte forma: o valor do momento fletor solicitante pode não depender da força normal e, no caso de força normal nula, o momento resistente é igual ao momento correspondente à plastificação total da seção transversal (Ponto B, Figura 4-5). Assim, embora matematicamente surja o ponto D, fisicamente seu significado é de difícil compreensão.

Neste trabalho foi considerado o vértice (Ponto D) mantendo-se o contorno original das curvas de interação M-N resultantes da aplicação da compatibilidade de deformações. Portanto, os esforços resistentes para o pilar misto com consideração da instabilidade à flexão são definidos a seguir (Eq. 4-34 e Eq. 4-35).

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} \cdot \chi \quad \text{Eq. 4-34}$$

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \mu \quad \text{Eq. 4-35}$$

O coeficiente  $\mu$  neste trabalho assume, conforme análise, os valores de 1,0 ou 0,9. Os valores de  $N_{pl,Rd}$  e  $M_{pl,Rd}$  são obtidos conforme o tipo de seção mista considerada.

#### 4.4 PROCESSO ITERATIVO PARA CONSTRUÇÃO DAS CURVAS DE INTERAÇÃO M-N

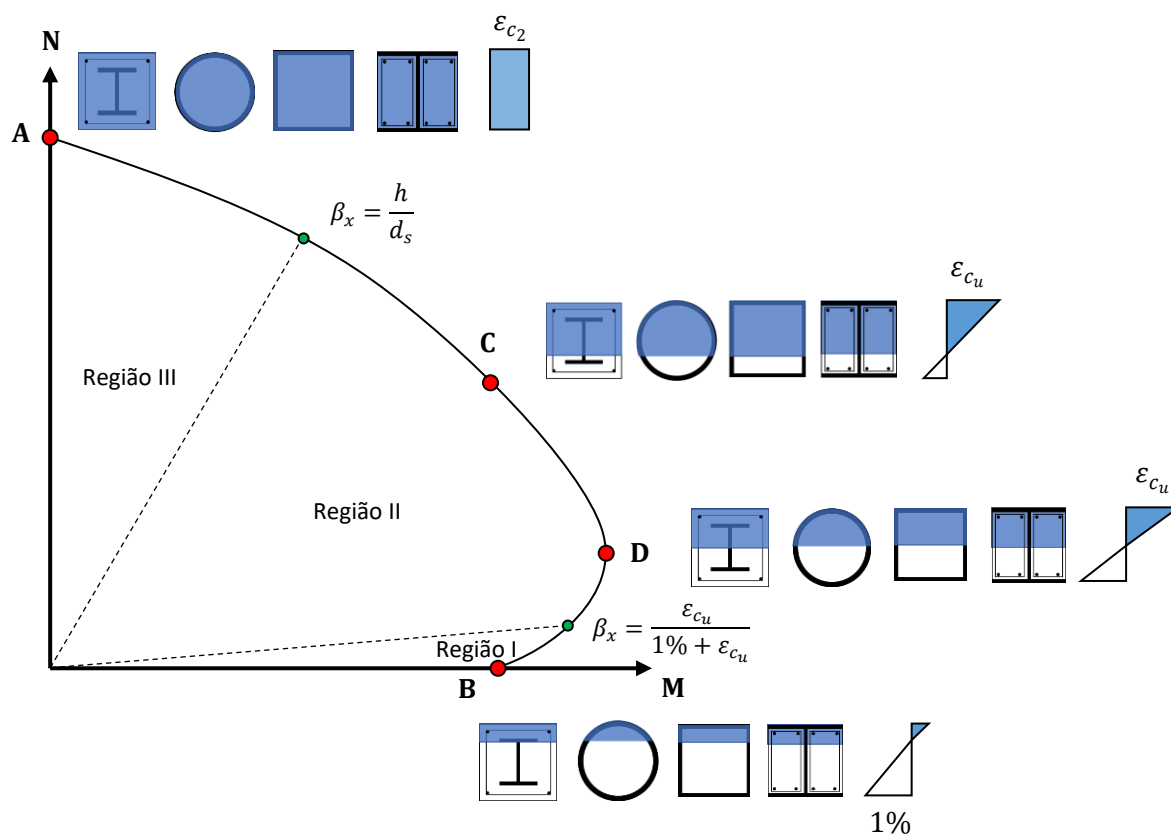
O processo iterativo computacional para construção das curvas de interação M-N implementado na ferramenta PM-MN (2021), desenvolvida pelo autor, se baseia nos seguintes passos:

- a) Dados de entrada: devem ser fornecidas características geométricas da seção e propriedades dos materiais;
- b) Adoção da posição inicial da linha neutra de 0,01 cm;
- c) Cálculo das deformações axiais nos componentes de aço e da contribuição de cada componente para a força resistente à plastificação da seção mista;
- d) Cálculo da força resistente à plastificação da porção comprimida de concreto;
- e) Cálculo da parcela de resistência ao momento fletor advinda da porção de concreto comprimido;
- f) Cálculo da parcela de resistência ao momento fletor advinda dos componentes de aço;
- g) Cálculo do par resistente M-N;
- h) Cálculo da força resistente à compressão  $N_{Rd}$  do pilar misto incluindo os efeitos da instabilidade à flexão ( $\chi$ );

- i) Redução do par resistente M-N pelo efeito da instabilidade à flexão sobre a força resistente do pilar;
- j) Verificação da convergência: é verificado o quanto o valor do momento resistente obtido está próximo do Ponto A da curva de interação M-N (compressão centrada). Se o valor do momento resistente for inferior a 0,01 kN.m, significa que o pilar está sob compressão centrada e a curva é plotada. Caso contrário, há o incremento de 0,1 cm na profundidade da linha neutra e há o retorno à etapa c.

A Figura 4-6 apresenta uma síntese do processo de obtenção dos pontos da curva de interação M-N em função da variação da posição da linha neutra. Os pontos ABCD são identificados de acordo com a região de deformação. Na mesma figura também são apresentados os limites entre as regiões de deformação.

**Figura 4-6: Curva de interação M-N em função da variação da posição da linha neutra**



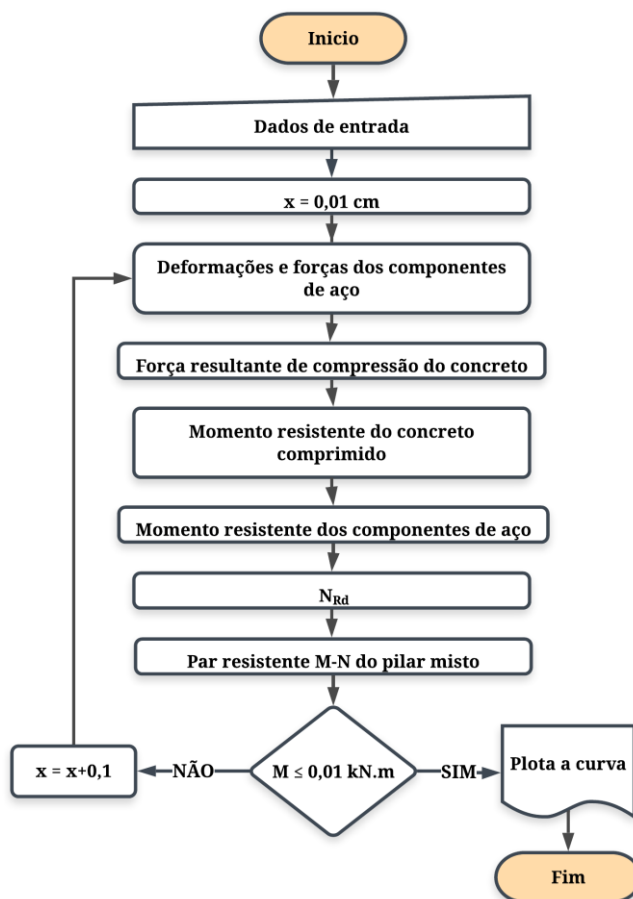
Fonte: Autor (2021)

O ponto B (flexão simples) é definido como um par resistente M-N que se encontra próximo ao limite entre as Regiões de deformação I e II (Figura 4-6). Os pontos C e D são pares resistentes M-N obtidos na Região II de deformação (Figura 4-6). Para o Ponto D, a profundidade de linha neutra está próxima ao centro de gravidade da seção transversal e, para o Ponto C, a profundidade da linha neutra é tal que grande parte da seção transversal

se encontra comprimida (Figura 4-6). O par resistente M-N referente ao Ponto A (compressão simples) é obtido com a seção transversal totalmente comprimida, o que resulta em momento resistente nulo e máxima capacidade resistente à compressão axial ( $N_{Rd}$ ).

O fluxograma que representa, de forma mais detalhada, o processo computacional utilizado no programa PM-MN (2021) é apresentado na Figura 4-7.

**Figura 4-7 – Fluxograma da rotina computacional PM-MN (2021)**



Fonte: Autor (2021)

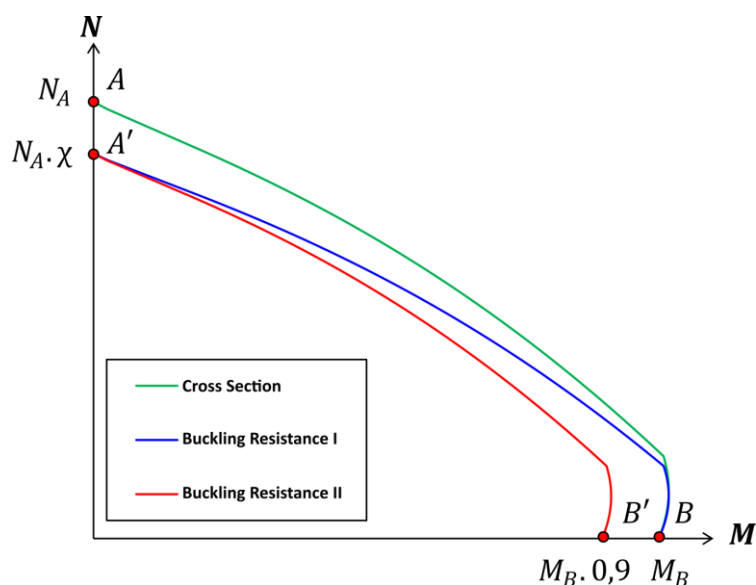
Cabe ressaltar que as características mecânicas dos materiais e as características geométricas da seção transversal, bem como o eixo de flexão são fatores que interferem diretamente na forma da curva de interação M-N do pilar misto. No presente trabalho a influência de alguns parâmetros na forma da curva de interação M-N foram analisadas e houve o confronto entre resultados normativos e de estudos numéricos/experimentais com as curvas obtidas utilizando o programa PM-MN (2021).

# 5 Validação da ferramenta computacional

Nesta seção, os pares resistentes M-N obtidos utilizando a ferramenta computacional elaborada pelo autor e denominada PM-MN (2021) são comparados àqueles resultantes da aplicação das recomendações das normas brasileiras ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 16239 (2013) e europeia EN 1994-1-1 (2004). Os pares M-N resultantes do programa PM-MN (2021) também são comparados com resultados da literatura.

Neste trabalho, a curva denominada “*Cross Section*”, resulta da utilização da ferramenta PM-MN (2021); nela são utilizados os coeficientes  $\mu$  e  $\chi$  com valores iguais a 1,0 e, portanto, trata-se de uma análise na seção transversal, para a qual corresponde valores referentes à plastificação total. Na curva denominada “*Buckling Resistance I*”, é utilizado valor de  $\mu$  igual a 1,0 e o coeficiente  $\chi$  é determinado conforme o valor de esbelteza reduzida do pilar misto ( $\lambda_0$ ); apenas o esforço axial resistente é penalizado. Na curva denominada “*Buckling Resistance II*”, é utilizado valor de  $\mu$  igual a 0,9 e o coeficiente  $\chi$  é determinado de acordo com o valor de esbelteza reduzida do pilar. Há nesta última curva, a redução tanto do esforço axial resistente como do momento fletor resistente. A Figura 5-1 apresenta de forma detalhada as curvas geradas pela ferramenta computacional desenvolvida.

Figura 5-1 – Curvas obtidas pelo PM-MN (2021)



Fonte: Autor (2021)

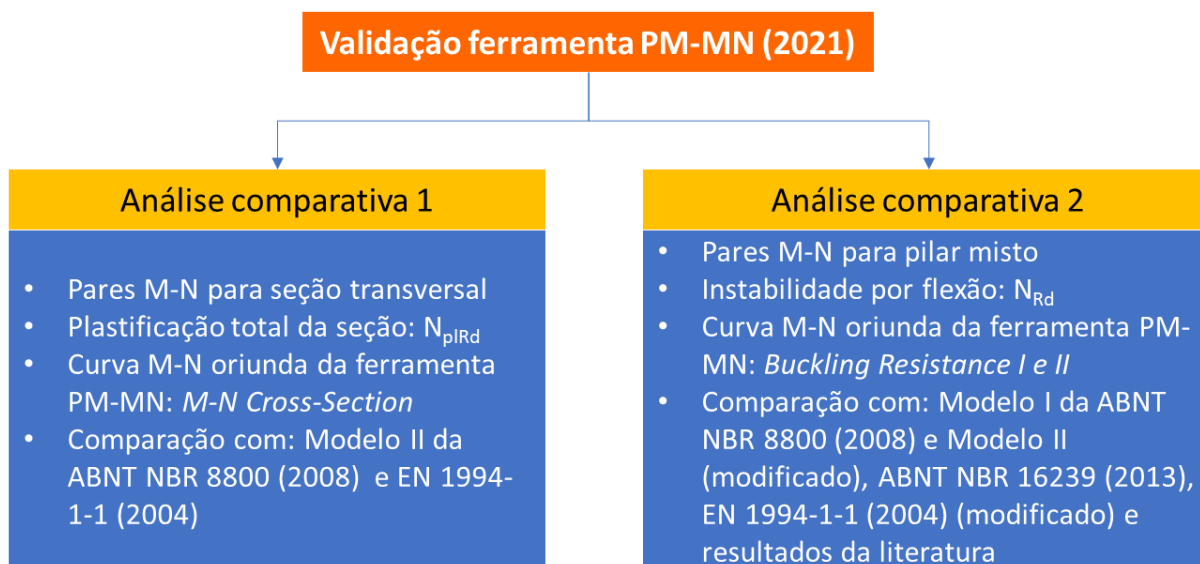
Na comparação com valores normativos, quatro seções mistas foram avaliadas (revestida, parcialmente revestida, retangular preenchida e circular preenchida), para flexão

em torno dos eixos de maior e menor inércia (XX e YY, respectivamente). Nesta análise foram utilizadas apenas as curvas de interação M-N do Modelo II da ABNT NBR 8800 (2008) (NBR 8000 M. II) e o modelo do EN 1994-1-1 (2004); para ambos, a análise leva em conta os pares M-N correspondentes à plastificação total da seção transversal. Portanto, nesta análise comparativa foi utilizada a curva *Cross Section*.

Na segunda etapa da análise comparativa, os pares M-N extraídos do PM-MN (2021) e que levam em conta os efeitos da instabilidade à flexão (curvas *Buckling Resistance I e II*) são comparados a resultados da literatura e a resultados normativos da ABNT NBR 8800 (2008), ABNT NBR 16239 (2013) e EN 1994-1-1 (2004).

Na Figura 5-2 é apresentando um resumo do processo de validação da ferramenta computacional.

**Figura 5-2 – Processo de validação da ferramenta computacional PM-MN (2021)**



Fonte: Autor (2021)

Os resultados apresentados na primeira análise comparativa, foram os necessários para uma exposição mais objetiva. Maiores detalhes referentes aos processos normativos de verificação e obtenção dos pares resistentes momento-normal, podem ser consultados no APÊNDICE C.

### **5.1 ANÁLISE COMPARATIVA 1: COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DA ABNT NBR 8800 (2008) E EN 1994-1-1 (2004)**

Na Tabela 5-1 são apresentadas as principais características de cada uma das seções analisadas nesse item. Vale lembrar que para essa análise é considerada apenas a capacidade resistente à plastificação total, sem consideração dos efeitos da instabilidade à



flexão. Nas análises foram considerados os coeficientes de ponderação recomendados por cada código normativo.

**Tabela 5-1: Características das seções avaliadas na análise comparativa 1 (medidas: mm)**

Seção transversal		Seção transversal	
	<p><b>Seção SM1</b>  <math>f_{ck} = 50 \text{ MPa}</math>  <math>f_{yk} = 355 \text{ MPa}</math>  <math>f_{sk} = 500 \text{ MPa}</math>                      (8Ø20 mm)  <b>Fonte</b>                      Chiew e Cai (2018)</p>		<p><b>Seção SM2</b>  <math>f_{ck} = 40 \text{ MPa}</math>  <math>f_{yk} = 355 \text{ MPa}</math>  <math>f_{sk} = 500 \text{ MPa}</math>                      (4Ø25 mm)  <b>Fonte</b>                      Dujmovic <i>et al.</i> (2015)</p>
	<p><b>Seção SM3</b>  <math>f_{ck} = 50 \text{ MPa}</math>  <math>f_{yk} = 355 \text{ MPa}</math>  <b>Fonte</b>                      Liew <i>et al.</i> (2015)</p>		<p><b>Seção SM4</b>  <math>f_{ck} = 40 \text{ MPa}</math>  <math>f_{yk} = 355 \text{ MPa}</math>  <b>Fonte</b>                      Liew <i>et al.</i> (2015)</p>

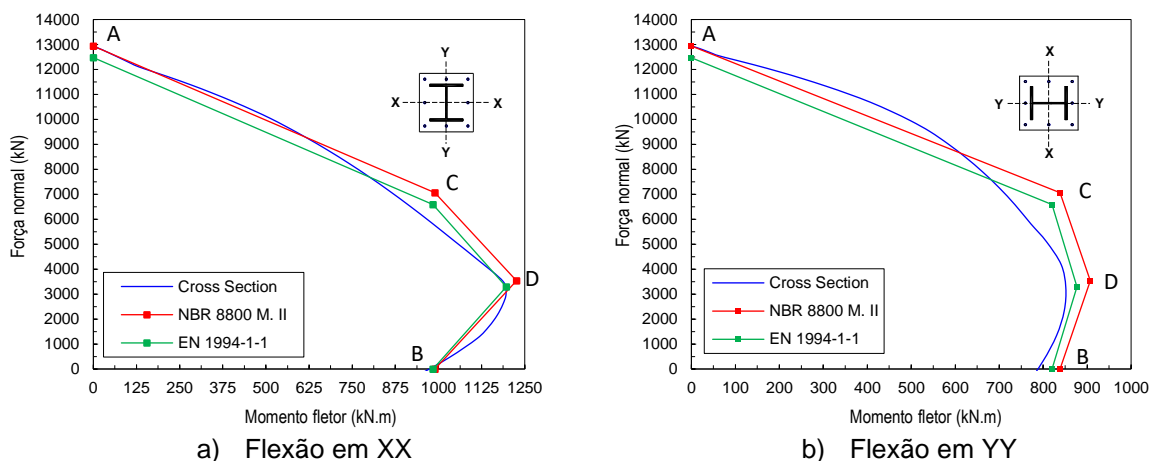
Os pontos para traçar as curvas de interação M-N, para os eixos principais XX e YY para SM1 são apresentados na Tabela 5-2.

**Tabela 5-2: Coordenadas dos pontos A, B, C e D para a seção revestida SM1**

Ponto	Eixo XX				Eixo YY			
	EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II		EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II	
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)
A	0	12467,95	0	12938,82	0	12467,95	0	12938,82
B	984,16	0	989,77	0	819,91	0	838,15	0
C	984,16	6592,2	989,77	7063,07	819,91	6592,2	838,15	7063,07
D	1196,68	3296,1	1225,97	3531,54	876,89	3296,1	907,23	3531,54

Na Figura 5-3 são apresentadas as curvas de interação construídas com pares M-N normativos e com pares oriundos da ferramenta computacional PM-MN (2021). Nessa análise foi considerado momento fletor aplicado nos eixos principais de inércia XX (Figura 5-3a) e YY (Figura 5-3b).

**Figura 5-3 – Curva Cross Section x ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004): SM1**



Fonte: Autor (2021)

Por meio da análise comparativa foi possível observar que a curva *Cross Section* apresentou um contorno mais similar às curvas normativas quando considerada a flexão em torno do eixo de maior inércia (XX, Figura 5-3a). O vértice D da curva *Cross Section* foi próximo ao estimado pelo EN 1994-1-1 (2004) na flexão em XX (Figura 5-3a). Uma ótima concordância entre os Pontos A e B foi observada entre a curva *Cross Section* e o Modelo II de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008) quando considerada a flexão em XX (Figura 5-3a). Quando considerada a flexão em YY, tais curvas apresentaram estimativas de resistência no Ponto A ( $N_{pl,Rd}$ ) muito próximas, mas distanciaram-se na estimativa de resistência no Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ ). Adicionalmente, o modelo proposto (*Cross Section*) estimou maiores valores resistentes nos Pontos A e B em relação a norma europeia na flexão em XX (Figura 5-3a), porém estimou menor valor de resistência no Ponto B na flexão em YY (Figura 5-3 b).

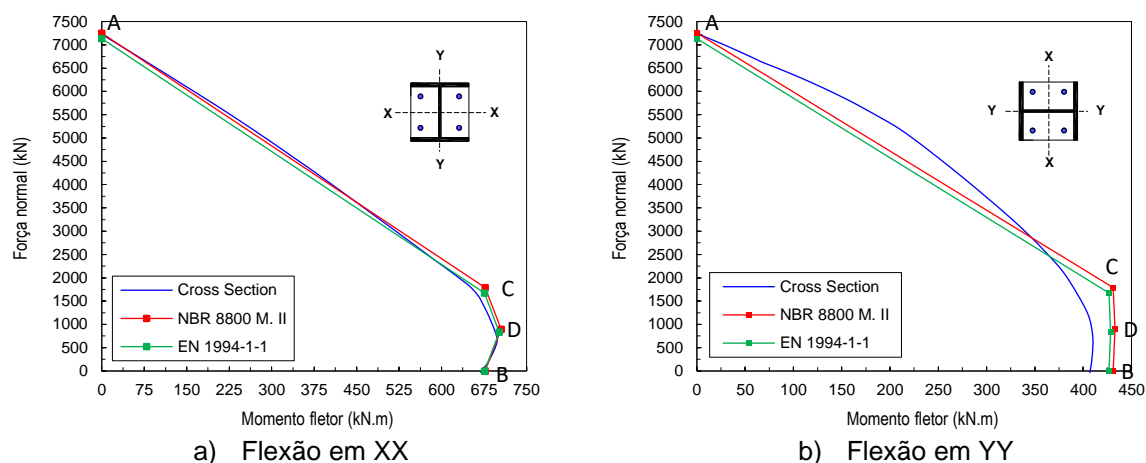
Os pontos para traçar as curvas de interação M-N em SM2, para os eixos principais XX e YY são apresentados na Tabela 5-3.

**Tabela 5-3: Coordenadas dos pontos A, B, C e D para a seção parcialmente revestida SM2**

Ponto	Eixo XX				Eixo YY			
	EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II		EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II	
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)
A	0	7134,45	0	7253,86	0	7134,45	0	7253,86
B	675,84	0	676,91	0	426,58	0	430,93	0
C	675,84	1671,78	676,91	1791,19	426,58	1671,78	430,93	1791,19
D	701,40	835,89	705,29	895,59	428,37	835,89	432,98	895,59

Na Figura 5-4 são apresentadas as comparações entre os modelos de interação M-N, para os eixos de flexão XX (Figura 5-4a) e YY (Figura 5-4b).

**Figura 5-4 – Curva Cross Section x ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004): SM2**



Fonte: Autor (2021)

Com auxílio da Figura 5-4, foi observado boa aproximação entre o contorno da curva *Cross Section* e demais modelos normativos quando considerada a flexão em torno do eixo de maior inércia (XX, Figura 5-4a). Em contrapartida, o Ponto D da curva *Cross Section* esteve mais distante dos modelos normativos na flexão em YY (Figura 5-4b). As estimativas de resistência no Ponto A ( $N_{pl,Rd}$ ) da curva *Cross Section* foram próximas aos modelos normativos para ambos os eixos de flexão (Figura 5-4a e Figura 5-4b), porém o EN 1994-1-1 (2004) foi o que estimou menores valores de resistência à compressão simples. Em relação ao valor de resistência no Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ ), foi observado uma boa aproximação entre o modelo proposto e modelos normativos na flexão em XX (Figura 5-4a). Em contrapartida, a curva *Cross Section* distanciou-se dos modelos normativos no Ponto B quando considerada a flexão em YY (Figura 5-4b); estimando menor valor de  $M_{pl,Rd}$ .

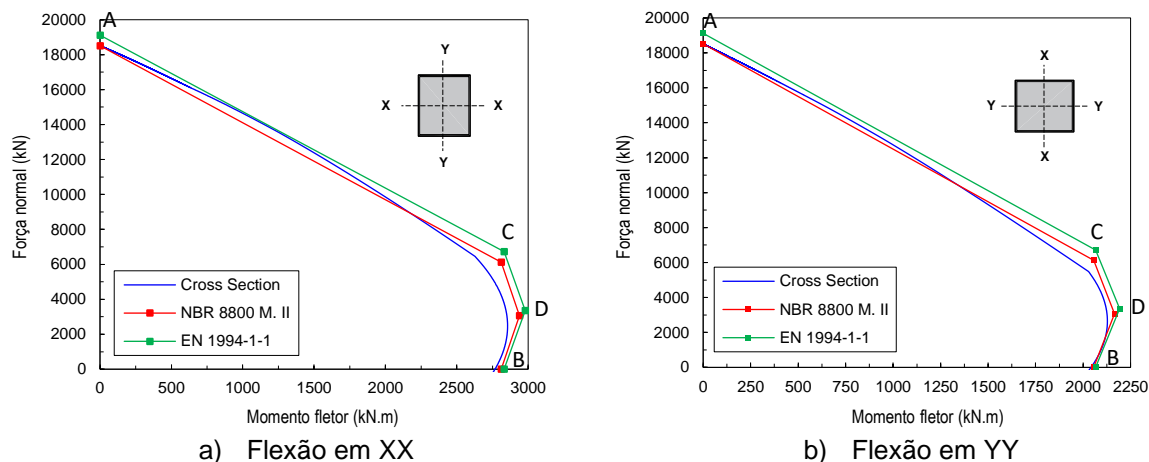
Os pontos para traçar as curvas de interação M-N em SM3, para os eixos principais XX e YY são apresentados na Tabela 5-4.

**Tabela 5-4: Coordenadas dos pontos A, B, C e D para a seção retangular preenchida SM3**

Ponto	Eixo XX				Eixo YY			
	EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II		EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II	
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)
A	0	19112,73	0	18512,73	0	19112,73	0	18512,73
B	2830,82	0	2810,44	0	2065,5	0	2055,84	0
C	2830,82	6720	2810,44	6120	2065,5	6720	2055,84	6120
D	2979,93	3360	2937,93	3060	2192,29	3360	2165,29	3060

Na Figura 5-5 são apresentadas as comparações entre a curvas de interação do modelo proposto e normativas, para os eixos de flexão XX e YY (Figura 5-5a e Figura 5-5b, respectivamente).

**Figura 5-5 – Curva Cross Section x ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004): seção preenchida retangular SM3**



Fonte: Autor (2021)

Para ambos os eixos principais de flexão (XX e YY), foi observado um contorno resistente similar entre a curva *Cross Section* e demais modelos de interação (Figura 5-5). Quanto ao modelo da norma europeia, a curva *Cross Section* estimou menores valores de resistência no Ponto A ( $N_{pl,Rd}$ ) (Figura 5-5a e Figura 5-5b); em contrapartida, notou-se uma ótima correlação entre o modelo proposto e o Modelo de cálculo II da ABNT NBR 8800 (2008). Analisado o Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ ), foi observado que a estimativa da curva *Cross Section* foi mais próxima dos modelos normativos na flexão em YY (Figura 5-5b); quando considerada a flexão em XX, o modelo proposto foi próximo, porém estimou menores valores de resistência em relação aos demais (Figura 5-5a).

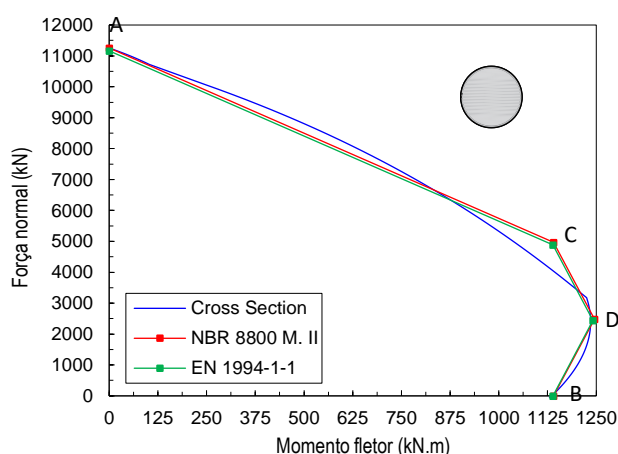
Para traçar as curvas de interação M-N da seção circular SM4 são necessários os pontos mostrados na Tabela 5-5.

**Tabela 5-5: Coordenadas dos pontos A, B, C e D para a seção preenchida circular SM4**

PONTO	EN 1994-1-1		NBR 8800 M. II	
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)
A	0	11165,6	0	11252,85
B	1138,19	0	1139,87	0
C	1138,19	4885,97	1139,87	4973,22
D	1241,05	2442,98	1245,53	2486,61

Os modelos de interação M-N de interesse são comparados na Figura 5-6.

**Figura 5-6 – Cross Section x ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004): seção preenchida circular SM4**



Fonte: Autor (2021)

Por meio da análise comparativa apresentada na Figura 5-6, foi observada uma ótima correlação entre as estimativas da curva *Cross Section* e demais modelos normativos para os valores resistentes nos Pontos A e B ( $N_{pl,Rd}$  e  $M_{pl,Rd}$ , respectivamente). Adicionalmente, o Vértice D estimado pela curva *Cross Section* foi próximo aos estimados pelo EN 1994-1-1 (2004) e Modelo II de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008) (Figura 5-6). Em relação as demais seções analisadas, SM4 apresentou a melhor concordância nos valores resistentes nos Pontos A e B entre os modelos de interação comparados.

### 5.1.1 Comentários sobre a análise comparativa 1

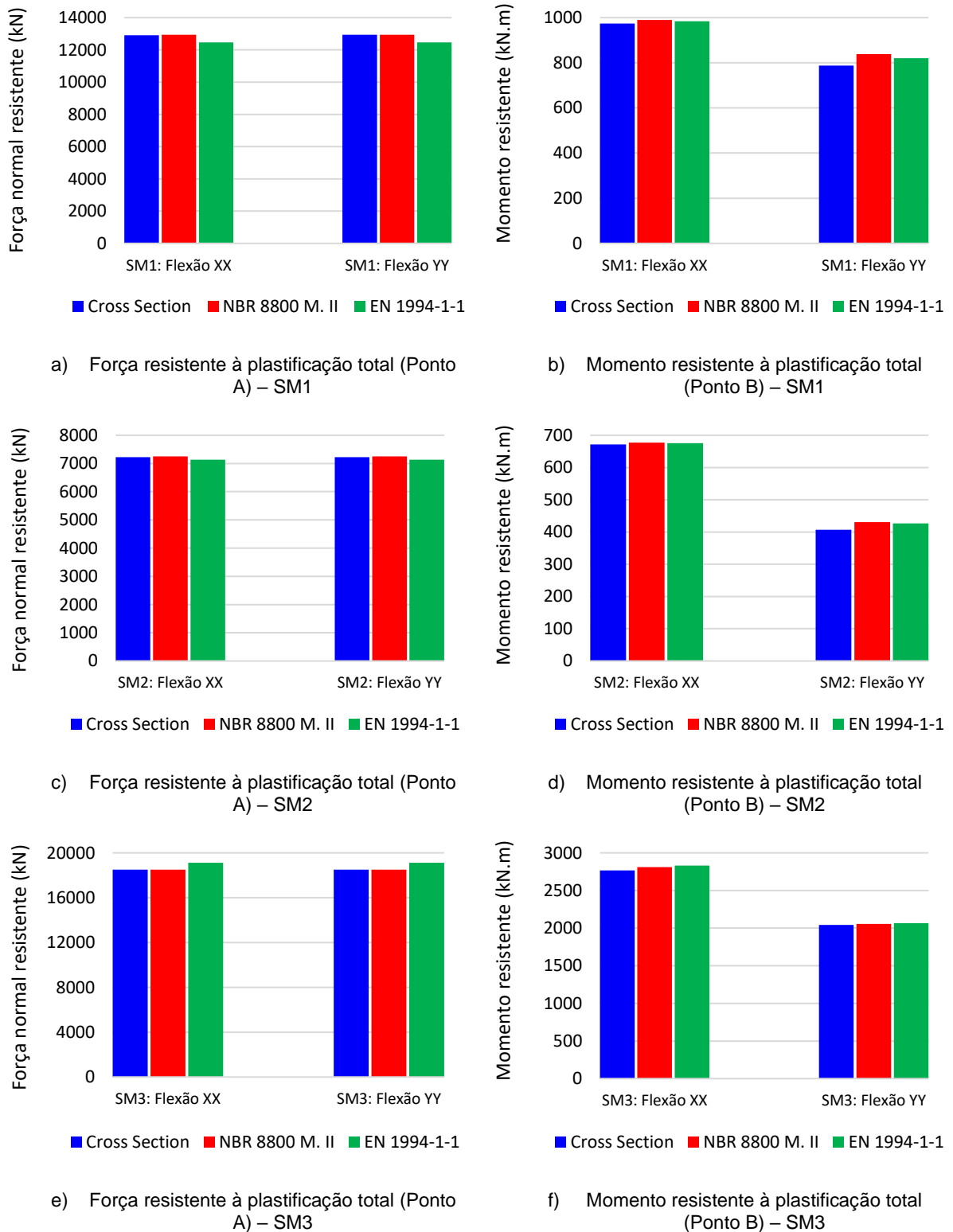
Na Tabela 5-6 são apresentados os valores últimos de força normal e momento fletor (Pontos A e B, respectivamente) das curvas *Cross Section* e curvas normativas para as seções e eixo de flexão analisados.

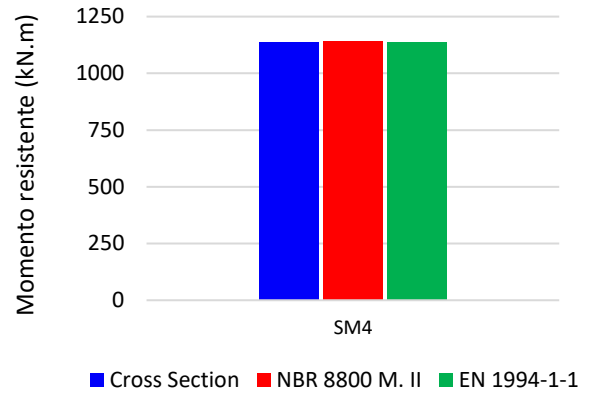
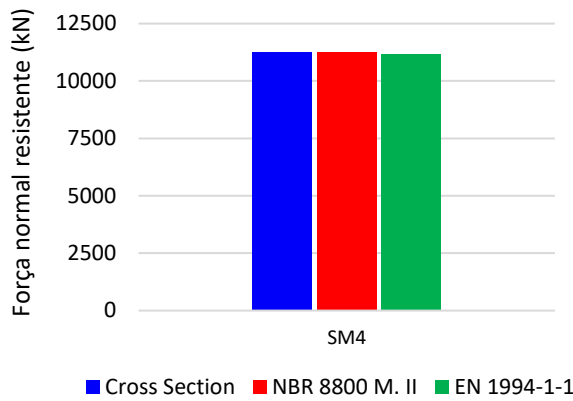
**Tabela 5-6: Curva Cross Section vs. curvas normativas: seções SM1, SM2, SM3 e SM4**

Seção	Cross Section		NBR 8800 M. II		EN 1994-1-1		Relação Norma/Cross Section			
	$N_{u,cs}$ (kN)	$M_{u,cs}$ (kN.m)	$N_{u,NBR}$ (kN)	$M_{u,NBR}$ (kN.m)	$N_{u,EC4}$ (kN)	$M_{u,EC4}$ (kN.m)	$N_{u,NBR} / N_{u,cs}$	$M_{u,NBR} / M_{u,cs}$	$N_{u,EC4} / N_{u,cs}$	$M_{u,EC4} / M_{u,cs}$
Flexão XX										
SM1	12901,4	974,36	12938,8	989,77	12467,95	984,16	1,00	1,02	0,97	1,01
SM2	7224,88	671,73	7253,86	676,91	7134,45	675,84	1,00	1,00	0,99	1,00
SM3	18512,4	2767,52	18512,73	2810,44	19112,73	2830,82	1,00	1,01	1,03	1,02
SM4	11252,9	1135,99	11252,85	1139,87	11165,6	1138,19	1,00	1,00	0,99	1,00
Flexão YY										
SM1	12942	787,99	12938,8	838,15	12467,95	819,91	0,99	1,06	0,96	1,04
SM2	7224,83	407,25	7253,86	430,93	7134,45	426,58	1,00	1,06	0,99	1,05
SM3	18512,3	2041,57	18512,73	2055,84	19112,73	2065,5	1,00	1,01	1,03	1,01

Com base nos resultados da Tabela 5-6 foram construídos os gráficos da Figura 5-7, na qual são comparados os valores de força normal resistente à plastificação total e momento fletor correspondente à flexão simples (Pontos A e B, respectivamente).

**Figura 5-7 – Comparação entre valores de força resistente à plastificação total e momento fletor: Cross Section x Modelo II ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)**





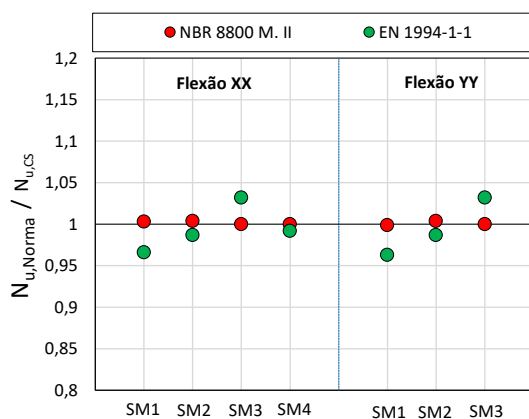
g) Força resistente à plastificação total (Ponto A) – SM4

h) Momento resistente à plastificação total (Ponto B) – SM4

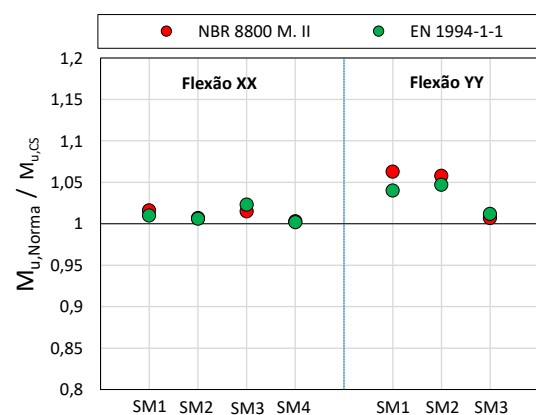
Fonte: Autor (2021)

A relação entre os valores resistentes normativos (Pontos A e B) e os estimados pela curva *Cross Section* é apresentada na Figura 5-8.

**Figura 5-8 – Relação adimensional dos valores resistentes nos Pontos A e B: Cross Section x Modelo II ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)**



a) Variação de  $N_{u,Norma} / N_{u,CS}$



b) Variação de  $M_{u,Norma} / M_{u,CS}$

Fonte: Autor (2021)

Da análise comparativa dos resultados da Figura 5-7 e Figura 5-8 foi possível observar que:

- Independentemente do tipo de seção ou eixo de flexão, os valores de força resistente à plastificação total e momento resistente para flexão simples oriundos da ferramenta PM-MN (2021) apresentaram excelente correlação com os valores normativos obtidos aplicando as recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004). A máxima diferença observada foi de 6% e ocorreu para a seção parcialmente revestida SM2 com momento em torno do

eixo YY (Figura 5-7 e Figura 5-8b). Assim, nessa análise comparativa levando em conta apenas a seção transversal considera-se que a ferramenta PM-MN (2021) é adequada para prever os valores de força normal resistente à plastificação e momento resistente para flexão simples (Pontos A e B, respectivamente).

- **Seções revestida e parcialmente revestida (SM1 e SM2):** houve excelente correlação entre os valores de força resistente à plastificação total (Ponto A) previstos (curva *Cross Section*) e valores estimados pela ABNT NBR 8800 (2008) para ambos os eixos de flexão (Figura 5-7 e Figura 5-8a); a máxima diferença foi de apenas 0,4%. Em comparação com os valores do EN 1994-1-1 (2004), os valores previstos pelo PM-MN (2021) também apresentaram boa aproximação (Figura 5-7 e Figura 5-8a). Para a seção revestida (SM1), foram observadas diferenças de 3,4% e 3,7%, para os eixos de flexão XX e YY, respectivamente. Para a seção parcialmente revestida (SM2), a diferença foi de 1,3% em ambos os eixos de flexão. As diferenças entre valores normativos se devem a diferenças nos coeficientes de ponderação da resistência do concreto (1,4 para norma brasileira e 1,5 para a norma europeia). Quanto aos momentos resistentes correspondentes à flexão simples (Ponto B), os valores normativos para flexão em YY (Figura 5-8) foram superiores aos previstos (PM-MN, 2021); a maior diferença foi de 6,3% para a seção SM1. Para flexão no eixo XX houve boa concordância para ambos os modelos normativos, sobretudo para a seção SM2 (diferença média de 0,65%, Figura 5-7 e Figura 5-8a).
- **Seção retangular preenchida (SM3):** houve ótima correlação entre valores de força resistente à plastificação total (Ponto A) normativos (ABNT NBR 8800, 2008) e previstos pelo modelo proposto (Figura 5-7 e Figura 5-8a); as diferenças observadas foram próximas a 0%. Quanto ao EN 1994-1-1 (2004), as forças resistentes (Ponto A) estimadas foram superiores às oriundas do PM-MN (2021); foi encontrada diferença de 3,2% em ambos os eixos de flexão (Figura 5-8a). Quanto aos valores de momento resistente para flexão simples (Ponto B), ambas as normas apresentaram valores superiores para flexão em torno do eixo XX, de maior inércia, (Figura 5-8b e Figura 5-7). A norma europeia apresentou a maior diferença (2,3%, Figura 5-8b). No eixo de menor inércia (YY), houve excelente correlação entre os valores oriundos da ferramenta PM-MN (2021) e da norma brasileira (diferença máxima de 0,7%, Figura 5-7 e Figura 5-8); o valor do momento no Ponto B estimado pelo modelo do EN 1994-1-1 (2004) foi 2,5% superior ao estimado pela curva *Cross Section* (Figura 5-7 e Figura 5-8b).



- **Seção circular preenchida (SM4):** a força normal (Ponto A) oriunda da ferramenta PM-MN apresentou excelente correlação com o valor da norma brasileira (Figura 5-7 e Figura 5-8a); diferença próxima de 0%. Em relação ao modelo do EN 1994-1-1 (2004), a diferença foi de 0,8% (Figura 5-7 e Figura 5-8a). Os valores de momento fletor (Ponto B) estimados pelas normas foram bastante próximos do previsto pelo modelo proposto (diferença média de 0,25%) (Figura 5-7 e Figura 5-8b). O modelo proposto leva em conta 95% da resistência de cálculo do concreto para seções preenchidas circulares; isso explica a melhor aproximação entre a curva *Cross Section* e a curva do EN 1994-1-1 (2004).

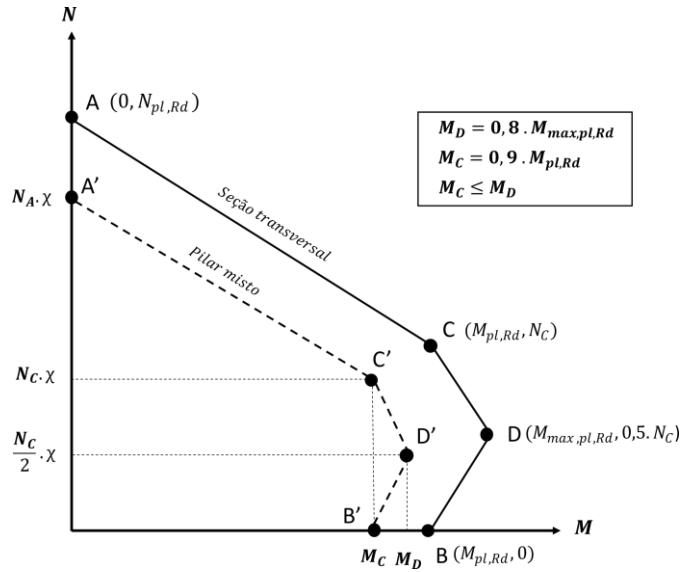
Por meio do estudo comparativo é possível concluir que o modelo proposto se mostrou eficiente na definição das curvas de interação M-N para as seções mistas propostas e estimou com boa concordância os valores de força normal e momento fletor (Pontos A e B, respectivamente) em relação aos modelos normativos quando considerada a resistência da seção transversal.

## 5.2 ANÁLISE COMPARATIVA 2: COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DA LITERATURA

Nesta segunda análise os valores resistentes de força normal e momento fletor oriundos da ferramenta PM-MN (2021), desenvolvida pelo autor, são comparados a resultados disponíveis na literatura. Diferentemente do item anterior em que as análises foram feitas para a seção transversal, agora é considerado o pilar. Para isso, as curvas *Buckling Resistance* I e II que levam em conta a instabilidade à flexão (parâmetro  $\chi$ ) foram utilizadas. A análise comparativa também incluiu os Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008) (NBR 8800 M. I e NBR 8800 M. II, respectivamente), modelos do EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 16239 (2013).

O Modelo II da ABNT NBR 8800 (2008) e o modelo do EN 1994-1-1 (2004) apresentam curvas de interação que consideram apenas a plastificação da seção transversal. Para que tais modelos pudessem ser comparados a resultados da literatura e aos modelos que consideram a instabilidade à flexão (*Buckling Resistance* I e II e Modelo I de cálculo), as curvas normativas foram modificadas aplicando o coeficiente  $\chi$  sobre os valores de força normal resistente à plastificação total. Além disso, os valores de momento fletor resistente foram escritos em termos de  $M_c$  e  $M_d$  (Figura 5-9). As curvas relativas ao Modelo II da ABNT NBR 8800 (2008) e ao EN 1994-1-1 (2004) modificadas foram denominadas “*Modified* NBR 8800 M.II” e “*Modified* EN 1994-1-1”, respectivamente.

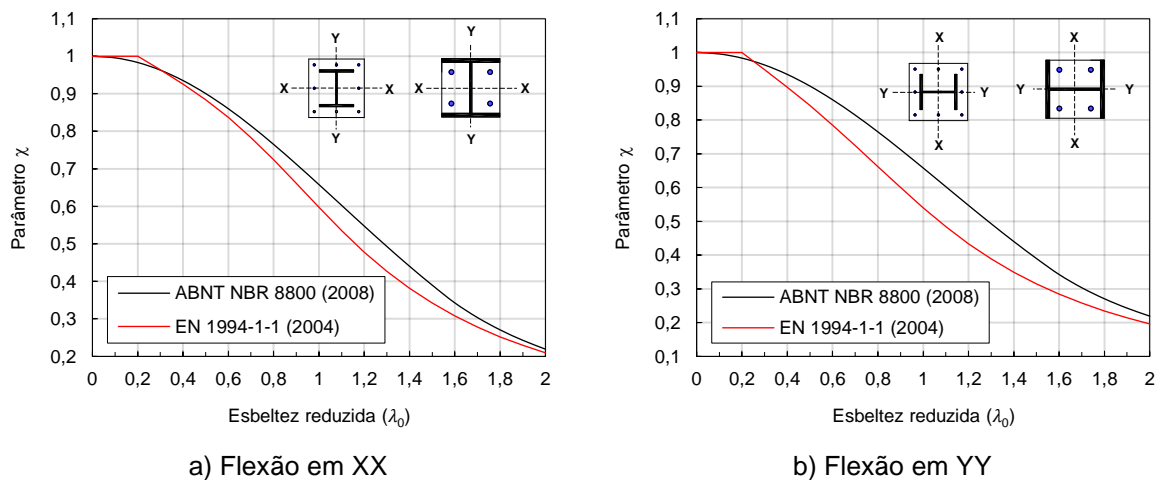
**Figura 5-9: Curvas modificadas Modelo II da ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)**



Fonte: Adaptado de EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008)

As normas ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004) apresentam diretrizes distintas para o parâmetro  $\chi$  de instabilidade à flexão que incide sobre a força normal resistente do par M-N. A norma europeia apresenta curvas de resistência semelhantes para pilares revestidos e parcialmente revestidos, de acordo com o eixo de flexão. No caso de pilares preenchidos, as curvas variam de acordo com a taxa geométrica de armadura longitudinal e independem do eixo de flexão. Já a ABNT NBR 8800 (2008) considera uma única curva de resistência para todos os tipos de pilares mistos. Em contrapartida, a ABNT NBR 16239 (2013) apresenta uma curva de resistência menos conservadora e aplicável apenas a pilares preenchidos. Na Figura 5-10 é apresentada a análise comparativa entre as curvas de resistência para pilares revestidos e parcialmente revestidos.

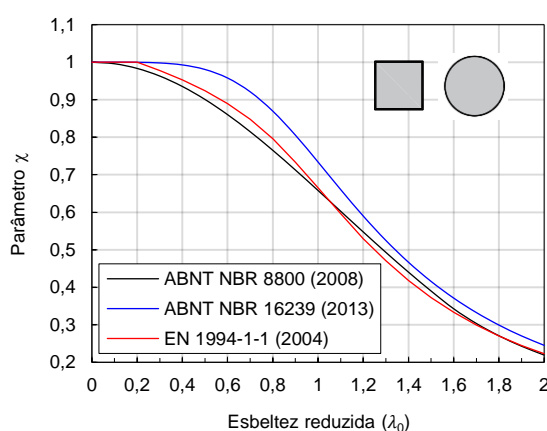
**Figura 5-10: Parâmetro  $\chi$  para pilares revestidos e parcialmente revestidos**



Fonte: Autor (2021)

Na Figura 5-10 é possível observar a nítida diferença entre as curvas das normas aqui consideradas. Para flexão no eixo XX (Figura 5-10a), a diferença nos valores de  $\chi$  é mais significativa quando a esbeltez reduzida é próxima de 1,3 (diferença máxima de 15,5%). Para esbeltez reduzida superior a 1,3, as curvas se tornam próximas. Quando considerado o eixo de flexão YY (Figura 5-10b), a diferença entre as curvas é mais significativa se comparada ao eixo XX, com diferença de até 26,78% para esbeltez reduzida próxima de 1,3. Na Figura 5-11 são apresentadas as curvas de resistência para pilares preenchidos da ABNT NBR 8800 (2008), EN 1994-1-1 (2004) e ABNT NBR 16239 (2013). A curva do EN 1994-1-1 (2004) se refere apenas a pilares preenchidos sem armadura longitudinal.

**Figura 5-11: Parâmetro  $\chi$  para pilares preenchidos segundo algumas normas técnicas**



Fonte: Autor (2021)

As diferenças mais significativas entre as curvas da ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004) ocorrem para esbeltez reduzida inferior a 1,0. A maior diferença é de aproximadamente 3,9% para esbeltez próxima de 0,7. Para valores inferiores a 1,0, a curva da norma brasileira se mostra mais conservadora; acima deste limite e até 1,6, a norma europeia passa a ser mais conservadora. A curva de resistência da ABNT NBR 16239 (2013) apresenta valores de  $\chi$  que penalizam menos a capacidade resistente à compressão do pilar misto preenchido (Figura 5-11).

As diferenças mais significativas entre as três normas analisadas ocorrem para esbeltez reduzida próxima de 0,6 (Figura 5-11). Portanto, o modelo da ABNT NBR 16239 (2013) é menos conservador para pilares preenchidos.

Das curvas de resistência aqui apresentadas (Figura 5-10 e Figura 5-11), verifica-se que nos pilares revestidos e parcialmente revestidos as forças axiais resistentes segundo a ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004) podem apresentar diferenças significativas a depender do valor da esbeltez do pilar. Nesse contexto, a norma europeia tende a ser mais conservadora. No caso dos pilares preenchidos, estas diferenças tendem a ser menores na ABNT NBR 16239 (2013).

Neste estudo comparativo foram abordados pilares de seção revestida, parcialmente revestida e preenchida. Nestas análises os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais foram desconsiderados e o módulo de elasticidade do concreto foi estimado conforme as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), considerando agregado de origem basáltica. No caso dos componentes de aço foi adotado módulo de elasticidade igual a 200 GPa. Na Tabela 5-7 é apresentada a quantidade de modelos utilizados por documento na análise comparativa 2, conforme tipo de pilar. Maiores detalhes são dados no APÊNDICE B.

**Tabela 5-7: Documentos utilizados na análise comparativa 2**

Tipo de pilar	Documento	Total de modelos
Pilar revestido	Ellobody <i>et al.</i> (2011)	12
	Anuntasena <i>et al.</i> (2019)	14
	Rahman (2016)	3
Pilar parcialmente revestido	Hunaiti e Abdel Fattah (1994)	9
	Pricket e Driver (2006)	4
	Pereira (2017)	6
Pilar preenchido seção retangular	Liu (2006)	8
	Du <i>et al.</i> (2017)	8
	Melo (2018)	6
Pilar preenchido seção circular	Fujimoto <i>et al.</i> (2004)	8
	Ellobody e Ghazy (2012)	6
	Gomes (2015)	140

### 5.2.1 Pilares revestidos

Os resultados oriundos da ferramenta PM-MN (2021) foram comparados aos resultados de Ellobody *et al.* (2011), Anuntasena *et al.* (2019) e Rahman (2016). O primeiro passo dessa análise foi avaliar se as seções avaliadas respeitavam os limites de esbeltez local para evitar instabilidade local. Para isso foram considerados os limites da ABNT NBR 8800 (2008) e os resultados dessa verificação são apresentados (Tabela 5-8).

**Tabela 5-8: Verificação da instabilidade local**

Ellobody <i>et al.</i> (2011)		Anuntasena <i>et al.</i> (2019)		Rahman (2016)	
$4\text{ cm} \leq 4,5 \leq 5,6$	A	$4\text{ cm} \leq 6,5 \leq 6$	N	$4\text{ cm} \leq 10 \leq 12$	A
$4\text{ cm} \leq 4,85 \leq 3,99$	N	$4\text{ cm} \leq 6,5 \leq 4,5$	N	$4\text{ cm} \leq 10 \leq 9$	N
$4,85\text{ cm} \geq 2,33$ e $4,5\text{ cm} \geq 2,33$	A	$6,5\text{ cm} \geq 2,5$ e $6,5\text{ cm} \geq 2,5$	A	$10\text{ cm} \geq 5$ e $10\text{ cm} \geq 5$	A

A: atende; N: não atende

A geometria de alguns modelos não respeita os limites para evitar a instabilidade local. A seguir, os pares M-N oriundos da ferramenta PM-MN (2021) são comparados com cada um dos documentos citados na Tabela 5-7.

### 5.2.1.1 Ellobody *et al.* (2011)

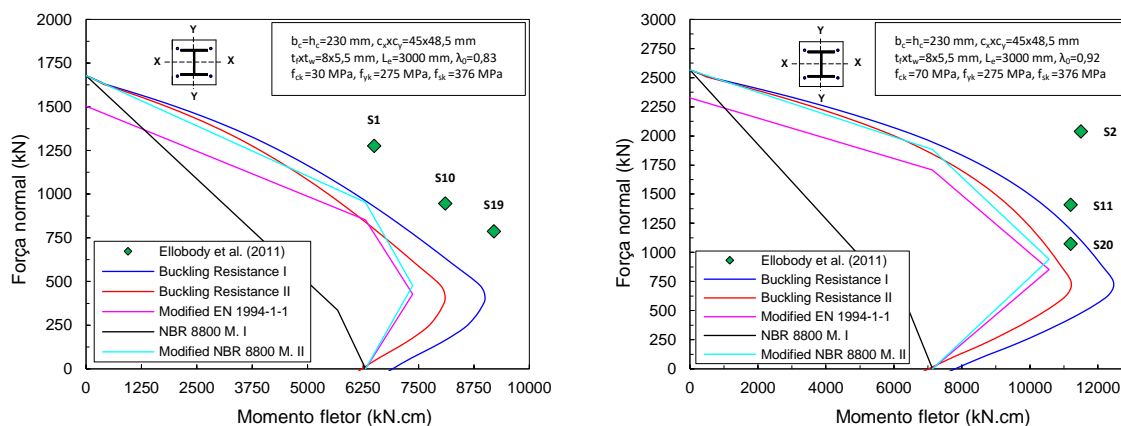
Dentre os modelos simulados por Ellobody *et al.* (2011) foram selecionados: S1, S2, S4, S5, S10, S11, S13, S14, S19, S20, S22 e S23. Todos os modelos possuem comprimento efetivo de 3000 mm e flexão em torno do eixo XX. Barras longitudinais com 12 mm de diâmetro e 376 MPa de resistência ao escoamento foram utilizadas. Detalhes sobre as seções revestidas são apresentados na Tabela 5-9 (medidas em milímetros). As principais variáveis são a resistência do concreto e do aço do perfil.

**Tabela 5-9: Características dos modelos de Ellobody *et al.* (2011)**

	S1, S10 E S19		S2, S11 E S20		S5, S14 E S23		S4, S13 E S22	
	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)
	30	275	70	275	70	460	30	460

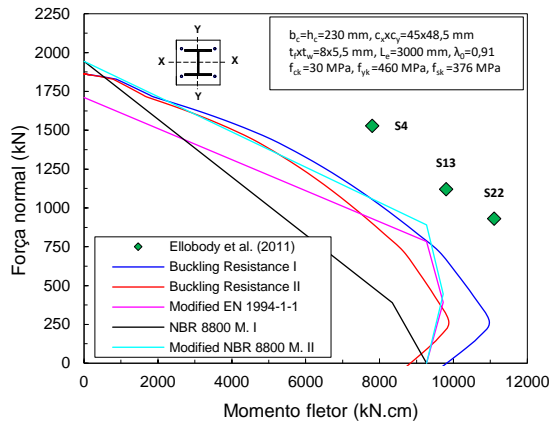
A Figura 5-12 apresenta as curvas de interação M-N. Nas simulações numéricas desses modelos a capacidade resistente dos pilares revestidos foi limitada pela instabilidade à flexão.

**Figura 5-12: Curvas de interação M-N - pilares revestidos investigados por Ellobody *et al.* (2011)**

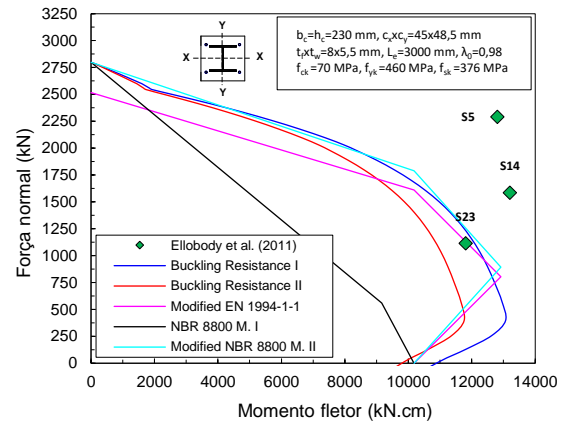


a) Modelos S1, S10, S19

b) Modelos S2, S11, S20



c) Modelos S4, S13, S22

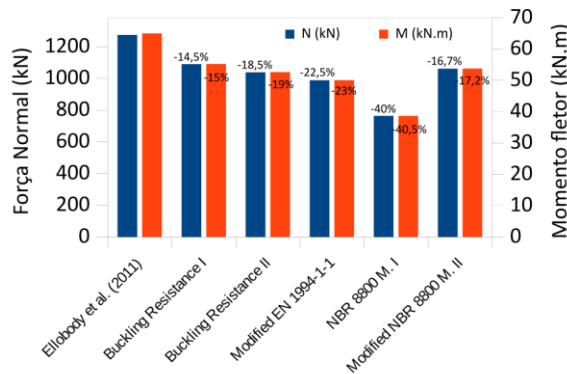


d) Modelos S5, S14, S23

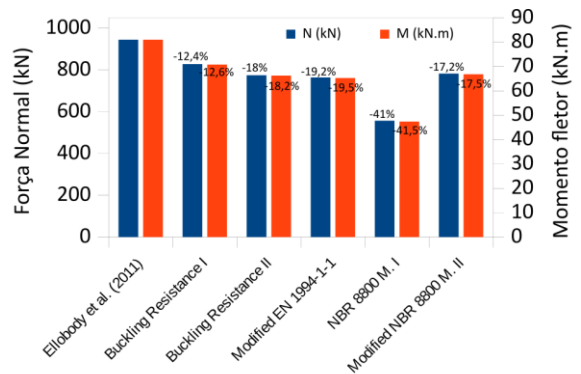
Fonte: Autor (2021)

Os pares resistentes M-N correspondentes às normas e oriundos do PM-MN (2021) são apresentados na Figura 5-13; os valores obtidos por Ellobody *et al.* (2011) foram tomados como referência. Os valores do pares de resistência previstos por cada modelo de interação para todos os tipos de pilares (análise comparativa 2) podem ser consultados em detalhes no APÊNDICE E.

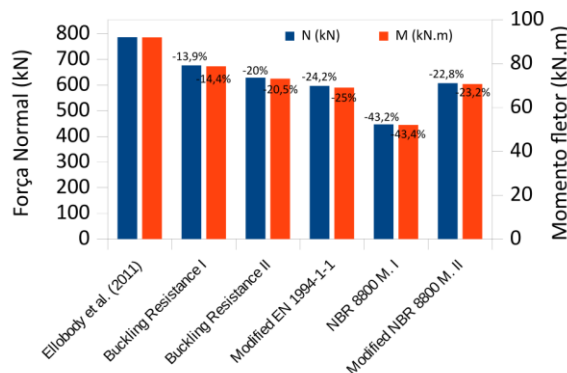
Figura 5-13: Pares M-N, valores previstos para modelos de Ellobody *et al.* (2011)



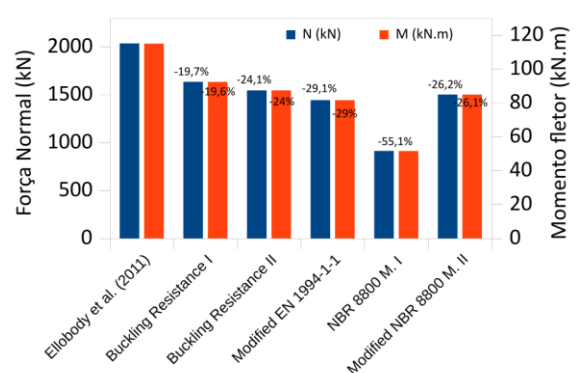
a) Modelo S1



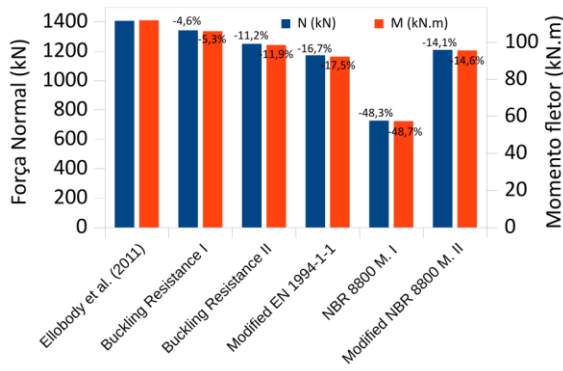
b) Modelo S10



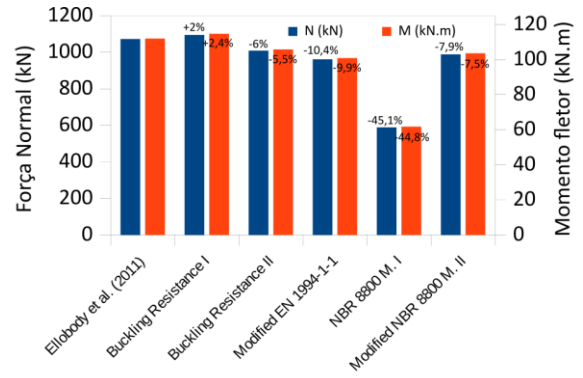
c) Modelo S19



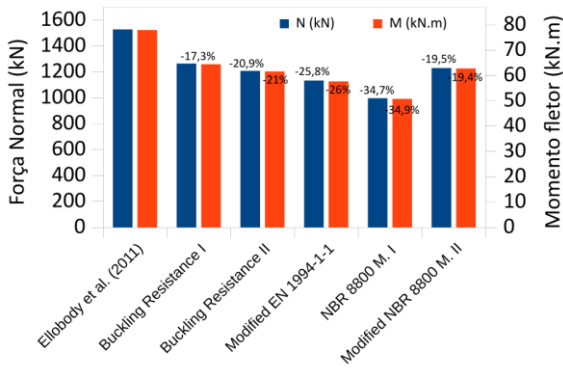
d) Modelo S2



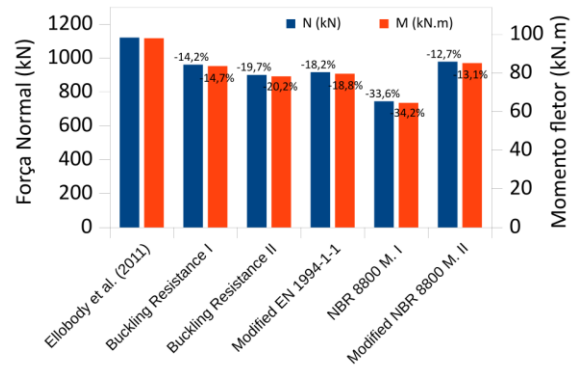
e) Modelo S11



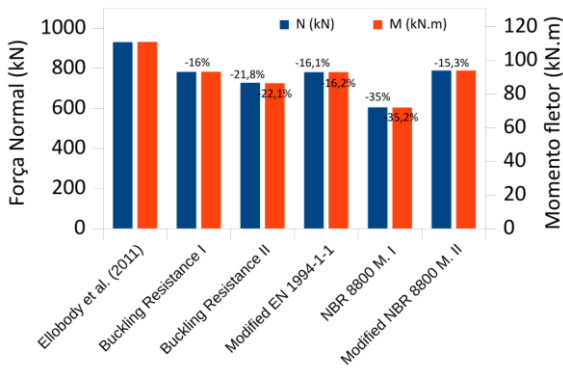
f) Modelo S20



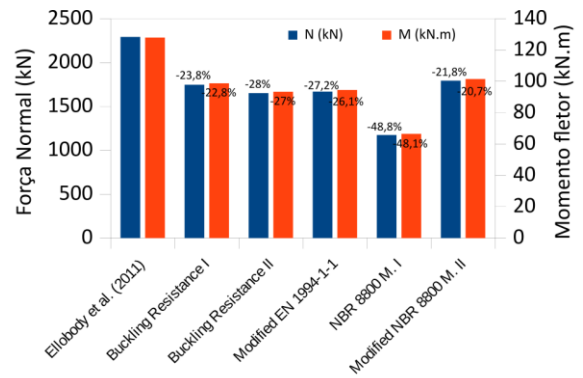
g) Modelo S4



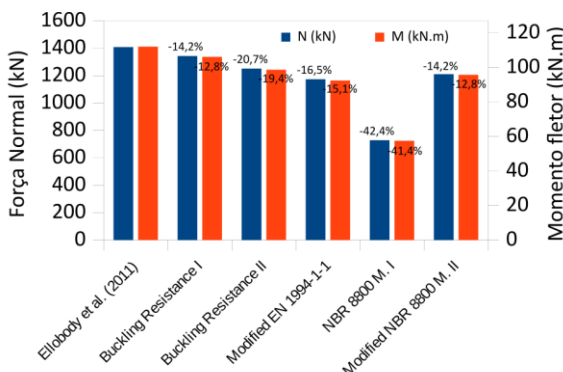
h) Modelo S13



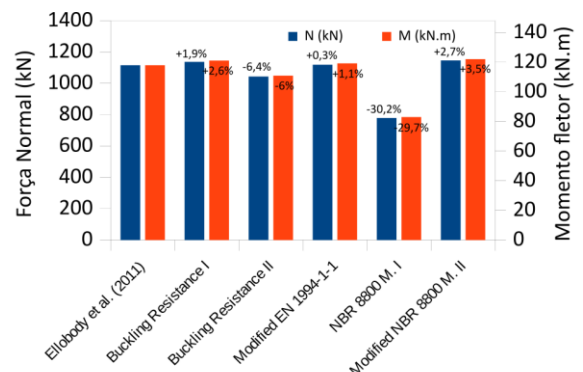
i) Modelo S22



j) Modelo S5



k) Modelo S14



l) Modelo S23

Fonte: Autor (2021)

Em sua grande maioria, as diversas curvas de interação (Figura 5-12 e Figura 5-13) se mostraram distantes dos valores de M e N obtidos por Ellobody *et al.* (2011). Em maior ou menor grau, as curvas subestimam os valores de referência, com raríssimas exceções como, por exemplos, o modelo S23 (Figura 5-12d e Figura 5-13). Para um dos modelos com concreto C70 (S20, Figura 5-12b e Figura 5-13), o par M-N de referência (análise numérica) foi inferior ao estimado pela curva *Buckling Resistance* I. Adicionalmente, o par M-N do modelo S23 (C70, Figura 5-12d e Figura 5-13), também foi inferior ao estimado pela curva *Buckling Resistance* I e pelo Modelo II da ABNT NBR 8800 (2008).

Para todos os modelos com concretos de resistência inferior a 50 MPa, o par resistente de referência foi superior às curvas oriundas da ferramenta PM-MN (2021) (*Buckling Resistance* I e II) e dos modelos normativos (Figura 5-12a, Figura 5-12c e Figura 5-13).

Em relação às curvas da ABNT NBR 8800 (2008), houve excelente correlação para todos os modelos quanto à força normal resistente à compressão simples (Ponto A) em relação às curvas *Buckling Resistance* I e II, Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008) (Figura 5-12). Comparando as curvas do EN 1994-1-1 (2004) com as curvas do presente trabalho, esse último estimou os maiores valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) e houve boa concordância para os valores de momento para flexão simples (Ponto B), quando considerada a curva *Buckling Resistance* II (Figura 5-12). Para pilares com perfis em aço de menor resistência (275 MPa), foi observada maior proximidade entre os valores de momento resistente (Ponto B) das curvas *Buckling Resistance* II e todos os modelos normativos (Figura 5-12).

Nos modelos com perfis em aços mais resistentes (460 MPa) os valores de momento (Ponto B) pelos modelos normativos foram superiores (+4,12% em média) em relação às curvas *Buckling Resistance* II (Figura 5-12c e Figura 5-12d). O Modelo I mostrou-se o mais conservador (Figura 5-12 e Figura 5-13) dentre os modelos analisados. Contudo, tal modelo, em comparação com o EN 1994-1-1 (2004), estimou maiores valores de capacidade resistente à flexo-compressão próximos ao Ponto A (Figura 5-12).

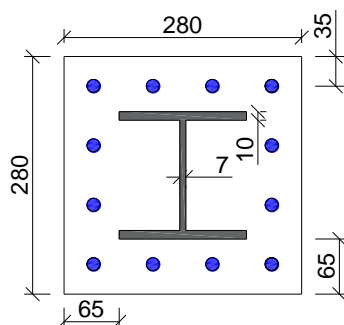
O comportamento mais conservador do modelo do EN 1994-1-1 (2004) em relação aos Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008), para o Ponto A (compressão simples), se deve às formas distintas de considerar a instabilidade à flexão. A curva *Buckling Resistance* I foi a que mais se aproximou dos resultados de Ellobody *et al.* (2011), sobretudo para modelos com concreto de alta resistência (Figura 5-12 e Figura 5-13).



### 5.2.1.2 Anuntasena *et al.* (2019)

Na análise numérica de Anuntasena *et al.* (2019), pilares revestidos de seção mostrada na Figura 5-14 foram estudados. A resistência ao escoamento do aço das barras longitudinais e perfil utilizados foram de 400 MPa e 240 MPa, respectivamente. Barras longitudinais com diâmetro de 16 mm, imersas em concretos C20 e C40 foram utilizadas nos modelos com comprimento efetivo de 1200 mm. Devido à ausência de informações, o valor de  $d'$  foi adotado igual a 35 mm.

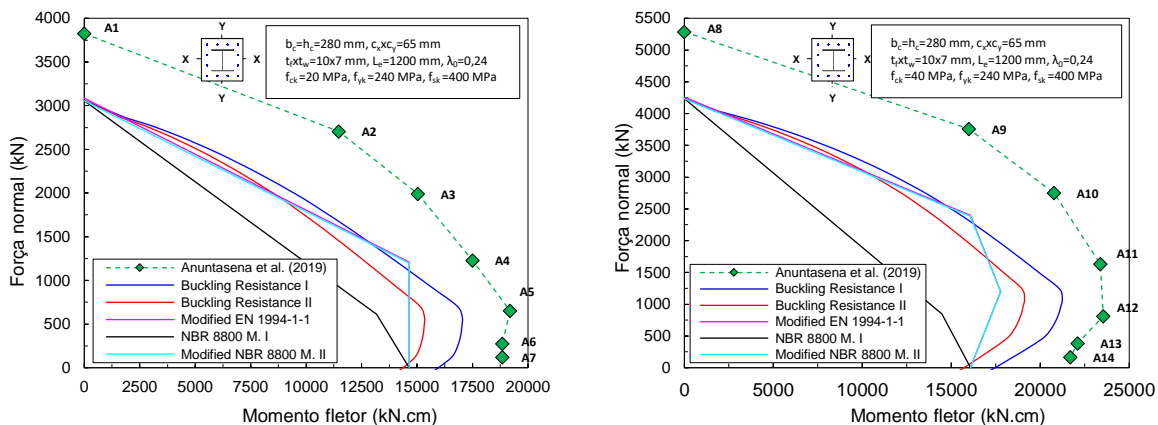
Figura 5-14: Seção do pilar revestido de Anuntasena *et al.* (2019)



Fonte: Adaptado de Anuntasena *et al.* (2019)

Na Figura 5-15 são apresentadas as curvas de interação M-N para concretos com 20 MPa (Figura 5-15a) e 40 MPa (Figura 5-15b). A flexão ocorreu em torno do eixo XX.

Figura 5-15: Curvas de interação M-N - pilares revestidos investigados por Anuntasena *et al.* (2019)



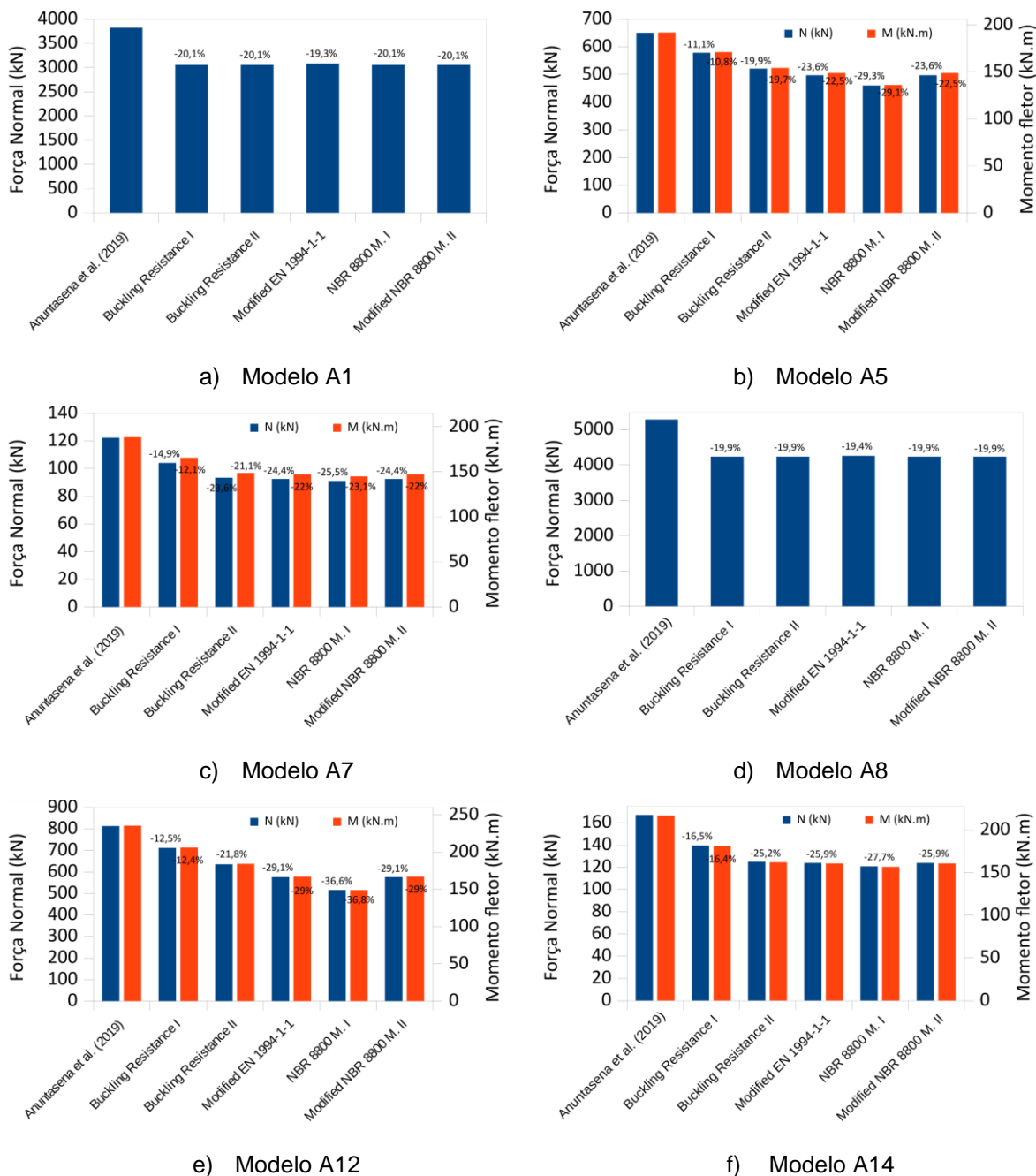
a) Resistência do concreto: 20 MPa

b) Resistência do concreto: 40 MPa

Fonte: Autor (2021)

Na Figura 5-16 são apresentados os pares resistentes M-N. No presente estudo foram utilizados os resultados de Anuntasena *et al.* (2019) referentes aos modelos A1, A5 e A7 (C20) e A8, A12 e A14 (C40).

Figura 5-16: Pares M-N, valores previstos para modelos de Anuntasena *et al.* (2019)



Fonte: Autor (2021)

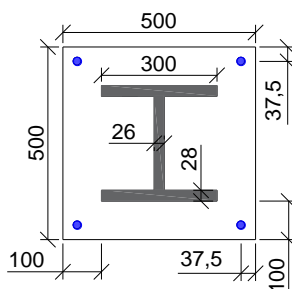
As curvas de interação M-N obtidas pela ferramenta PM-MN (2021) e pelas normas ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004) subestimaram significativamente o par M-N de todos os modelos (Figura 5-16). A distribuição dos pares resistentes M-N de Anuntasena *et al.* (2019) tem configuração parabólica, semelhante à forma das envoltórias resistentes das curvas *Buckling Resistance* I e II, com destaque para a presença do vértice que caracteriza o maior valor de momento resistente (Pontos A5 e A12, Figura 5-15). Em comparação às curvas dos modelos normativos (Figura 5-15), os valores de força normal e momento fletor (Pontos A e B, respectivamente) das curvas *Buckling Resistance* II foram muito próximos (erro inferior

a 1%) daqueles previstos pelos Modelo I e II da norma brasileira e pelo diagrama de interação do EN 1994-1-1 (2004). Dentre as curvas traçadas, a curva de interação *Buckling Resistance* II foi a mais próxima dos modelos normativos (Figura 5-15). Por outro lado, conforme resultados da Figura 5-15 e Figura 5-16, a curva *Buckling Resistance* I foi a que mais se aproximou dos resultados de Anuntasena *et al.* (2019). O Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) foi o mais conservador em todo o seu traçado (Figura 5-15 e Figura 5-16).

### 5.2.1.3 Rahman (2016)

Três modelos investigados por Rahman (2016) utilizando modelagem numérica foram utilizados nessa etapa: modelos R1, R2, R3 (Figura 5-17, medidas em milímetros) com comprimento efetivo igual a 3000 mm. Barras longitudinais de 22 mm de diâmetro (resistência ao escoamento de 450 MPa) e perfil de aço com resistência ao escoamento de 350 MPa foram utilizados nos modelos. Nos modelos foi utilizado concreto com 30 MPa de resistência à compressão e a flexão ocorreu em torno do eixo de maior inércia (XX). Os autores observaram falha por esmagamento do concreto associado ao escoamento do aço.

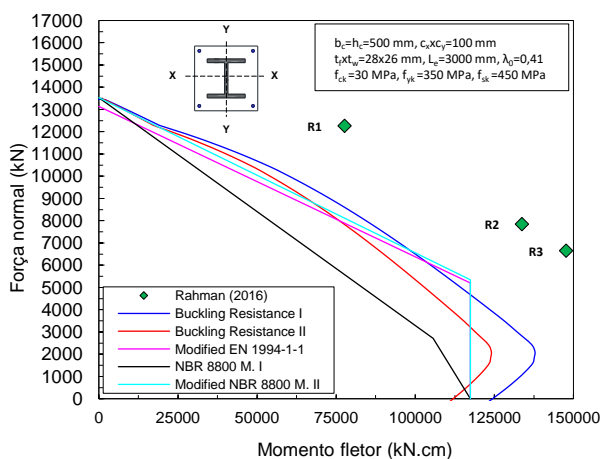
**Figura 5-17: Seção transversal dos modelos investigados por Rahman (2016)**



Fonte: Rahman (2016)

Na Figura 5-18 é feita a comparação para os modelos de Rahman (2016).

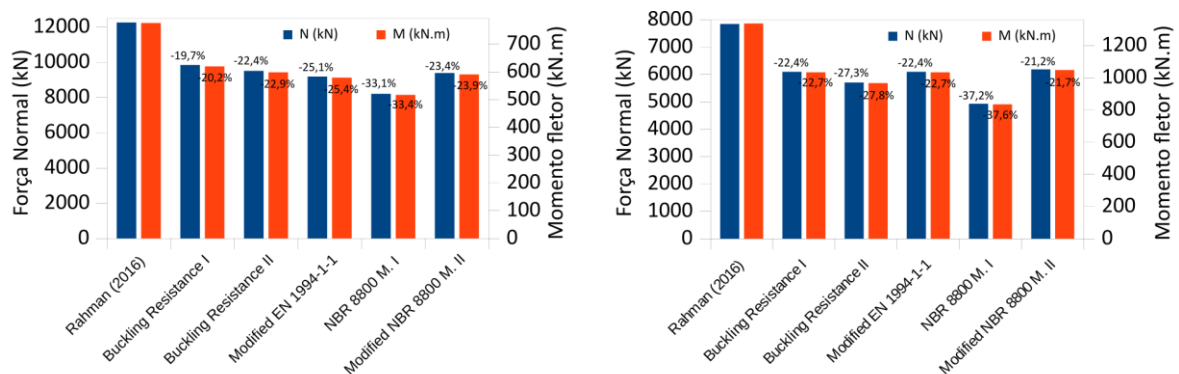
**Figura 5-18: Curvas de interação M-N - pilar revestido investigado por Rahman (2016)**



Fonte: Autor (2021)

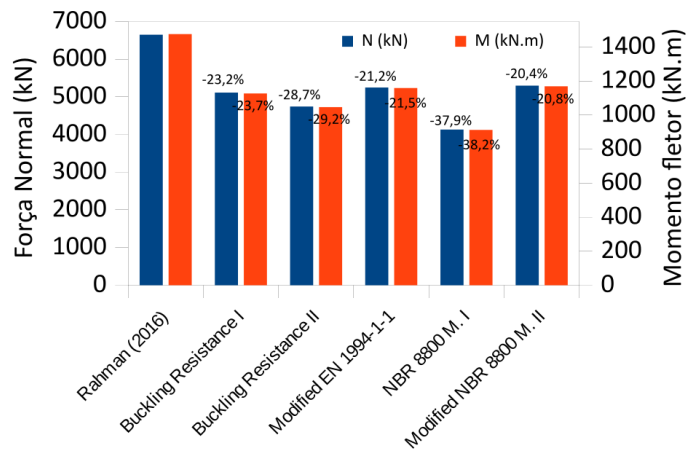
Os pares resistentes M-N estimados pelos modelos de interação para os modelos de Rahman (2016) são apresentados na Figura 5-19.

**Figura 5-19: Pares M-N, valores previstos para modelos de Rahman (2016)**



a) Modelo R1

b) Modelo R2



c) Modelo R3

Fonte: Autor (2021)

Em relação aos modelos de Rahman (2016), de acordo com a Figura 5-18 e Figura 5-19, os modelos de interação M-N subestimaram os pares resistentes. O Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) foi o mais conservador; em contrapartida, a curva de interação *Buckling Resistance I* foi a que mais se aproximou dos resultados de referência, sobretudo para o modelo R1 (Figura 5-18 e Figura 5-19a).

Quanto aos valores força normal resistente à compressão simples (Pontos A) houve excelente correlação entre os valores estimados pelas curvas *Buckling Resistance I* e II e aquela resultante dos modelos de interação da ABNT NBR 8800 (2008), como observado na Figura 5-18. Por outro lado, o modelo de interação do EN 1994-1-1 (2004) foi o mais conservador; isto ocorreu porque a norma europeia é mais conservadora quanto à instabilidade à flexão (parâmetro  $\chi$ ). Quanto aos valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B), todos os modelos normativos de interação M-N estimaram maiores valores

de momento resistente em relação à curva *Buckling Resistance* II (Figura 5-18); a diferença foi próxima de 4,9%.

O modelo de interação que estimou com melhor precisão a resistência dos modelos de Ellobody *et al.* (2011), Anuntasena *et al.* (2019) e Rahman (2016), foi a curva de interação *Buckling Resistance* I. Em contrapartida, o Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) foi o mais conservador.

### 5.2.2 Pilares parcialmente revestidos

Para comparação entre os resultados do PM-MN (2021) e resultados da literatura referentes a pilares de seção parcialmente revestida foram utilizadas as respostas dos estudos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994), Prickett e Driver (2006) e Pereira (2017). Cabe ressaltar que nos modelos de Prickett e Driver (2006) houve o uso de barras de enrijecimento nos perfis; porém, a verificação da instabilidade local não leva em conta o reforço das barras horizontais.

Na Tabela 5-10 são apresentadas as verificações relativas à instabilidade local nos perfis de aço para cada estudo abordado.

**Tabela 5-10: Verificação de instabilidade local**

Hanuiti e Abdel Fattah (1994)		Prickett e Driver (2006)		Pereira (2017)	
$11,76 \leq 39,37$	A	$50,31 \leq 33,57$	N	$23,03 \leq 33,93$	A

A: atende; N: não atende

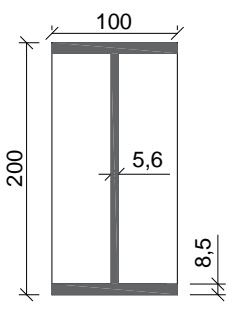
Desconsiderado o enrijecimento, os perfis de aço dos modelos de Prickett e Driver (2006) não respeitam os limites para evitar a instabilidade local.

#### 5.2.2.1 Hunaiti e Abdel Fattah (1994)

Hunaiti e Abdel Fattah (1994) por meio de um estudo experimental avaliaram a resistência à flexo-compressão de pilares parcialmente revestidos. Na presente análise comparativa foram utilizados os seguintes modelos dos autores: 1B, 2B, 3B, 1ST, 2ST, 3ST, 1PL, 2PL e 3PL. O comprimento efetivo de todos os modelos ensaiados foi de 2400 mm e a flexão ocorreu em torno do eixo de menor inércia (YY).

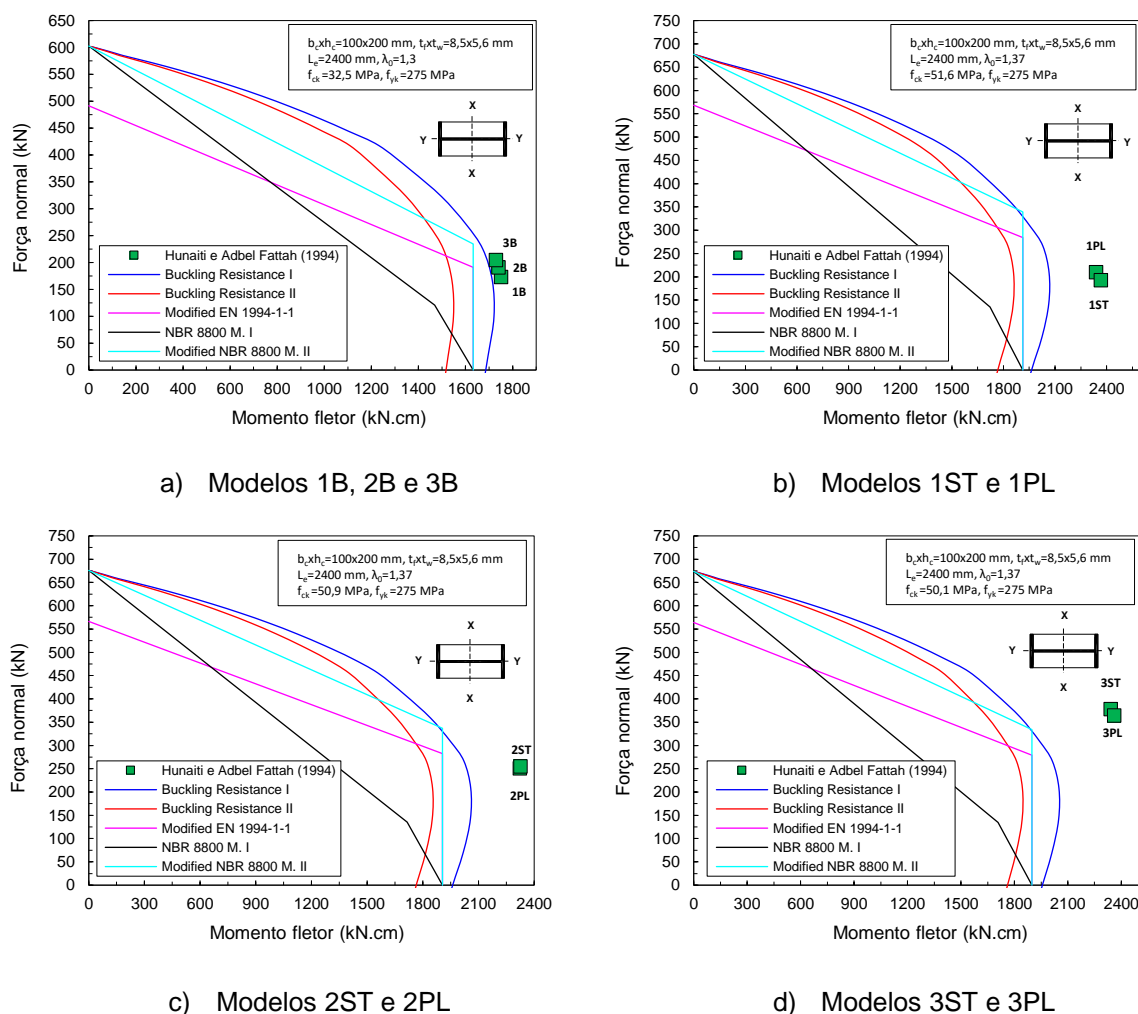
Não foram utilizadas barras longitudinais de aço e a resistência ao escoamento do aço do perfil foi de 275 MPa. A geometria da seção transversal e o valor de resistência à compressão do concreto, conforme modelo, são apresentados na Tabela 5-11 (medidas em milímetros).

**Tabela 5-11: Seção dos modelos investigados por Hunaiti e Abdel Fattah (1994) e principais características do concreto**

	1B, 2B e 3B	1ST e 1PL	2ST e 2PL	3ST e 3PL
		$f_{ck}$ (MPa) = 32,5	$f_{ck}$ (MPa) = 51,6	$f_{ck}$ (MPa) = 50,9

A Figura 5-20 apresenta a comparação entre os modelos de interação M-N e os resultados experimentais de Hunaiti e Abdel Fattah (1994). O modo de falha predominante observado pelos autores no estudo experimental, abrangeu o escoamento do aço e esmagamento do concreto.

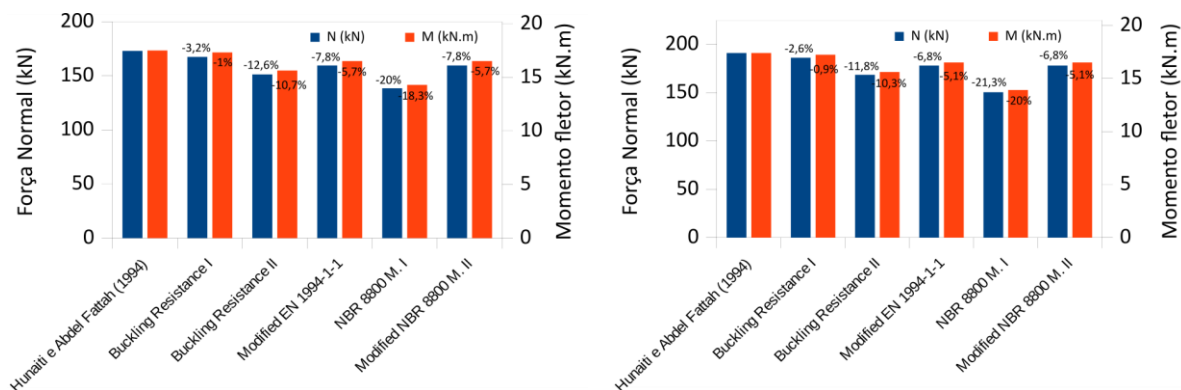
**Figura 5-20: Curvas de interação M-N - pilares parcialmente revestidos investigados por Hunaiti e Abdel Fattah (1994)**



Fonte: Autor (2021)

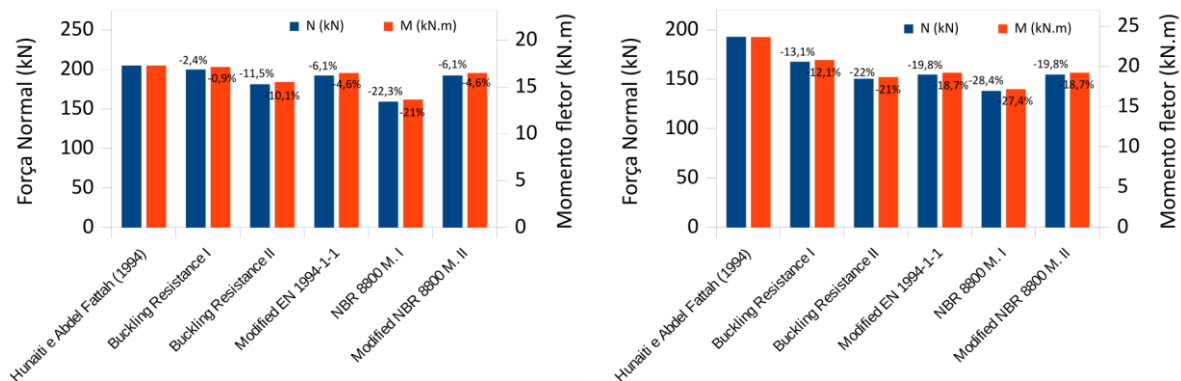
Na Figura 5-21 são apresentados os pares resistentes M-N estimados pelos modelos de interação M-N para os modelos 1B, 2B, 3B, 1ST, 2ST, 3ST, 1PL, 2PL e 3PL.

**Figura 5-21: Pares M-N, valores previstos para os modelos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994)**



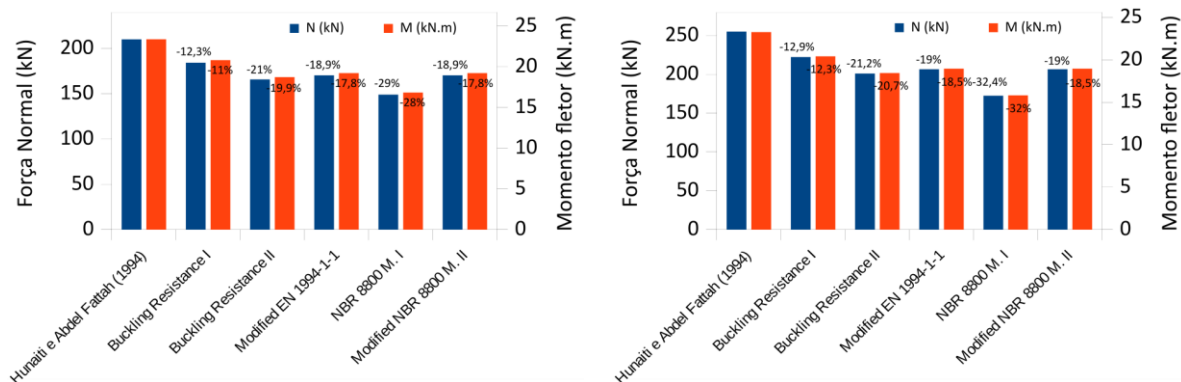
a) Modelo 1B

b) Modelo 2B



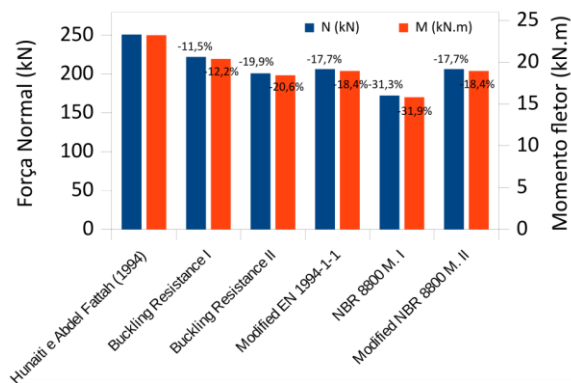
c) Modelo 3B

d) Modelo 1ST

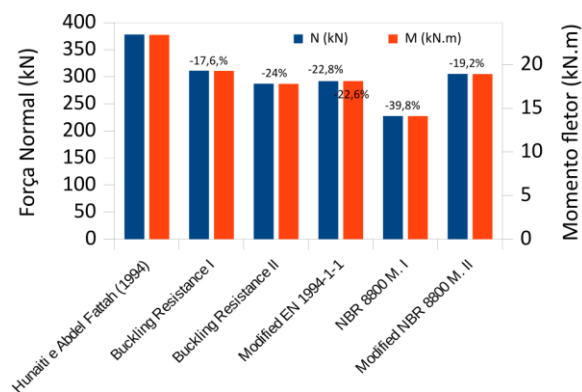


e) Modelo 1PL

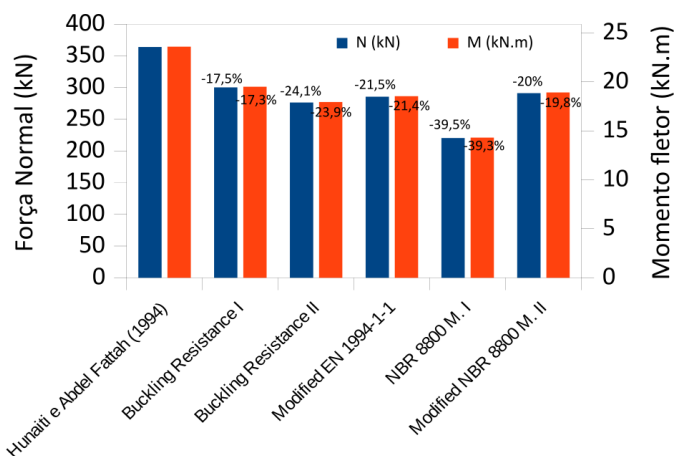
f) Modelo 2ST



g) Modelo 2PL



h) Modelo 3ST



i) Modelo 3PL

Fonte: Autor (2021)

Observou-se por meio dos resultados apresentados na Figura 5-20 e Figura 5-21, que a resistência à flexo-compressão de todos os modelos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994) foi subestimada pelos modelos de interação M-N. Destaca-se que a curva *Buckling Resistance I*, estimou com boa precisão a resistência à flexo-compressão dos modelos 1B, 2B e 3B (Figura 5-20a, Figura 5-21a, Figura 5-21b e Figura 5-21c), e foi a curva que mais se aproximou da resistência à flexo-compressão dos demais modelos (Figura 5-20b, Figura 5-20c, Figura 5-20 d e Figura 5-21). As curvas de interação M-N *Buckling Resistance I* e II, estimaram com ótima precisão (erros inferiores a 0,25%) os valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) em comparação aos Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008) (Figura 5-20). Observou-se também, que os modelos normativos estimaram maiores valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B), em relação à curva *Buckling Resistance II* (Figura 5-20).

Quanto ao modelo do EN 1994-1-1 (2004), as curvas do PM-MN (2021) estimaram maiores valores de força normal resistente no Ponto A (Figura 5-20). Isso se deve ao fato de o modelo da norma europeia ser mais conservador na consideração da instabilidade à flexão



para pilares parcialmente revestidos, sobretudo quando considerada a flexão em torno do eixo YY, associado a valores de esbelteza reduzida próximos de 1,3. O Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008), mostrou-se o mais conservador entre os analisados; porém, apresentou maiores estimativas de resistência próximos aos Pontos A e B, em relação ao modelo proposto pelo EN 1994-1-1 (2004) e à curva *Buckling Resistance* II, respectivamente (Figura 5-20).

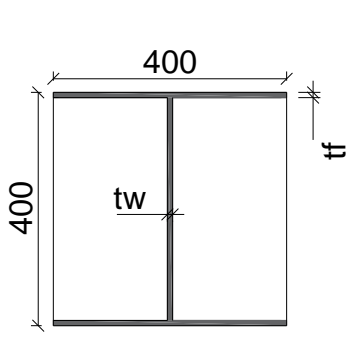
Em geral, a curva *Buckling Resistance* I foi a que mais se aproximou dos pares resistentes dos modelos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994), como observado na Figura 5-20 e Figura 5-21.

### 5.2.2.2 Prickett e Driver (2006)

Prickett e Driver (2006) por meio de um estudo experimental, avaliaram o comportamento resistente de colunas parcialmente revestidas sujeitas à compressão excêntrica. No estudo comparativo foram considerados os seguintes modelos dos autores: H8, H9, H10 e H11. O comprimento efetivo de todos os modelos investigados foi de 2000 mm. A flexão ocorreu em torno do eixo de menor inércia (YY) para os modelos H10 e H11 e em torno do eixo de maior inércia (XX) para os modelos H8 e H9.

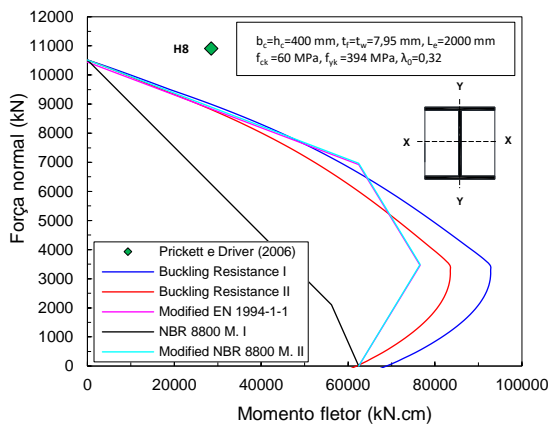
Não foram utilizadas barras longitudinais, a resistência ao escoamento do aço do perfil utilizado foi de 394 MPa e o concreto utilizado foi de alta resistência. Na Tabela 5-12 são apresentadas as informações relativas à geometria da seção dos modelos (medidas em milímetros) e à resistência do concreto utilizado.

**Tabela 5-12: Características dos modelos de Prickett e Driver (2006)**

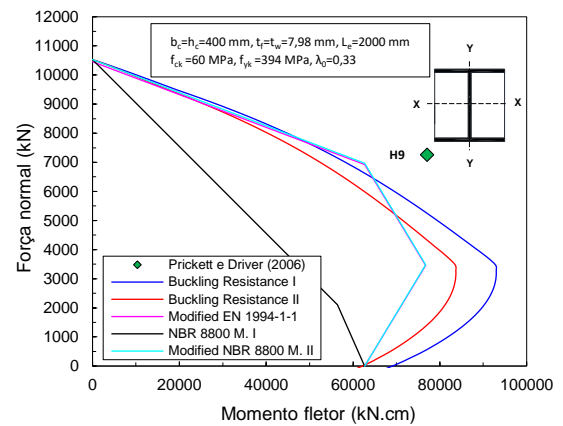
	H8		H9		H10		H11	
	$f_{ck}$ (MPa)	$t_w=t_f$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$t_w=t_f$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$t_w=t_f$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$t_w=t_f$ (mm)
	60	7,95	60	7,98	60	8,01	60	7,95

Na análise comparativa (Figura 5-22), as curvas de interação M-N normativas e do PM-MN (2021) foram confrontadas com os resultados experimentais de Prickett e Driver (2006) (H8, H9, H10 e H11). No estudo experimental de Prickett e Driver (2006), o modo de falha observado para todos os modelos foi o esmagamento do concreto combinado à instabilidade local da mesa do perfil de aço.

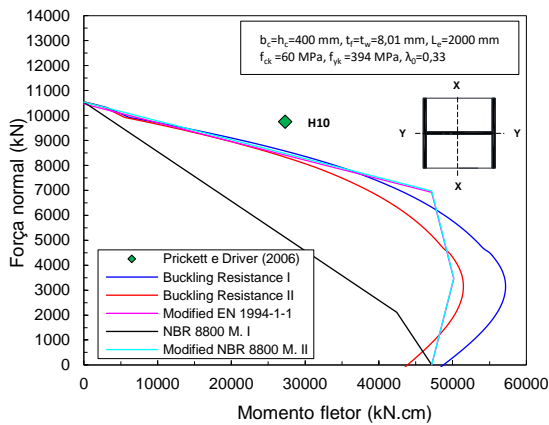
**Figura 5-22: Curvas de interação M-N - pilares parcialmente revestidos investigados por Prickett e Driver (2006)**



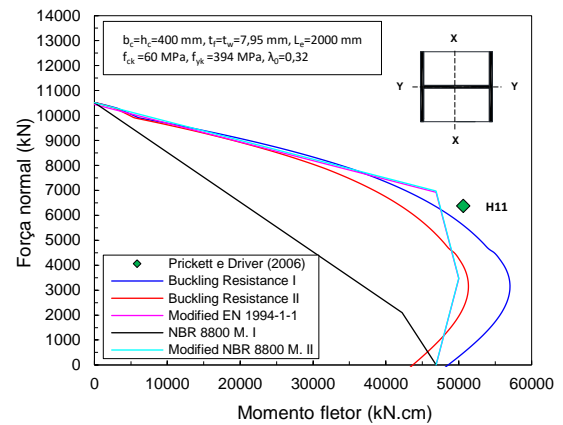
a) Modelo H8



b) Modelo H9



c) Modelo H10

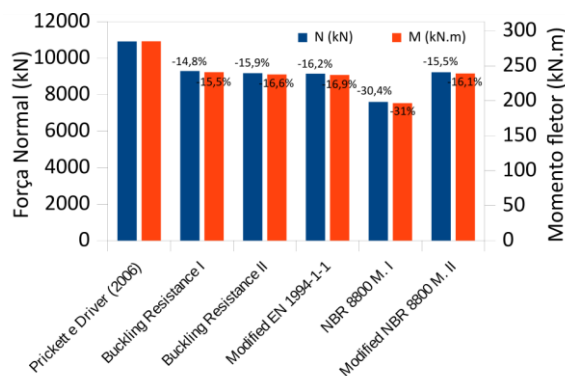


d) Modelo H11

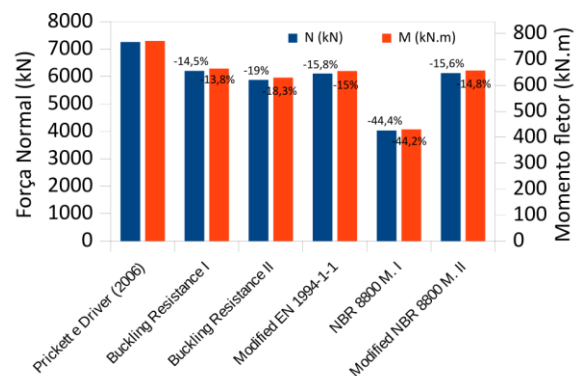
Fonte: Autor (2021)

Na Figura 5-23 são apresentados os pares resistentes M-N dos modelos H8, H9, H10 e H11, estimados pelas curvas interação M-N abordadas na análise comparativa.

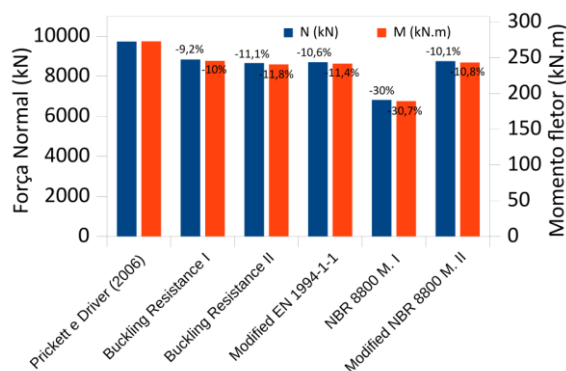
**Figura 5-23: Pares M-N, valores previstos para modelos de Prickett e Driver (2006)**



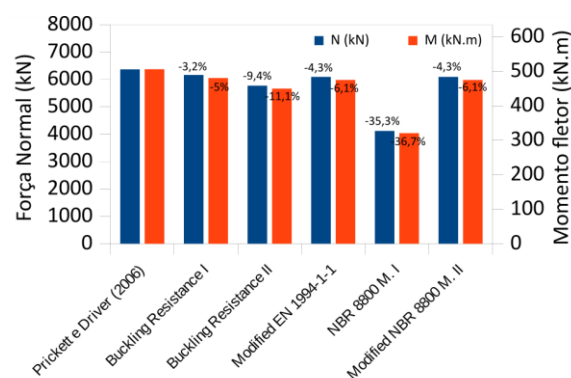
a) Modelo H8



b) Modelo H9



c) Modelo H10



d) Modelo H11

Fonte: Autor (2021)

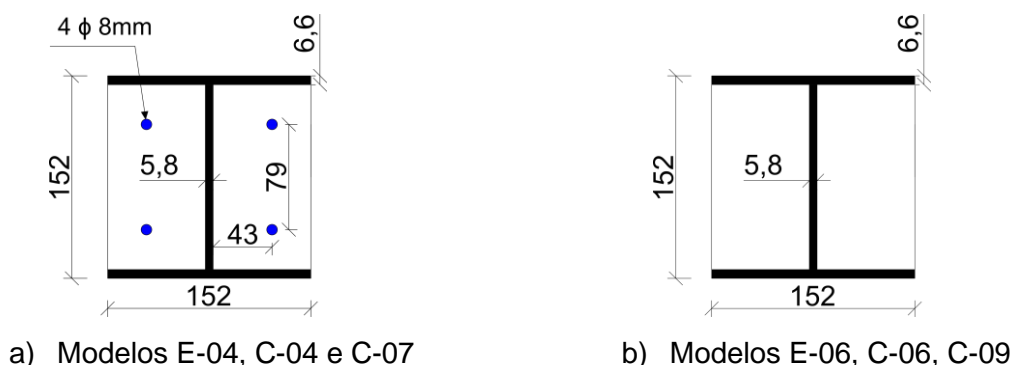
Com auxílio da Figura 5-22 e Figura 5-23, observou-se que a resistência à flexo-compressão de todos os modelos de Prickett e Driver (2006) foi subestimada por todos os modelos de interação M-N considerados; adicionalmente, a curva *Buckling Resistance I* foi a que mais aproximou-se dos resultados experimentais de Prickett e Driver (2006), sobretudo para a flexão em YY (Figura 5-22 e Figura 5-23). Os valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A), estimados pelas curvas *Buckling Resistance I* e II, foram bastante próximos (erro inferior a 0,04%) às previsões normativas dos Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008), como observado em Figura 5-22. Em relação aos valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B), estimados pelas curvas normativas da ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004), as previsões da curva *Buckling Resistance II* apresentaram boa correlação quando considerada a flexão no eixo XX (modelos H8 e H9, Figura 5-22a, Figura 5-22b, Figura 5-23a e Figura 5-23b); quando considerada a flexão em torno do eixo de menor inércia (YY), todos os modelos normativos estimaram maiores resistências no Ponto B (6,4% em média) em relação à curva *Buckling Resistance II* (modelos H10 e H11, Figura 5-22c e Figura 5-22d). O Modelo I de cálculo foi o que apresentou as estimativas mais conservadoras (Figura 5-23), mas previu maiores valores de resistência em relação à curva *Buckling Resistance II* na região próxima ao Ponto B, quando considerada a flexão em YY (modelos H10 e H11, Figura 5-22c, Figura 5-22d, Figura 5-23c e Figura 5-23d).

### 5.2.2.2 Pereira (2017)

Na análise comparativa tendo como base o estudo numérico/experimental de Pereira (2017), foram considerados os seguintes modelos do autor: E-04, E-06, C-04, C-06, C-07 e C-09. Para os modelos E-04, E-06, C-07 e C-09 a flexão ocorreu em torno do eixo YY e para os modelos C-04 e C-06 a flexão ocorreu em torno do eixo XX. A resistência ao escoamento da armadura longitudinal e do perfil de aço utilizados foi de 524 MPa e 385,5 MPa, respectivamente. Na Figura 5-24 e na Tabela 5-13 são apresentadas a geometria da seção

dos modelos (medidas em milímetros), o comprimento efetivo dos modelos e a resistência à compressão do concreto utilizado.

**Figura 5-24: Seção dos modelos investigados por Pereira (2017)**



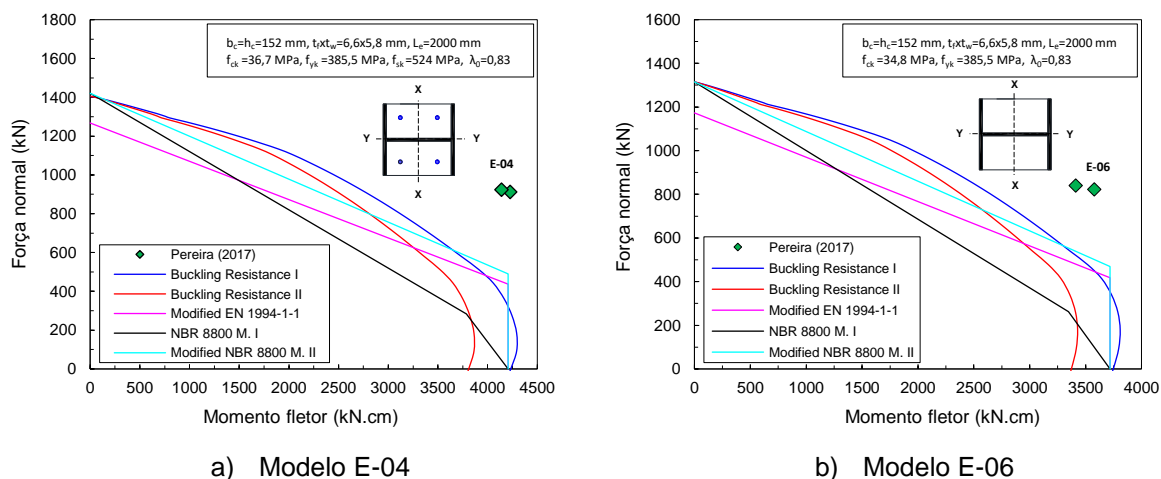
Fonte: Adaptado de Pereira (2017)

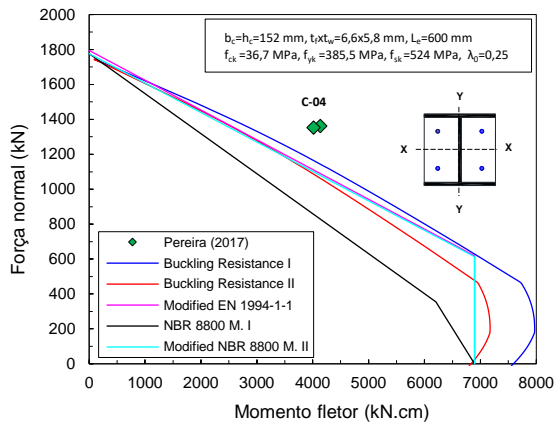
**Tabela 5-13: Características dos modelos de Pereira (2017): resistência do concreto e comprimento efetivo**

E-04		E-06		C-04		C-06		C-07		C-09	
$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)
36,7	2000	34,8	2000	36,7	600	34,8	600	36,7	600	34,8	600

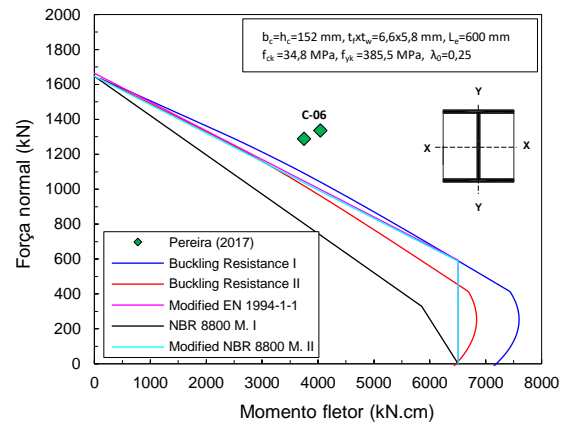
A Figura 5-25 apresenta as curvas de interação M-N normativas e do PM-MN (2021) em confronto com os resultados de Pereira (2017). No estudo do autor, foram obtidos para cada modelo um resultado experimental (E) e um numérico (N); tal informação justifica os pares de resistência apresentados na Figura 5-25. Salienta-se que no estudo experimental de Pereira (2017), observou-se para os modelos C-04, C-06 e C-07 o esmagamento do concreto e ocorrência de instabilidade local no perfil de aço. Para os modelos E-04, E-06 e C-09, foi observado o esmagamento do concreto apenas.

**Figura 5-25: Curvas de interação M-N - pilares parcialmente revestidos investigados por Pereira (2017)**

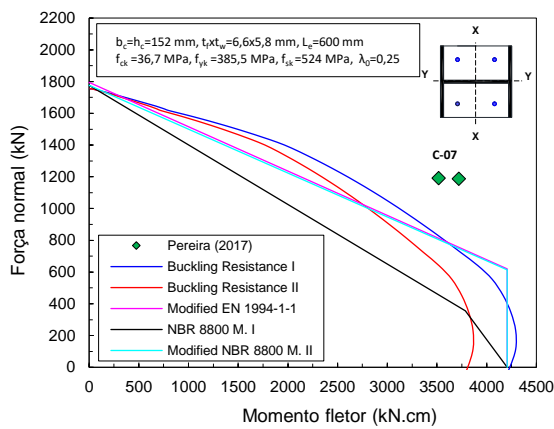




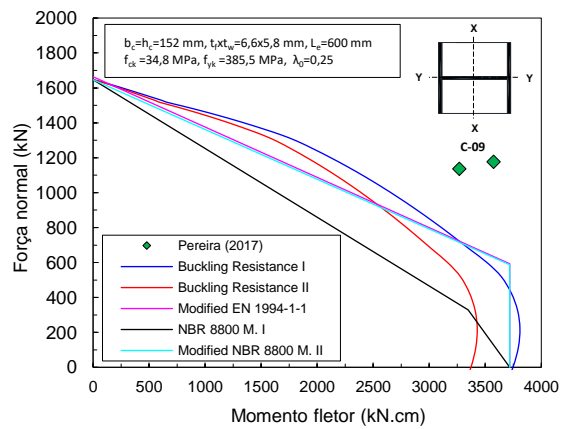
c) Modelo C-04



d) Modelo C-06



e) Modelo C-07

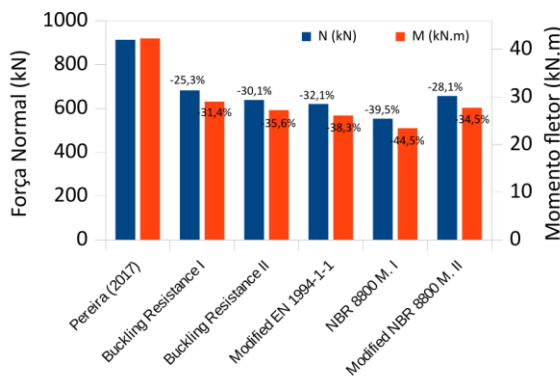


f) Modelo C-09

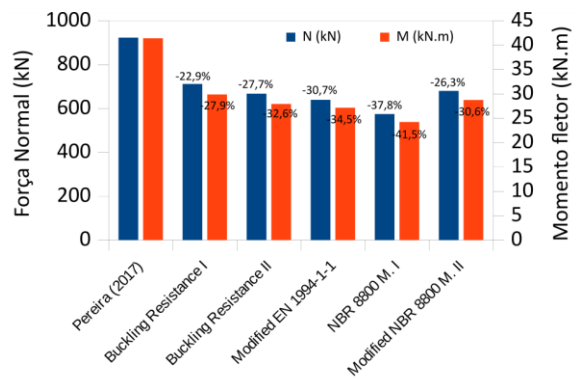
Fonte: Autor (2021)

Na Figura 5-26 são apresentados os pares resistentes M-N dos modelos de Pereira (2017), estimados pelas curvas interação M-N abordadas na análise comparativa.

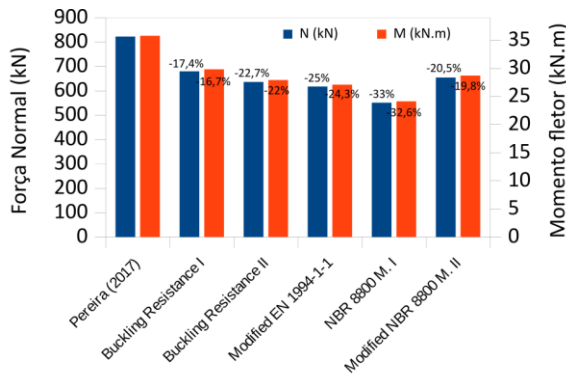
Figura 5-26: Pares M-N, valores previstos para modelos de Pereira (2017)



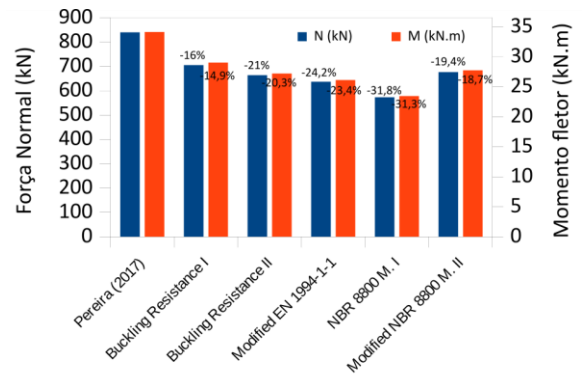
a) Modelo E-04 (E)



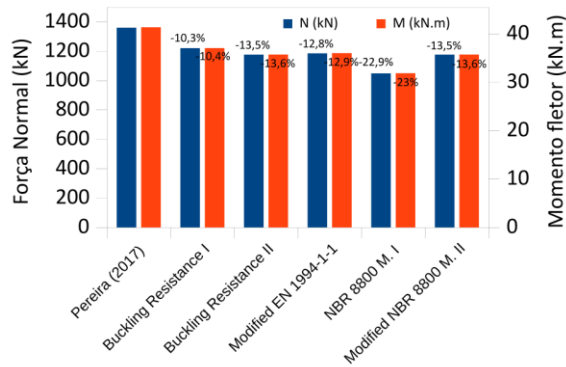
b) Modelo E-04 (N)



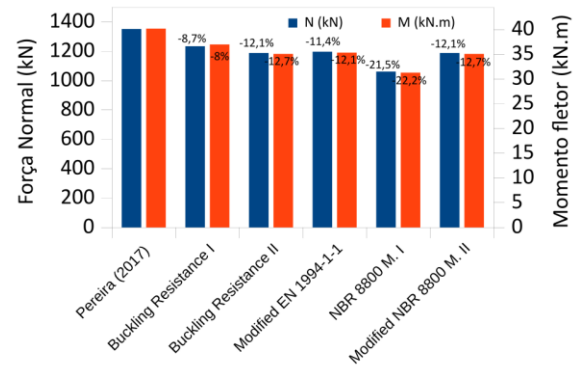
c) Modelo E-06 (E)



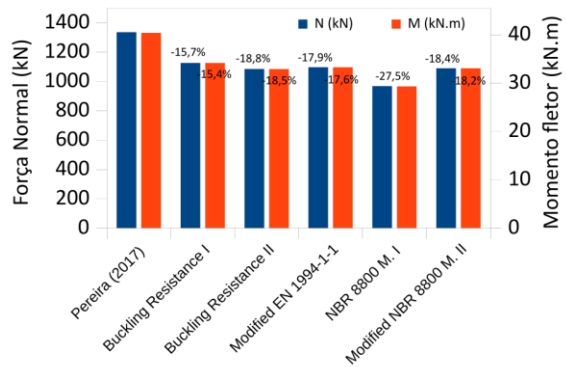
d) Modelo E-06 (N)



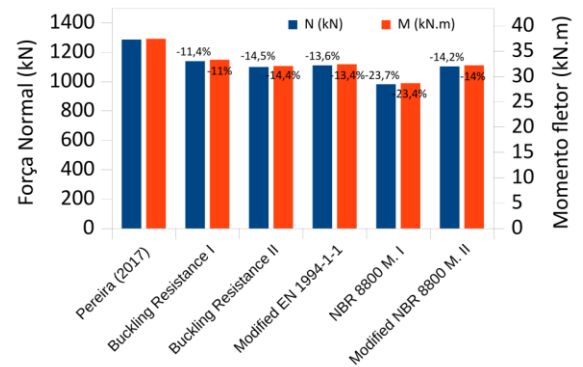
e) Modelo C-04 (E)



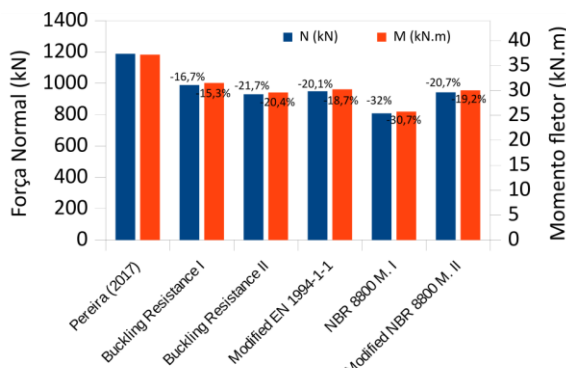
f) Modelo C-04 (N)



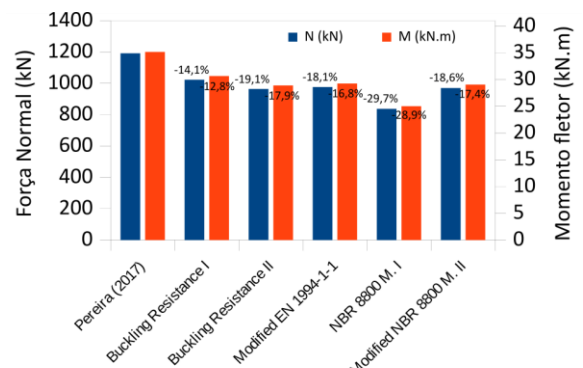
g) Modelo C-06 (E)



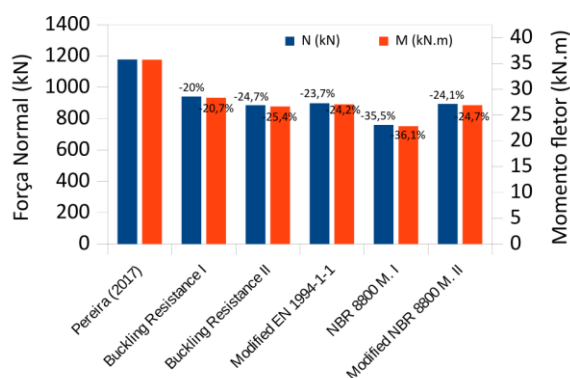
h) Modelo C-06 (N)



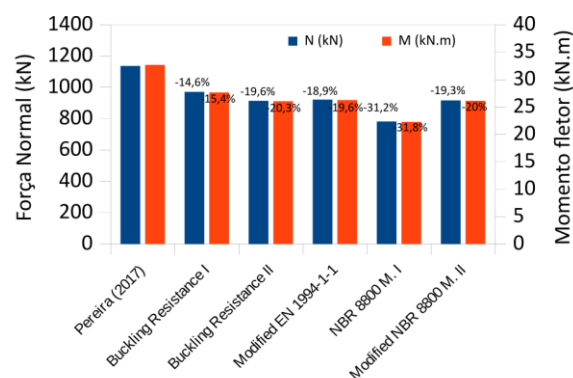
i) Modelo C-07 (E)



j) Modelo C-07 (N)



k) Modelo C-09 (E)



l) Modelo C-09 (N)

Fonte: Autor (2021)

Todos os pares resistentes M-N obtidos pelo estudo numérico/experimental de Pereira (2017) foram subestimados pelas curvas obtidas pelo PM-MN (2021) e modelos normativos (Figura 5-25 e Figura 5-26). A curva *Buckling Resistance I* foi a que mais se aproximou dos resultados de Pereira (2017), sobretudo para os modelos C-04 e C-06 (Figura 5-25 c, Figura 5-25 d, Figura 5-26e, Figura 5-26f, Figura 5-26g e Figura 5-26h). Quando considerada a flexão em torno do eixo de maior inércia (XX), observou-se que os valores de momento resistente no Ponto B estimados pela curva *Buckling Resistance II*, foram muito próximos (erro menor que 0,9%) aos valores das recomendações normativas da ABNT NBR 8800 (2008) (Modelos I e II) e EN 1994-1-1 (2004), como observado na Figura 5-25 . Por outro lado, quando considerada a flexão em torno do eixo de menor inércia (YY), notou-se que todos os modelos normativos estimaram maiores valores resistentes (Ponto B) em relação à curva *Buckling Resistance II* (Figura 5-25).

Os valores de força normal resistente no Ponto A, estimados pelas curvas *Buckling Resistance I* e II, mostraram boa aproximação (erro menor que 1,9%) em relação aos valores normativos de força última dos Modelos I e II (Figura 5-25). Quando analisados os modelos de comprimento efetivo de 2000 mm, observou-se que as curvas *Buckling Resistance I* e II estimaram maiores valores últimos de força normal resistente no Ponto A em relação ao modelo do EN 1994-1-1 (2004) (Figura 5-25a e Figura 5-25b). A curva de interação M-N do Modelo I de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008), mostrou-se a curva de interação M-N mais conservadora; porém estimou maiores valores de resistência em relação a curva *Buckling Resistance II*, em regiões próximas ao Ponto B (Figura 5-25 a, Figura 5-25 b, Figura 5-25e e Figura 5-25f).

De todos os resultados referentes a pilares parcialmente revestidos, o modelo de interação que melhor representou a resistência dos modelos foi a curva *Buckling Resistance I*. Em contrapartida, o Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) foi o mais conservador.

### 5.2.3 Pilares retangulares preenchidos

Os estudos abordados para as os pilares de seção retangular preenchida, submetidos a esforços axiais excêntricos foram os de Liu (2006), Du *et al.* (2017) e Melo (2018). Na Tabela 5-14 são apresentadas as verificações relativas à instabilidade local nos perfis de aço para cada estudo.

**Tabela 5-14: Verificação de instabilidade local**

Liu (2006)			Du <i>et al.</i> (2017)			Melo (2018)		
<b>S1-S4</b>	$30 \leq 45,43$	A	<b>D1-D4</b>	$18,11 \leq 45,73$	A	<b>M13-M15</b>	$50 \leq 58,35$	A
<b>S5-S8</b>	$37,5 \leq 45,43$		<b>D5-D8</b>	$37,5 \leq 45,73$		<b>M25-M27</b>	$50 \leq 47,64$	N

A: atende; N: não atende

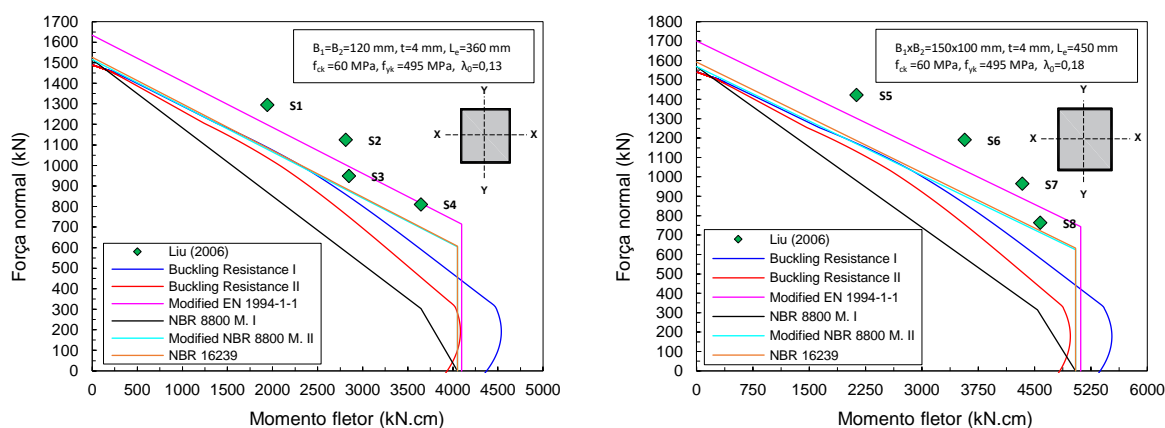
Dos estudos abordados, apenas os modelos M25, M26 e M27 de Melo (2018), apresentaram características que não satisfazem a verificação de instabilidade local.

#### 5.2.3.1 Liu (2006)

No estudo experimental de Liu (2006), a resistência ao escoamento do aço utilizado foi de 495 MPa, houve o uso de concreto C60 e a flexão considerada foi em torno do eixo de maior inércia (XX). Os modelos S1 a S4 apresentam seção de 120x120 mm, comprimento efetivo de 360 mm e espessura do tubo de 4 mm. Os modelos S5 a S8 apresentam seção de 150x100 mm, comprimento efetivo de 450 mm e espessura do tubo de 4 mm.

A Figura 5-27 apresenta a análise comparativa de interesse. O modo de falha observado para os modelos de Liu (2006) foi a ocorrência de instabilidade local no tubo de aço. Por se tratar de pilares preenchidos, o modelo de interação M-N da ABNT NBR 16239 (2013) foi utilizado nesta análise comparativa.

**Figura 5-27: Curvas de interação M-N - pilares preenchidos investigados por Liu (2006)**



a) Modelos S1, S2, S3 e S4

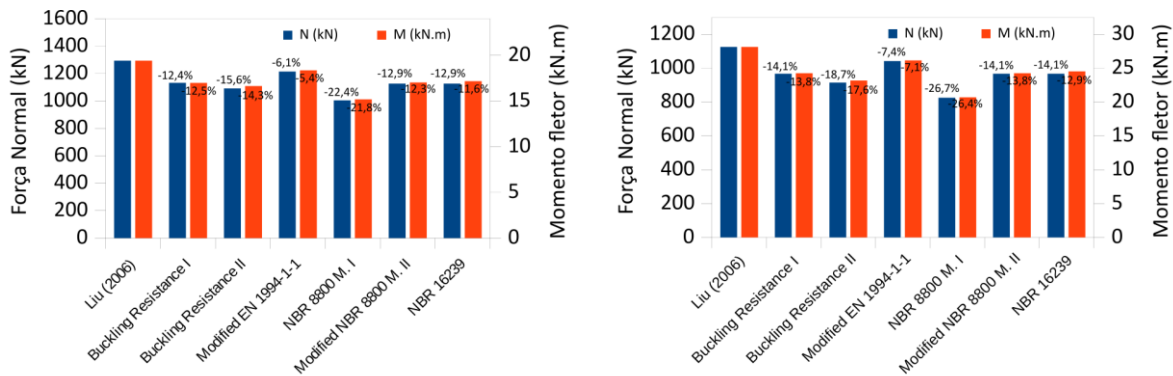
b) Modelos S5, S6, S7 e S8

Fonte: Autor (2021)



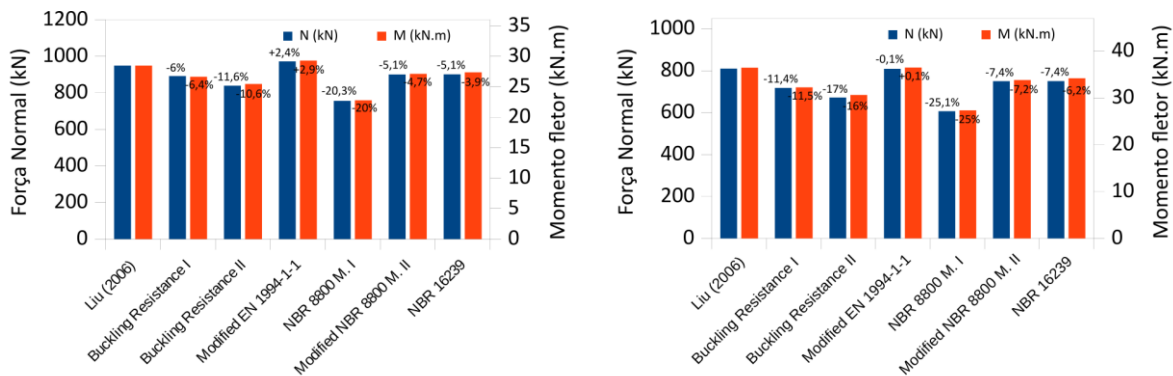
Na Figura 5-28 são apresentados os pares resistentes M-N dos modelos experimentais de Liu (2006), estimados pelas curvas interação M-N abordadas na presente análise comparativa.

**Figura 5-28: Pares M-N, valores previstos para modelos de Liu (2006)**



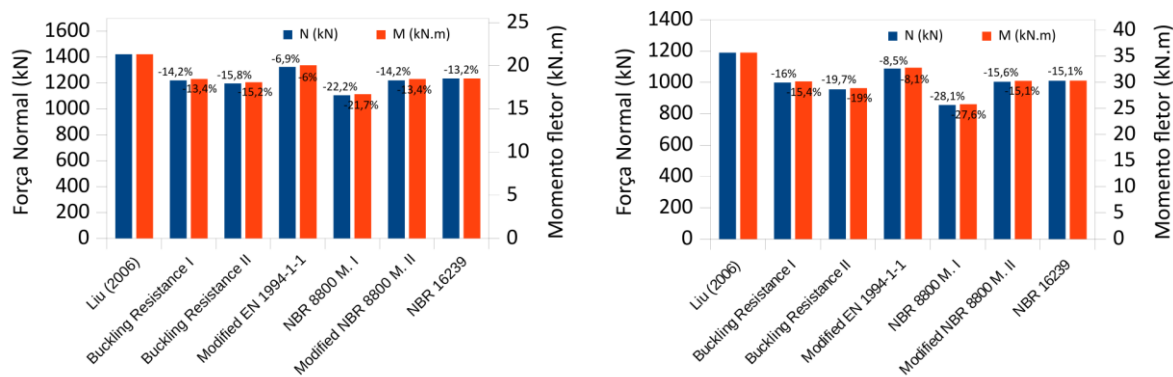
a) Modelo S1

b) Modelo S2



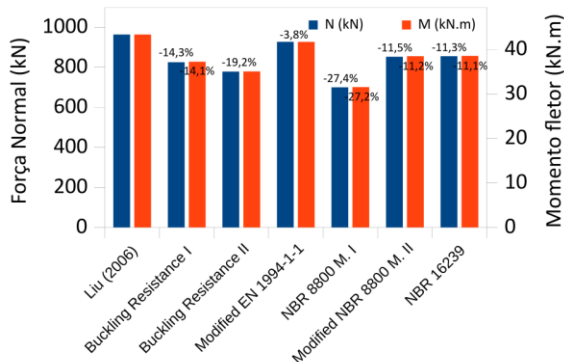
c) Modelo S3

d) Modelo S4

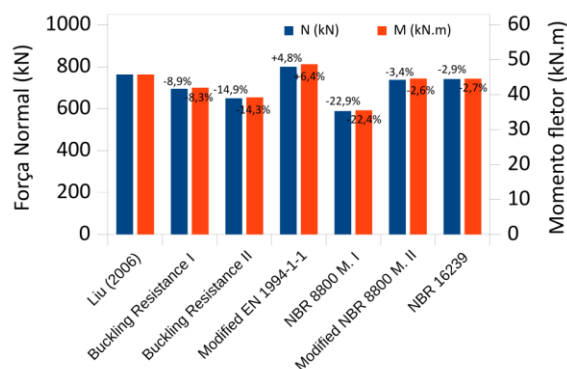


e) Modelo S5

f) Modelo S6



g) Modelo S7



h) Modelo S8

Fonte: Autor (2021)

Por meio das análises comparativas apresentadas (Figura 5-27 e Figura 5-28), observou-se que as curvas obtidas pelo modelo proposto (*Buckling Resistance I e II*) subestimaram a resistência à flexo-compressão de todos os modelos de Liu (2006). Quando analisados os modelos normativos, notou-se que o modelo de interação do EN 1994-1-1 (2004), superestimou alguns dos modelos analisados (modelos S3, S4 e S8, Figura 5-27, Figura 5-28c, Figura 5-28d e Figura 5-28h). Os valores de força normal resistente (Ponto A), estimados pelas curvas *Buckling Resistance I e II*, mostraram boa aproximação (erro menor que 1,85%) em relação aos respectivos valores estimados pelos Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008) (Figura 5-27). Por se tratar de pilares curtos, os modelos apresentaram valores não tão expressivos de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ), o que resultou em uma proximidade entre os modelos NBR 8800 M.II e o proposto pela ABNT NBR 16239 (2013); porém como esperado, o modelo ABNT NBR 16239 (2013) apresentou estimativas de resistência menos conservadoras (Figura 5-28).

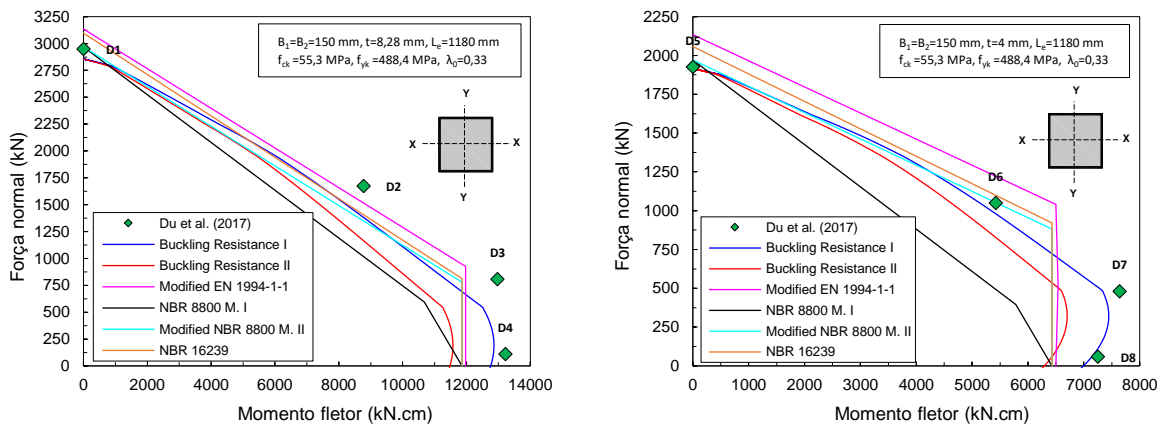
Os valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) estimados pelo EN 1994-1-1 (2004), foram superiores aos estimados pelas demais curvas de interação M-N; isto se deve ao fato da consideração de 100% da resistência de cálculo do concreto feita pelo EN 1994-1-1 (2004) para pilares mistos de seção retangular preenchida. Observou-se também que os valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B) estimados pelos modelos normativos, foram superiores (3,5% em média) aos estimados pela curva *Buckling Resistance II*, como observado na Figura 5-27. A curva de interação do Modelo I de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008), mostrou-se a mais conservadora (Figura 5-27 e Figura 5-28), porém apresentou pequenas regiões próximas ao Ponto B com valores resistentes superiores à curva *Buckling Resistance II* (Figura 5-27).

### 5.2.3.2 Du et al. (2017)

No estudo de Du et al. (2017), o comprimento efetivo de todos os modelos abordados foi de 1180 mm, resistência à compressão do concreto de 55,3 MPa, resistência ao escoamento do aço de 488,4 MPa e seção quadrada (150x150 mm). Os modelos D1 a D4 utilizaram de tubo com espessura de 8,28 mm, já nos modelos D5 a D8 a espessura foi de 4 mm.

A Figura 5-29a apresenta as curvas de interação M-N dos modelos D1, D2, D3 e D4, e Figura 5-29b as curvas referentes aos modelos D5, D6, D7 e D8.

**Figura 5-29: Curvas de interação M-N - pilares preenchidos investigados por Du et al. (2017)**



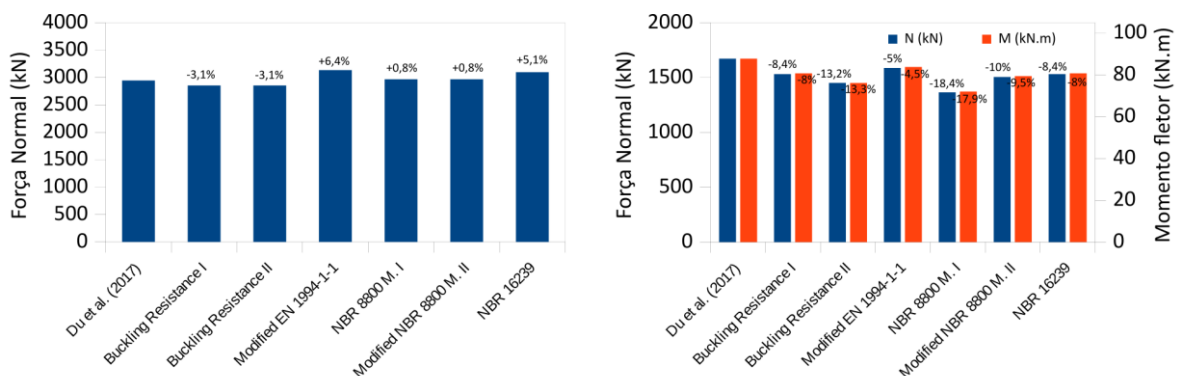
a) Modelos D1, D2, D3 e D4

b) Modelos D5, D6, D7 e D8

Fonte: Autor (2021)

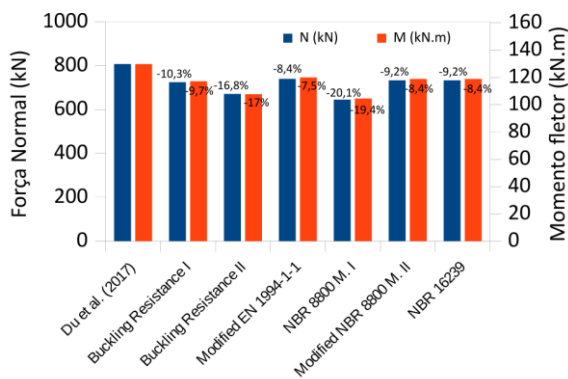
Na Figura 5-30 são apresentados os pares resistentes M-N dos modelos D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7 e D8 estimados pelas curvas interação M-N utilizadas na análise comparativa.

**Figura 5-30: Pares M-N, valores previstos para modelos de Du et al. (2017)**

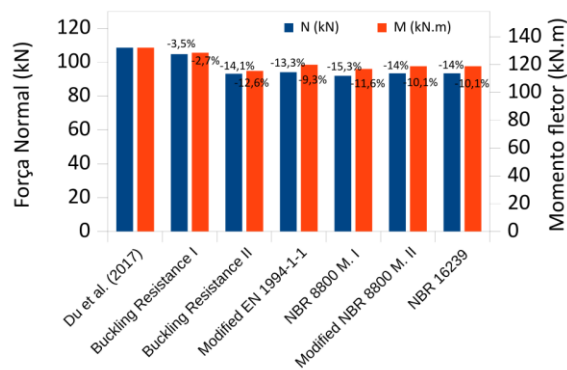


a) Modelo D1

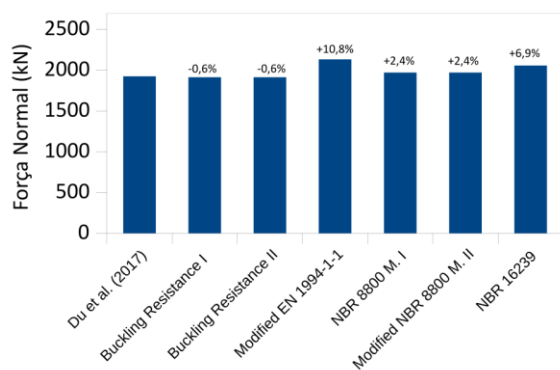
b) Modelo D2



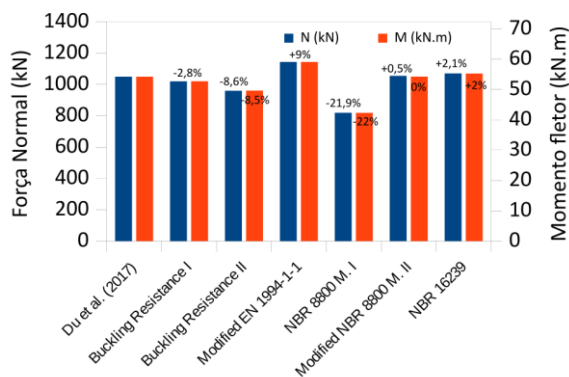
c) Modelo D3



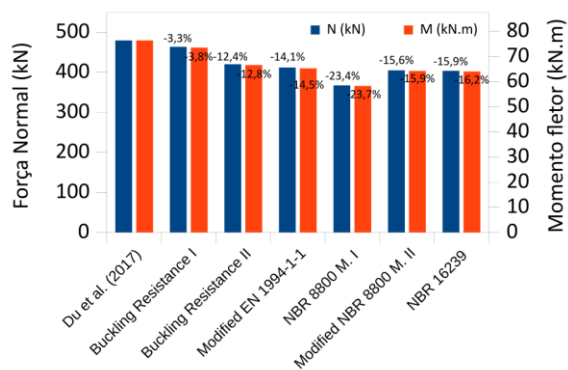
d) Modelo D4



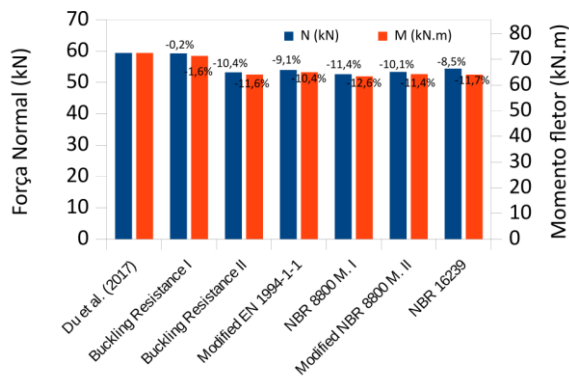
e) Modelo D5



f) Modelo D6



g) Modelo D7



h) Modelo D8

Fonte: Autor (2021)

A partir da análise comparativa (Figura 5-29 e Figura 5-30), notou-se que a resistência à flexo-compressão de todos os modelos de Du *et al.* (2017), foi subestimada pelas curvas obtidas pela ferramenta PM-MN (2021) (*Buckling Resistance I* e *II*). Em contrapartida, o Modelo II de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008), o modelo da ABNT NBR 16239 (2013) e o modelo do EN 1994-1-1 (2004), superestimaram a resistência à flexo-compressão dos

modelos D1, D5 e D6 (Figura 5-29, Figura 5-30a, Figura 5-30f e Figura 5-30g). Notou-se também que a curva de interação M-N obtida pela ABNT NBR 16239 (2013) estimou de forma menos conservadora a resistência dos modelos analisados em comparação aos modelos da ABNT NBR 8800 (2008).

Cabe destacar que a distribuição dos pares resistentes M-N dos modelos de Du *et al.* (2017), apresentou uma tendência de distribuição parabólica semelhante as curvas do modelo proposto (*Buckling Resistance I e II*), obtidas por compatibilidade de deformações. Os valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) estimados pelas curvas *Buckling Resistance I e II*, foram superiores (+3,5% em média) aos estimados pela ABNT NBR 8800 (2008) (Figura 5-29). Isto se deve ao fato de no modelo proposto (compatibilidade de deformações), as tensões atuantes nos componentes de aço serem obtidas considerando-se comportamento elástico linear. Ou seja, para os modelos considerados, as deformações específicas nos componentes de aço foram inferiores às deformações que limitam a região elástica do material; logo, nas curvas obtidas pelo PM-MN (2021) o escoamento do aço não foi alcançado. Adicionalmente, o escoamento do aço é assumido nos modelos normativos pois adotam a distribuição plástica de tensões.

Quanto aos valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B), todos os modelos normativos apresentaram previsões superiores (+4,1% em média) à curva *Buckling Resistance II* (Figura 5-29). A curva de interação M-N do Modelo I, mostrou-se a mais conservadora, mas apresentou maiores valores de resistência em relação a curva *Buckling Resistance II* em pequenas regiões próximas aos Pontos A e B (compressão simples e flexão simples, respectivamente), como observado na Figura 5-29.

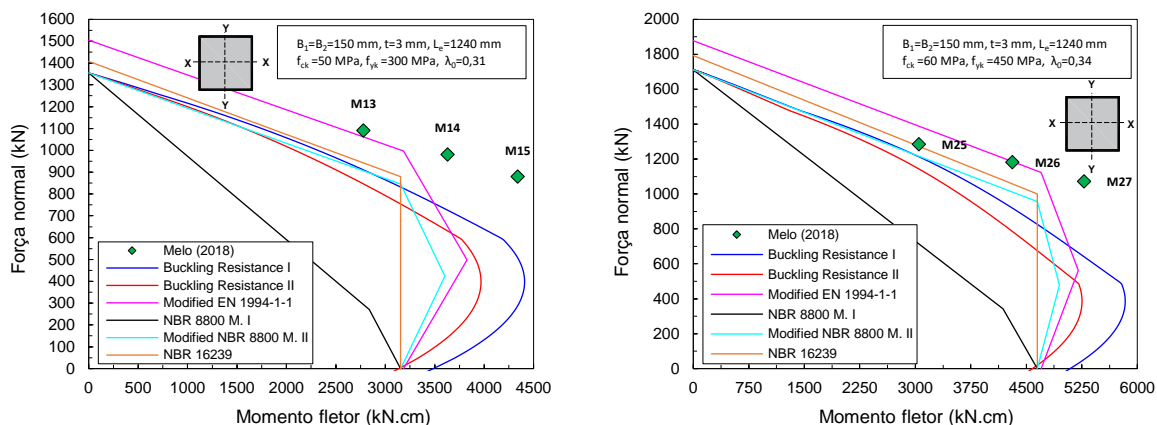
Por fim, a curva *Buckling Resistance I* do PM-MN (2021), foi o modelo de interação M-N que estimou com melhor precisão a resistência à flexo-compressão dos modelos investigados (Figura 5-30).

### **5.2.3.3 Melo (2018)**

No estudo numérico de Melo (2018), o comprimento efetivo de todos os modelos considerados foi de 1240 mm. A seção quadrada de 150 x 150 mm foi composta por um perfil de 3 mm de espessura. Os modelos M13 a M15 utilizaram concreto C50 e perfil com resistência ao escoamento de 300 MPa. Nos modelos M25 a M27 houve o uso de concreto C60 e perfil com resistência ao escoamento de 450 MPa.

A comparação entre os resultados numéricos de Melo (2018) e os modelos de interação M-N é apresentada na Figura 5-31.

Figura 5-31: Curvas de interação M-N - pilares preenchidos investigados por Melo (2018)



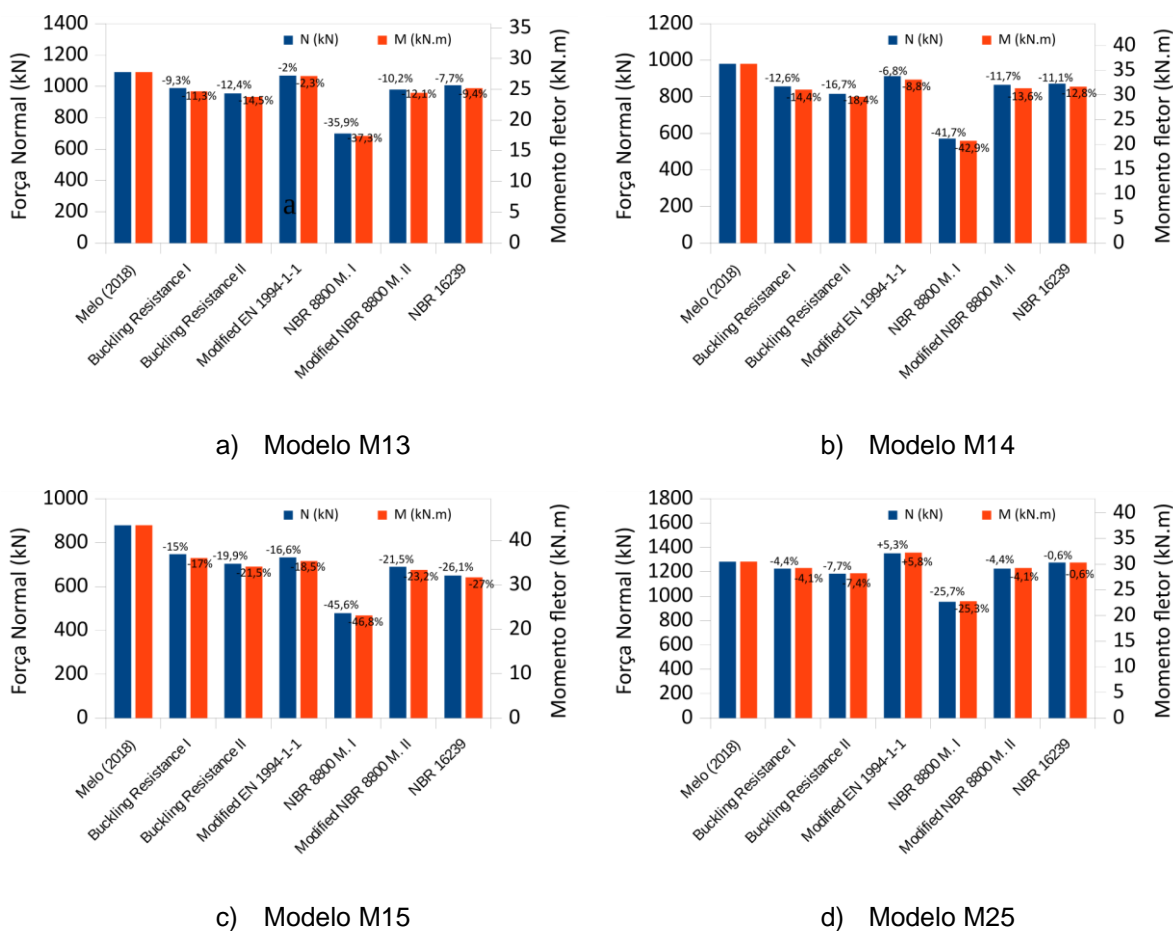
a) Modelos M13, M14 e M15

b) Modelos M25, M26 e M27

Fonte: Autor (2021)

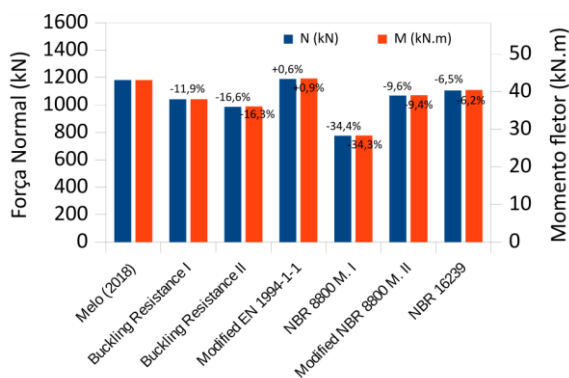
Os pares resistentes M-N estimados pelos modelos de interação normativos e do PM-MN (2021), para os modelos de Melo (2018), são apresentados na Figura 5-32.

Figura 5-32: Pares M-N, valores previstos para modelos de Melo (2018)

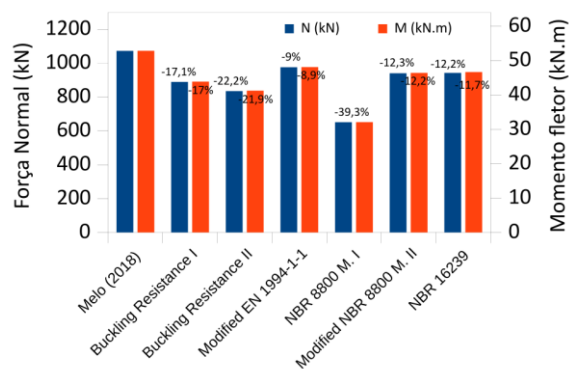


c) Modelo M15

d) Modelo M25



e) Modelo M26



f) Modelo M27

Fonte: Autor (2021)

Com auxílio dos resultados apresentados na Figura 5-31 e Figura 5-32, observou-se que a resistência à flexo-compressão de todos os modelos de Melo (2018) foi subestimada pelas curvas de interação M-N *Buckling Resistance* I e II obtidas pela ferramenta PM-MN (2021) (Figura 5-31 e Figura 5-32). Isso também foi observado para as demais curvas de interação M-N obtidas pela ABNT NBR 8800 (2008), ABNT NBR 16239 (2013) e EN 1994-1-1 (2004), com exceção dos modelos M25 e M26 que foram superestimados pela curva obtida pelo EN 1994-1-1 (2004) (Figura 5-31b, Figura 5-32d e Figura 5-32e). A resistência à flexo-compressão dos modelos M13 e M26 foi estimada com boa precisão pelo modelo do EN 1994-1-1 (2004) (Figura 5-32a e Figura 5-32e) e o modelo M25 teve sua resistência prevista com ótima precisão pela curva da ABNT NBR 16239 (2013) (Figura 5-32d). Adicionalmente, o contorno da curva de interação proposta pela ABNT NBR 16239 (2013) apresentou estimativas inferiores aos Modelos I e II de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008), sobretudo para o Ponto A (compressão simples) (Figura 5-31).

Os valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) estimados pela curva *Buckling Resistance* II, foram muito próximos aos estimados pelos modelos normativos da ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 16239 (2013) (erro médio inferior a 0,47%). Para todos os modelos investigados, a resistência ao escoamento do aço foi alcançada quando aplicada a compatibilidade de deformações proposta pelo código computacional do PM-MN (2021). Observou-se também que a consideração de 100% da resistência de cálculo do concreto assumida pelo EN 1994-1-1 (2004), resultou em curvas com estimativas de resistência menos conservadoras que as demais curvas de interação (Figura 5-31 e Figura 5-32).

A curva do Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008), apresentou o traçado mais conservador em todas as análises comparativas (Figura 5-31 e Figura 5-32); já o modelo de interação proposto pelo EN 1994-1-1 (2004), foi o que apresentou as estimativas de

resistência mais próximas dos resultados numéricos de Melo (2018), como constatado na Figura 5-32.

Para todos os estudos que envolveram pilares retangulares preenchidos na análise comparativa 2, o modelo do EN 1994-1-1 (2004) foi o que melhor estimou a resistência dos modelos. O Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) mostrou-se o mais conservador.

## 5.2.4 Pilares circulares preenchidos

O estudo comparativo referente aos pilares preenchidos de seção circular envolveu os estudos de Fujimoto *et al.* (2004), Ellobody e Ghazy (2012) e Gomes (2015). Na Tabela 5-15 são apresentadas as verificações relativas à instabilidade local nos perfis de aço para cada estudo, de acordo com recomendações da ABNT NBR 8800 (2008).

**Tabela 5-15: Verificação de instabilidade local**

Fujimoto <i>et al.</i> (2004)			Ellobody e Ghazy (2012)			Gomes (2015)		
F1	$50,67 \leq 106$	A	C2-C13	$50 \leq 92,59$	A	G1-G140	$24,89 \leq 85,71$	A
F2-F8	$101,35 \leq 106$	A						

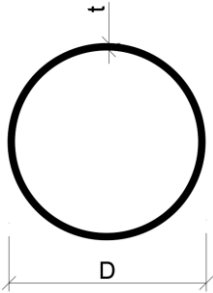
A: atende; N: não atende

Todos os modelos possuem características que satisfazem a verificação de instabilidade local.

### 5.2.4.1 Fujimoto *et al.* (2004)

Na Tabela 5-16 são apresentadas as características dos modelos investigados por Fujimoto *et al.* (2004).

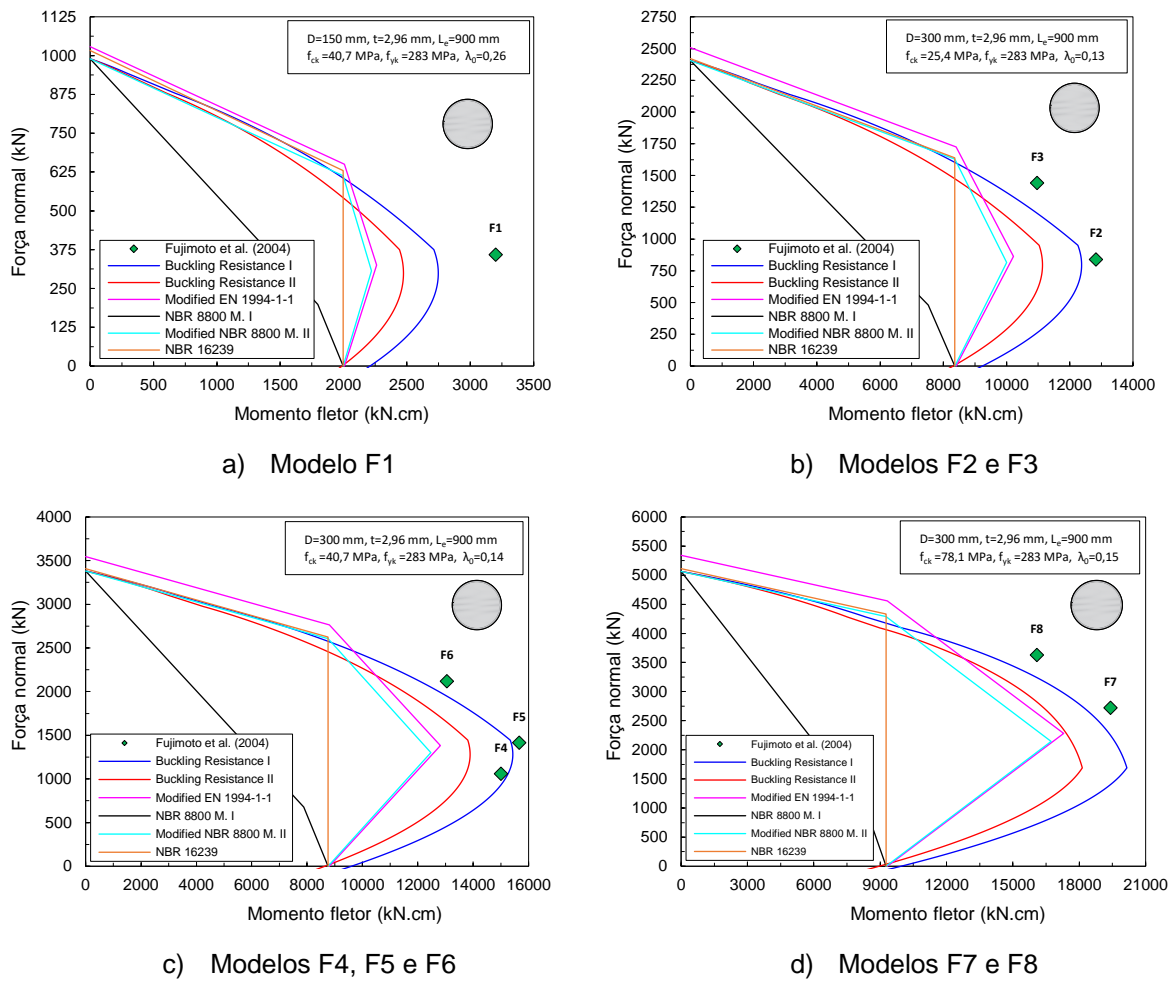
**Tabela 5-16: Características dos modelos de Fujimoto *et al.* (2004)**

	Modelo	D (mm)	t (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$L_e$ (mm)	$f_{yk}$ (MPa)
	F1	150	2,96	40,7	900	283
	F2 e F3	300	2,96	25,4	900	283
	F4-F6	300	2,96	40,7	900	283
	F7 e F8	300	2,96	78,1	900	283

A Figura 5-33 apresenta a análise comparativa entre os resultados experimentais de Fujimoto *et al.* (2004) e as curvas de interação M-N obtidas pelos modelos normativos e pelo PM-MN (2021).



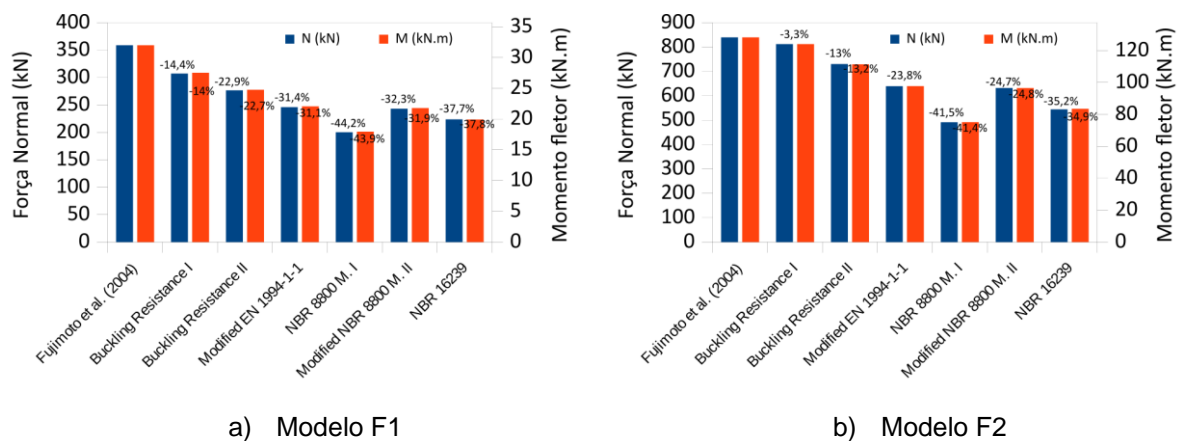
**Figura 5-33: Curvas de interação M-N - pilares preenchidos investigados por Fujimoto *et al.* (2004)**

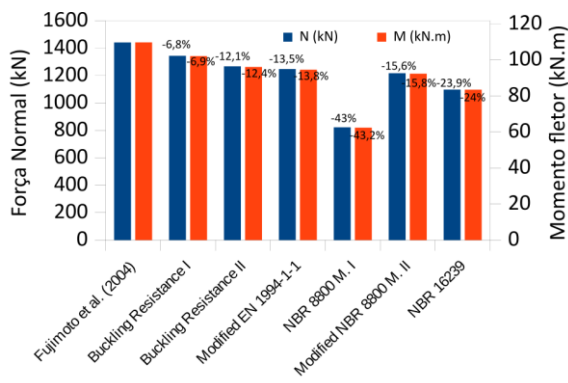


Fonte: Autor (2021)

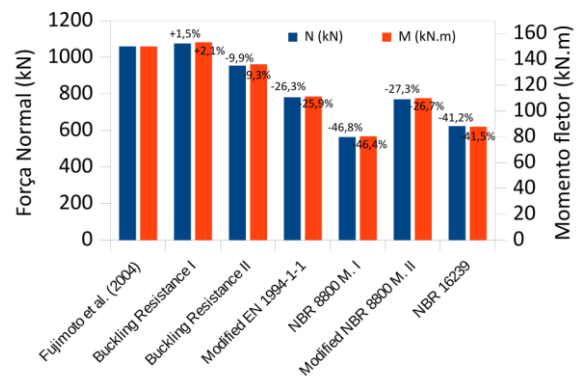
Na Figura 5-34 são apresentados os pares resistentes M-N dos modelos abordados de Fujimoto *et al.* (2004), estimados pelas curvas interação M-N utilizadas na análise comparativa.

**Figura 5-34: Pares M-N, valores previstos para modelos de Fujimoto *et al.* (2004)**

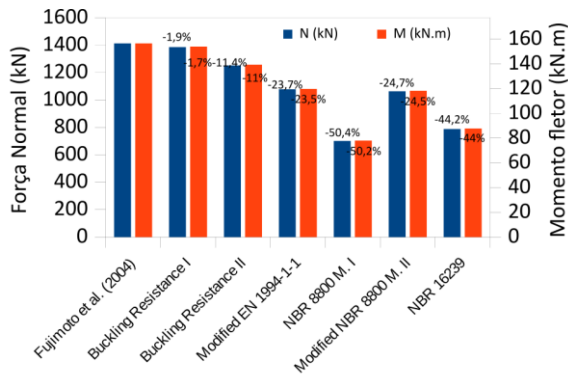




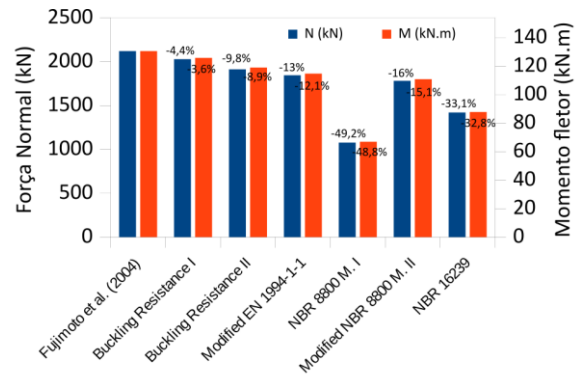
c) Modelo F3



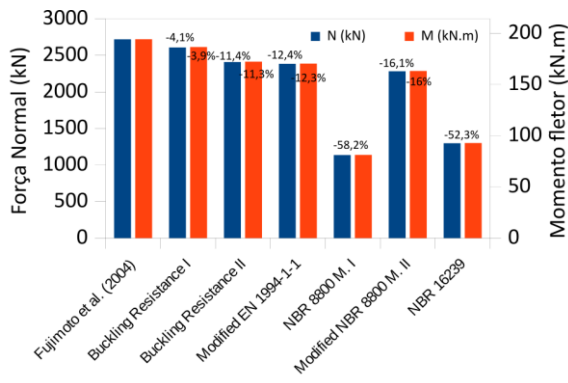
d) Modelo F4



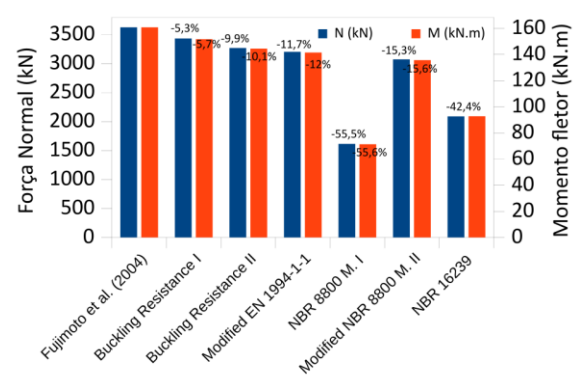
e) Modelo F5



f) Modelo F6



g) Modelo F7



h) Modelo F8

Fonte: Autor (2021)

Observou-se por meio das análises comparativas (Figura 5-33 e Figura 5-34), que a resistência à flexo-compressão de todos os modelos de Fujimoto *et al.* (2004) foi subestimada por todas as curvas de interação M-N, exceto o modelo F4, que teve sua resistência à flexo-compressão superestimada pela curva *Buckling Resistance I* (Figura 5-33c e Figura 5-34d). Destaca-se que a distribuição dos pares resistentes M-N dos modelos F4, F5 e F6, apresentou uma tendência parabólica semelhante a curva *Buckling Resistance I*, com o modelo F5 próximo ao vértice D da referida curva de interação M-N (Figura 5-33c).

Observou-se também que os valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) estimados pela curva *Buckling Resistance II*, foram bastante

próximos aos estimados pelos Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008) (erros médios de 0,05% e 1,37%, respectivamente) (Figura 5-33). Nos modelos com uso de concreto de alta resistência (F7 e F8), observou-se a maior diferença (3,35%) entre o valor resistente à flexão simples estimado pela curva *Buckling Resistance* II e o estimado pelas curvas dos Modelos I e II (Figura 5-33d). As estimativas de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) do EN 1994-1-1 (2004), foram as maiores registradas; isso se deve ao fato da norma europeia favorecer a resistência de cálculo do concreto, semelhante ao observado nos pilares retangulares preenchidos; em contrapartida, os modelos da ABNT NBR 8800 (2008) consideram 95% da resistência de cálculo do concreto.

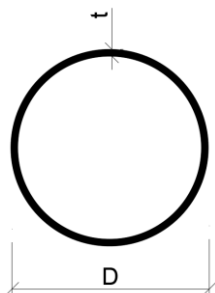
Quanto ao modelo de interação da ABNT NBR 16239 (2013), observou-se estimativas de resistência bem conservadoras para os modelos do estudo abordado (Figura 5-34), sobretudo para os modelos F7 e F8 (Figura 5-33d, Figura 5-34g e Figura 5-34h). Quando comparado este modelo com os modelos da ABNT NBR 8800 (2008), notou-se uma ótima correlação entre os valores de força resistente no Ponto A para os modelos com valores menos expressivos de esbelteza reduzida (Figura 5-33b, Figura 5-33c e Figura 5-33d). Por outro lado, quando considerado modelos com valores expressivos de esbelteza reduzida, o modelo da ABNT NBR 16239 (2013) estimou maiores valores de resistência à compressão simples (Ponto A).

A curva do Modelo I, mostrou-se o contorno resistente mais conservador entre todas os modelos de previsão de resistência (Figura 5-33 e Figura 5-34). A curva *Buckling Resistance* I foi entre todas as curvas de interação M-N a que mais se aproximou dos resultados experimentais de Fujimoto *et al.* (2004), o que se constata pelos resultados da Figura 5-34.

#### 5.2.4.2 Ellobody e Ghazy (2012)

Na Tabela 5-17 são apresentadas as características dos modelos de Ellobody e Ghazy (2012) utilizados nas análises comparativas.

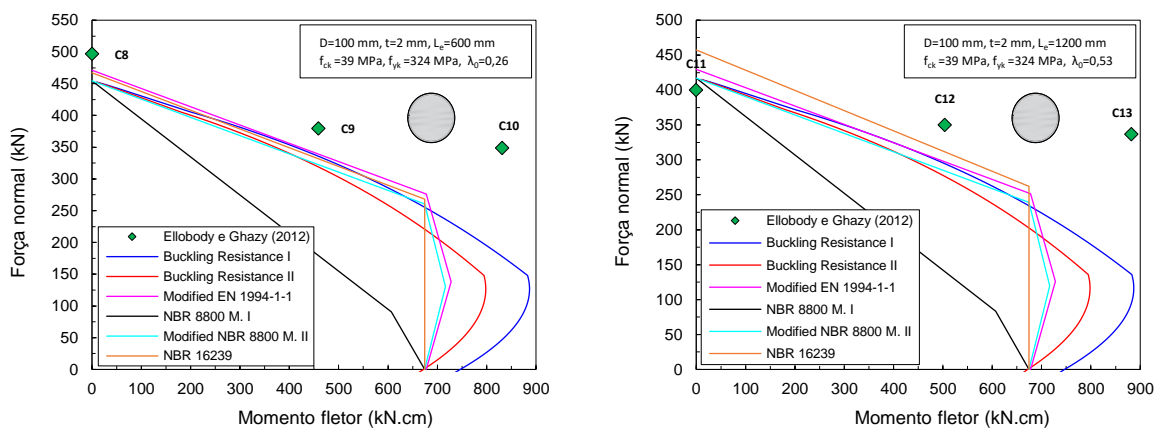
**Tabela 5-17: Características dos modelos de Ellobody e Ghazy (2012)**



Modelo	D (mm)	t (mm)	Le (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)
C8-C10	100	2	600	39	324
C11-C13	100	2	1200	39	324

A análise comparativa entre os resultados de Ellobody e Ghazy (2012) e curvas de interação M-N dos modelos normativos e da ferramenta computacional PM-MN (2021), é apresentada na Figura 5-35.

**Figura 5-35: Curvas de interação M-N- pilares preenchidos investigados por Ellobody e Ghazy (2012)**



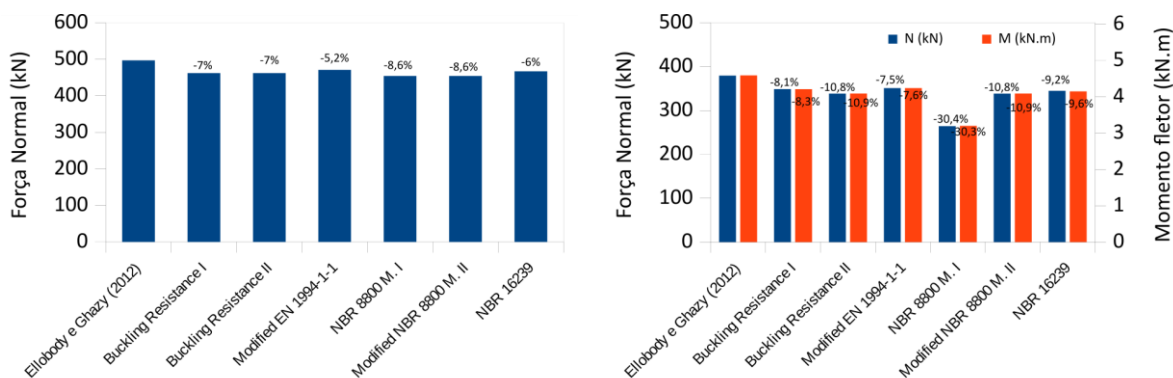
a) Modelos C8, C9 e C10

b) Modelos C11, C12 e C13

Fonte: Autor (2021)

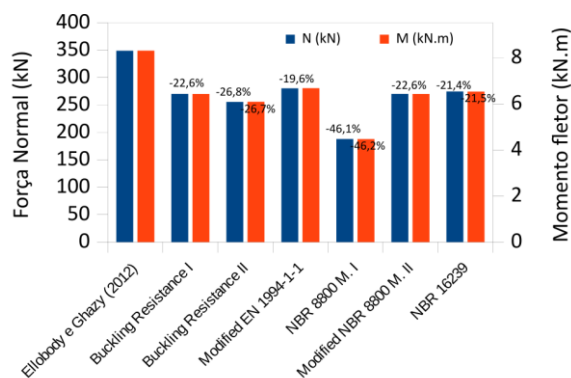
Os pares resistentes M-N estimados pelos modelos de interação normativos e do PM-MN (2021), para os modelos de Ellobody e Ghazy (2012), são apresentados na Figura 5-36. Cabe destacar que no estudo experimental de Ellobody e Ghazy (2012), o modo de falha observado para os modelos C9, C10, C11, C12 e C13 foi a instabilidade devido à flexão. Para o modelo C8, o modo de falha observado foi o esmagamento do concreto combinado à instabilidade local no tubo de aço.

**Figura 5-36: Pares M-N, valores previstos para modelos de Ellobody e Ghazy (2012)**

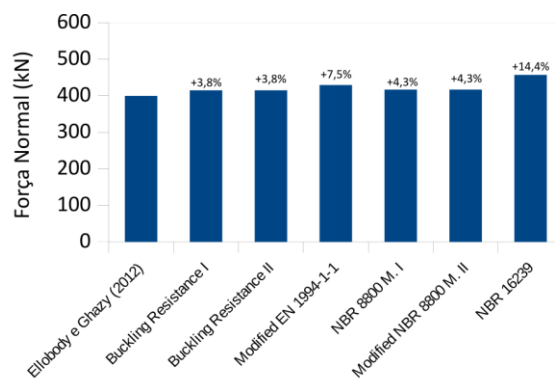


a) Modelo C8

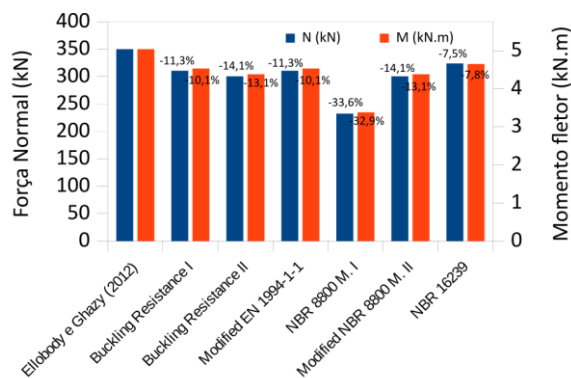
b) Modelo C9



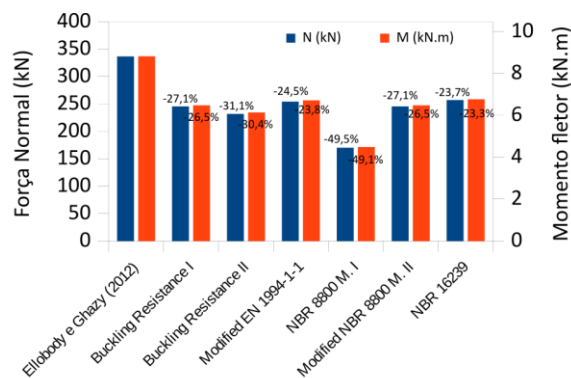
c) Modelo C10



d) Modelo C11



e) Modelo C12



f) Modelo C13

Fonte: Autor (2021)

Por meio das análises comparativas (Figura 5-35 e Figura 5-36), observou-se que a resistência à flexo-compressão dos modelos de Ellobody e Ghazy (2012) foi subestimada por todos os modelos de interação M-N abordados (Figura 5-35), com exceção do modelo C11 que foi superestimado por todos os modelos normativos (Figura 5-36). As curvas *Buckling Resistance I* e *II* obtidas pelo PM-MN (2021) superestimaram a resistência à compressão simples (Ponto A, C11), quando considerado o maior valor de comprimento efetivo (1200 mm), como observado na Figura 5-35b e Figura 5-36d. De todos os modelos analisados, apenas o modelo C11 teve sua resistência superestimada por todos os modelos de interação M-N (Figura 5-35b e Figura 5-36d).

Com auxílio da Figura 5-35, notou-se que para os modelos com maior valor de esbelteza reduzida que a ABNT NBR 16239 (2013) apresentou estimativas de resistência superiores ao modelo do EN 1994-1-1 (2004) (Figura 5-35b, Figura 5-36d, Figura 5-36e e Figura 5-36f). Embora o modelo de interação da norma europeia favoreça a resistência de cálculo do concreto, o modelo da ABNT NBR 16239 (2013) estima de forma menos conservadora o parâmetro de instabilidade à flexão  $\chi$  em caso de valores consideráveis de esbelteza reduzida.

Os valores resistentes nos Pontos A e B estimados pela curva *Buckling Resistance II*, foram muito próximos aos estimados pelas curvas normativas da ABNT NBR 8800 (2008)

(erro menor que de 0,44%) (Figura 5-35); em contrapartida, os valores de resistência à compressão simples (Ponto A) estimados pela ABNT NBR 16239 (2013) foram superiores aos estimados pelos modelos que utilizam recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) (*Buckling Resistance I*, *Buckling Resistance II*, Modelos de cálculo I e II). A curva de interação M-N proposta pelo EN 1994-1-1 (2004), estimou valores resistentes no Ponto B próximos aos estimados pela curva *Buckling Resistance II*, mas previu valores superiores de resistência à compressão simples (Ponto A) em relação as curvas do PM-MN (2021) e ABNT NBR 8800 (2008) (Figura 5-35).

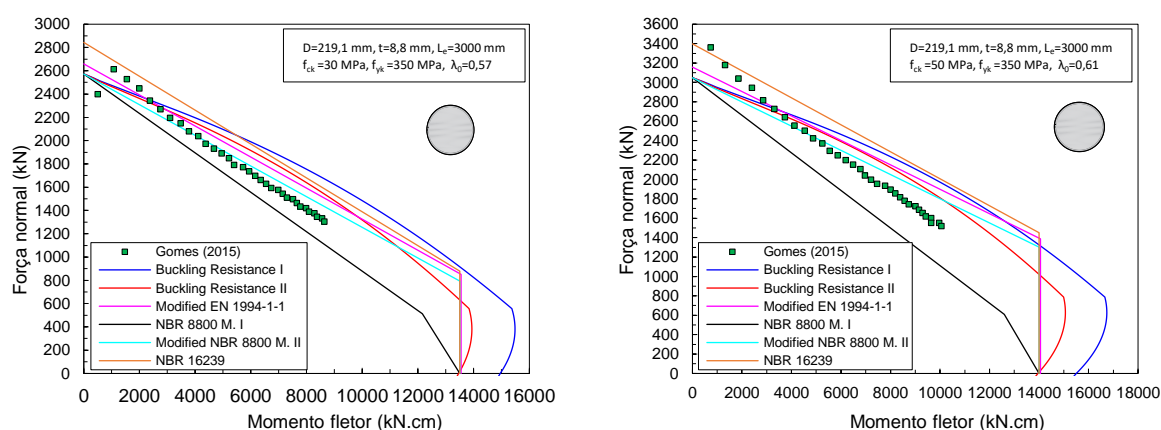
A curva do Modelo I, mostrou-se a mais conservadora entre os modelos analisados, superestimando apenas a resistência à flexo-compressão do modelo C11 (Figura 5-35b e Figura 5-36d).

### 5.2.4.3 Gomes (2015)

No estudo numérico de Gomes (2015) o comprimento efetivo de todos os modelos considerados foi de 3000 mm, resistência ao escoamento do aço do perfil de 350 MPa e tubo de aço com diâmetro de 219,1 mm e 8,8 mm de espessura. Os concretos utilizados foram C30, C50, C70 e C90.

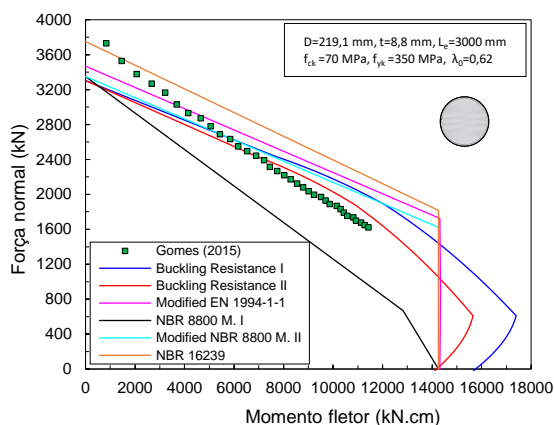
A Figura 5-37a apresenta as curvas de interação M-N dos modelos G1 ao G35, na Figura 5-37b, as curvas referentes aos modelos G36 a G70. Na Figura 5-37c é apresentada a análise comparativa para os modelos G71 a G105 e na Figura 5-37d a análise comparativa para os modelos G105 a G140.

**Figura 5-37: Curvas de interação M-N - pilares preenchidos investigados por Gomes (2015)**

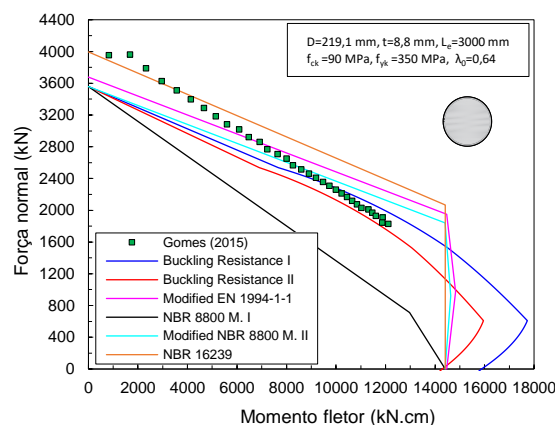


a) Modelos G1-G35

b) Modelos G36-G70



c) Modelos G71-G105



d) Modelos G106-G140

Fonte: Autor (2021)

A resistência à flexo-compressão de muitos modelos de Gomes (2015) foi superestimada por grande parte dos modelos de previsão de resistência (Figura 5-37). Os resultados comparativos mostraram que os modelos de interação M-N foram conservadores quando houve a associação de maiores valores de força normal resistente e menores valores de resistência ao momento fletor (Figura 5-37); com exceção do modelo proposto pela ABNT NBR 16239 (2013) que superestimou a resistência de grande parte dos modelos de Gomes (2015) (Figura 5-37). Notou-se uma grande diferença entre os valores de resistência à compressão simples (Ponto A) estimados pela ABNT NBR 16239 (2013) e os estimados pelas demais modelos interação. Isto se deve ao fato de os modelos abordados apresentarem valores expressivos de esbelteza reduzida, o que resultou em diferenças de até 10% na definição do parâmetro  $\chi$ .

À medida em que menores valores de resistência à força normal foram associados a maiores valores de resistência ao momento, as curvas de interação M-N passaram a superestimar a resistência à flexo-compressão (Figura 5-37a, Figura 5-37b e Figura 5-37c). Em contrapartida, o Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) mostrou-se o mais conservador, superestimando a resistência à flexo-compressão de um modelo apenas (Figura 5-37a). Quando considerada a resistência à compressão de 90 MPa, a curva *Buckling Resistance II* subestimou a resistência de todos os modelos de Gomes (2015) (Figura 5-37d); apresentando estimativas de resistência à flexo-compressão com boa precisão quando considerados menores valores resistentes de força normal.

Os valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) estimados pelas curvas *Buckling Resistance I* e II, foram muito próximos aos valores últimos estimados pelas curvas normativas da ABNT NBR 8800 (2008) (erro médio de 0,37%, Figura 5-37). A maior diferença entre valores de força normal resistente (Ponto A) entre as curvas *Buckling Resistance I* e II e modelos da ABNT NBR 8800 (2008) foram observados quando utilizado

concreto com resistência de 70 MPa (Figura 5-37c). Como já observado nas análises comparativas referentes aos pilares de seção preenchida, o modelo do EN 1994-1-1 (2004) estimou valores de força normal resistente no Ponto A superiores aos previstos pelas curvas *Buckling Resistance* I e II e Modelos I e II (Figura 5-37). Para todos os pilares preenchidos circulares analisados, os modelos de interação *Buckling Resistance* I e o proposto pelo EN 1994-1-1 (2004) foram os que apresentaram as estimativas de resistência mais precisas. Como observado em toda a análise comparativa 2, o Modelo I da ABNT NBR 8800 (2008) foi o que mais se distanciou da resistência dos modelos.

### 5.2.5 Considerações finais sobre a análise comparativa

Neste trabalho, as análises comparativas com resultados da literatura envolveram os modelos de interação M-N propostos pela ABNT NBR 8800 (2008), ABNT NBR 16239 (2013), EN 1994-1-1 (2004) e modelos de interação M-N obtidos pela ferramenta computacional PM-MN (2021). Os resultados da literatura foram referentes a estudos numéricos e experimentais de pilares mistos revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos submetidos a esforços axiais aplicados de maneira excêntrica. Com intuito de computar a instabilidade à flexão nos modelos de interação normativos, o Modelo II de interação da ABNT NBR 8800 (2008) e o modelo do EN 1994-1-1 (2008) foram modificados por meio da consideração do parâmetro  $\chi$ . Por meio dos resultados das análises comparativas, notou-se que o Modelo I de cálculo da ABNT NBR 8800 (2008) apresentou as estimativas de resistência à flexo-compressão mais conservadoras entre todos os modelos de interação M-N, em todos os tipos de pilares mistos investigados. Adicionalmente, para todos os modelos analisados, a curva *Buckling Resistance* I foi o modelo de interação M-N que mais se aproximou dos resultados numéricos e experimentais. Grande parte dos modelos tiveram sua resistência à flexo-compressão subestimadas por este modelo de interação M-N (*Buckling Resistance* I).

Quanto às análises comparativas dos pilares revestidos, observou-se uma ótima correlação entre os valores de força normal e momento fletor resistentes (Pontos A e B, respectivamente) estimados pelos modelos da ABNT NBR 8800 (2008) e os estimados pela curva *Buckling Resistance* II. No entanto, nos modelos com maiores valores de esbeltez reduzida, a curva do EN 1994-1-1 (2004) distanciou-se dos valores de força normal resistente no Ponto A estimados pelos modelos do PM-MN (2021), mas apresentou boa concordância em relação aos valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B). Quando a análise comparativa envolveu resultados de pilares parcialmente revestidos, notou-se uma ótima correlação entre a curva *Buckling Resistance* II e os Modelos I e II da ABNT NBR 8800 (2008), para aos valores de força normal e momento fletor resistentes (Pontos A e B, respectivamente) quando considerada a flexão em torno do eixo XX. Em contrapartida, quando considerada a flexão em torno do eixo YY, os modelos da ABNT NBR 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)



apresentaram estimativas superiores de resistência no Ponto B em relação a curva *Buckling Resistance* II obtida pelo PM-MN (2021).

O estudo comparativo para os pilares preenchidos de seção retangular, indicou uma ótima correlação entre os resultados de força normal resistente no Ponto A para os modelos da ABNT NBR 8800 (2008) e para as curvas *Buckling Resistance* I e II. Porém, quando analisados os valores de momento fletor resistente no Ponto B de alguns modelos, notou-se que os modelos da ABNT NBR 8800 (2008) e do EN 1994-1-1 (2004) conduziram a resultados inferiores à curva *Buckling Resistance* II. Para todos os pilares preenchidos de seção retangular analisados, o modelo de interação M-N proposto pelo EN 1994-1-1 (2004) apresentou as estimativas menos conservadoras de resistência à compressão simples (Ponto A da curva de interação M-N); isto se deve ao fato de a norma europeia considerar 100% da resistência de cálculo do concreto.

Quando considerado o estudo comparativo de pilares preenchidos de seção circular, notou-se ótima concordância entre os valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) obtidos pelos modelos de interação M-N do PM-MN (2021) e os obtidos pelos modelos da ABNT NBR 8800 (2008). Como observado no estudo comparativo dos pilares preenchidos de seção retangular, o modelo de interação proposto pelo EN 1994-1-1 (2004) também conduziu aos maiores valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A da curva de interação M-N) em relação as demais curvas de interação consideradas. Os resultados obtidos pelo modelo proposto, expressos pelas curvas *Buckling Resistance* I e II, apresentaram coerência e boa concordância com resultados da ABNT NBR 8800 (2008) e subestimou, em grande parte, a resistência à flexo-compressão dos modelos dos estudos numéricos e experimentais abordados.

Quanto ao modelo proposto pela ABNT NBR 16239 (2013), observou-se por meio da análise comparativa envolvendo tubos preenchidos que este modelo de interação tende a ser consideravelmente menos conservador nas estimativas de resistência à compressão simples à medida em que os valores de esbelteza reduzida passam a ser mais expressivos. Em contrapartida, este modelo muito se aproxima dos modelos de interação propostos pela ABNT NBR 8800 (2008) quando há a consideração de pilares mistos de seção tubular com valores de esbelteza reduzida não tão expressivos. Logo, as diretrizes da ABNT NBR 16239 (2013) resultam em estimativas de resistência que conduzem a resultados de verificação que proporcionam vantagens econômicas em relação as diretrizes da ABNT NBR 8800 (2008).

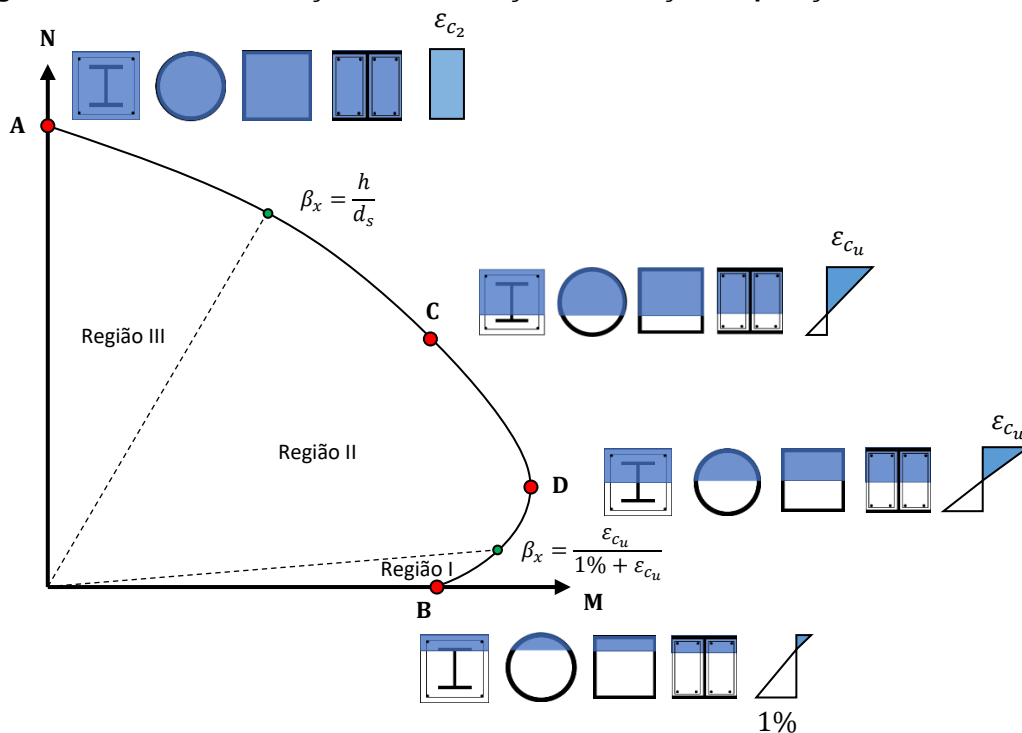
Por meio da análise comparativa 2 é possível concluir que o modelo proposto se mostrou eficiente na definição das curvas de interação M-N quando considerada a resistência do pilar. Dentre todos os modelos analisados, o que melhor representou a resistência dos modelos foi a curva *Buckling Resistance* I, obtida pela ferramenta PM-MN (2021).

# 6 Estudo paramétrico

A ferramenta computacional PM-MN (2021) foi validada no capítulo 5 e mostrou estimar, adequadamente, o par M-N resistente de pilares mistos submetidos à flexão composta reta. Assim, tal ferramenta foi utilizada para analisar a influência de alguns parâmetros sobre as curvas de interação M-N e sobre os valores de força normal e momento fletor correspondentes, respectivamente, à compressão simples e à flexão simples.

Cabe destacar que a força normal resistente à compressão simples corresponde ao Ponto A da curva de interação M-N (compressão centrada); da mesma forma, o momento resistente à flexão simples corresponde ao Ponto B, conforme Figura 6-1.

Figura 6-1: Curva de interação M-N em função da variação da posição da linha neutra



Fonte: Autor (2021)

No presente estudo os parâmetros investigados foram: resistência à compressão do concreto (20, 40, 60 e 80 MPa), resistência ao escoamento do aço (250, 300 e 350 MPa) e índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ). Os valores de índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ) e, conseqüentemente, o parâmetro  $\chi$ , foram obtidos a partir das recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) para pilares mistos de seção revestida e parcialmente revestida. No caso dos pilares preenchidos, a esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ) e parâmetro  $\chi$  resultaram das diretrizes da ABNT NBR 16239 (2013).

Diferentemente da etapa de validação, os coeficientes de ponderação das resistências dos materiais foram incluídos na análise paramétrica. O valor do módulo de elasticidade do

concreto foi calculado de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) e considerando agregado de origem basáltica. Foi utilizada a curva de interação M-N denominada *Buckling Resistance II*, a qual leva em conta os efeitos da instabilidade à flexão. Tal curva é gerada pela ferramenta PM-MN (2021).

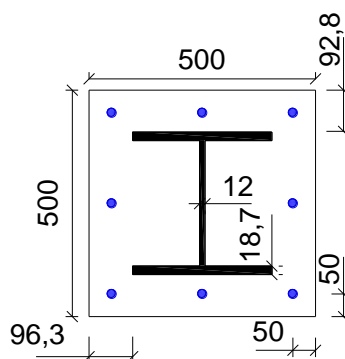
A seguir são apresentadas as análises paramétricas para pilares de seções revestida, parcialmente revestida e preenchida (quadrada e circular). Para os pilares de seções revestida e parcialmente revestida as análises foram feitas considerando ambos os eixos principais de inércia (maior inércia, eixo XX e menor inércia, eixo YY).

Os resultados utilizados no estudo paramétrico são apresentados em maiores detalhes no APÊNDICE D.

## 6.1 PILAR REVESTIDO

Nessa análise foi considerada a seção transversal utilizada por Chiew e Cai (2018) cujas dimensões são mostradas na Figura 6-2. A resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal ( $8\text{Ø}20\text{ mm}$ ) foi considerada igual a 500 MPa. Foram considerados os seguintes valores de comprimento efetivo: 3600 mm e 5350 mm, que resultaram em valores máximos de índices de esbeltez reduzida de 0,5 (flexão em torno do eixo XX) e 0,75 (flexão em torno do eixo YY).

**Figura 6-2: Seção do pilar revestido do estudo paramétrico (medidas em mm)**



Fonte: Adaptado de Chiew e Cai (2018)

Na Tabela 6-1 são apresentadas as combinações entre os valores de resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço. Também são apresentados os valores de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ) de acordo com a combinação resistência à compressão do concreto-resistência ao escoamento do aço- comprimento efetivo-eixo de flexão. Aqui cabe lembrar que a expressão da esbeltez reduzida depende da resistência ao escoamento do aço e do módulo de elasticidade do concreto que, por sua vez, depende da resistência à compressão do concreto.

**Tabela 6-1: Combinações para a análise paramétrica: valores de índice de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ )**

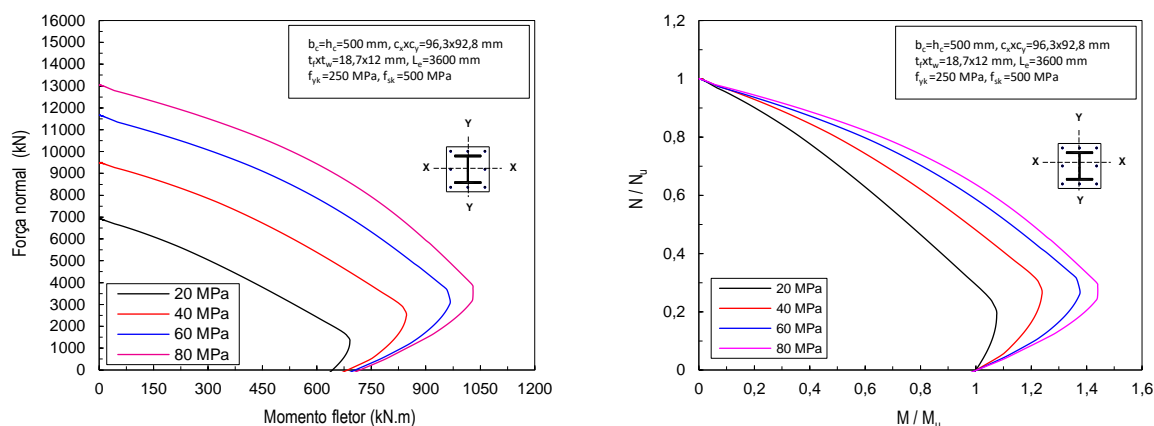
$f_{ck}$ (MPa)	$\lambda_0$ ABNT NBR 8800 (2008)			
	$L_e = 3600$ mm		$L_e = 5350$ mm	
	Flexão XX	Flexão YY	Flexão XX	Flexão YY
Resistência ao escoamento: 250 MPa				
<b>C20</b>	0,337	0,422	0,501	0,627
<b>C40</b>	0,379	0,456	0,563	0,678
<b>C60</b>	0,407	0,481	0,605	0,714
<b>C80</b>	0,421	0,491	0,626	0,729
Resistência ao escoamento: 300 MPa				
<b>C20</b>	0,351	0,439	0,521	0,652
<b>C40</b>	0,389	0,469	0,579	0,697
<b>C60</b>	0,416	0,491	0,619	0,730
<b>C80</b>	0,429	0,500	0,638	0,744
Resistência ao escoamento: 350 MPa				
<b>C20</b>	0,364	0,456	0,541	0,677
<b>C40</b>	0,400	0,482	0,594	0,716
<b>C60</b>	0,425	0,492	0,632	0,746
<b>C80</b>	0,438	0,500	0,651	0,750

O comportamento das curvas de interação M-N para cada combinação adotada é apresentado adiante. A influência da resistência ao escoamento do aço, resistência à compressão do concreto e índice de esbelteza reduzida nos valores de força normal resistente à compressão simples e momento resistente à flexão simples (Pontos A e B, respectivamente) é apresentada por meio das análises a seguir.

### 6.1.1 Eixo de flexão XX

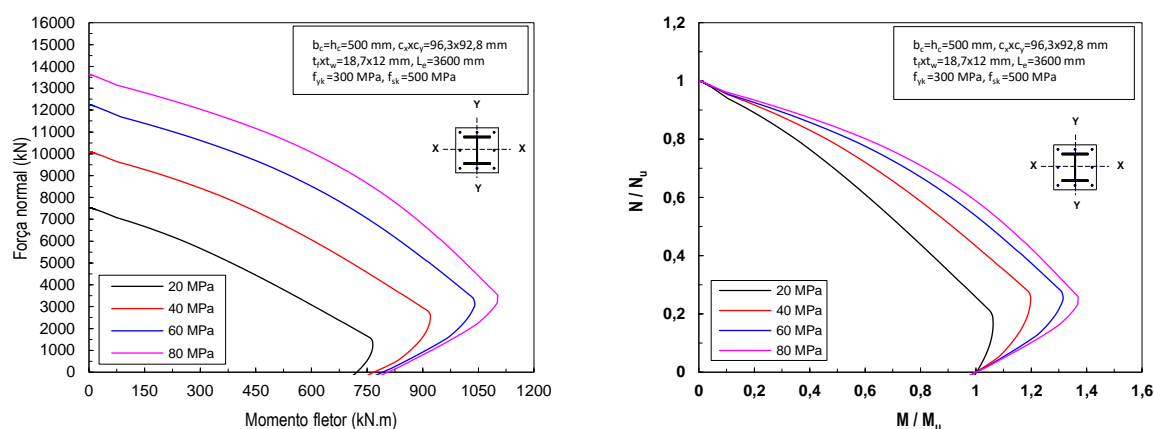
As diversas curvas de interação oriundas da ferramenta PM-MN (2021) e as curvas adimensionais para as várias combinações de valores de resistências do concreto e do aço, para comprimento efetivo de 3600 mm são apresentadas na Figura 6-3.

**Figura 6-3: Influência das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar revestido,  $L_e = 3600$  mm e Flexão em XX**



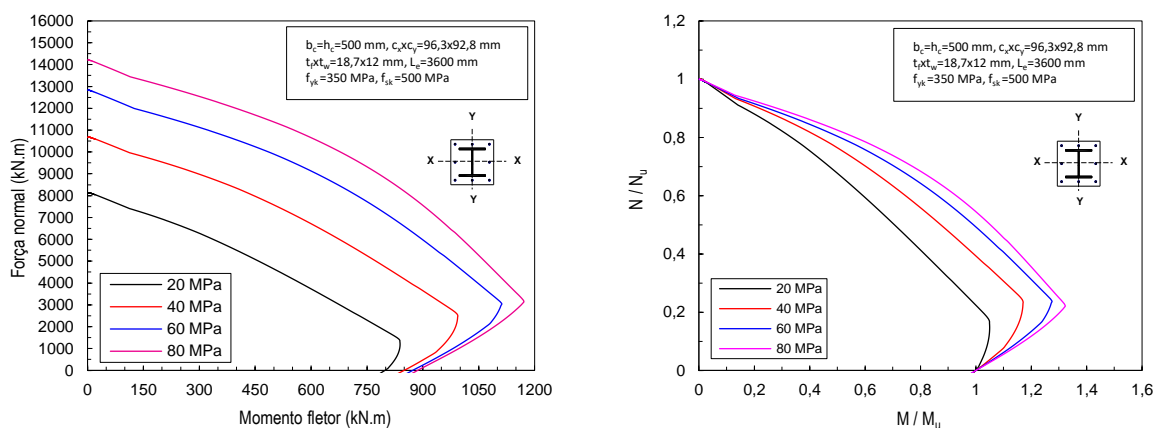
a) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 250 MPa

b) Curvas adimensionais



c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa

d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

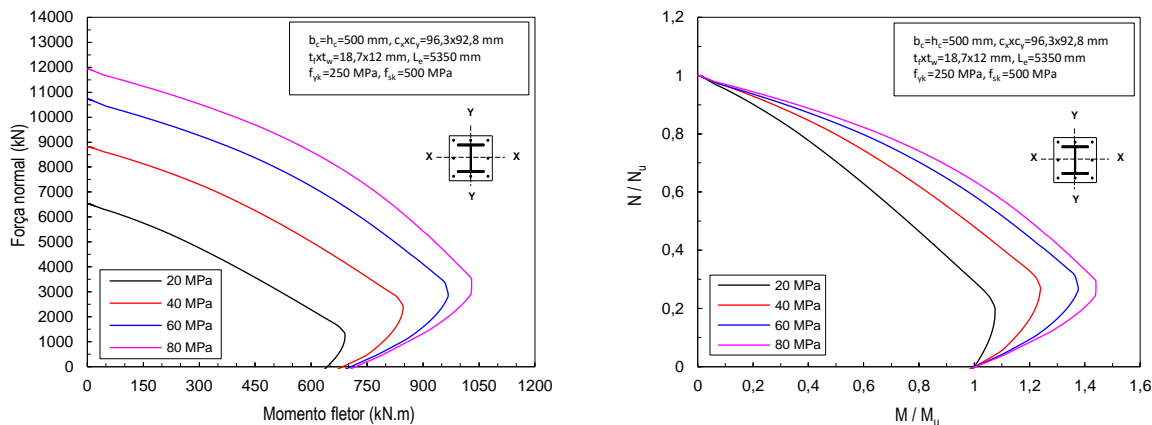
f) Curvas adimensionais

Fonte: Autor (2021)

Independentemente da resistência ao escoamento do aço, ao aumentar a resistência do concreto ocorre aumento mais significativo na força normal resistente à compressão axial que no momento resistente (Figura 6-3). O menor efeito da resistência do concreto sobre o momento resistente à flexão simples (Figura 6-3, eixo horizontal) faz com que os valores de

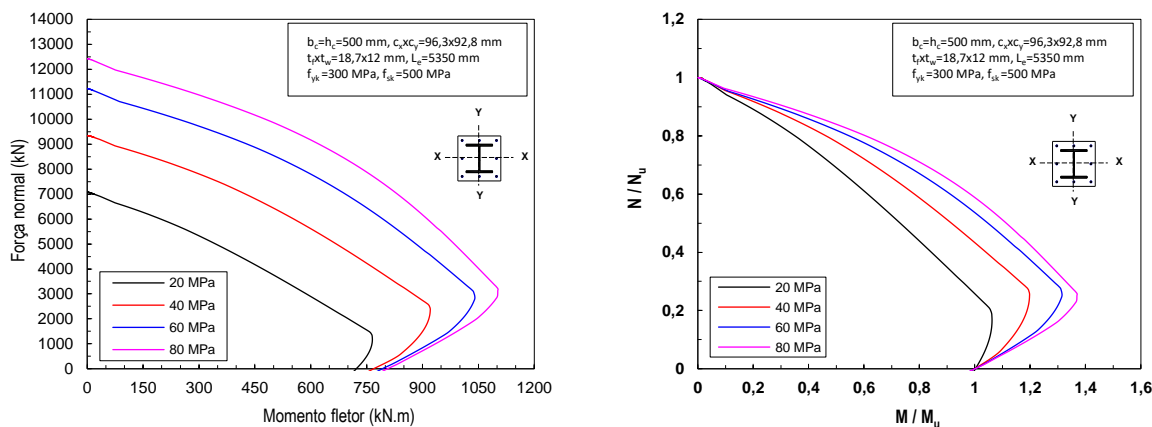
momento sejam bastante próximos. Comportamento semelhante é observado para pilares mais esbeltos (Figura 6-4).

**Figura 6-4: Influência das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar revestido,  $L_e = 5350$  mm e Flexão em XX**



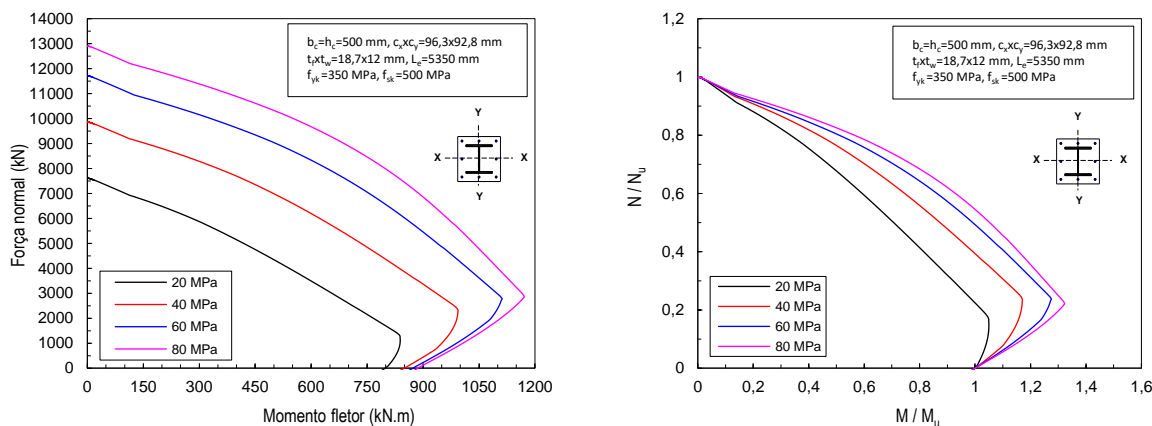
a) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 250 MPa

b) Curvas adimensionais



c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa

d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

f) Curvas adimensionais

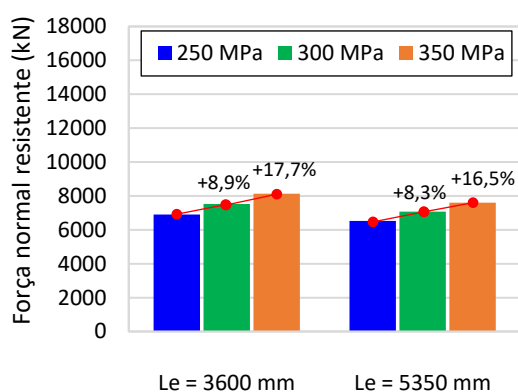
Fonte: Autor (2021)

Observa-se um aumento considerável de resistência à flexo-compressão para pilares com concretos mais resistentes (Figura 6-3 e Figura 6-4). Adicionalmente, as curvas de interação com os maiores valores resistentes para os Pontos A e B foram obtidas para a combinação entre concretos e aços mais resistentes (Figura 6-3 e Figura 6-4). Ao aumentar a esbeltez (maior comprimento efetivo), como esperado, houve redução da força normal resistente (Ponto A) – Figura 6-3 e Figura 6-4. Independentemente da esbeltez, os maiores valores de momento resistente (Ponto B) foram observados para a combinação de aço com resistência ao escoamento igual a 350 MPa e concreto C80 (Figura 6-3 e Figura 6-4). A seguir, a influência de cada um dos parâmetros avaliados é analisada de forma detalhada. Para isso são utilizados os valores de força e momento (Pontos A e B, respectivamente).

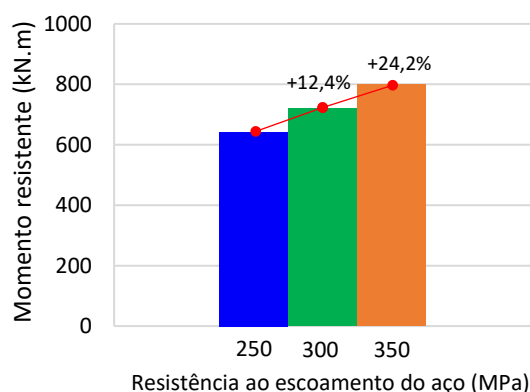
### 6.1.1.1 Influência da resistência ao escoamento do aço

A Figura 6-5 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes do pilar misto revestido para a variação da resistência do aço combinada a valores diversos de resistência do concreto, conforme comprimento efetivo (3600 mm e 5350 mm).

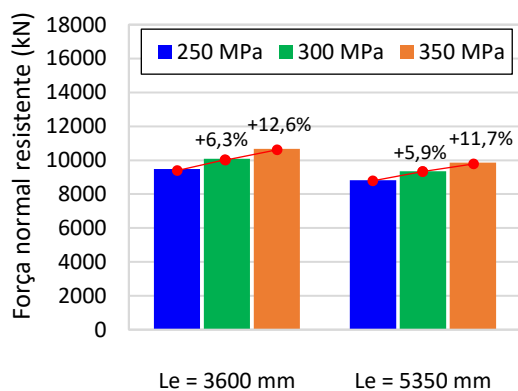
**Figura 6-5: Influência da resistência ao escoamento do aço nos valores de força e momento resistentes do pilar revestido – Flexão em XX**



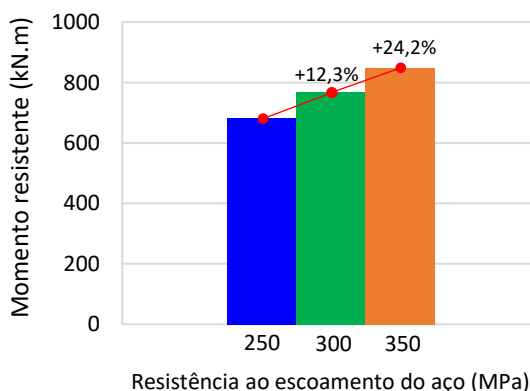
a) Força normal resistente (Ponto A) – C20



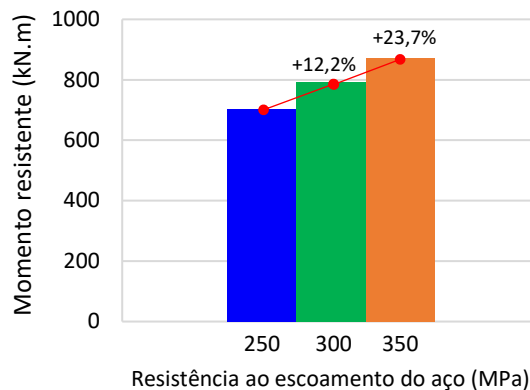
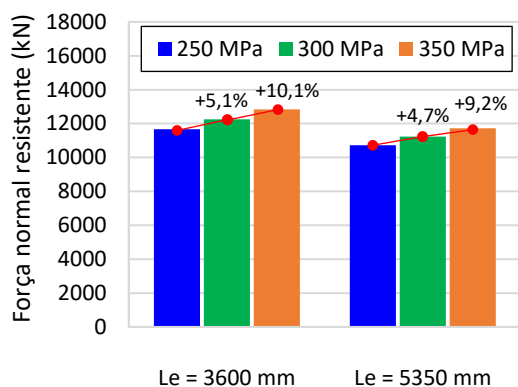
b) Momento resistente (Ponto B) – C20



c) Força normal resistente (Ponto A) – C40

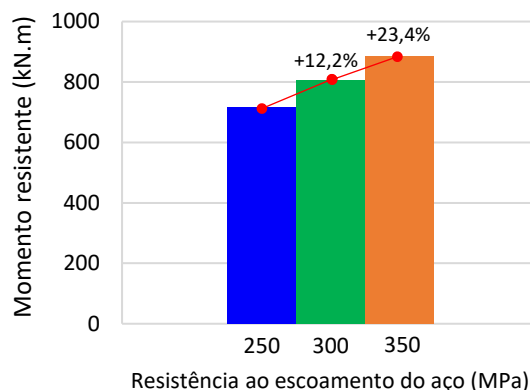
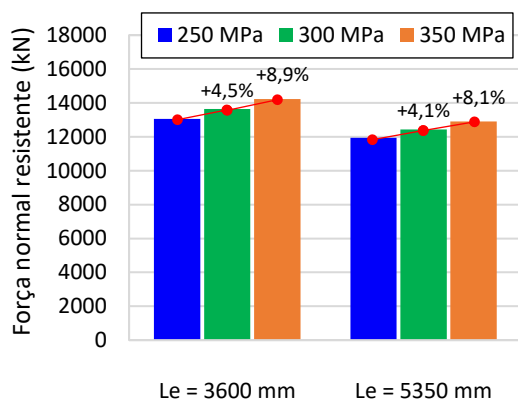


d) Momento resistente (Ponto B) – C40



e) Força normal resistente (Ponto A) – C60

f) Momento resistente (Ponto B) – C60



g) Força normal resistente (Ponto A) – C80

h) Momento resistente (Ponto B) – C80

Fonte: Autor (2021)

Ao aumentar em 40% o valor a resistência ao escoamento do aço (250 MPa para 350 MPa) ocorreram acréscimos de 17,7% e 24,2%, respectivamente nos valores de força normal e momento (Figura 6-5a e Figura 6-5b). A variação da resistência ao escoamento no aço trouxe maior aumento nos valores de momento fletor que na força resistente (Figura 6-5). Comparando os valores de força normal para aços com 250 MPa e 350 MPa, observa-se que o maior acréscimo na força normal (17,7%) ocorreu para o pilar revestido com concreto C20, aço com 350 MPa de resistência ao escoamento e comprimento efetivo de 3600 mm (Figura 6-5a). Por outro lado, a mesma combinação de resistência ao escoamento do aço e resistência à compressão do concreto (350 e 20 MPa, respectivamente), aumentou em 16,5% a força resistente no pilar com maior valor de comprimento efetivo (5350 mm) (Figura 6-5b). O aumento mais significativo na força normal resistente ocorreu para o pilar mais curto, associando aço mais resistente e concretos de menor resistência (C20 e C40) (Figura 6-5). No caso dos concretos de alta resistência (C60 e C80) e aumento de 40% na resistência ao escoamento do aço (250 para 350 MPa), o maior acréscimo de força normal resistente (10,1%) ocorreu para concreto C60 (Figura 6-5e).

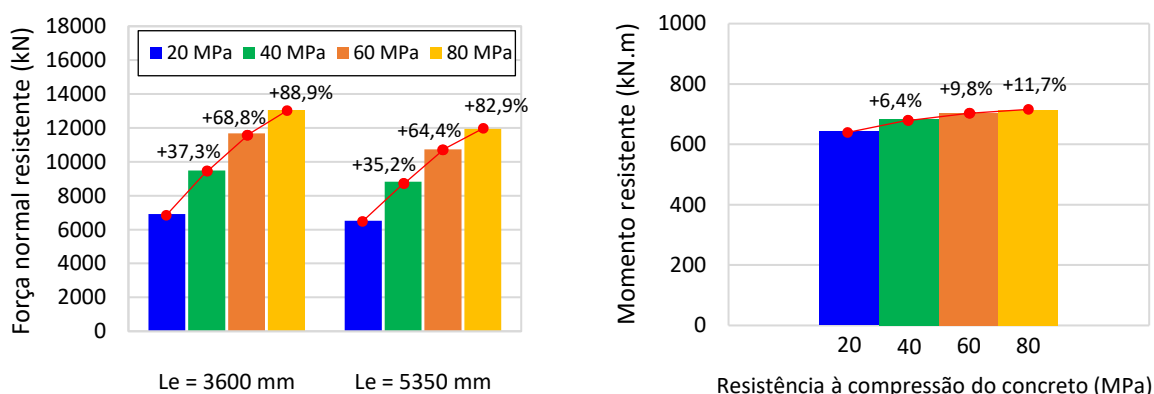


No tocante ao momento resistente, a variação de 20% (250 para 300 MPa) na resistência ao escoamento do aço aumentou em cerca de 12% o respectivo valor resistente (Figura 6-5b, Figura 6-5d, Figura 6-5f e Figura 6-5h). Quando o valor da resistência ao escoamento do aço passou de 250 para 350 MPa, o aumento foi próximo de 24,2% (Figura 6-5b, Figura 6-5d, Figura 6-5f e Figura 6-5h). A variação da resistência do aço mostrou-se efetiva no aumento do momento resistente, independentemente da resistência à compressão do concreto considerada (Figura 6-5b, Figura 6-5d, Figura 6-5f, Figura 6-5h). Isto indica a pouca influência da resistência do concreto sobre o momento resistente à flexão simples.

### 6.1.1.2 Influência da resistência à compressão do concreto

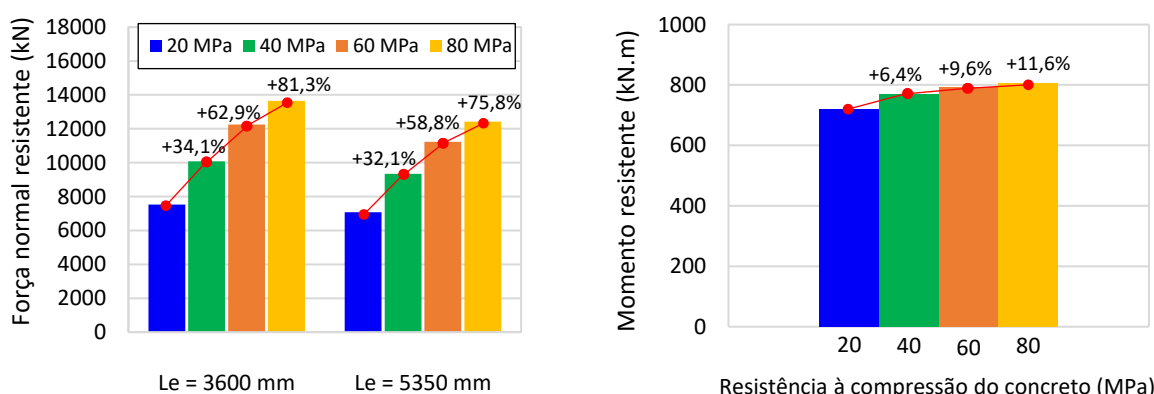
A Figura 6-6 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes do pilar revestido em função da variação na resistência do concreto, para diversos valores de resistência ao escoamento do aço e dois comprimentos efetivos (3600 mm e 5350 mm).

**Figura 6-6: Influência da resistência à compressão do concreto nos valores de força e momento fletor resistentes do pilar revestido – Flexão em XX**



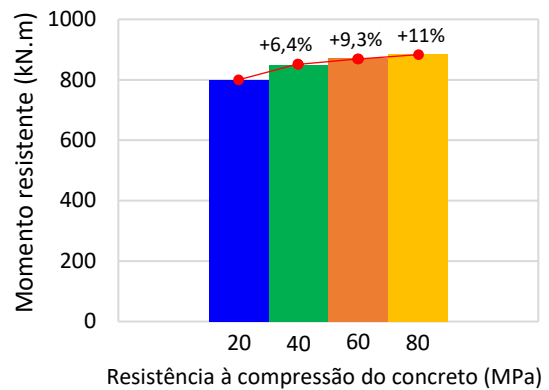
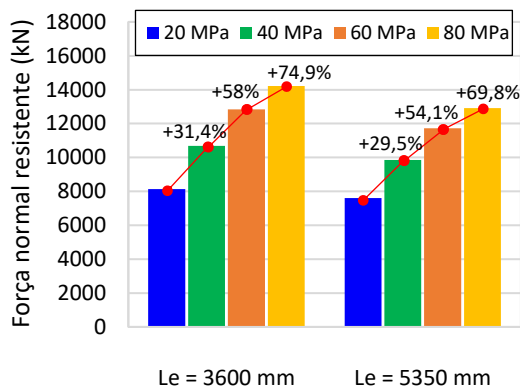
a) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 250$  MPa

b) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 250$  MPa



c) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 300$  MPa

d) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 350$  MPa

f) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 350$  MPa

Fonte: Autor (2021)

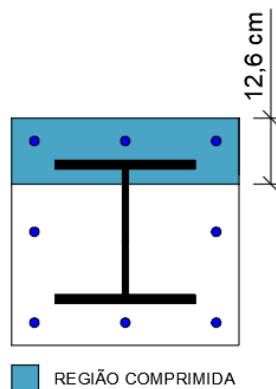
A variação da resistência à compressão do concreto em 300% (C20 para C80) gerou o acréscimo mais expressivo nos valores de força e momento resistentes, 88,9% e 11,7%, respectivamente (Figura 6-6). O aumento da resistência à compressão do concreto mostrou-se mais efetivo no aumento dos valores de força normal resistente que no momento resistente no Ponto B (Figura 6-6).

Ao aumentar a resistência do concreto de 20 para 80 MPa (aumento de 300%) houve o aumento mais considerável na força normal resistente (88,9%) e ocorreu para o pilar revestido de menor comprimento efetivo (3600 mm) e perfil com 250 MPa (Figura 6-6a). Mantida a configuração anterior, mas considerado o maior valor de resistência ao escoamento do aço (350 MPa), o aumento observado de força normal resistente foi de 74,9% (Figura 6-6e). O aumento dos valores de força normal resistente mostrou-se mais significativo quando houve variação da resistência do concreto associada a menores valores de resistência do aço e menor comprimento efetivo (3600 mm) (Figura 6-6). Ou seja, variar a resistência do concreto em pilares mais curtos com perfis de menor resistência tem maior efeito sobre a força normal resistente que variar os demais parâmetros.

Quanto aos valores de momento resistente, o aumento mais significativo para a variação da resistência à compressão do concreto em 300% (C20 para C80) foi de 11,7% (Figura 6-6a). O aumento mais expressivo de momento resistente (6,4%) foi observado para incremento da resistência à compressão do concreto em 100% (C20 para C40) (Figura 6-6b, Figura 6-6d e Figura 6-6f). Quando considerados concretos de alta resistência (C60 e C80), o incremento de resistência à compressão do concreto mostrou-se menos eficiente no aumento dos valores de momento resistente em relação aos concretos de classe normal (C20 e C40), como observado na Figura 6-6b, Figura 6-6d e Figura 6-6f. A menor influência da resistência à compressão do concreto no acréscimo dos valores de momento resistente, se deve ao fato da região comprimida da seção correspondente ao Ponto B da curva de interação M-N (flexão

simples), envolver uma porção reduzida de concreto comprimido (Figura 6-7); conseqüentemente, o momento estático da seção comprimida de concreto não contribui tão significativamente para a resistência no Ponto B.

**Figura 6-7: Porção comprimida de concreto para o Ponto B do pilar revestido – Flexão em XX ( $f_{yk} = 250$  MPa e C20)**



Fonte: Autor (2021)

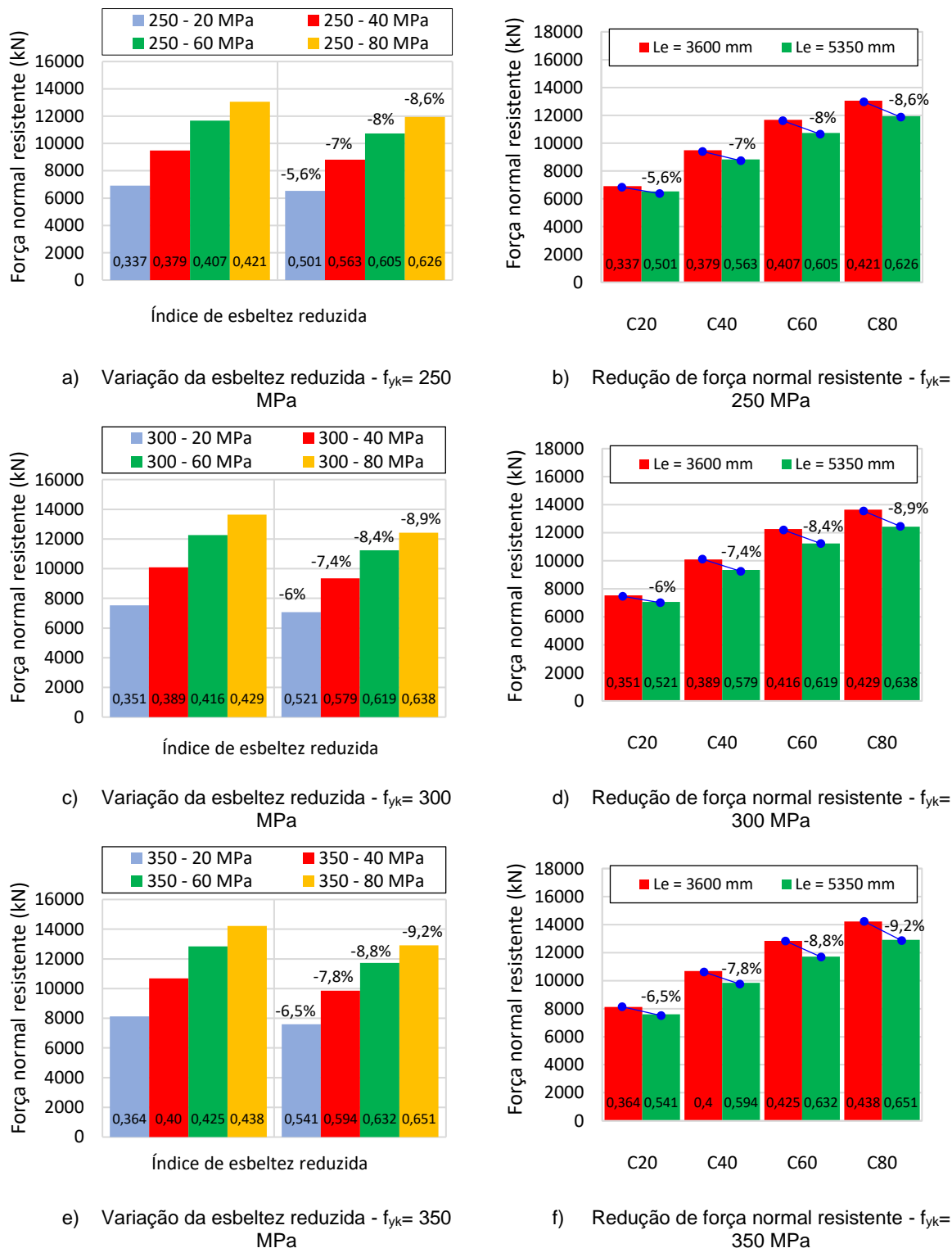
Quando considerados concretos de alta resistência, a variação da resistência à compressão do concreto foi menos efetiva no aumento da força normal e momento fletor resistentes em relação aos concretos de classe normal (Figura 6-6). Isto ocorre porque o coeficiente  $\alpha_c$  (Eq. 4-6), que reduz a resistência de cálculo do concreto, é menor quando utilizados concretos com resistência maior de 50 MPa. Além disso, a utilização de concretos de alta resistência reduz a área efetiva comprimida de concreto devido ao menor coeficiente  $\lambda$  (Eq. 4-5). Cabe ressaltar que o uso de concretos de alta resistência também amplia os efeitos da instabilidade à flexão, o que penaliza ainda mais a força normal resistente à compressão centrada (Ponto A). Portanto, o uso de concretos de alta resistência impacta ambos os coeficientes ( $\alpha_c$  e  $\lambda$ ), o que diminui a contribuição do concreto para a capacidade resistente à flexo-compressão (Figura 6-6).

### 6.1.1.3 Influência do índice de esbeltez reduzida do pilar

A influência do índice de esbeltez reduzida sobre a força normal resistente também foi avaliada. Na ferramenta PM-MN (2021), os efeitos da esbeltez reduzida incidem apenas sobre a força normal resistente e, por isso, aqui serão analisados apenas os valores de força normal resistente. Variações da resistência dos materiais e do comprimento efetivo afetam o valor da esbeltez reduzida do pilar. Para o comprimento efetivo de 3600 mm, e considerando as combinações diversas de resistências do aço e do concreto a esbeltez reduzida do pilar revestido variou entre 0,337 e 0,438.

Para o comprimento efetivo de 5350 mm, a esbeltez reduzida ficou no intervalo 0,501-0,651. A Figura 6-8 apresenta a variação da força normal resistente em função da esbeltez reduzida do pilar revestido, conforme combinações.

**Figura 6-8: Influência do índice de esbeltez reduzida na força normal resistente do pilar revestido – Flexão em XX**

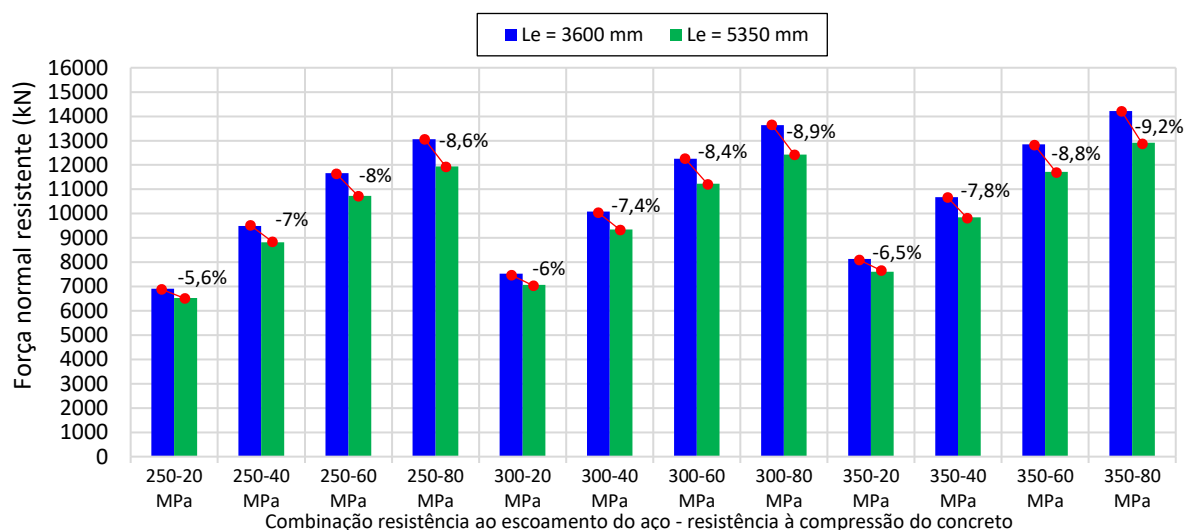


Fonte: Autor (2021)

Os resultados (Figura 6-8) mostram que o aumento do índice de esbelteza reduzida em cerca de 48% resulta em reduções da força normal resistente que variam entre 6% e 9%. A maior redução de força resistente (-9,2%) ocorreu para a combinação de concreto C80 e resistência ao escoamento do aço de 350 MPa (Figura 6-8). O decréscimo na força resistente mostrou-se menos significativo para a combinação de menores valores de resistências do aço e do concreto (Figura 6-8). Em contrapartida, os maiores valores de esbelteza reduzida foram obtidos para a combinação de maiores valores de resistências do aço e do concreto. Essa combinação resultou em decréscimos mais significativos nos valores de força normal resistente (Figura 6-8). O aumento da esbelteza reduzida provoca redução do parâmetro  $\chi$  que, por sua vez, incide sobre a força normal resistente do pilar.

Na Figura 6-9 são apresentados os valores de força normal resistente para todas as combinações utilizadas no estudo paramétrico do pilar revestido, para flexão em torno do eixo XX.

**Figura 6-9: Síntese dos valores de força normal resistente à compressão simples, Pilar revestido e Flexão em XX**



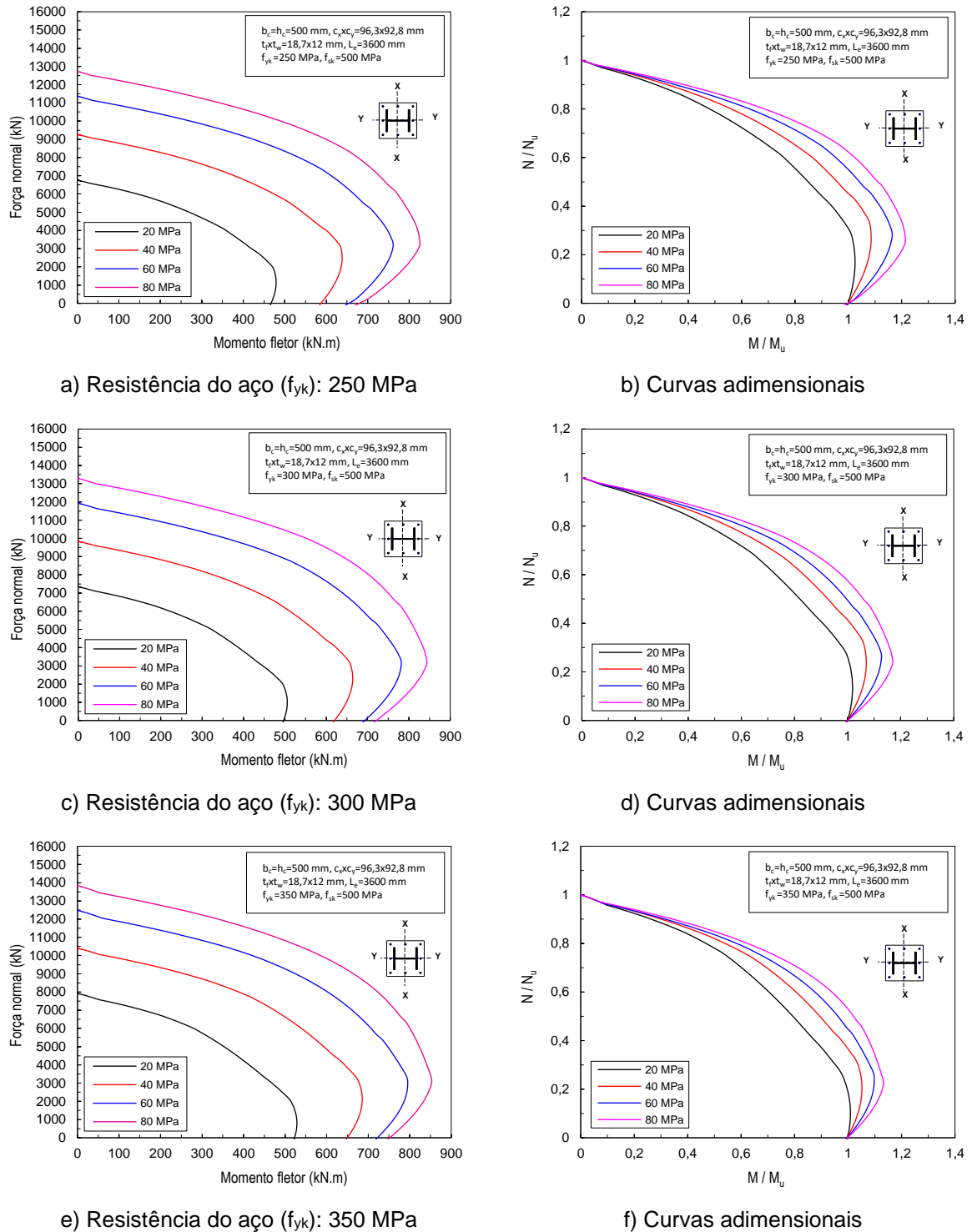
Fonte: Autor (2021)

A análise de todos os resultados apresentados na Figura 6-9 mostra que as reduções de força normal resistente são mais expressivas quando a variação de comprimento efetivo é associada a maiores resistências do aço e do concreto. Adicionalmente, é possível notar que o percentual de variação não é grande, ficando entre 5,6% e 9,2%, sendo que a menor redução ocorre para 250MPa-20MPa e a maior para 350MPa-80MPa (resistência do aço – resistência do concreto, respectivamente).

### 6.1.2 Eixo de flexão YY

As curvas de interação obtidas pela ferramenta PM-MN (2021) para as várias combinações de valores de resistências do concreto e do aço, considerando comprimento efetivo de 3600 mm, são apresentadas na Figura 6-10.

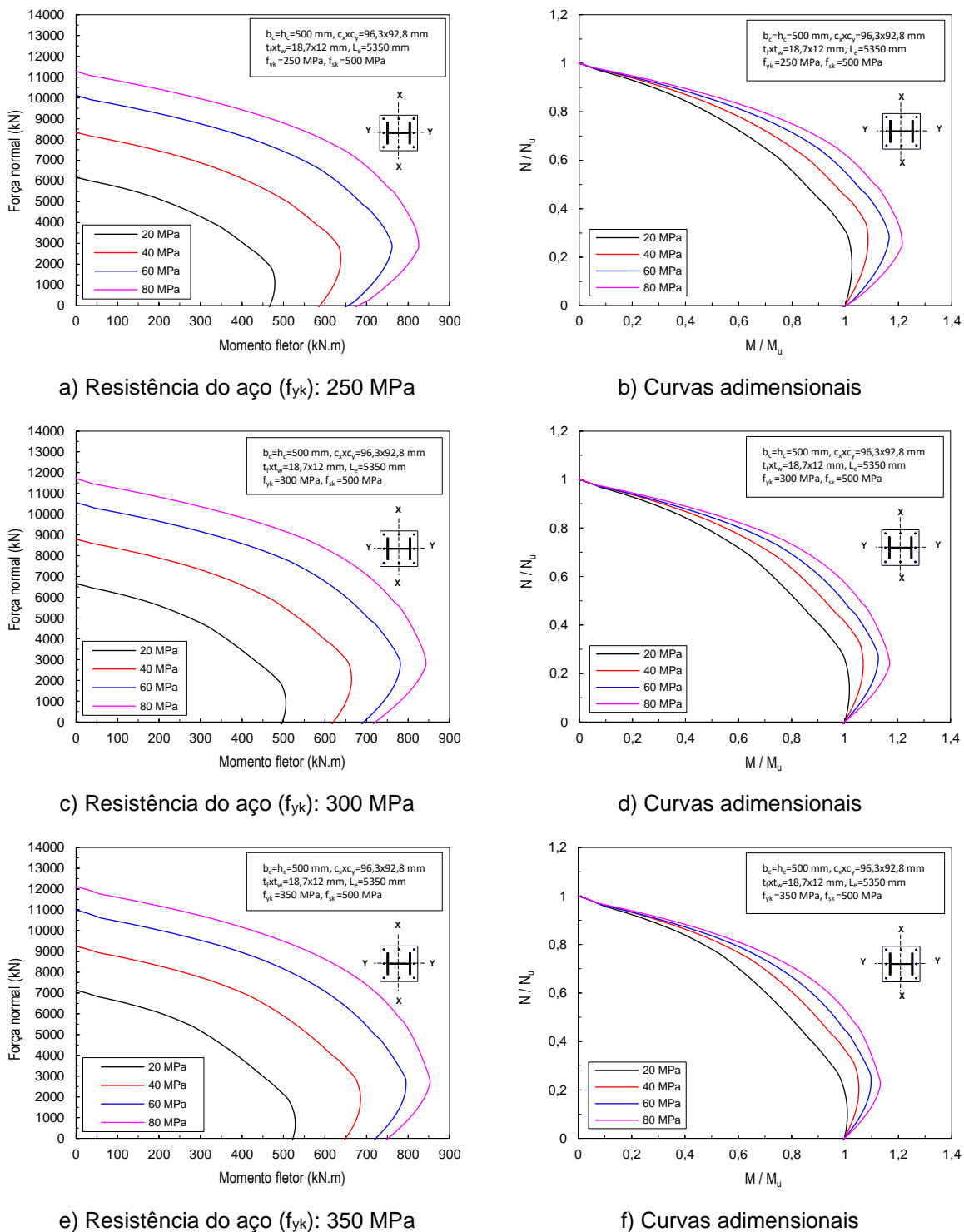
**Figura 6-10: Influência das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar revestido,  $L_e = 3600$  mm e Flexão em YY**



Fonte: Autor (2021)

As curvas parabólicas e adimensionais para as várias combinações analisadas considerando comprimento efetivo de 5350 mm são apresentadas na Figura 6-11.

**Figura 6-11: Influência das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar revestido,  $L_e = 5350$  mm e Flexão em YY**



Fonte: Autor (2021)

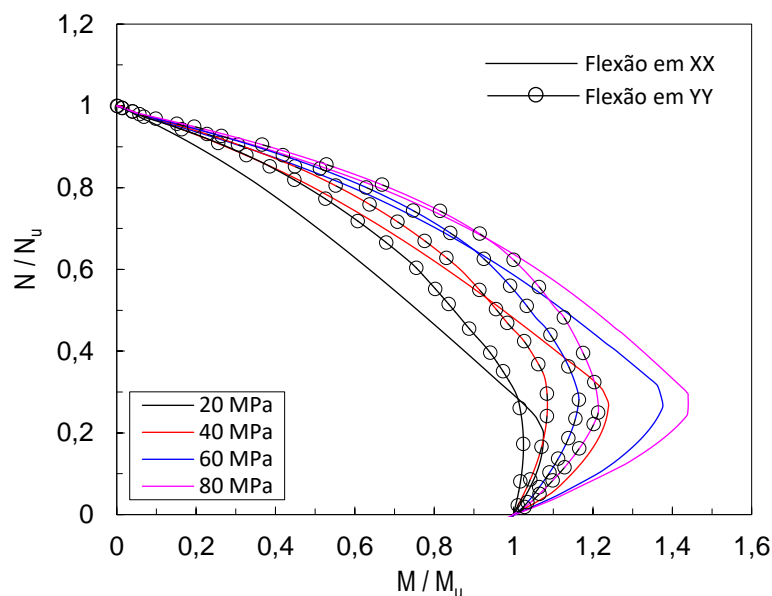
Os resultados da Figura 6-10 e Figura 6-11 evidenciam o aumento expressivo de capacidade resistente do pilar flexo-comprimido à medida que a resistência do concreto é aumentada. Porém, os valores de momento resistente são inferiores aos obtidos para flexão em XX. Os valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) foram maiores para variação da resistência à compressão do concreto associada a aço mais resistente (350 MPa, Figura 6-10 e Figura 6-11). Quanto aos valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A), ao aumentar o comprimento efetivo (5350 mm) houve redução da força normal em relação ao comprimento efetivo de 3600 mm (Figura 6-10 e Figura 6-11). Assim como ocorreu para flexão em torno do eixo de maior inércia (XX), os maiores valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B) ocorreram para a combinação aço com resistência de 350 MPa e concreto C80 (Figura 6-10 e Figura 6-11).

A seguir, análises são feitas para avaliação da influência do eixo de flexão, resistência ao escoamento do aço, resistência à compressão do concreto e índice de esbelteza reduzida nos valores resistentes nos Pontos A e B.

### 6.1.2.1 Influência do eixo de flexão

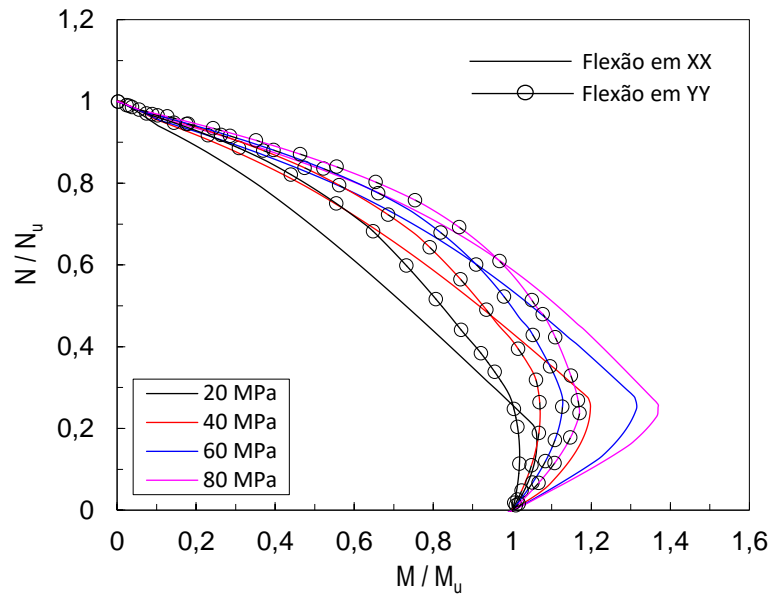
Na Figura 6-12 é apresentada a comparação entre as curvas adimensionais do pilar revestido em função do eixo de flexão.

**Figura 6-12: Influência do eixo de flexão nas curvas adimensionais do pilar revestido**

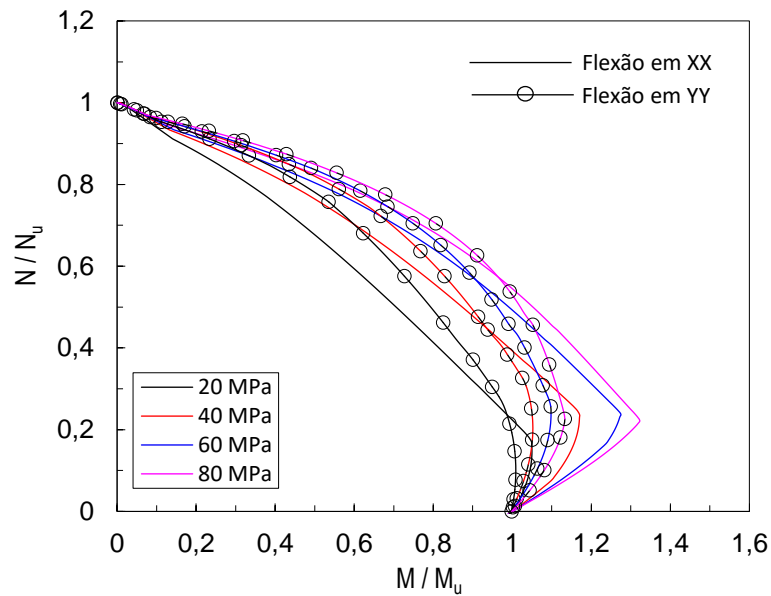


a) Curvas adimensionais – ( $f_{yk}$ ): 250 MPa





b) Curvas adimensionais – ( $f_{yk}$ ): 300 MPa



c) Curvas adimensionais – ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

Fonte: Autor (2021)

Quanto às curvas adimensionais (Figura 6-12, eixo horizontal), nota-se que as relações entre os valores de momento resistente e momento no Ponto B (relação  $M/M_u$ ) foram maiores quando considerado concreto de alta resistência, sobretudo na flexão em XX (Figura 6-12). A relação entre os valores de momento máximo (Vértice D) e resistentes para a flexão simples (Ponto B) apresentada pelas curvas adimensionais em YY (Figura 6-12), diferenciou-se do observado na flexão em XX. Quando considerada a flexão em YY, os momentos correspondentes ao vértice D não foram tão superiores àqueles correspondentes à flexão simples (Ponto B). Como observado para flexão em XX, na flexão em YY o vértice D se

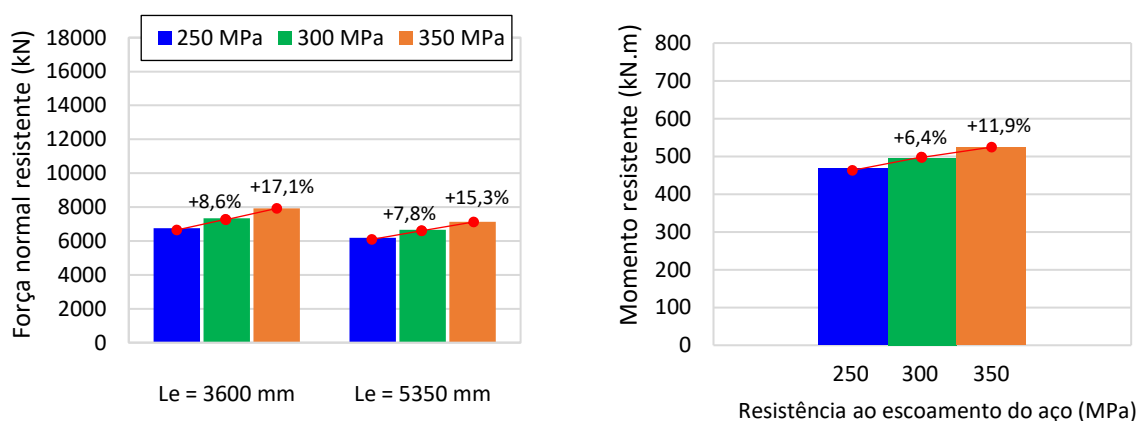
aproxima do momento para flexão simples (Ponto B) para a combinação aço com escoamento de 350 MPa e concretos C20/C40 (Figura 6-12).

Outra diferença nítida entre as curvas geradas para a flexão em torno do eixo XX e as geradas para o eixo YY, foi que quando considerada o eixo de menor inércia os valores de momento para flexão simples (Ponto B) sofreram um acréscimo um pouco mais significativo quando utilizados concretos de alta resistência. Isto indica que a resistência à compressão do concreto contribui mais significativamente para o ganho de momento resistente (Ponto B) quando considerada a flexão em torno do eixo YY.

### 6.1.2.2 Influência da resistência ao escoamento do aço

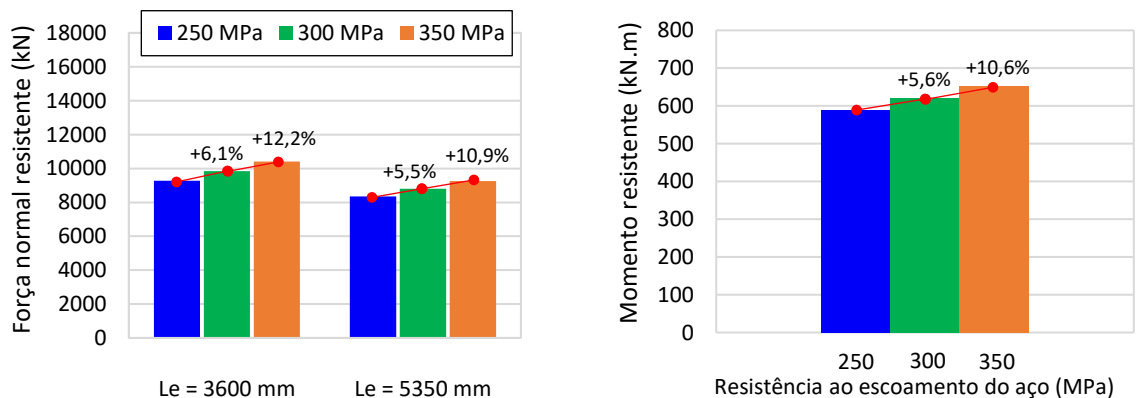
A Figura 6-13 apresenta os valores de força normal e momento resistentes do pilar revestido para valores diversos de resistência do aço, conforme comprimento efetivo (3600 mm e 5350 mm) e flexão em torno do eixo de menor inércia.

**Figura 6-13: Influência da resistência do aço nos valores de força normal e momento fletor resistentes do pilar revestido – Flexão em YY**



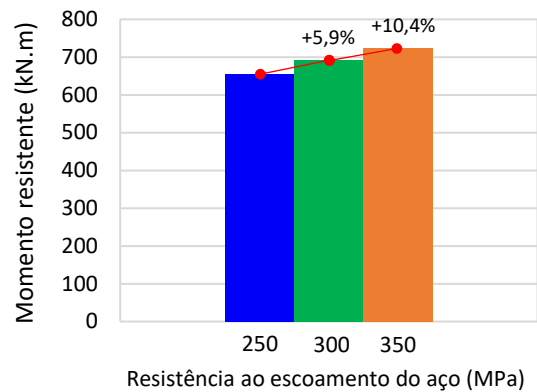
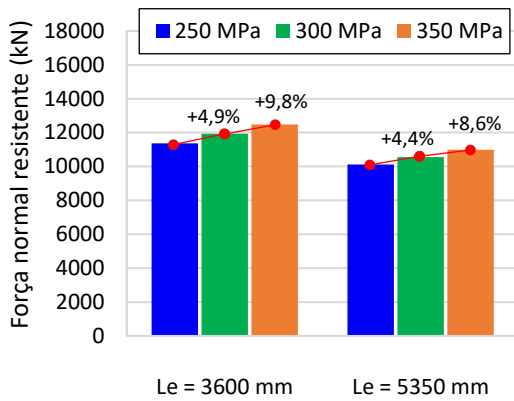
a) Força normal resistente (Ponto A) – C20

b) Momento resistente (Ponto B) – C20



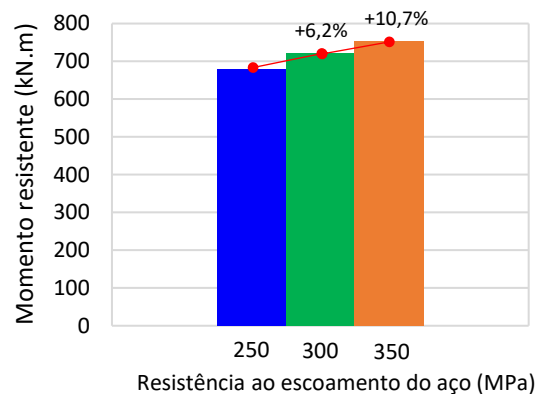
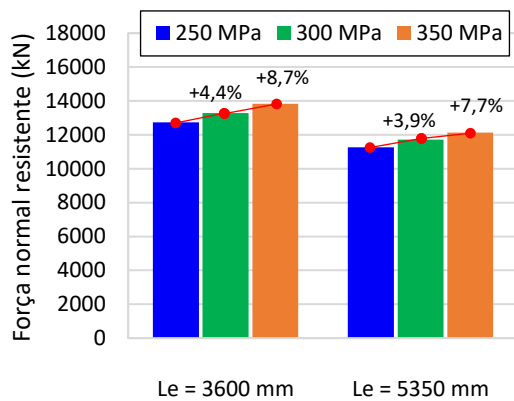
c) Força normal resistente (Ponto A) – C40

d) Momento resistente (Ponto B) – C40



e) Força normal resistente (Ponto A) – C60

f) Momento resistente (Ponto B) – C60



g) Força normal resistente (Ponto A) – C80

h) Momento resistente (Ponto B) – C80

Fonte: Autor (2021)

Com auxílio da Figura 6-13, observou-se para a variação em 40% do valor de resistência do aço (250 para 350 MPa), um acréscimo máximo de 17,1% e 11,9% dos valores de força normal e momento fletor resistentes, respectivamente. Na contramão do observado para flexão em XX, a variação da resistência do aço não se mostrou tão efetiva para aumentar os valores de momento resistente para flexão em YY (Figura 6-13).

O maior aumento de força resistente (17,1%), para o incremento de 40% na resistência do aço (250 para 350 MPa), foi observado para concreto C20 e comprimento efetivo de 3600 mm (Figura 6-13a). Mantido o incremento anterior na resistência do aço (40%) e o comprimento efetivo de 3600 mm, ocorreu aumento de 8,7% no valor de força normal resistente (Figura 6-13g) quando utilizado concreto C80. Assim como ocorreu para flexão em XX, para a flexão em YY o aumento dos valores de força normal resistente foi mais significativo para variação da resistência do aço associada a concretos de resistência usual (C20 e C40), considerando o menor comprimento efetivo (Figura 6-13a e Figura 6-13c). Para os concretos de alta resistência (C60 e C80), os maiores acréscimos de força normal resistente ocorreram para concreto C60 e pilar mais curto (comprimento efetivo de 3600 mm,

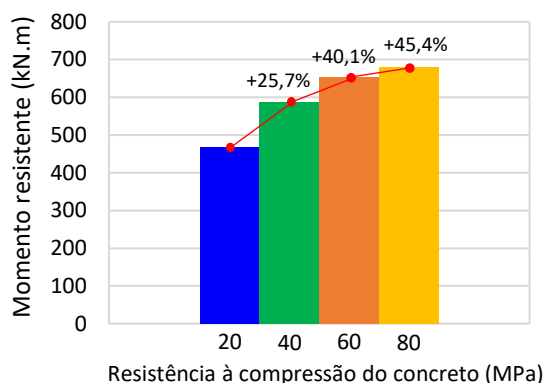
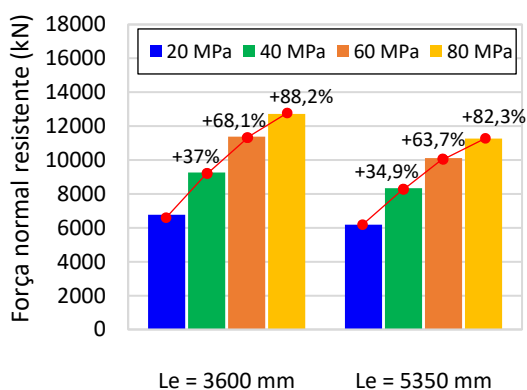
Figura 6-13e). Para pilares mais esbeltos (comprimento efetivo de 5350 mm), o acréscimo na força resistente para concretos de alta resistência foi mais tímido (Figura 6-13g). Os efeitos da instabilidade à flexão foram mais significativos para associação de aços mais resistentes, concretos mais resistentes e pilares mais longos. Isso também foi observado para flexão em XX, porém os efeitos da instabilidade à flexão foram mais significativos no eixo YY.

Quanto aos valores de momento resistente à flexão simples, ao aumentar a resistência do aço em 20% (250 para 300 MPa) houve aumento da ordem de 6,0% no respectivo valor do momento resistente (Figura 6-13). Quando a resistência do aço foi aumentada em 40% (250 para 350 MPa), ocorreu aumento da ordem de 10% no momento resistente (Figura 6-13). Diferentemente do observado para flexão em XX, a resistência do concreto foi mais influente no momento resistente quando variada a resistência ao escoamento do aço.

### 6.1.2.3 Influência da resistência à compressão do concreto

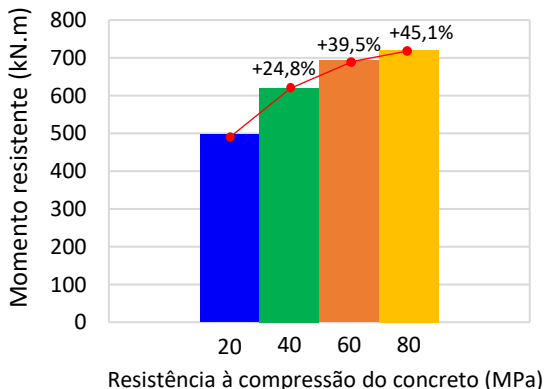
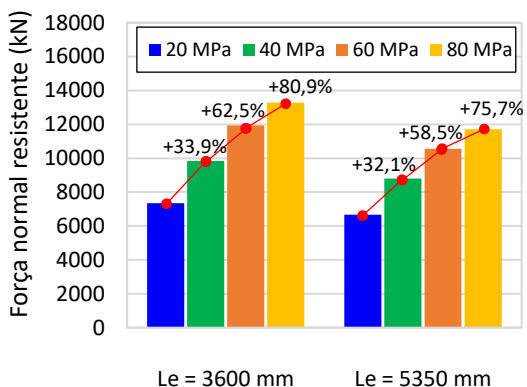
A Figura 6-14 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes do pilar misto revestido para a variação da resistência do concreto (flexão em YY).

**Figura 6-14: Influência da resistência à compressão do concreto nos valores de força e momento fletor resistentes do pilar revestido – Flexão em YY**



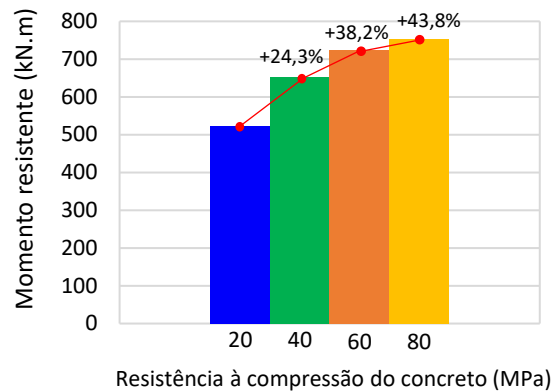
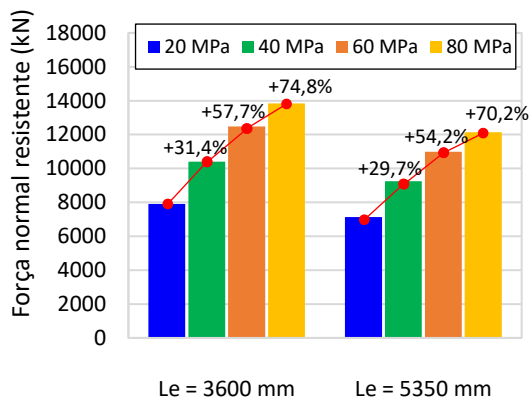
a) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 250$  MPa

b) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 250$  MPa



c) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 300$  MPa

d) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 350$  MPa

f) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 350$  MPa

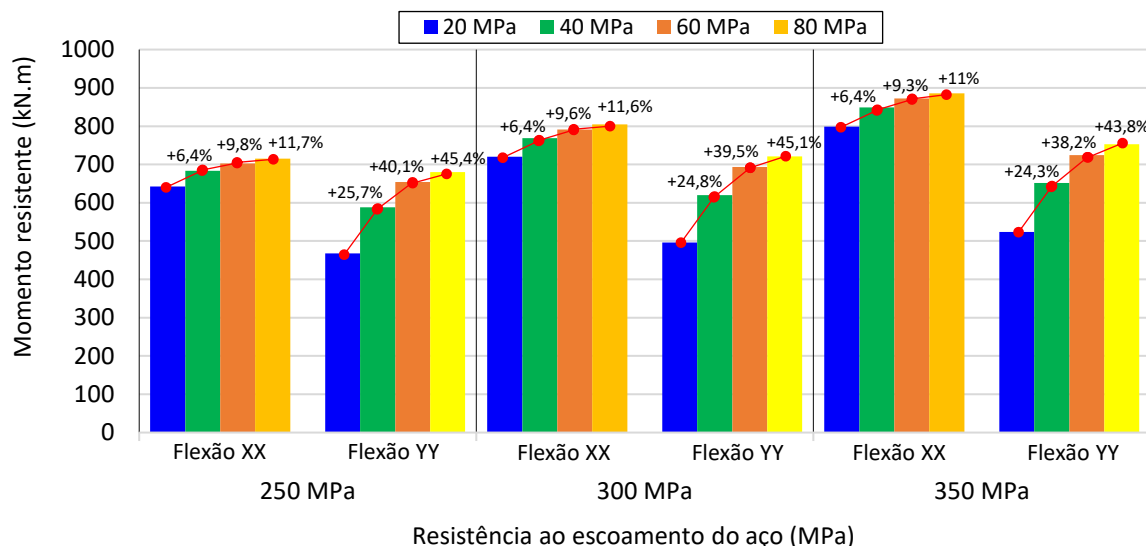
Fonte: Autor (2021)

Ao aumentar a resistência do concreto em 300% (C20 para C80), os maiores acréscimos nos valores de força normal e momento fletor resistentes foram de 88,2% e 45,4%, respectivamente (Figura 6-14). A variação da resistência do concreto mostrou-se mais efetiva no aumento da força normal resistente que no momento resistente. O aumento mais significativo da força normal resistente (88,2%) ocorreu ao aumentar a resistência do concreto de C20 para C80 no pilar revestido mais curto (3600 mm) com resistência ao escoamento do aço de 250 MPa (Figura 6-14a). Por outro lado, o mesmo aumento na resistência do concreto (300%, C20 para C80) associado a aço com 350 MPa, aumentou em 70,2% a força normal resistente para o mesmo comprimento efetivo (3600 mm) - Figura 6-14e. Como observado na flexão em XX (Figura 6-6), os acréscimos na força normal resistente também foram menores para a combinação entre os maiores valores de resistências do aço e do concreto (Figura 6-14).

Ao aumentar a resistência do concreto em 100% (C20 para C40) houve acréscimo de cerca de 24,9% nos valores de momento resistente (Figura 6-14). Quando a resistência do concreto foi aumentada em 300% (C20 para C80) houve acréscimo de aproximadamente 44% nos valores de momento resistente (Figura 6-14). O acréscimo no momento resistente foi mais significativo quando houve aumento de 100% na resistência do concreto (C20 para C40) associada a aço menos resistente (250 MPa) (Figura 6-14). Para concretos mais resistentes (C60 para C80), foi observado acréscimo menor nos valores de momento resistente (Figura 6-14b, Figura 6-14d e Figura 6-14f). Quando considerada a flexão em YY, a variação da resistência do concreto influencia significativamente os valores de momento resistente (Figura 6-14). Para flexão em XX, essa influência é menos significativa. Comparando o momento resistente para os dois eixos de flexão (Figura 6-15) há variação entre 6% e 11% para flexão em XX e entre 25% e 45% para o eixo YY. Outro aspecto interessante é que essa faixa de

variação no momento resistente não se altera significativamente com a variação na resistência ao escoamento do aço.

**Figura 6-15: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente (Ponto B) - Pilar revestido, Flexão XX e YY**

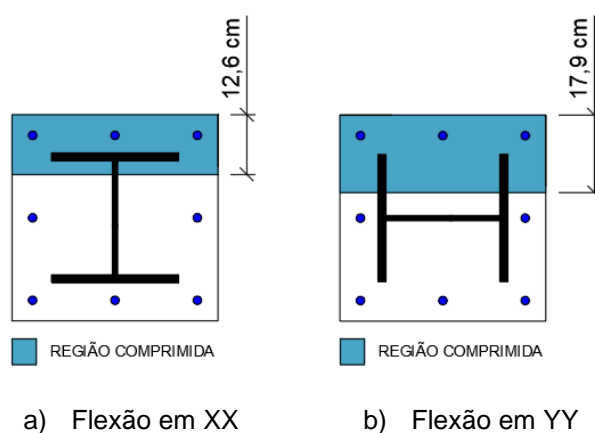


Fonte: Autor (2021)

Embora os maiores valores de momento resistente tenham sido obtidos para a flexão em XX, a variação da resistência à compressão do concreto foi bem menos efetiva no aumento deste valor que para a flexão em torno do eixo de menor inércia (YY) - Figura 6-15.

A influência significativa da variação da resistência do concreto no aumento do momento resistente (eixo YY), se deve à região comprimida da seção no Ponto B (flexão simples), ser composta por região maior de concreto (Figura 6-16).

**Figura 6-16: Porção comprimida de concreto para o Ponto B – Flexão em XX vs. Flexão em YY ( $f_{yk} = 250$  MPa e C20)**



Fonte: Autor (2021)

Isso resulta em maior momento estático da respectiva área comprimida e em maior contribuição do concreto para o momento resistente em relação ao observado para flexão em XX (Figura 6-16). Soma-se a isto o fato de para flexão em YY haver redução do momento de inércia por parte do perfil e conseqüente redução da influência da resistência do aço sobre o momento resistente. Portanto, o concreto tem maior protagonismo sobre o momento resistente para flexão em YY que em XX.

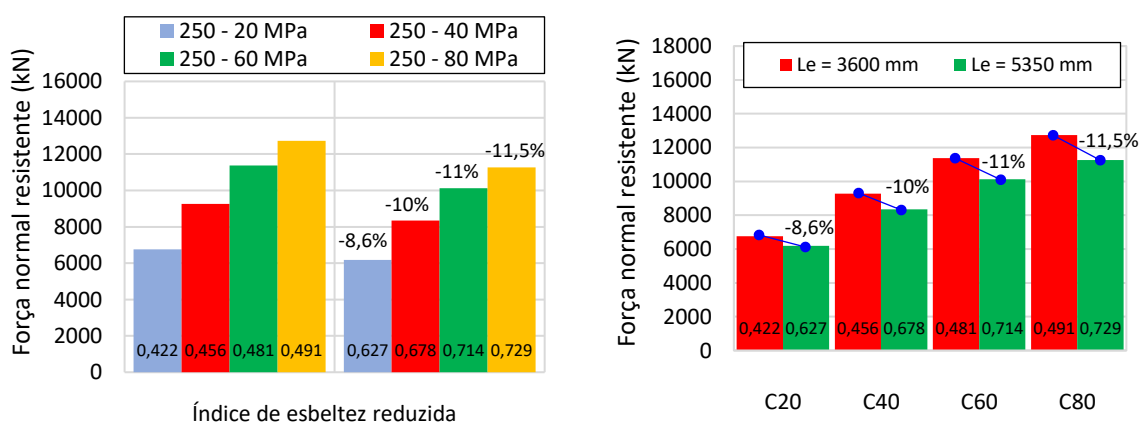
Assim como observado para flexão em XX, o acréscimo menos significativo nos valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) para concretos de alta resistência se deve aos coeficientes  $\alpha_c$  e  $\lambda$  que reduzem a resistência de cálculo do concreto e a área efetiva comprimida de concreto, respectivamente. Portanto, a contribuição do concreto para a capacidade resistente à flexo-compressão é mais tímida para concretos C60 e C80 (Figura 6-14).

#### 6.1.2.4 Influência do índice de esbeltez reduzida do pilar

Os valores de esbeltez reduzida variam em função do eixo de flexão. A redução de inércia dos elementos que compõem a seção transversal implica em ampliação dos efeitos da instabilidade à flexão. Logo, os valores resistentes de força normal para flexão em YY foram inferiores aos obtidos para flexão em XX.

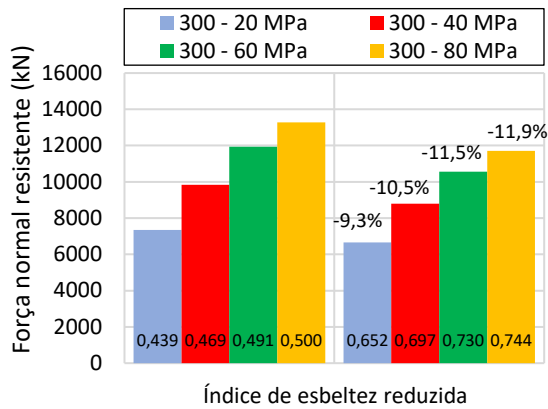
Os valores de esbeltez reduzida para  $L_e=3600$  mm variaram entre 0,422 e 0,500; para  $L_e=5350$  mm a esbeltez reduzida ficou entre 0,627 e 0,750. A Figura 6-17 apresenta a variação de força normal resistente (Ponto A) em função do índice de esbeltez reduzida para flexão em YY.

**Figura 6-17: Influência do índice de esbeltez reduzida na força normal resistente do pilar revestido – Flexão em YY**

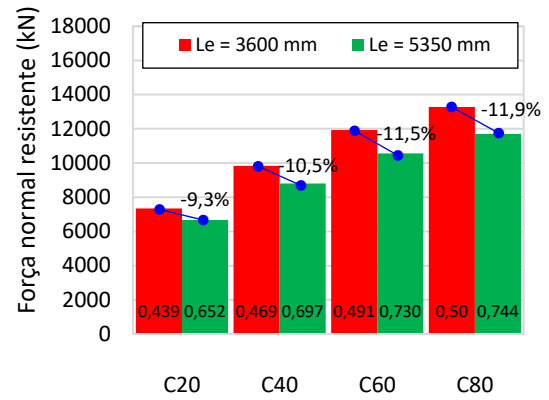


a) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk} = 250$  MPa

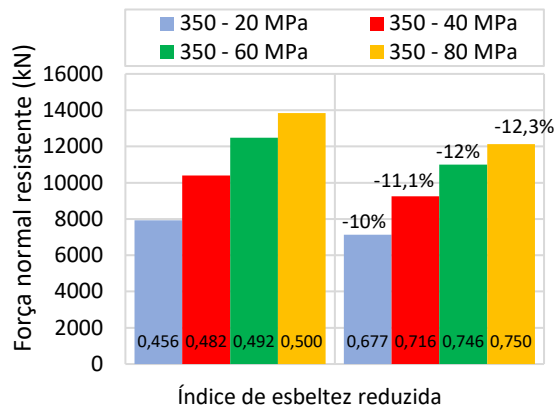
b) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 250$  MPa



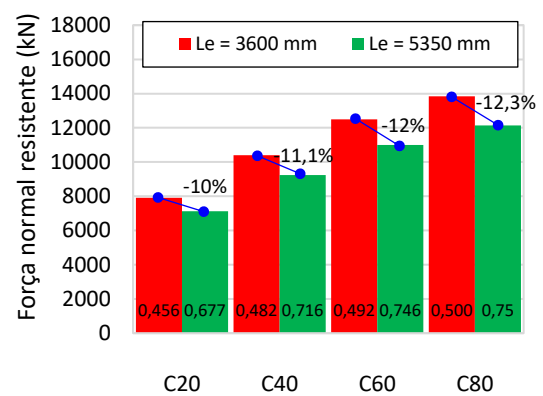
c) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk} = 300$  MPa



d) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk} = 350$  MPa



f) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 350$  MPa

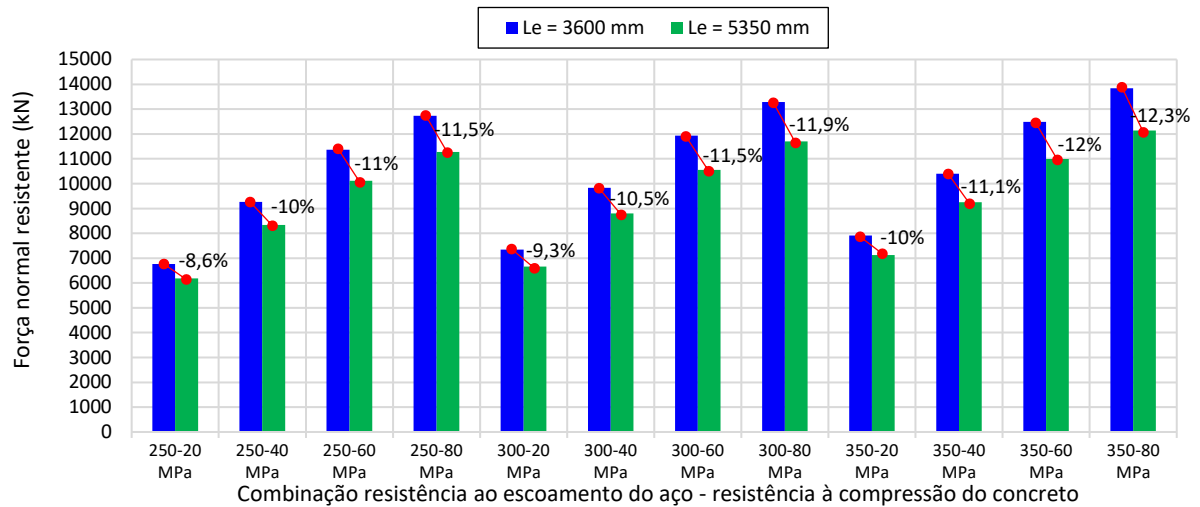
Fonte: Autor (2021)

A redução menos significativa de força normal resistente (-8,6%) ocorreu ao aumentar em 48,6% a esbeltez reduzida (0,422 para 0,627), resultante da associação entre concreto C20 e aço com 250 MPa (Figura 6-17b). Por outro lado, a maior redução na força normal resistente (-12,3%) ocorreu ao aumentar em 50% a esbeltez reduzida (0,5 para 0,75), obtida na combinação de concreto C80 e aço com 350 MPa (Figura 6-17f). Da mesma forma que para a flexão em torno do eixo de maior inércia (XX), a redução da força normal resistente foi menos significativa ao associar menores valores de resistências do aço e do concreto (Figura 6-17). A inércia da seção mista revestida em relação ao eixo YY é menor que para XX, a esbeltez reduzida é maior, os efeitos da instabilidade à flexão são ampliados e, conseqüentemente, o valor do coeficiente  $\chi$  é menor. Isto explica a redução mais significativa da força normal resistente (Figura 6-17) em relação ao observado quando considerada a flexão em XX.

Na Figura 6-18 são apresentados os valores de força normal resistente obtidos para as combinações utilizadas no estudo paramétrico do pilar revestido, para a flexão em YY.



**Figura 6-18: Síntese dos valores de força normal resistente à compressão simples - Pilar revestido - Flexão em YY**



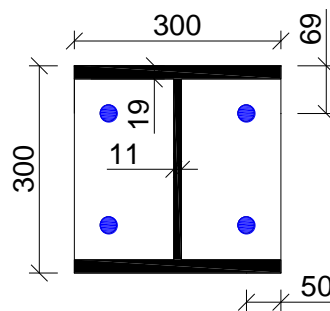
Fonte: Autor (2021)

Em função dos resultados apresentados na Figura 6-18 conclui-se que há redução significativa da força normal resistente à medida que o pilar se torna mais esbelto (3600 mm para 5350 mm). Esta redução é mais expressiva no pilar revestido quando considerada a flexão em torno do eixo de menor inércia (YY).

## 6.2 PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO

Nessa análise foi considerada a seção parcialmente revestida investigada por Dujmovic *et al.* (2015), cujas características geométricas são apresentadas na Figura 6-19. A resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal (4Ø25 mm) foi considerada igual a 500 MPa. Dois comprimentos efetivos foram avaliados 2650 mm e 4000 mm, que resultaram em índices de esbeltez reduzida máximos de 0,5 e 0,75, respectivamente.

**Figura 6-19: Seção do pilar parcialmente revestido (medidas em mm)**



Fonte: Adaptado de Dujmovic *et al.* (2015)

Na Tabela 6-2 são apresentadas as combinações de resistência e comprimento efetivo utilizadas no estudo do pilar parcialmente revestido. Os valores de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ) também são apresentados na Tabela 6-2.

**Tabela 6-2: Combinações para a análise paramétrica: valores de índice de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ )**

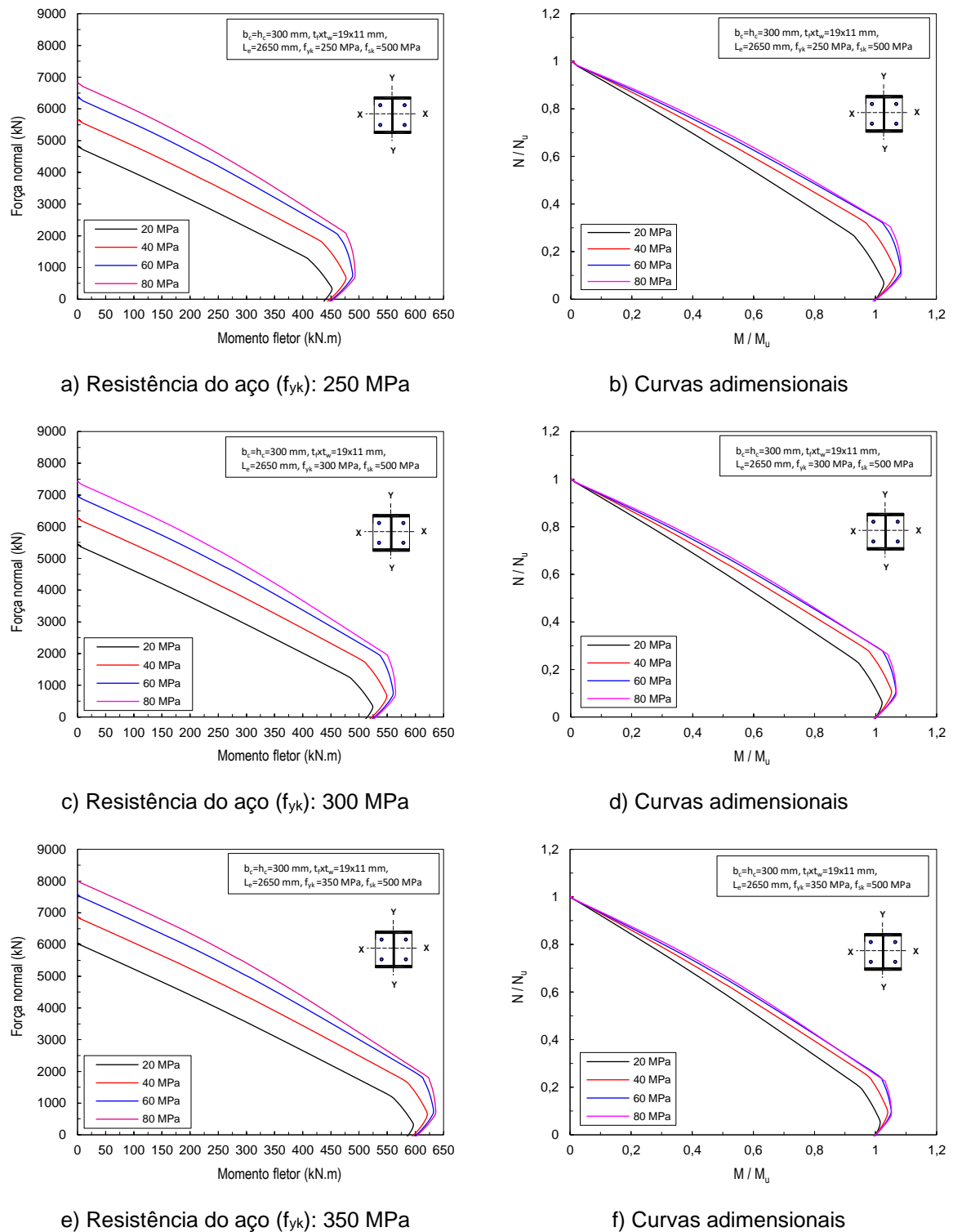
$f_{ck}$ (MPa)	$\lambda_0$ ABNT NBR 8800 (2008)			
	Le = 2650 mm		Le = 4000 mm	
	Flexão XX	Flexão YY	Flexão XX	Flexão YY
Resistência ao escoamento do aço de 250 MPa				
<b>C20</b>	0,271	0,402	0,409	0,606
<b>C40</b>	0,296	0,429	0,447	0,647
<b>C60</b>	0,315	0,450	0,475	0,679
<b>C80</b>	0,326	0,461	0,492	0,696
Resistência ao escoamento do aço de 300 MPa				
<b>C20</b>	0,287	0,426	0,434	0,642
<b>C40</b>	0,310	0,450	0,469	0,679
<b>C60</b>	0,328	0,469	0,496	0,708
<b>C80</b>	0,339	0,479	0,512	0,723
Resistência ao escoamento do aço de 350 MPa				
<b>C20</b>	0,302	0,448	0,457	0,677
<b>C40</b>	0,324	0,470	0,490	0,709
<b>C60</b>	0,341	0,488	0,515	0,736
<b>C80</b>	0,351	0,500	0,531	0,750

As curvas de interação M-N para cada combinação são apresentadas a seguir. A influência da resistência ao escoamento do aço, resistência à compressão do concreto e índice de esbelteza reduzida sobre os valores resistentes de força normal e momento resistentes é apresentada de forma detalhada em função do eixo de flexão.

### 6.2.1 Eixo de flexão XX

As curvas parabólicas e adimensionais para comprimento efetivo de 2650 mm são apresentadas na Figura 6-20.

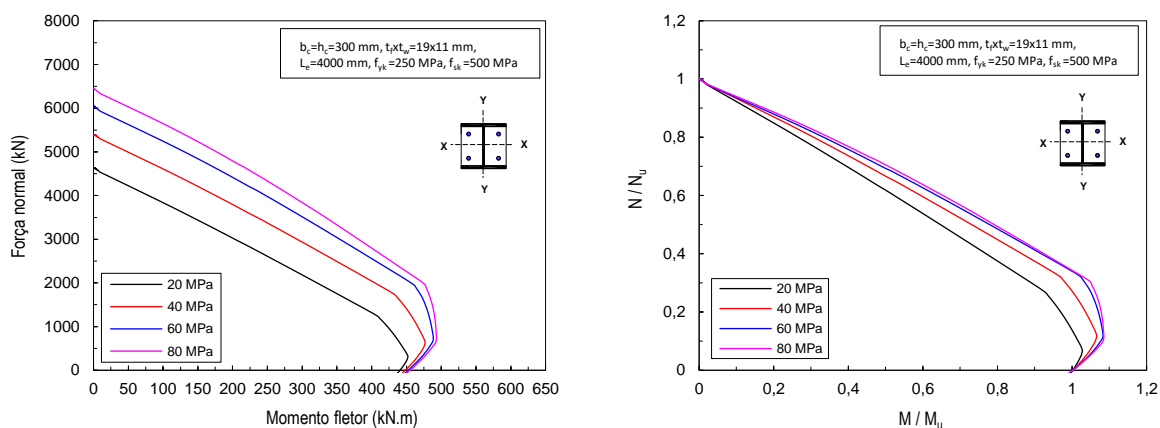
**Figura 6-20: Influência das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar parcialmente revestido,  $L_e = 2650$  mm e Flexão em XX**



Fonte: Autor (2021)

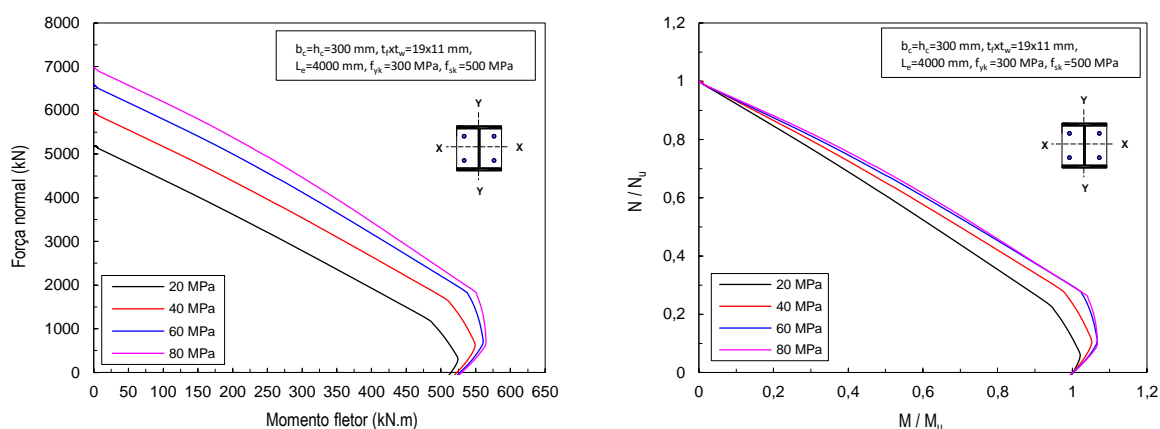
A Figura 6-21 traz as curvas parabólicas e adimensionais para pilares com comprimento efetivo de 4000 mm.

**Figura 6-21: Influência das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar parcialmente revestido,  $L_e = 4000$  mm e Flexão em XX**



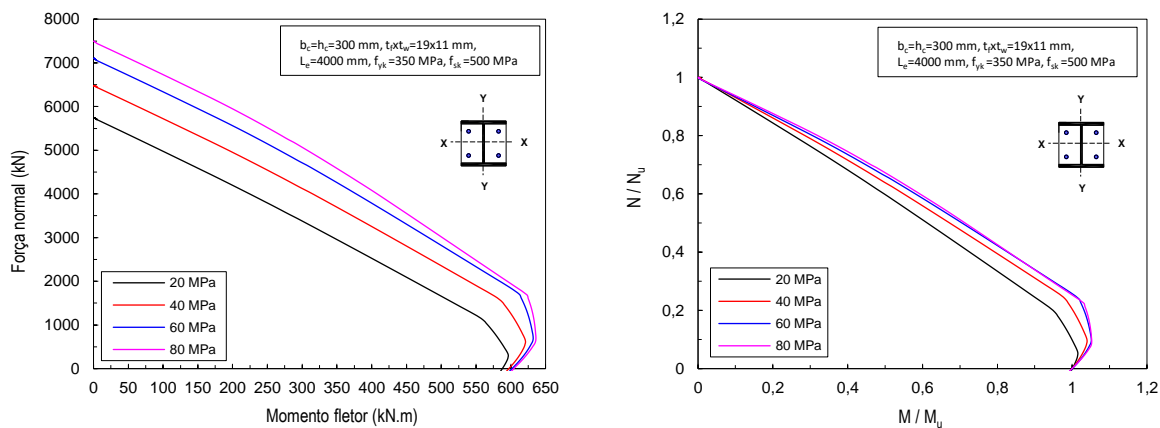
a) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 250 MPa

b) Curvas adimensionais



c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa

d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

f) Curvas adimensionais

Fonte: Autor (2021)

A resistência à compressão do concreto tem influência significativa sobre a capacidade resistente à flexo-compressão do pilar parcialmente revestido (Figura 6-20 e Figura 6-21). A forma das curvas de interação vai se alterando à medida que se associa aços e concretos mais resistentes (Figura 6-20 e Figura 6-21). As curvas correspondentes a pilares com

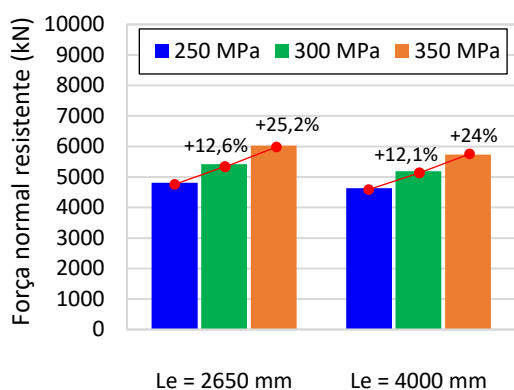
concretos mais resistentes (C60 e C80) são mais próximas entre si que aquelas correspondentes a concretos C20 e C40 (Figura 6-20 e Figura 6-21).

Os valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) são maiores em pilares mais curtos (2650 mm); esse resultado já era esperado. Quanto aos valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B), observou-se que os maiores valores foram obtidos para a combinação aço com 350 MPa e concreto C80 (Figura 6-20e e Figura 6-21e); porém, o acréscimo de capacidade resistente à flexo-compressão foi menos significativo ao aumentar a resistência do concreto de 60 MPa para 80 MPa (Figura 6-20 e Figura 6-21). A influência dos parâmetros resistência ao escoamento do aço, resistência à compressão do concreto e índice de esbeltez reduzida nos valores resistentes em A e B do pilar parcialmente revestido (flexão em XX) (Figura 6-20 e Figura 6-21) são analisados a seguir.

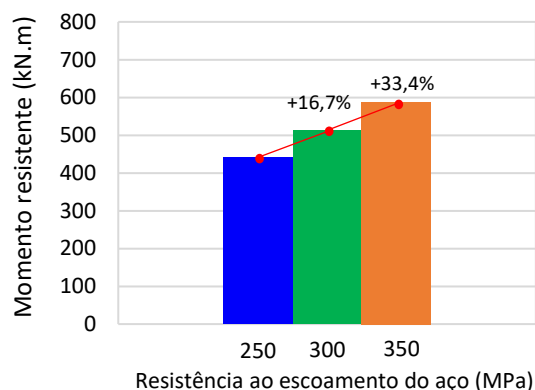
### 6.2.1.1 Influência da resistência ao escoamento do aço

A variação da força normal e momento resistentes em função da resistência ao escoamento do aço é apresentada na Figura 6-22. A flexão ocorre em torno do eixo XX.

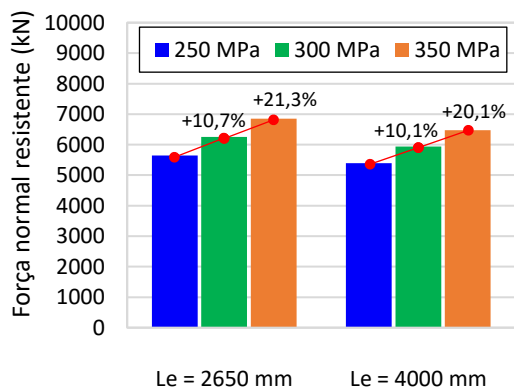
**Figura 6-22: Influência da resistência do aço nos valores de força normal e momento fletor resistentes do pilar parcialmente revestido – Flexão em XX**



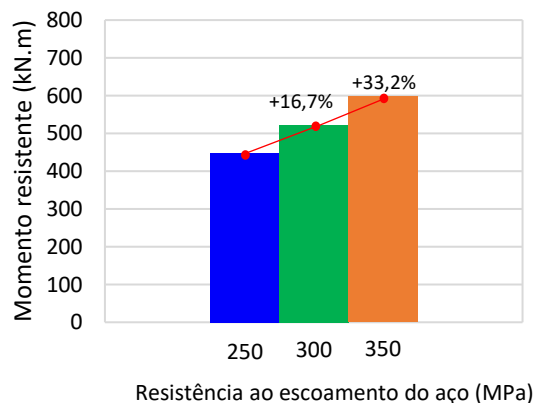
a) Força normal resistente (Ponto A) – C20



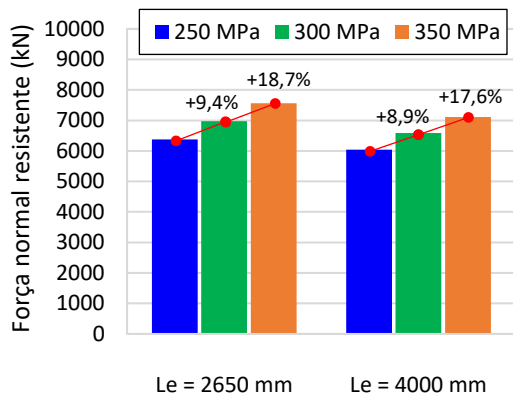
b) Momento resistente (Ponto B) – C20



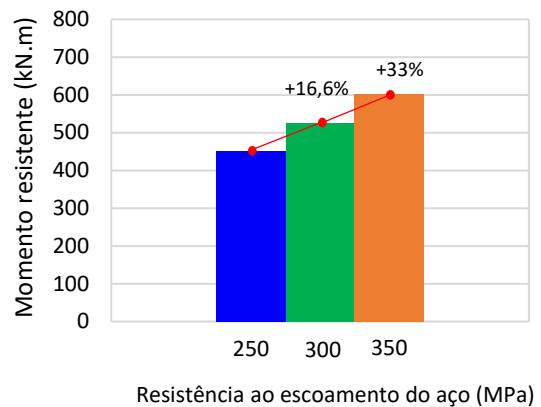
c) Força normal resistente (Ponto A) – C40



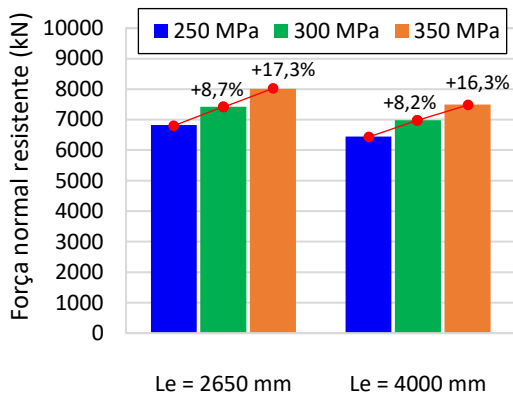
d) Momento resistente (Ponto B) – C40



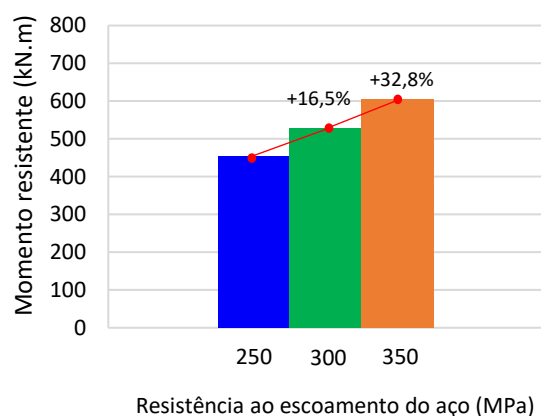
e) Força normal resistente (Ponto A) – C60



f) Momento resistente (Ponto B) – C60



g) Força normal resistente (Ponto A) – C80



h) Momento resistente (Ponto B) – C80

Fonte: Autor (2021)

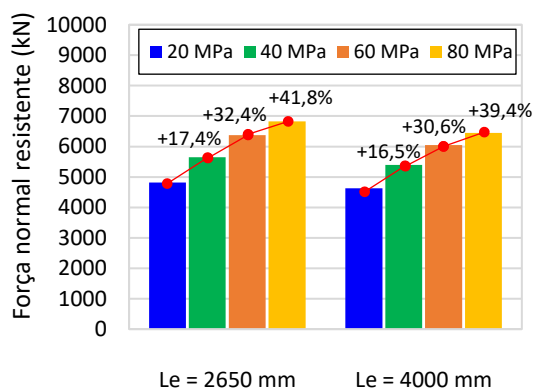
Os maiores acréscimos nos valores de força normal e momento resistentes, correspondentes ao aumento de 40% na resistência do aço (250 para 350 MPa) foram de 25,2% e 33,4%, respectivamente (Figura 6-22). A variação da resistência do aço se mostrou mais efetiva no aumento do momento resistente que na força normal resistente (Figura 6-22). Considerando o mesmo aumento na resistência do aço, o aumento mais expressivo na força normal resistente (25,2%) ocorreu para pilar mais curto e concreto C20 (Figura 6-22a). Para o mesmo acréscimo em  $f_y$  (40%), o pilar com concreto C80 e comprimento efetivo de 2650 mm apresentou aumento de apenas 17,3% na força normal resistente (Figura 6-22g). O aumento nos valores da força normal resistente foi mais expressivo quando houve a variação da resistência do aço associada a concretos C20/C40 e pilares mais curtos (2650 mm) (Figura 6-22). Ao aumentar a resistência do aço em 40% e combinar com concretos mais resistentes (C60 e C80), o acréscimo mais significativo na força normal resistente (18,7%) foi observado para o concreto C60 e pilar mais curto (Figura 6-22e). Mantida a configuração anterior e considerado pilar mais esbelto (4000 mm), o acréscimo na força normal resistente foi de 16,3% (Figura 6-22g).

Quanto aos valores de momento resistente, foi observado proporcionalidade entre o aumento da resistência do aço e o aumento dos valores de momento resistente (Figura 6-22). Um acréscimo de aproximadamente 16,6% ocorreu ao aumentar a resistência do aço em 20% (250 para 300 MPa), conforme Figura 6-22. Quando o incremento de resistência do aço foi de 40% (250 para 350 MPa), houve aumento da ordem de 33% no momento resistente (Figura 6-22). A variação da resistência do aço se mostrou efetiva para aumentar o momento resistente para todas as resistências de concreto contempladas na análise (Figura 6-22b, Figura 6-22d, Figura 6-22f e Figura 6-22h). Isso indica que a resistência do concreto foi pouco influente sobre o Ponto B da curva de interação M-N.

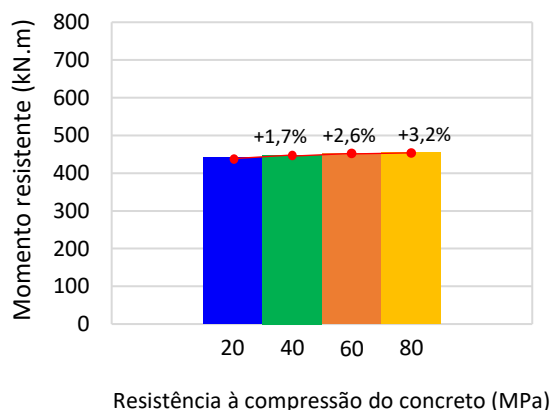
### 6.2.1.2 Influência da resistência à compressão do concreto

A Figura 6-23 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes em função da resistência do concreto, para resistências ao escoamento do aço de 250 MPa, 300 MPa e 350 MPa, dois comprimentos efetivos (2650 mm e 4000 mm) e flexão em XX.

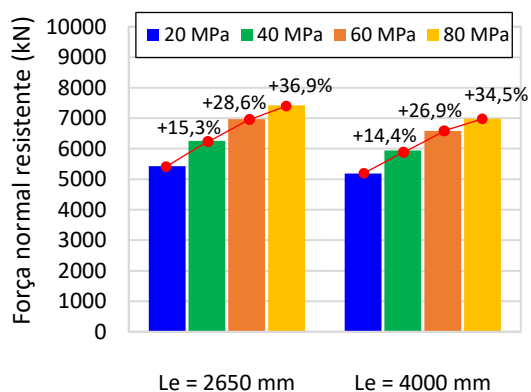
**Figura 6-23: Influência da resistência do concreto nos valores de força normal e momento fletor resistentes do pilar parcialmente revestido – Flexão em XX**



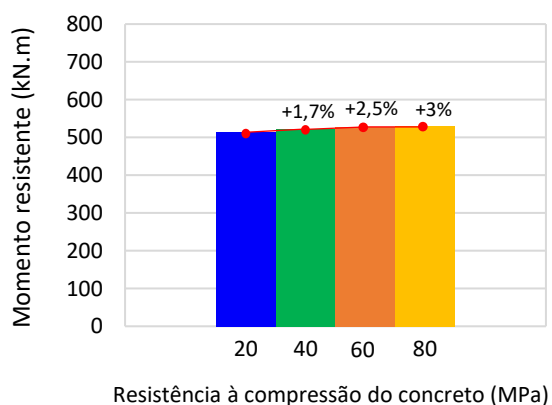
a) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 250$  MPa



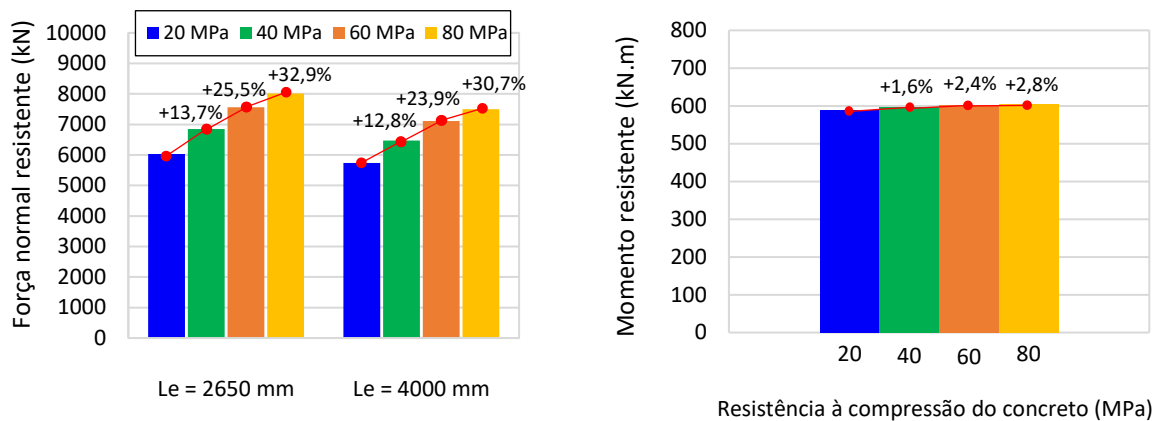
b) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 250$  MPa



c) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 300$  MPa



d) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 350$  MPa      f) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 350$  MPa

Fonte: Autor (2021)

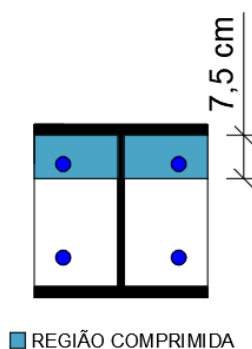
Por meio dos resultados da Figura 6-23, ao aumentar em 300% a resistência do concreto (C20 para C80), os acréscimos mais significativos nos valores de força normal e momento resistentes foram de 41,8% e 3,2%, respectivamente. O aumento da resistência do concreto se mostrou eficiente para aumentar a força normal resistente, mas pouco influenciou nos valores de momento resistente (Figura 6-23).

O maior acréscimo na força resistente (41,8%), para aumento de 300% na resistência do concreto (C20 para C80) foi observado no pilar mais curto (2650 mm) e aço com 250 MPa (Figura 6-23a). Entretanto, quando mantida a configuração anterior e considerado aço com 350 MPa, o acréscimo na força normal resistente foi de 32,9% (Figura 6-23e). Para pilares mais esbeltos (4000 mm) e variação de 300% na resistência do concreto, o acréscimo mais expressivo na força normal resistente ocorreu para concretos usuais (C20) e foi de 39,4%; para concreto C60 o aumento foi de 30,7% (Figura 6-23). Em comparação com os pilares revestidos, os pilares parcialmente revestidos possuem menor taxa de área comprimida de concreto no Ponto A (seção à compressão centrada). Logo, a contribuição da resistência do concreto para aumentar a força normal resistente à compressão simples tende a ser menos expressiva que nos pilares revestidos. A mesma observação pode ser feita em relação ao momento resistente.

A exemplos das análises anteriores para a flexão em XX, a variação da resistência do concreto pouco influenciou os valores de momento resistente. O aumento de 300% na resistência do concreto em 300% (C20 para C80) contribuiu para um acréscimo de apenas 3% nos valores de momento resistente (Figura 6-23). A pouca influência da resistência do concreto nos valores de momento resistente se deve ao fato da seção parcialmente revestida ter menos área de concreto, o que resulta em menor área comprimida de concreto no Ponto B da curva de interação M-N para flexão em XX (Figura 6-24); isso reduz a contribuição do concreto para o momento resistente e aumenta a contribuição do perfil (resistência do aço).



**Figura 6-24: Porção comprimida de concreto para o Ponto B do pilar parcialmente revestido – Flexão em XX ( $f_{yk} = 250$  MPa e C20)**



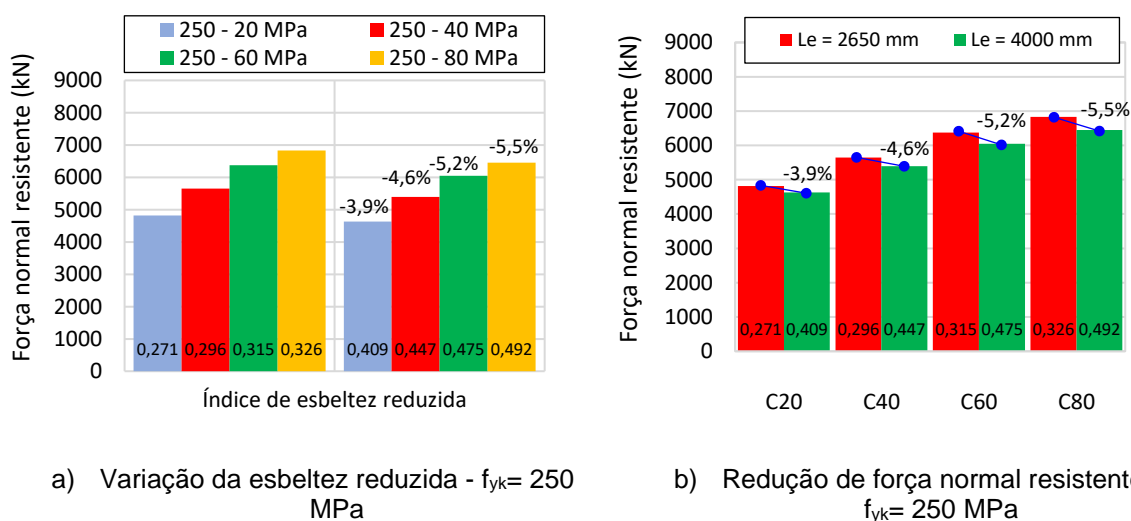
Fonte: Autor (2021)

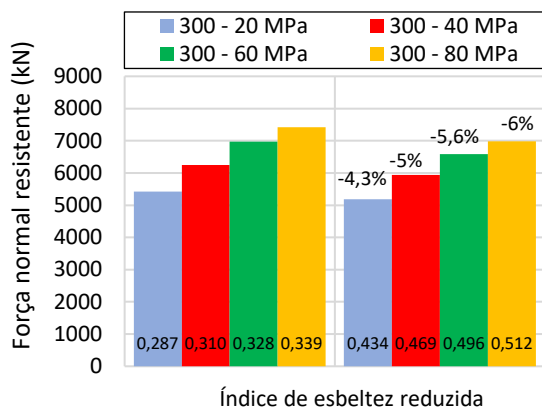
Logo, a contribuição da resistência do concreto para aumentar o momento resistente (Ponto B) tende a ser menos significativa nas seções parcialmente revestidas que nas seções revestidas para flexão em XX. A utilização dos coeficientes  $\alpha_c$  e  $\lambda$  explicam a pouca contribuição da resistência do concreto para os valores resistentes de força normal e momento fletor para concretos C60 e C80 (Figura 6-23). A utilização de concretos C20 e C40 favoreceu o aumento da capacidade resistente à flexo-compressão (Figura 6-23).

### 6.2.1.3 Influência do índice de esbelteza reduzida do pilar

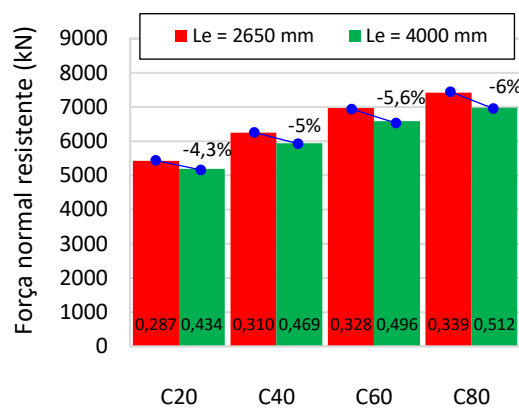
Os valores de esbelteza reduzida para o comprimento efetivo de 2650 mm variaram entre 0,271 e 0,351; para o comprimento efetivo de 4000 mm o intervalo foi de 0,409 a 0,531. A Figura 6-25 apresenta a variação da força normal resistente em função do índice de esbelteza reduzida do pilar misto parcialmente revestido, considerada a flexão em torno do eixo de maior inércia (XX).

**Figura 6-25: Influência do índice de esbelteza reduzida na força normal resistente do pilar parcialmente revestido – Flexão em XX**

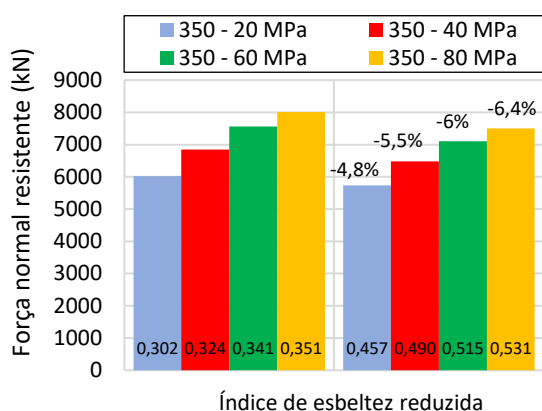




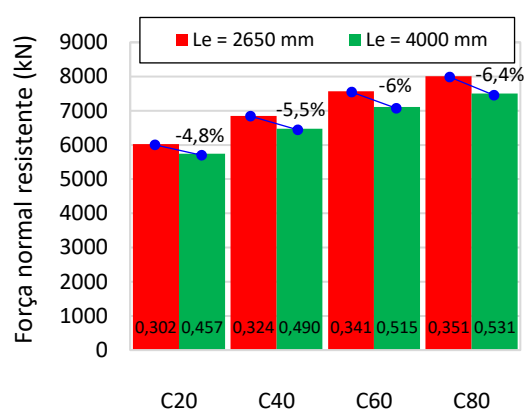
c) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk} = 300$  MPa



d) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk} = 350$  MPa



f) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 350$  MPa

Fonte: Autor (2021)

Com auxílio da Figura 6-25, se verifica que a redução menos expressiva na força normal resistente (-3,9%) ocorre para o aumento de 50,9% na esbeltez reduzida do pilar parcialmente revestido (0,271 para 0,409), para a combinação de concreto C20 e aço com 250 MPa (Figura 6-25b). Em contrapartida, a redução mais significativa da força normal resistente (-6,4%) ocorreu para a associação dos maiores valores de resistência do aço e resistência do concreto (350 MPa e 80 MPa, respectivamente).

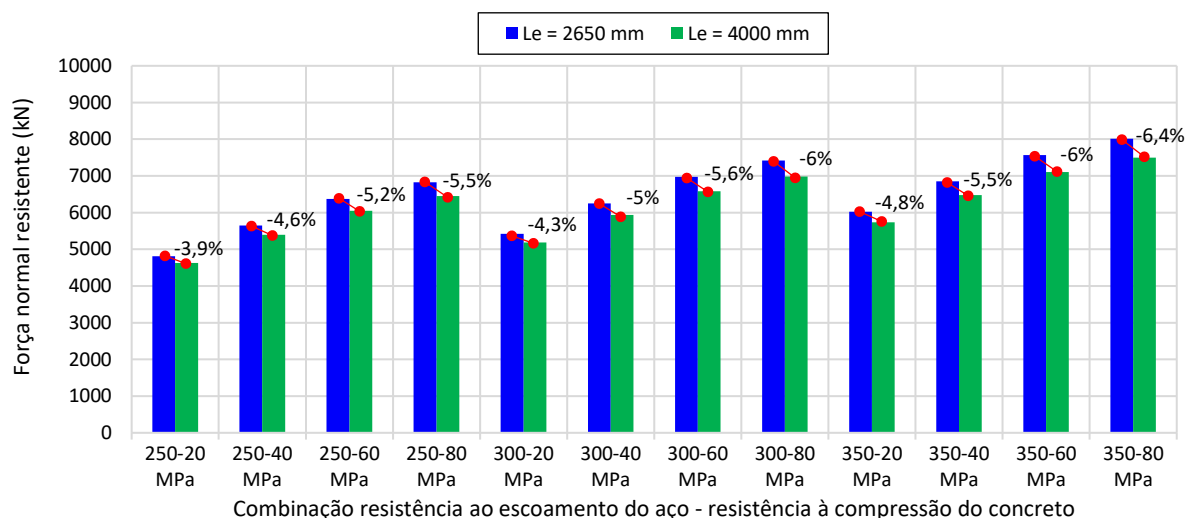
Os resultados mostram que a redução da força normal resistente é menos expressiva quando são utilizados materiais com menores valores de resistência e mais expressiva quando há associação de maiores valores de resistência do aço e do concreto (Figura 6-25). A associação de maiores valores de resistência aumentou os valores de esbeltez reduzida, o que incide diretamente no parâmetro  $\chi$ ; portanto, os valores do coeficiente  $\chi$  são menores à medida em que se combina maiores valores de resistência e comprimento efetivo, reduzindo

consideravelmente a força normal resistente à compressão simples (Ponto A da curva de interação M-N).

Na Figura 6-26 são apresentados os valores de força resistente para as combinações feitas considerando flexão em torno do eixo XX. Percebe-se que as reduções devidas ao aumento do comprimento efetivo variam entre 3,9% e 6,4%; o menor valor corresponde aos menores valores de resistências de aço e concreto. Por outro lado, a maior redução é observada para os maiores valores de resistência dos materiais (Figura 6-26).

Outro fato importante é que há uma relação direta entre aumento da resistência do concreto e maior redução da força normal resistente; isso ocorre independentemente da resistência do aço.

**Figura 6-26: Síntese dos valores de força resistente à compressão simples - Pilar parcialmente revestido - Flexão em XX**



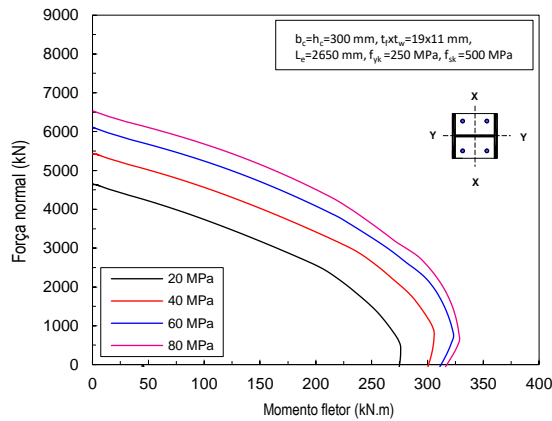
Fonte: Autor (2021)

Ocorre redução significativa na força normal resistente ao aumentar o comprimento efetivo de 2650 mm para 4000 mm (Figura 6-26). Embora intuitivo, isso evidencia a ampliação dos efeitos da instabilidade à flexão devido ao aumento do índice de esbelteza reduzida do pilar.

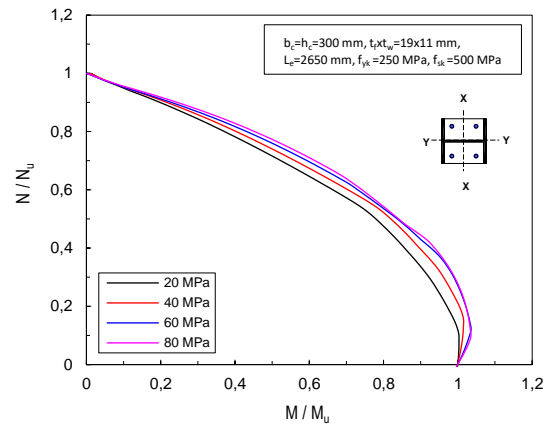
### 6.2.2 Eixo de flexão YY

As curvas parabólicas e adimensionais de interação M-N para as diversas combinações analisadas e comprimento efetivo igual a 2650 mm são apresentadas na Figura 6-27.

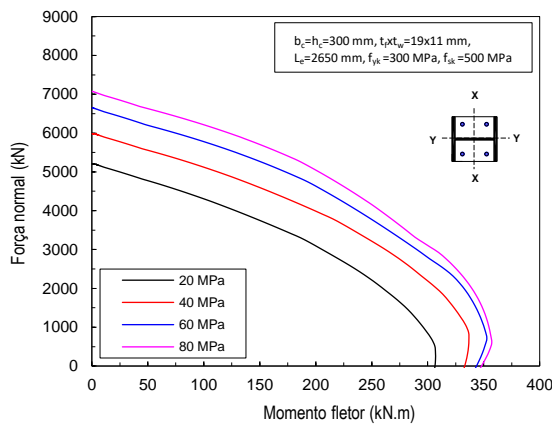
**Figura 6-27: Efeitos das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar parcialmente revestido,  $L_e = 2650$  mm e flexão em YY**



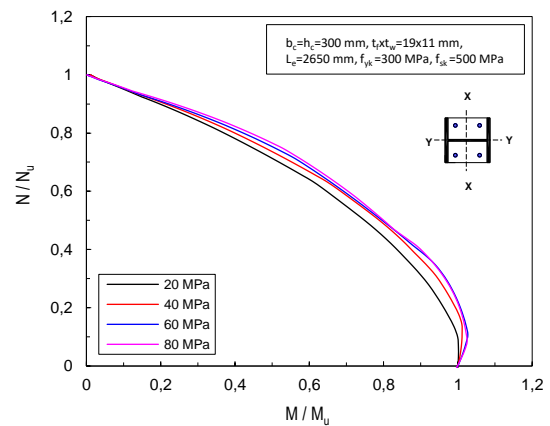
a) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 250 MPa



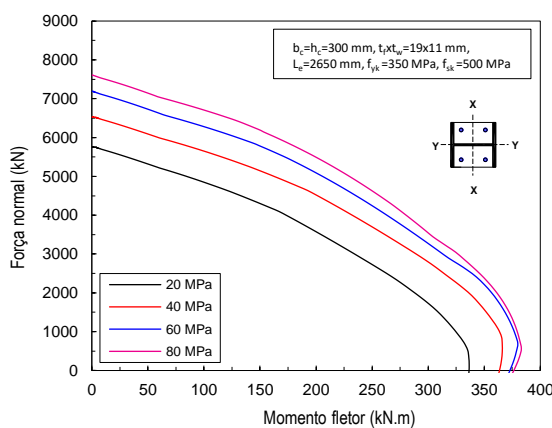
b) Curvas adimensionais



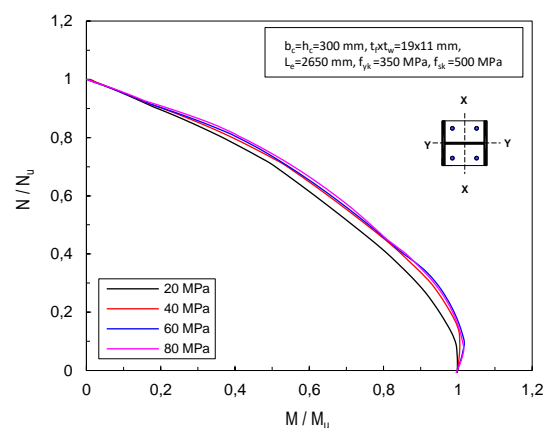
c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa



d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

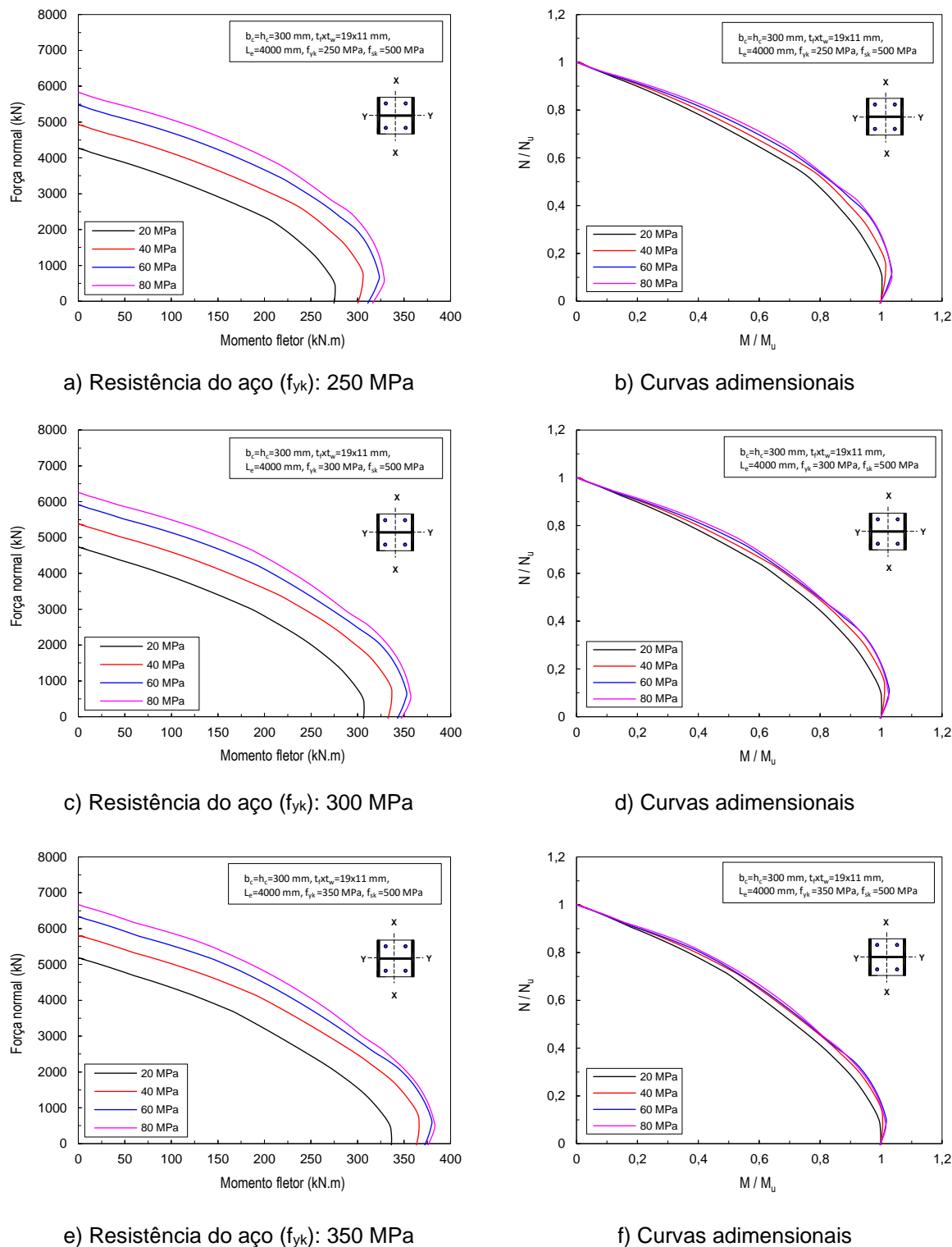


f) Curvas adimensionais

Fonte: Autor (2021)

Na Figura 6-28 são apresentadas curvas parabólicas e adimensionais de interação M-N do pilar misto de comprimento efetivo igual a 4000 mm para combinações diversas de resistências do aço e do concreto.

**Figura 6-28: Efeitos das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar parcialmente revestido,  $L_e = 4000$  mm e flexão em YY**



Fonte: Autor (2021)

A variação da resistência do concreto aumenta a capacidade resistente à flexo-compressão do pilar parcialmente revestido, sobretudo para concretos de resistência mais baixa (C20 e C40, Figura 6-27 e Figura 6-28). Em contrapartida, quando a resistência do concreto passou de 60 MPa para 80 MPa, o aumento do par M-N foi menos significativo (Figura 6-28).

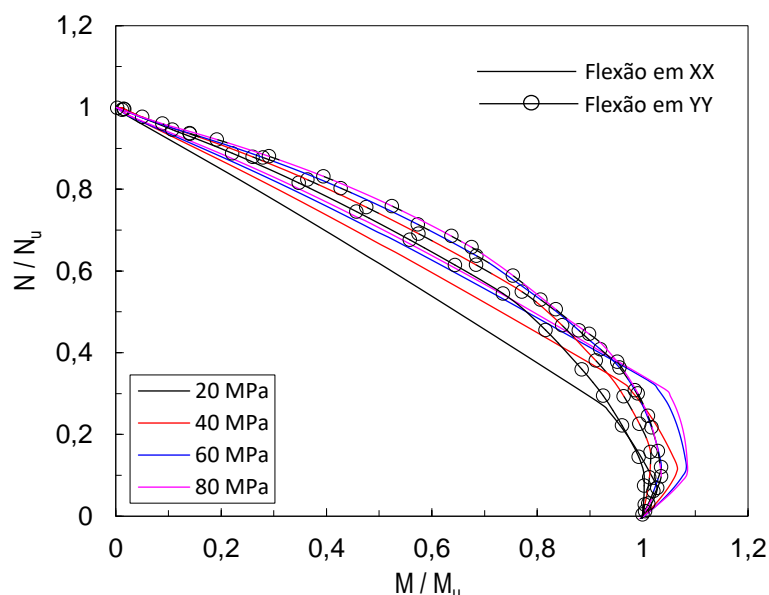
A exemplo do observado para os pilares analisados anteriormente, os valores de força normal resistente no Ponto A foram maiores nos pilares mais curtos (2650 mm). Quanto aos valores de momento resistente no Ponto B, os maiores valores foram obtidos para a associação de maiores resistências do concreto e do aço (80 MPa e 350 MPa, respectivamente).

A influência da resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, eixo de flexão e índice de esbelteza reduzida nos valores resistentes da curva de interação M-N (Pontos A e B) do pilar parcialmente revestido (flexão em YY) é detalhadamente apresentada a seguir.

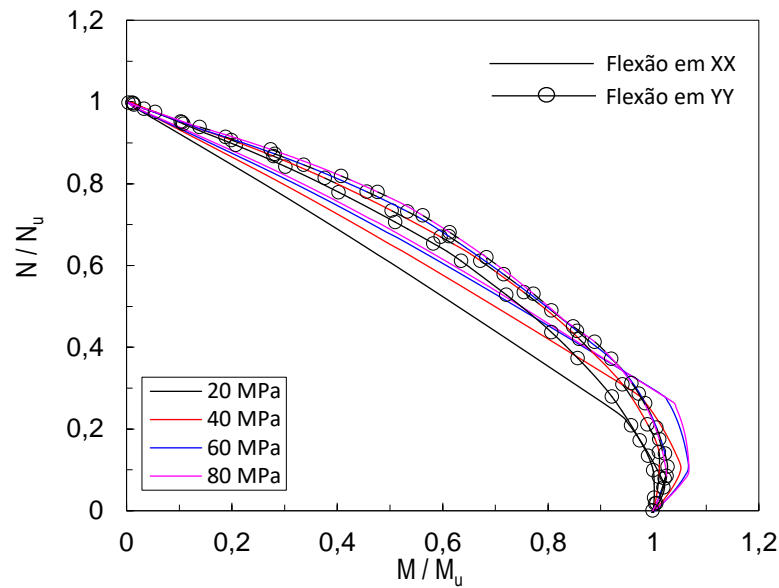
### 6.2.2.1 Influência do eixo de flexão

As curvas adimensionais de interação M-N para cada eixo de flexão do pilar parcialmente revestido são apresentadas na Figura 6-29.

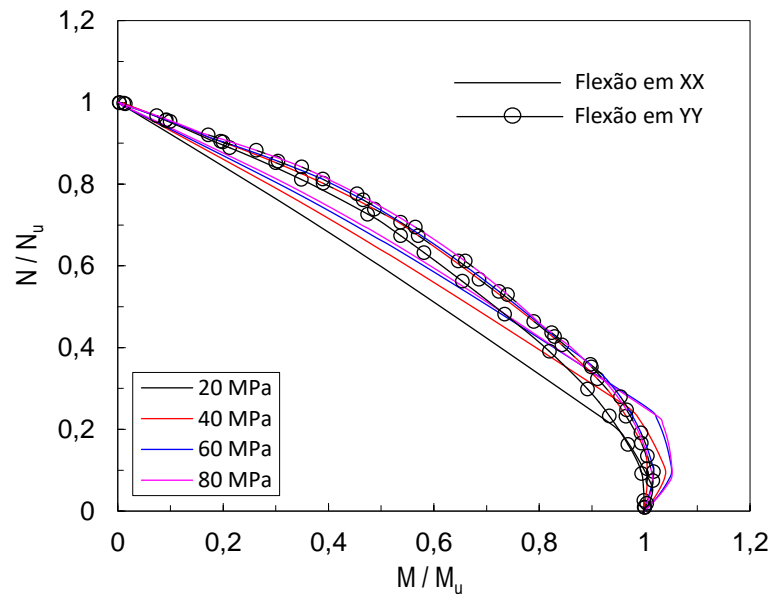
**Figura 6-29: Curvas adimensionais de interação M-N do pilar parcialmente revestido – Flexão em XX e YY**



a) Curvas adimensionais – ( $f_{yk}$ ): 250 MPa



b) Curvas adimensionais – ( $f_{yk}$ ): 300 MPa



c) Curvas adimensionais – ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

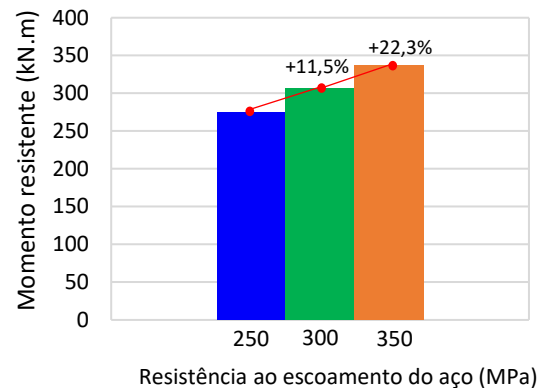
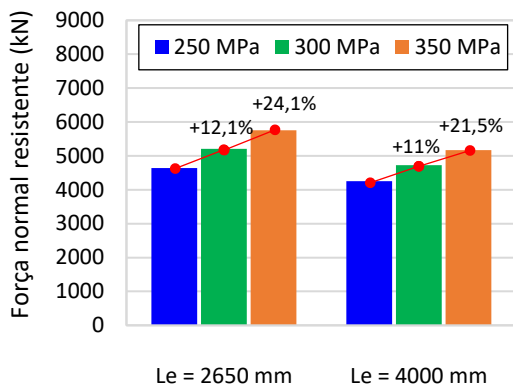
Fonte: Autor (2021)

Os valores de momento máximo (Ponto D) são bastante próximos dos valores de momento resistente à flexão simples (Ponto B, Figura 6-29). Os menores valores da relação  $M/M_u$  são obtidos para flexão em torno do eixo de menor inércia (YY) (Figura 6-29). Adicionalmente, as curvas adimensionais para pilares com concretos C60 e C80 são bastante semelhantes entre si (Figura 6-29); isso indica que a variação da resistência do concreto (C60 para C80) pouco influenciou o vértice da curva de interação M-N (Ponto D) e o Ponto B (momento resistente à flexão simples). Para a flexão em ambos os eixos (XX e YY), os valores de momento resistente nos Pontos D e B foram mais próximos entre si para a associação da resistência ao escoamento do aço de 350 MPa e concretos C20/C40 (Figura 6-29).

### 6.2.2.2 Influência da resistência ao escoamento do aço

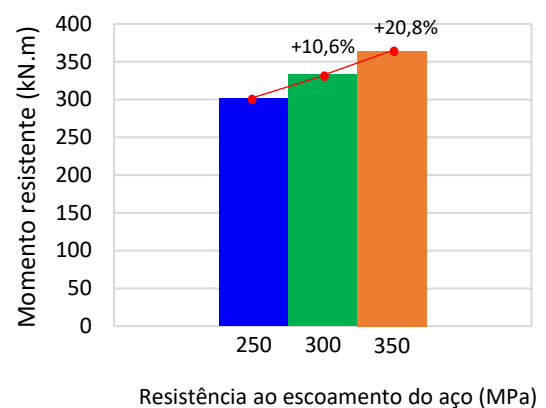
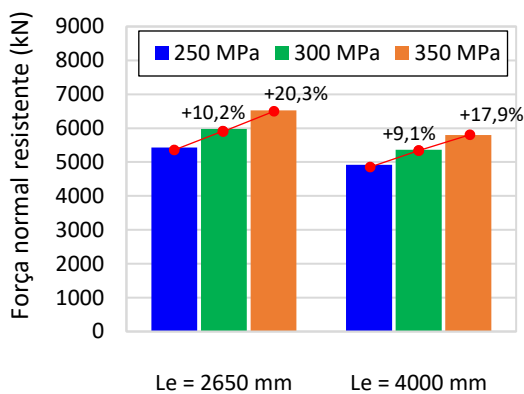
A Figura 6-30 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes em função da resistência ao escoamento do aço para comprimentos efetivos de 2650 mm e 4000 mm).

**Figura 6-30: Influência da resistência do aço nos valores de força e momento fletor resistentes do pilar parcialmente revestido – Flexão em YY**



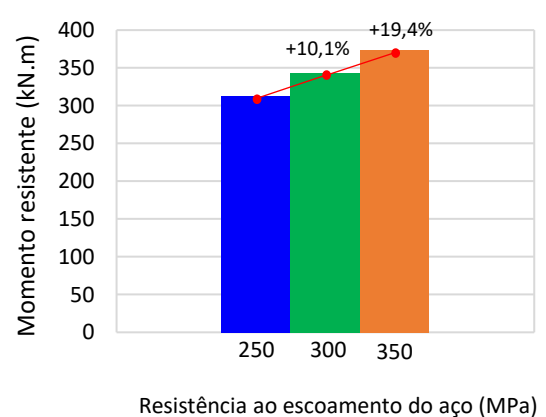
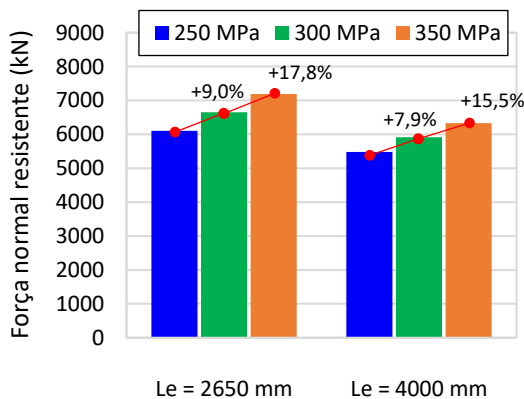
a) Força normal resistente (Ponto A) – C20

b) Momento resistente (Ponto B) – C20



c) Força normal resistente (Ponto A) – C40

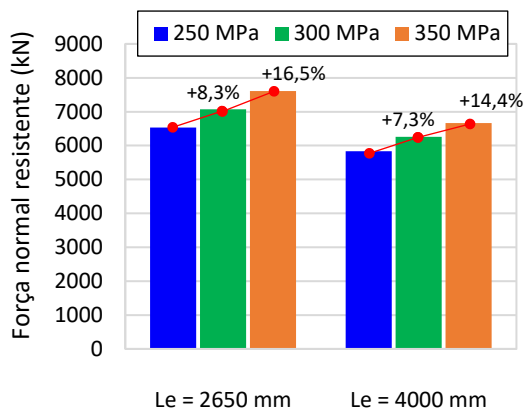
d) Momento resistente (Ponto B) – C40



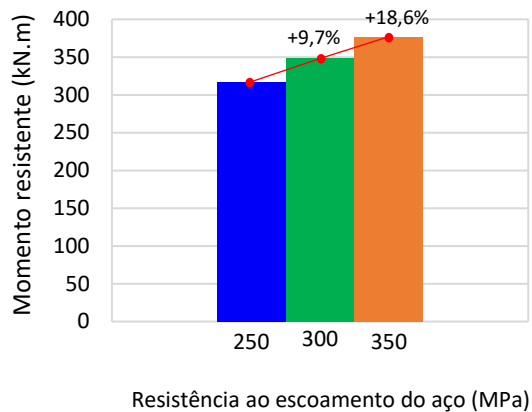
e) Força normal resistente (Ponto A) – C60

f) Momento resistente (Ponto B) – C60





g) Força normal resistente (Ponto A) – C80



h) Momento resistente (Ponto B) – C80

Fonte: Autor (2021)

A variação da resistência ao escoamento do aço para a flexão em YY no pilar parcialmente revestido foi mais efetiva no aumento dos valores de momento resistente no Ponto B que na força normal resistente (Figura 6-30). Isso também ocorreu na flexão em XX, porém com maior expressividade.

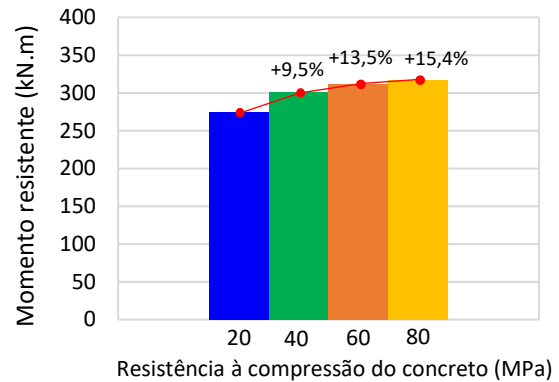
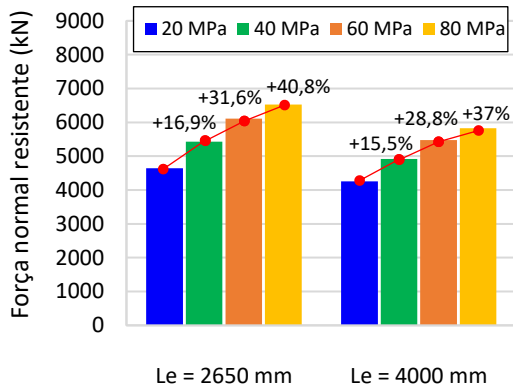
Quanto aos valores de força normal resistente no Ponto A, o maior aumento obtido para o incremento de 40% no valor de  $f_y$  (250 MPa para 350 MPa) foi de 24,1% para pilar mais curto (2650 mm, Figura 6-30a). Por outro lado, para o mesmo incremento de resistência ao escoamento do aço (40%) e considerado o pilar mais esbelto (4000 mm), o maior acréscimo no valor de força normal resistente foi de 21,5% (Figura 6-30a). Quando considerado concretos de alta resistência e incremento de 40% na resistência do aço, o maior aumento de força normal resistente foi de 17,8% para o pilar mais curto com uso de concreto C60 (Figura 6-30e). Como observado na flexão em XX, o acréscimo de resistência no Ponto A foi mais tímido para associação de maiores resistências do aço e concreto (Figura 6-30).

A variação da resistência do aço aumentou os valores de momento resistente no Ponto B de forma mais significativa quando considerado concretos usuais (C20 e C40, Figura 6-30b e Figura 6-30d). O maior acréscimo no momento resistente, para a variação em 40% na resistência ao escoamento do aço, foi de 22,3% para concreto C20. Em contrapartida, mantido o incremento de resistência do aço (40%) e considerando concreto C80, o aumento no momento resistente foi de 18,6% (Figura 6-30f). A exemplo da flexão em torno do eixo YY, a resistência do concreto também mostrou ter influência sobre os valores de momento fletor resistente (Ponto B).

### 6.2.2.3 Influência da resistência à compressão do concreto

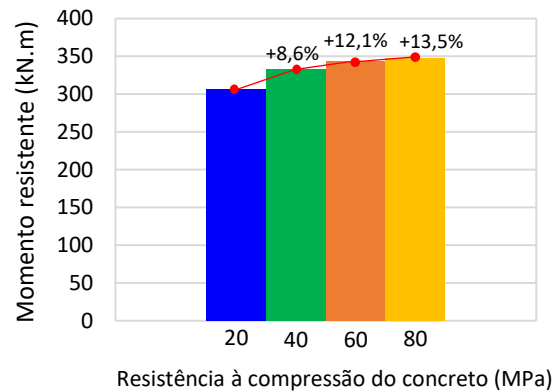
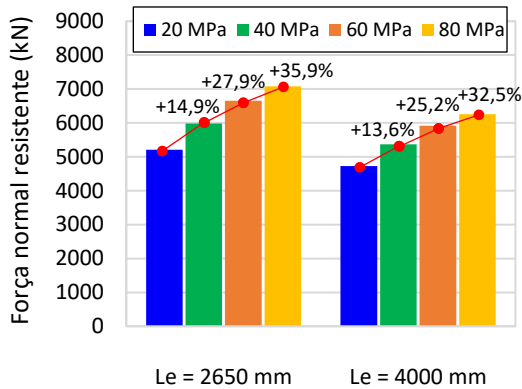
A Figura 6-31 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes do pilar parcialmente revestido em função da resistência do concreto.

**Figura 6-31: Influência da resistência à compressão do concreto nos valores de força e momento fletor resistentes do pilar parcialmente revestido, Flexão em YY**



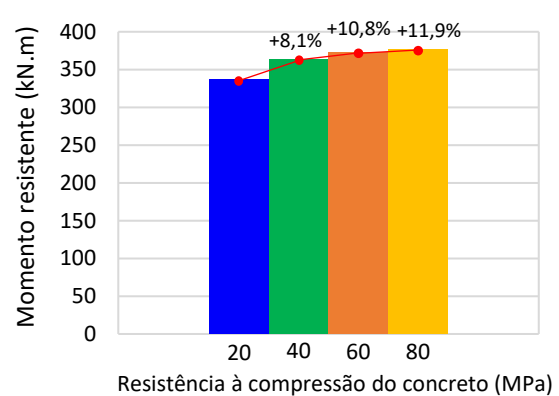
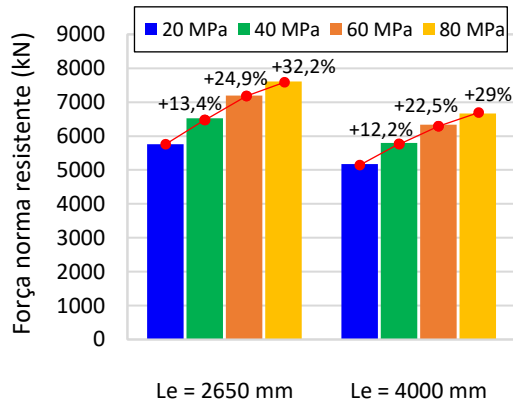
a) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 250$  MPa

b) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 250$  MPa



c) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 300$  MPa

d) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 350$  MPa

f) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 350$  MPa

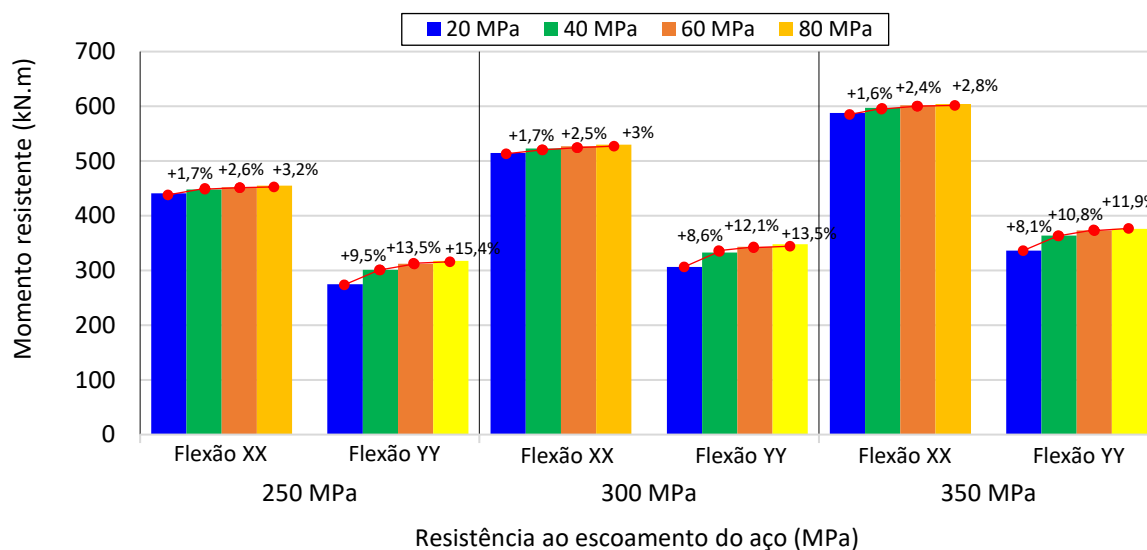
Fonte: Autor (2021)

A variação da resistência do concreto foi significativamente mais relevante para aumentar a força normal resistente que o momento resistente (Figura 6-31). Analisando os valores de força normal, são observados aumentos que variam entre 12,2% (concreto C40,  $L_e=4000\text{mm}$  e  $f_{yk}=350$  MPa, Figura 6-31e) e 40,8% (concreto C80,  $L_e=2650\text{mm}$  e  $f_{yk}=250$

MPa, Figura 6-31a). Para o momento resistente, os aumentos variam entre 8,1% (concreto C40 e  $f_{yk}=350$  MPa, Figura 6-31e) e 15,4% (concreto C80 e  $f_{yk}=250$  MPa, Figura 6-31b). Portanto, os aumentos mais consideráveis foram de 40,8% e 15,4%, respectivamente nos valores resistentes de força normal e momento (Figura 6-31).

Quanto à influência da resistência do concreto sobre os valores de força normal resistente (Ponto A), notou-se um acréscimo de 40,8% quando houve o incremento de 300% (C20 para C80) para o pilar misto de 2650 mm de comprimento com aço de resistência ao escoamento de 250 MPa (Figura 6-31a). Por outro lado, mantida a configuração anterior, o aumento de força normal resistente para o pilar mais esbelto (4000 mm) foi de 37% (Figura 6-31a). Adicionalmente, um menor acréscimo de força normal resistente foi observado para a associação de maiores valores de resistência ao escoamento do aço e concretos de alta resistência (C60 e C80) – Figura 6-31. O maior aumento obtido no valor de momento resistente para a variação em 300% na resistência do concreto (C20 para C80) foi de 15,4% quando utilizado aço de 250 MPa de resistência (Figura 6-31b). Para um incremento menor de resistência (100%, C20 para C40) e uso de aço com resistência de 250 MPa, o aumento obtido de momento resistente foi de 9,5% (Figura 6-31b). A exemplo do observado para a força normal resistente, a associação de maiores valores de resistência do aço e concreto conduziram aos menores acréscimos nos valores de momento resistente (Ponto B, Figura 6-31). O incremento de resistência do concreto mostrou boa influência no aumento de momento resistente no Ponto B na flexão em YY e mostrou-se pouco influente quando considerado a flexão em XX - Figura 6-32.

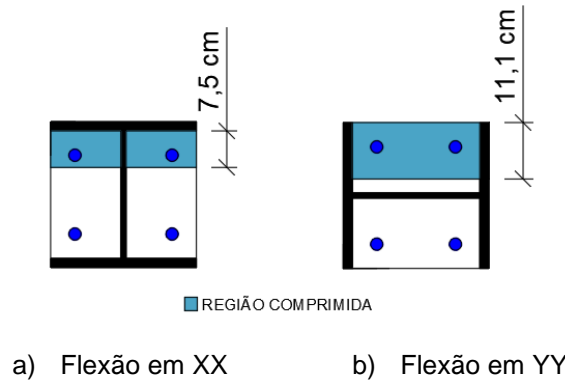
**Figura 6-32: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente (Ponto B) - Pilar parcialmente revestido, Flexão XX e YY**



Fonte: Autor (2021)

A exemplo dos pilares revestidos (Ponto B), o perfil contribui menos na flexão em YY e, nesse caso, a área de concreto comprimido é superior à obtida na flexão XX (Figura 6-33).

**Figura 6-33: Porção comprimida de concreto para o Ponto B – Flexão em XX vs. Flexão em YY ( $f_{yk} = 250$  MPa e C20)**



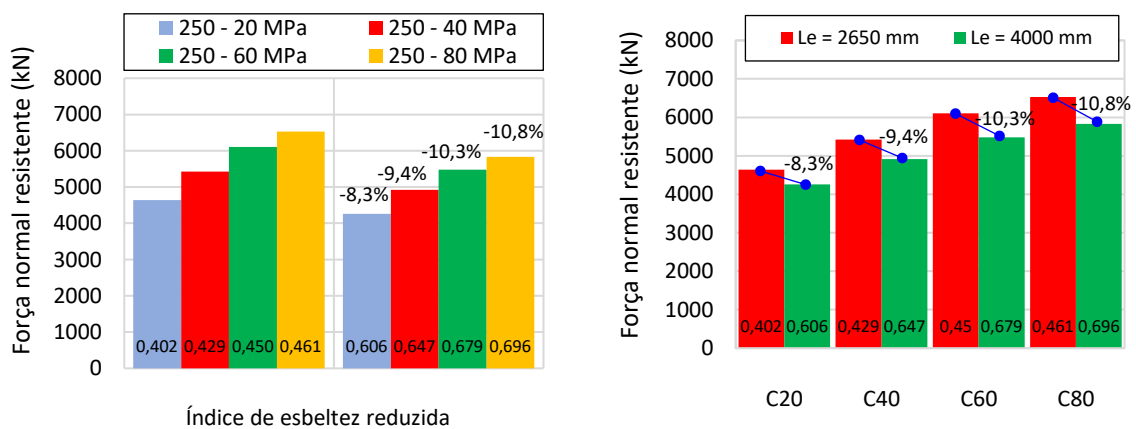
Fonte: Autor (2021)

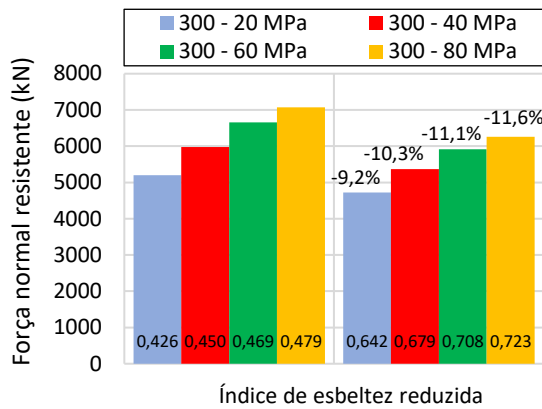
O aumento dos valores de momento resistente no Ponto B para a flexão em YY são menos significativos nos pilares parcialmente revestidos que naqueles revestidos. Isto ocorre devido à ausência de revestimento das mesas da seção parcialmente revestida que, por sua vez, reduz a área de concreto comprimido.

#### 6.2.2.4 Influência do índice de esbeltez reduzida do pilar

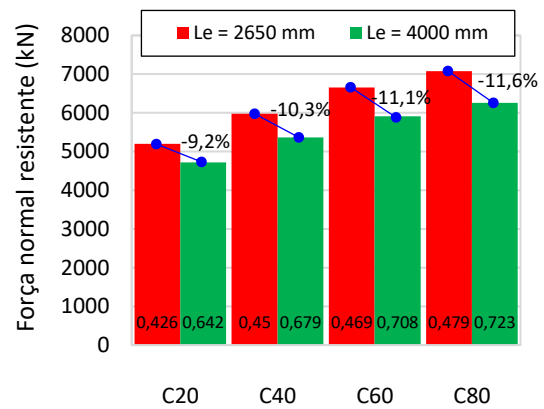
Para a flexão em torno do eixo YY a esbeltez reduzida variou da seguinte forma: para o comprimento efetivo de 2650 mm esteve entre 0,402 e 0,5 e para o pilar mais esbelto (4000 mm) o intervalo foi de 0,606 a 0,75. A Figura 6-34 apresenta a variação dos valores de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) em função da esbeltez reduzida do pilar.

**Figura 6-34: Influência do índice de esbeltez reduzida na força normal resistente do pilar parcialmente revestido – Flexão em YY**

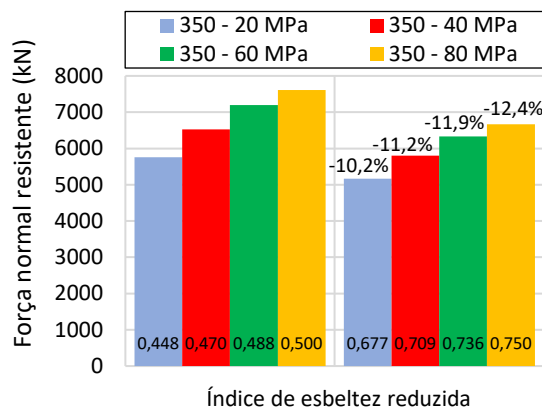




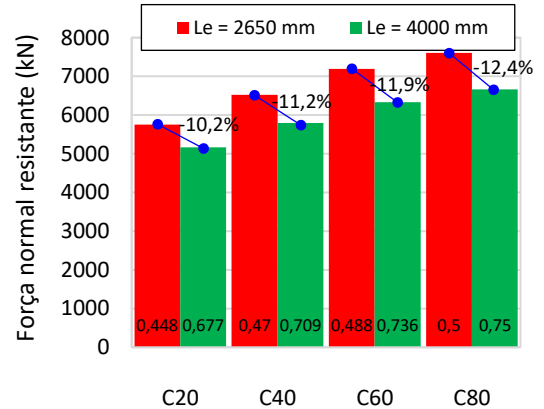
c) Variação da esbelteza reduzida -  $f_{yk} = 300$  MPa



d) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Variação da esbelteza reduzida -  $f_{yk} = 350$  MPa



f) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 350$  MPa

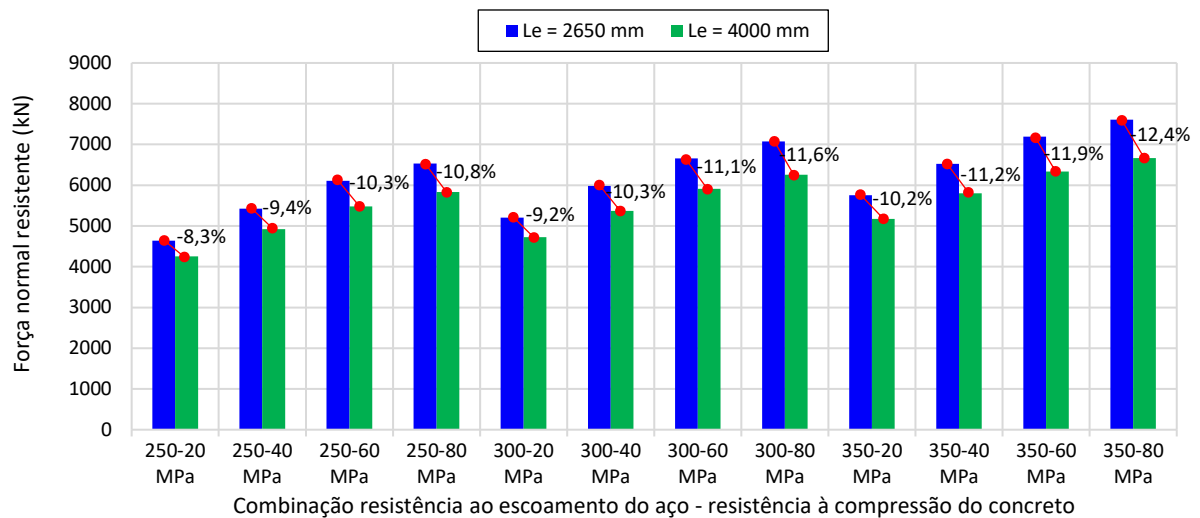
Fonte: Autor (2021)

A menor redução de força normal resistente (-8,3%) ocorreu para o acréscimo de 50,7% no valor de esbelteza reduzida (0,402 para 0,606), resultante da combinação entre as menores resistências do aço e concreto (20 e 250 MPa, respectivamente) (Figura 6-34a). Por outro lado, a maior redução de força normal resistente (-12,4%) ocorreu para o incremento de 50% na esbelteza reduzida (0,5 para 0,75), correspondente a combinação das maiores resistências do aço e concreto (80 e 350 MPa, respectivamente) (Figura 6-34f). Bem como observado nas análises anteriores envolvendo a esbelteza reduzida, a associação de maiores resistências do aço e concreto foi a que conduziu às maiores perdas de força normal resistente.

As reduções de força resistente à compressão simples para a flexão em torno do eixo de menor inércia (YY) foram superiores às observadas para a flexão em XX. Isto evidencia a ampliação da instabilidade à flexão devido à redução do momento de inércia.

Na Figura 6-35 é apresentado um resumo das forças normais resistentes no Ponto A para todas as combinações de resistência do aço e concreto.

**Figura 6-35: Síntese dos valores de força resistente à compressão simples - Pilar parcialmente revestido - Flexão em YY**



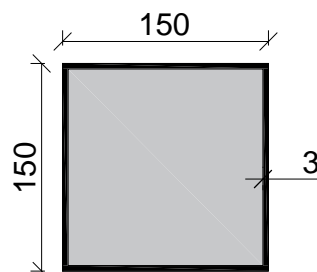
Fonte: Autor (2021)

Com auxílio da Figura 6-35 é possível notar a redução significativa de força normal resistente quando o comprimento efetivo foi aumentado de 2650 mm para 4000 mm e que esta redução foi mais expressiva para combinações de maiores resistências dos materiais. Apesar de haver variação, as reduções variam entre 8,3% (concreto C20,  $L_e=2650\text{mm}$  e  $f_{yk}=250\text{MPa}$ ) e 12,4% (concreto C80,  $L_e=2650\text{mm}$  e  $f_{yk}=350\text{MPa}$ ), que são valores pequenos dados os aumentos impostos à resistência do concreto e do aço.

### 6.3 PILAR PREENCHIDO DE SEÇÃO QUADRADA

As características geométricas da seção do pilar misto preenchido são apresentadas na Figura 6-36. Os valores de comprimento efetivo considerados foram de 1840 mm e 2770 mm, que resultaram em valores máximos de esbelteza reduzida de 0,5 e 0,75, respectivamente.

**Figura 6-36: Seção do pilar quadrado preenchido do estudo paramétrico (medidas em mm)**



Fonte: Autor (2021)

Na Tabela 6-3 são apresentadas as combinações utilizadas no estudo paramétrico do referido pilar preenchido e os valores de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ) para cada combinação. Como

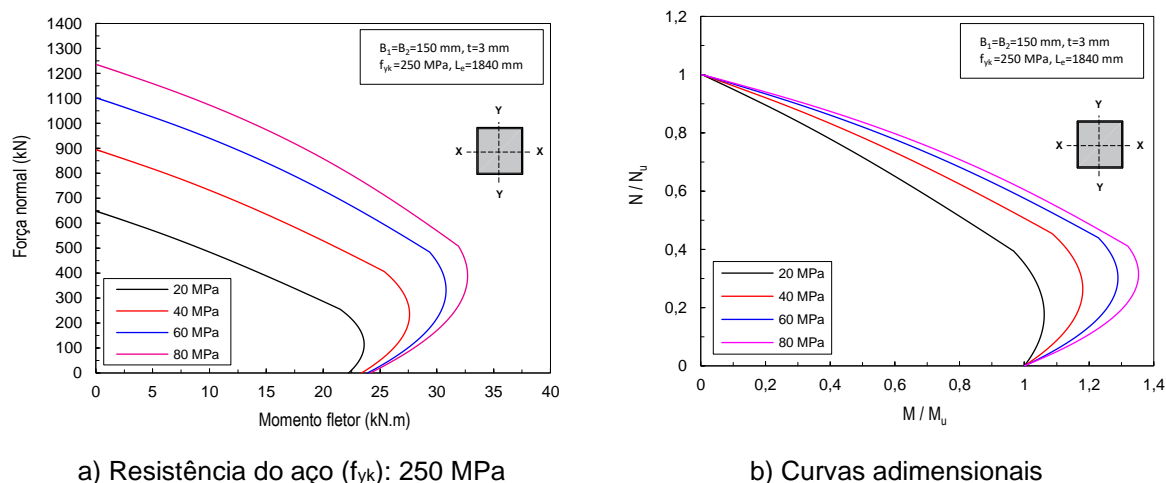
a seção do pilar preenchido considerada no estudo paramétrico é quadrada, não foi necessário a análise em eixos distintos de flexão.

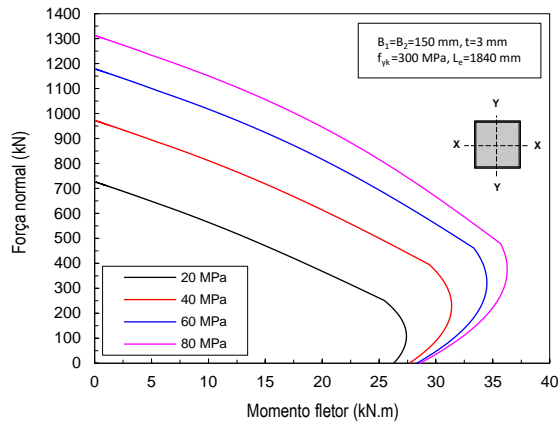
**Tabela 6-3: Combinações para a análise paramétrica: valores de índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )**

$f_{ck}$ (MPa)	$\lambda_0$ - ABNT NBR 8800 (2008)	
	Le = 1840 mm	Le = 2770 mm
Resistência ao escoamento do aço de 250 MPa		
<b>C20</b>	0,380	0,572
<b>C40</b>	0,427	0,643
<b>C60</b>	0,459	0,691
<b>C80</b>	0,475	0,714
Resistência ao escoamento do aço de 300 MPa		
<b>C20</b>	0,400	0,603
<b>C40</b>	0,443	0,667
<b>C60</b>	0,472	0,712
<b>C80</b>	0,487	0,733
Resistência ao escoamento do aço de 350 MPa		
<b>C20</b>	0,420	0,633
<b>C40</b>	0,458	0,690
<b>C60</b>	0,486	0,732
<b>C80</b>	0,500	0,750

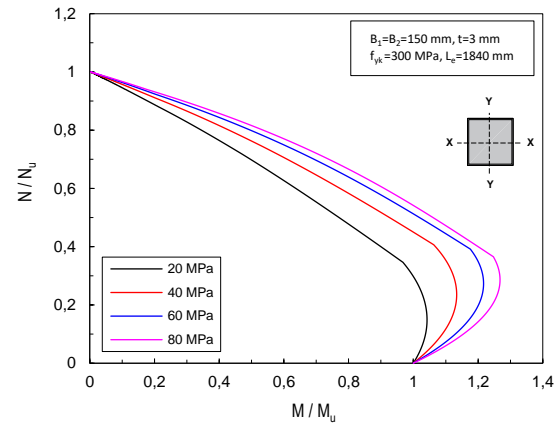
As curvas parabólicas e adimensionais oriundas da ferramenta PM-MN (2021) para o comprimento efetivo de 1840 mm são apresentadas na Figura 6-37.

**Figura 6-37: Efeitos das resistências ao escoamento do aço e à compressão do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar quadrado preenchido,  $L_e = 1840$  mm**

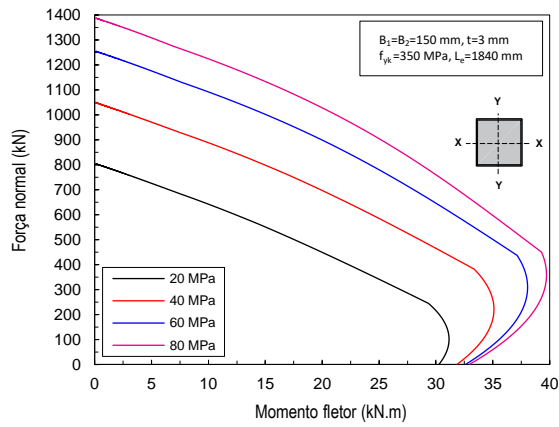




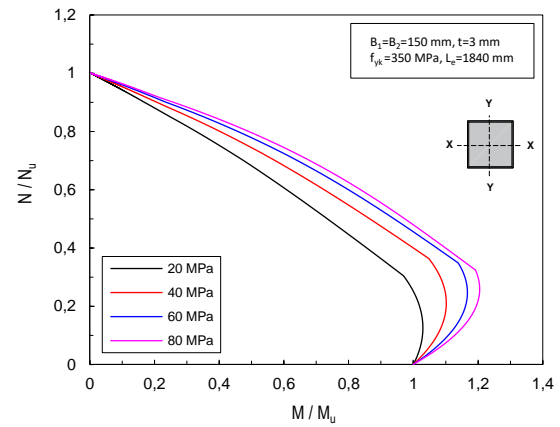
c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa



d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

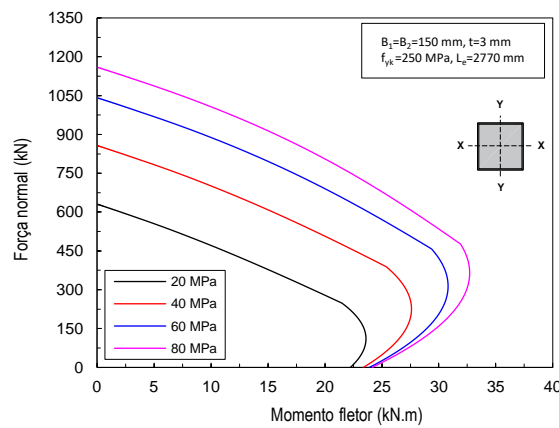


f) Curvas adimensionais

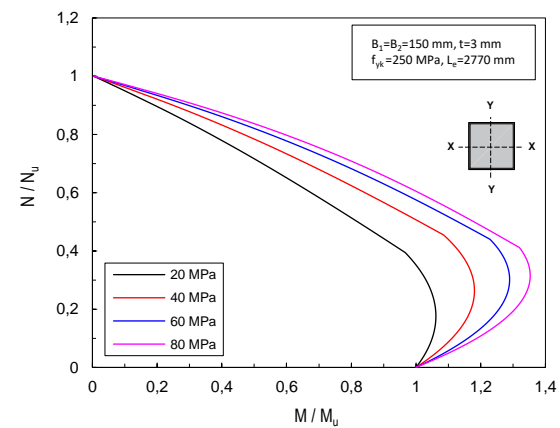
Fonte: Autor (2021)

As curvas parabólicas e adimensionais para o pilar mais esbelto (2770 mm), são apresentadas na Figura 6-38.

**Figura 6-38: Efeitos das resistências ao escoamento do aço e à compressão do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar quadrado preenchido,  $L_e = 2770$  mm**

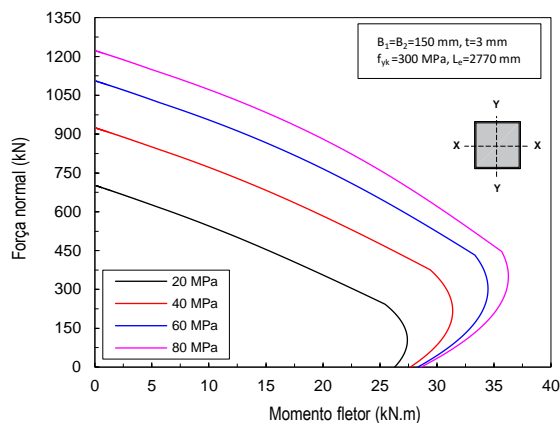


a) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 250 MPa

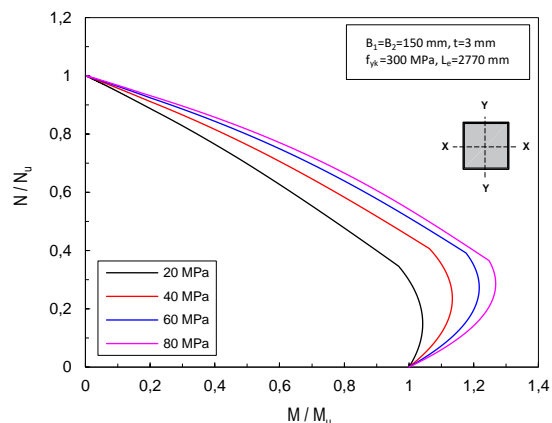


b) Curvas adimensionais

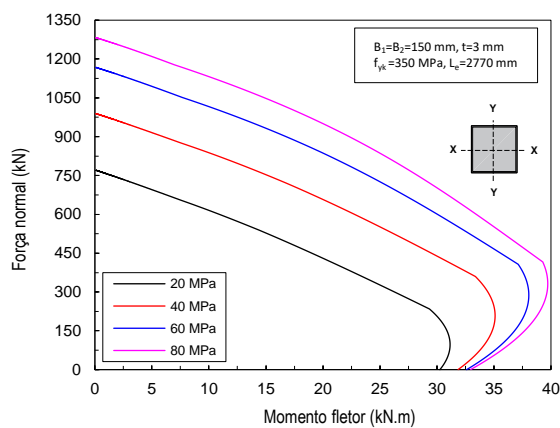




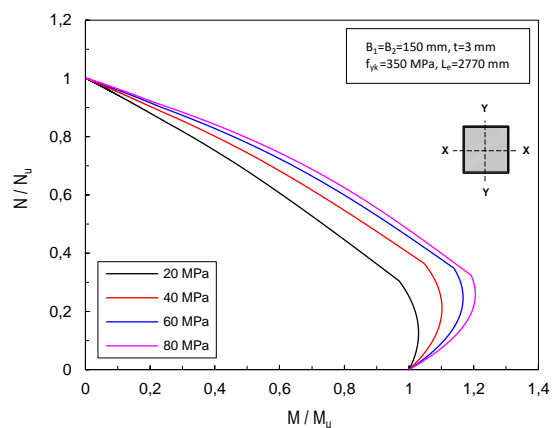
c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa



d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa



f) Curvas adimensionais

Fonte: Autor (2021)

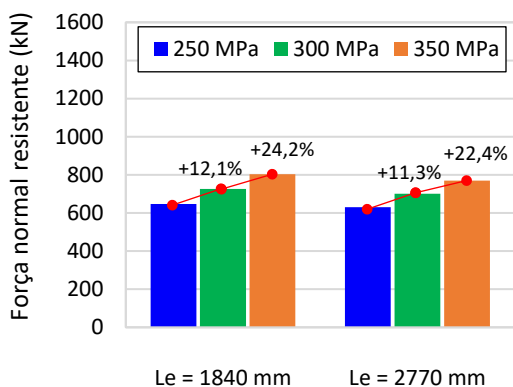
Os resultados, como já esperado, mostram maiores valores de força normal e momento fletor resistentes (Pontos A e B, respectivamente) para a combinação de maiores resistências do aço e do concreto (Figura 6-37 e Figura 6-38). A resistência do concreto mostrou-se pouco influente sobre o Ponto B; as curvas foram próximas entre si neste ponto (Figura 6-37 e Figura 6-38, eixo horizontal). Quanto aos valores de força normal resistente, os maiores valores foram obtidos para os pilares mais curtos (1840 mm), aço com resistência de 350 MPa e concretos de alta resistência (C60 e C80) – Figura 6-37e.

Por meio dos resultados das curvas adimensionais (Figura 6-37 e Figura 6-38), notou-se que os valores de momento máximo (vértice D) são mais relevantes em relação ao momento resistente à flexão simples (Ponto B) quando utilizados concretos C80. Em contrapartida, o uso de concretos de resistência usual (C20 e C40) favorece a proximidade entre o momento máximo (vértice D) e o momento resistente no Ponto B (Figura 6-37 e Figura 6-38).

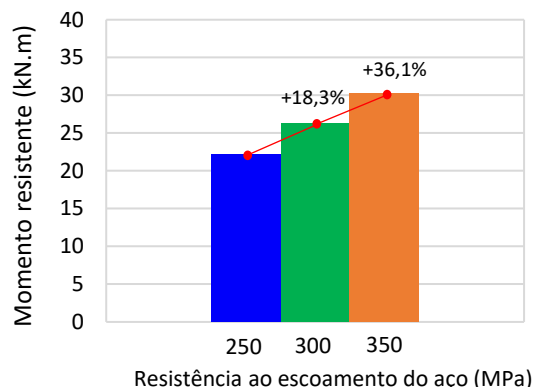
### 6.3.1 Influência da resistência ao escoamento do aço

A influência da resistência ao escoamento do aço sobre os Pontos A e B das curvas de interação M-N do pilar quadrado preenchido são apresentadas na Figura 6-39, conforme comprimento efetivo (1840 mm e 2770 mm).

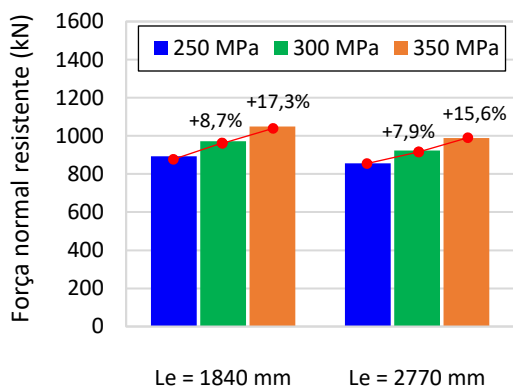
**Figura 6-39: Influência da resistência ao escoamento do aço nos valores de força normal e momento resistentes do pilar quadrado preenchido**



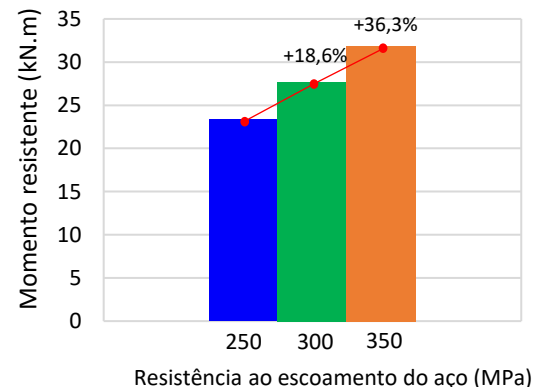
a) Força normal resistente (Ponto A) – C20



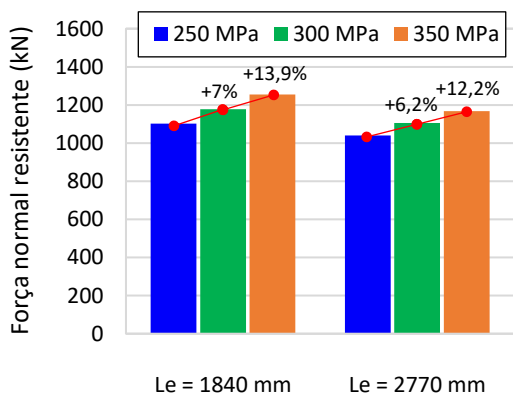
b) Momento resistente (Ponto B) – C20



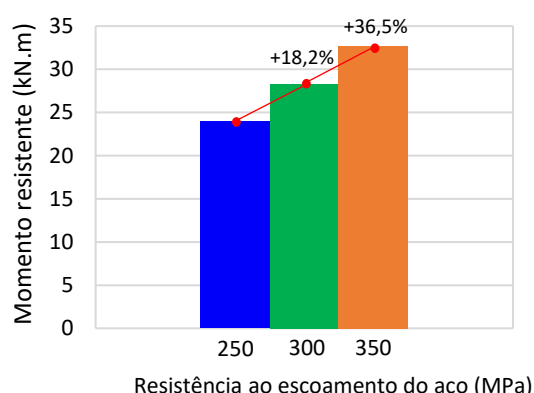
c) Força normal resistente (Ponto A) – C40



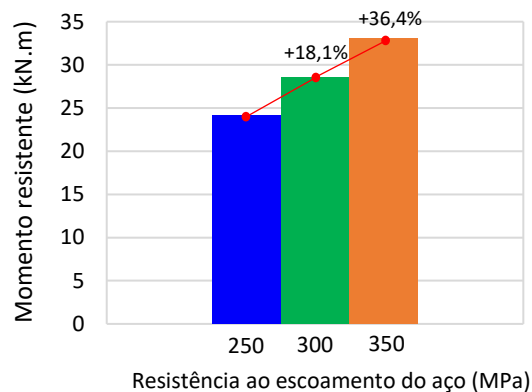
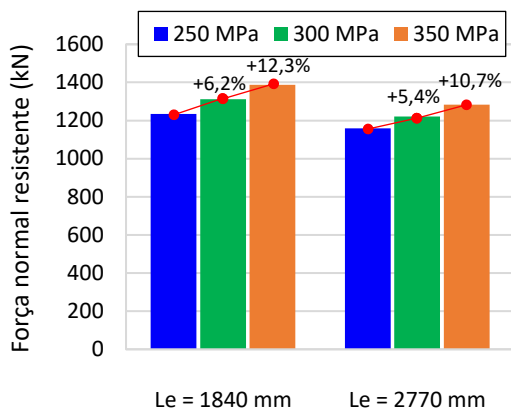
d) Momento resistente (Ponto B) – C40



e) Força normal resistente (Ponto A) – C60



f) Momento resistente (Ponto B) – C60



g) Força normal resistente (Ponto A) – C80

h) Momento resistente (Ponto B) – C80

Fonte: Autor (2021)

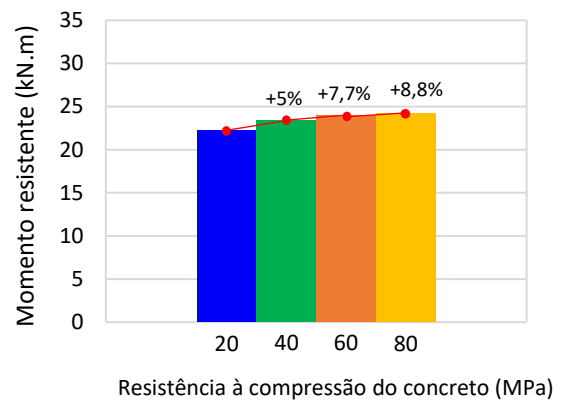
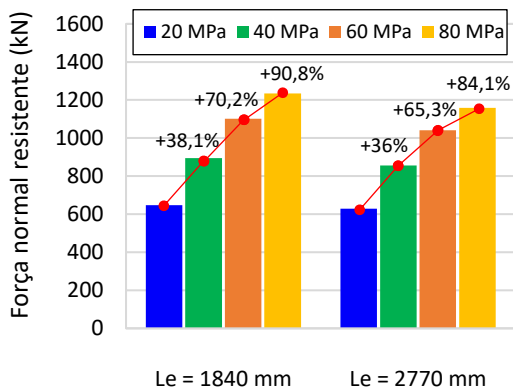
Os resultados mostraram que a resistência ao escoamento do aço foi mais efetiva no aumento dos valores de momento resistente que na força normal resistente (Figura 6-39). Os acréscimos mais significativos nos valores resistentes de força normal e momento foram na ordem de 24% (concreto C20,  $f_{yk}=350\text{MPa}$  e  $L_e=1840\text{mm}$ , Figura 6-39a) e 36% ( $f_{yk}=350\text{MPa}$  e concreto entre C20 e C80), respectivamente. Ao aumentar a resistência do aço em 40% (250 para 350 Mpa), o aumento mais expressivo (24,2%) ocorreu para o pilar mais curto (1840 mm) com uso de concreto C20 (Figura 6-39a). Quando esta mesma variação no valor da resistência do aço (40%, 250 MPa para 350 MPa) ocorreu para o pilar mais esbelto (2770 mm), o aumento mais significativo de força normal resistente foi de 22,4% para uso de concreto C20 (Figura 6-39a). Adicionalmente, os aumentos menos expressivos de força normal resistente à compressão simples foram obtidos para a variação da resistência do aço combinada a concretos de alta resistência (Figura 6-39g).

Quanto aos valores de momento resistente, um aumento de cerca de 36% foi observado para o incremento de 40% na resistência ao escoamento do aço (250 MPa para 350 MPa) - Figura 6-39. Quando este incremento foi de 20% (250 MPa para 300 MPa), o aumento observado foi próximo de 18% (Figura 6-39b, Figura 6-39d, Figura 6-39f e Figura 6-39h). A variação da resistência do aço mostrou-se efetiva no ganho de resistência no Ponto B para todas as classes de concreto. Isto indica que a resistência do concreto pouco interfere no momento resistente no Ponto B (Figura 6-39b, Figura 6-39d, Figura 6-39f e Figura 6-39h).

### 6.3.2 Influência da resistência à compressão do concreto

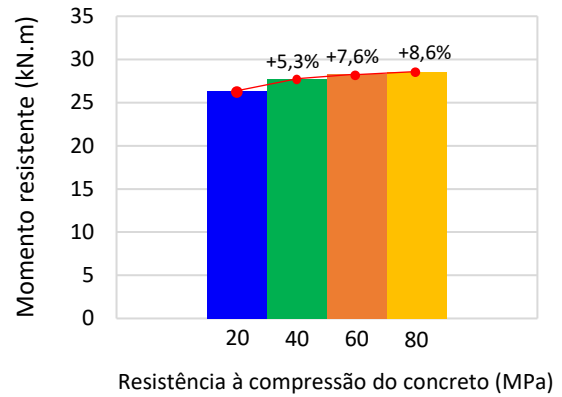
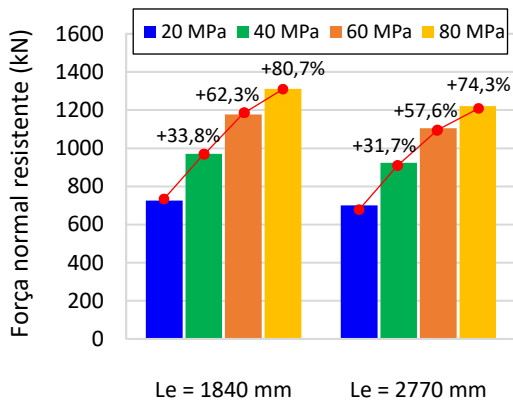
A Figura 6-40 apresenta a variação dos valores de força normal e momento resistentes do pilar preenchido de seção quadrada em função da resistência à compressão do concreto, conforme comprimento efetivo (1840 mm e 2770 mm).

**Figura 6-40: Influência da resistência à compressão do concreto nos valores de força normal e momento resistentes do pilar quadrado preenchido**



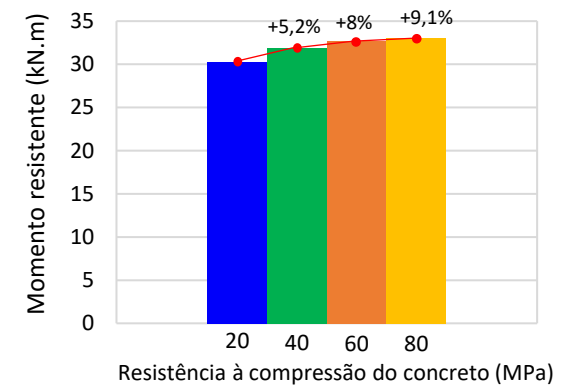
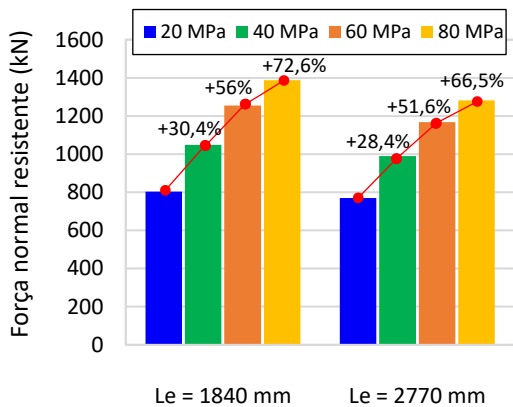
a) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 250$  MPa

b) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 250$  MPa



c) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 300$  MPa

d) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 350$  MPa

f) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 350$  MPa

Fonte: Autor (2021)

Os resultados mostram efeito significativo da variação da resistência do concreto sobre a força normal resistente à compressão simples e efeito pouco relevante sobre o momento

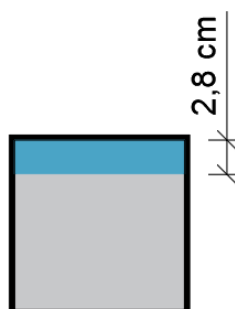
resistente (Figura 6-40). Os maiores aumentos de força normal e momento resistentes para os maiores acréscimos na resistência à compressão do concreto (C20 para C80) foram, respectivamente, de 90,8% e 9,1% (Figura 6-40). O acréscimo de 90,8% na força normal ocorreu para concreto C80,  $L_e=1840\text{mm}$  e  $f_{yk}=250\text{MPa}$ , Figura 6-40a. No caso do momento resistente, a combinação concreto C80 e  $f_{yk}=350\text{MPa}$  (Figura 6-40f) resultou em aumento de 9,1%.

Ao aumentar a resistência do concreto em 300% (C20 para C80), o maior aumento foi de 90,8% na força normal resistente para o pilar mais curto (1840 mm) com uso de aço com resistência ao escoamento de 250 MPa (Figura 6-40a). Para a configuração anterior, mas pilar mais esbelto (2770 mm), o aumento foi de 84,1% (Figura 6-40a). Quando considerada a maior resistência ao escoamento do aço (350 MPa), o incremento de 300% na resistência do concreto aumentou em 72,6% a normal resistente para o pilar mais curto (1840 mm) e 66,5% para o pilar mais esbelto (2770 mm).

No tocante aos valores de momento resistente, quando o concreto passou de C20 para C80, os aumentos observados foram inferiores a 10% (Figura 6-40b, Figura 6-40d e Figura 6-40f). A variação em 100% na resistência à compressão do concreto (C20 para C40), contribuiu para um aumento próximo de 5% (Figura 6-40b, Figura 6-40d e Figura 6-40f).

Como já mencionado, a variação da resistência à compressão do concreto não se mostrou efetiva no acréscimo dos valores de momento resistente. Isto ocorre porque a região comprimida da seção transversal do pilar preenchido apresenta uma porção reduzida de concreto; resultando em menor contribuição para a resistência ao momento fletor (Figura 6-41). Apesar das porções do tubo de aço apresentarem valores reduzidos de área (devido à pequena espessura), contribuem mais que o concreto para o momento resistente no Ponto B, pois encontram-se mais distantes do centro de gravidade da seção transversal, o que resulta em um valor considerável de momento estático. Adiciona-se a isto o fato de a resistência ao escoamento do aço ser numericamente mais significativa. Logo, a contribuição do aço no aumento de resistência no Ponto B é mais relevante que a do concreto.

**Figura 6-41: Porção comprimida de concreto para o Ponto B do pilar quadrado preenchido ( $f_{yk} = 250\text{ MPa}$  e C40)**



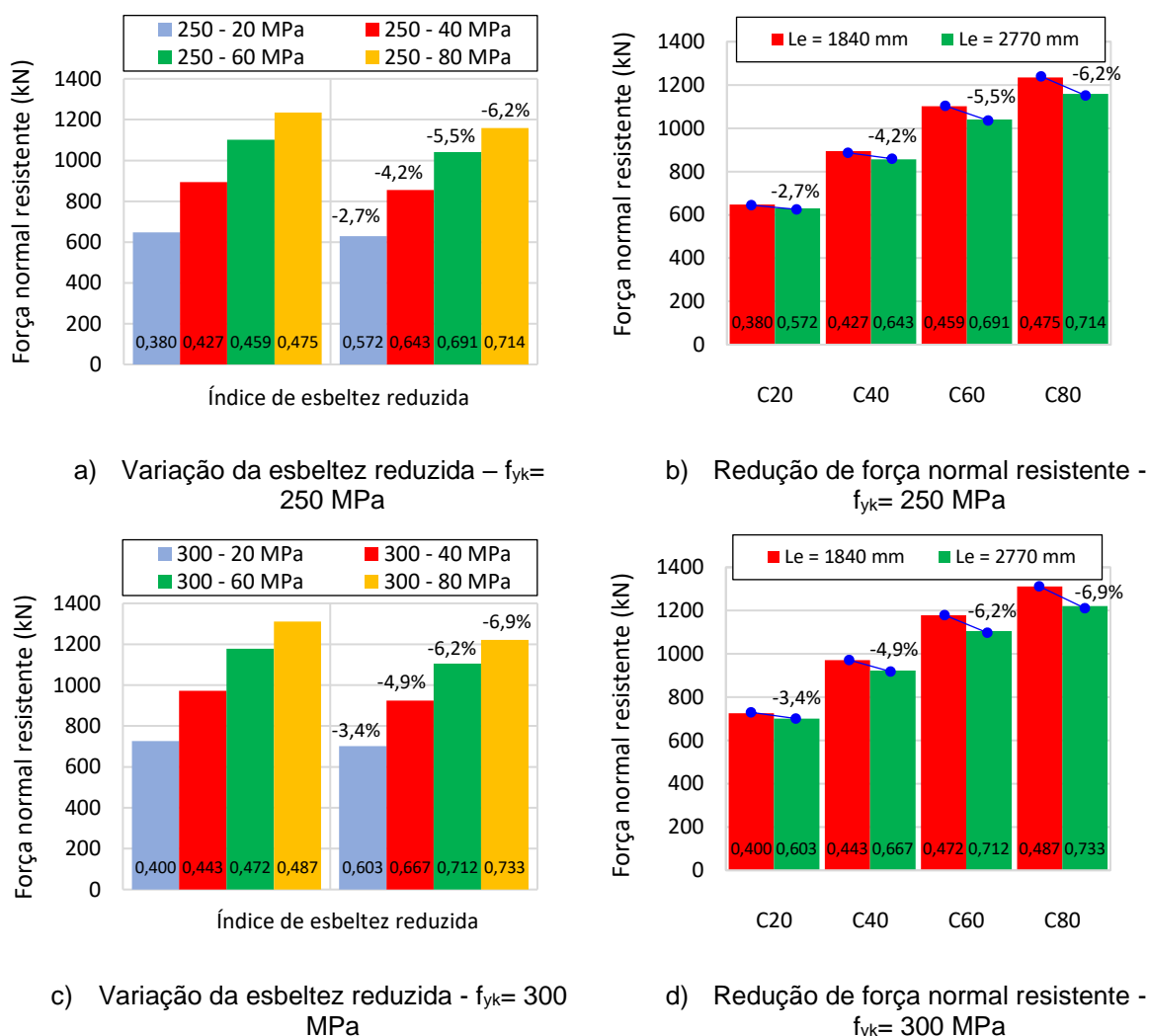
Fonte: Autor (2021)

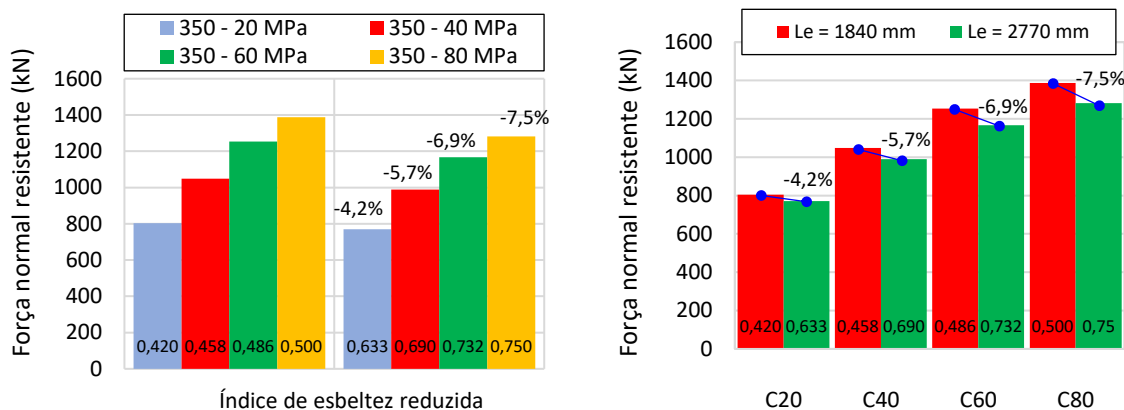
Os valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) sofrem acréscimo menos significativo quando há a variação de resistência à compressão do concreto entre concretos de alta resistência (Figura 6-40). A exemplo dos pilares analisados anteriormente, tal fato é consequência da alteração dos coeficientes  $\lambda$  e  $\alpha_c$  para o uso de concretos de alta resistência.

### 6.3.3 Influência do índice de esbeltez reduzida do pilar

Os valores de esbeltez reduzida para o comprimento efetivo de 1840 mm variaram entre 0,380-0,500 e de 0,572 a 0,750 para o pilar mais esbelto (2770 mm). A Figura 6-42 apresenta a variação dos valores de força normal resistente em função da esbeltez reduzida do pilar quadrado preenchido.

**Figura 6-42: Influência do índice de esbeltez reduzida na força normal resistente do pilar quadrado preenchido**





e) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk} = 350$  MPa

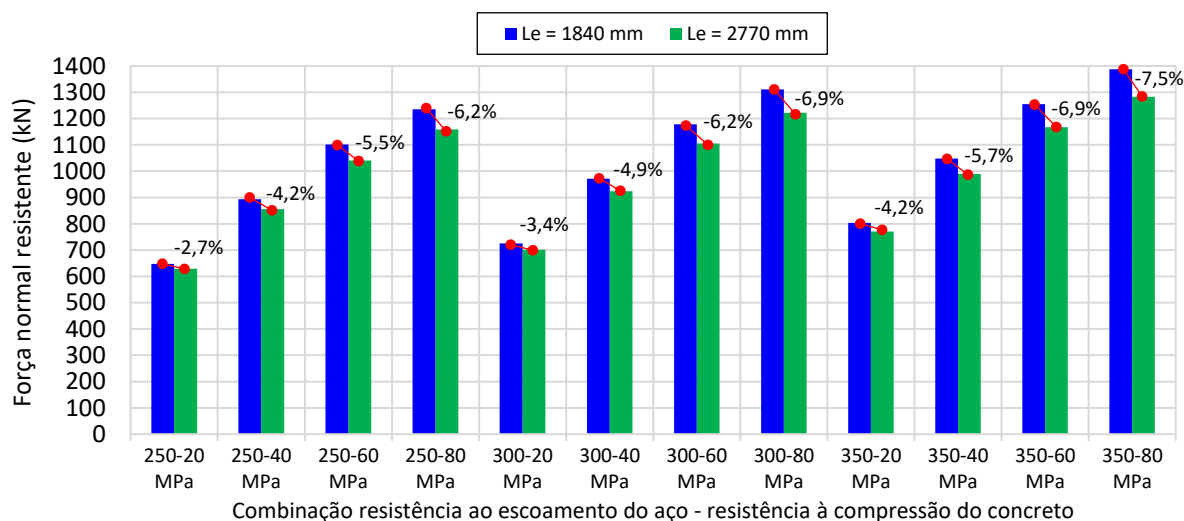
f) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 350$  MPa

Fonte: Autor (2021)

A menor redução de força normal resistente à compressão simples (Ponto A) ocorreu para o acréscimo de 50,5% (0,380 para 0,572) no índice de esbeltez reduzida, resultante da combinação dos menores valores de resistências do aço e concreto (20 MPa e 250 MPa, respectivamente) - Figura 6-42a. Por outro lado, a maior redução de força normal resistente (-7,5%) ocorreu para o incremento de 50% na esbeltez reduzida (0,5 para 0,75), oriunda da combinação das maiores resistências do aço e concreto (80MPa e 350 MPa) - Figura 6-42f.

Como observado para outras seções, a associação de maiores valores de resistência e de comprimento efetivo favorecem o aumento dos valores de esbeltez reduzida. Consequentemente, a instabilidade à flexão se torna mais relevante. Um panorama geral das reduções de força normal resistente (Ponto A) em função da combinação de resistência do aço e concreto é apresentada na Figura 6-43.

**Figura 6-43: Síntese dos valores de força resistente no Ponto A - Pilar quadrado preenchido**



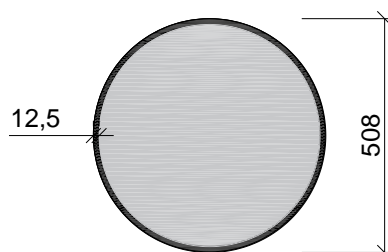
Fonte: Autor (2021)

É nítida a redução de força normal resistente mediante o acréscimo de esbeltez reduzida. Cabe destacar que das seções mistas já analisados, o pilar preenchido de seção quadrada apresentou as menores reduções de força normal resistente (Figura 6-43); tais reduções variam entre 2,7% ( $f_{yk}=250\text{MPa}$  e concreto C20) e 7,5% ( $f_{yk}=350\text{MPa}$  e concreto C80). Isso ocorre porque a ABNT NBR 16239 (2013) estima menores valores de parâmetro  $\chi$  em comparação com os demais modelos normativos. Portanto, a força normal resistente à compressão simples tende a ser menos penalizada em caso de pilares mistos preenchidos.

#### 6.4 PILAR PREENCHIDO DE SEÇÃO CIRCULAR

Para esta análise foi considerada a seção circular do pilar preenchido analisada por Liew *et al.* (2015) cujas características geométricas são apresentadas na Figura 6-44. Os valores de comprimento efetivo considerados foram de 5310 mm e 7950 mm.

**Figura 6-44: Seção do pilar circular preenchido (medidas em mm)**



Fonte: Adaptado de Liew *et al.* (2015)

Na Tabela 6-4 são apresentadas as combinações de resistência do concreto e resistência do aço e valores de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ) decorrentes da combinação entre resistência do concreto, resistência ao escoamento do aço e comprimento efetivo. Neste caso, como a seção é circular, há um único eixo de flexão a considerar.

**Tabela 6-4: Combinações para análise paramétrica: valores de índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )**

$f_{ck}$ (MPa)	$\lambda_0$ - ABNT NBR 8800 (2008)	
	Le = 5310 mm	Le = 7950 mm
Resistência ao escoamento do aço de 250 MPa		
<b>C20</b>	0,378	0,567
<b>C40</b>	0,425	0,637
<b>C60</b>	0,458	0,685
<b>C80</b>	0,474	0,710
Resistência ao escoamento do aço de 300 MPa		
<b>C20</b>	0,400	0,599

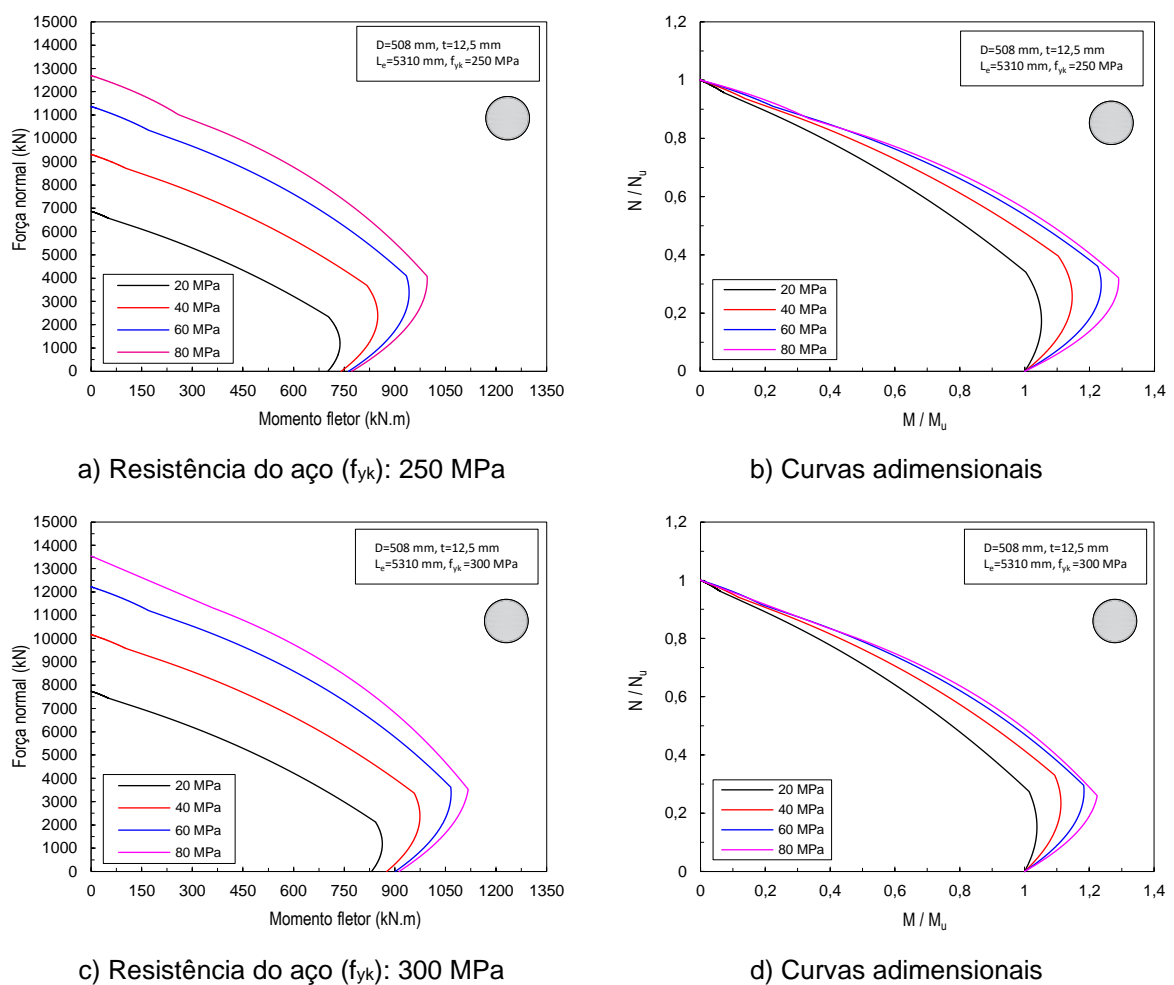


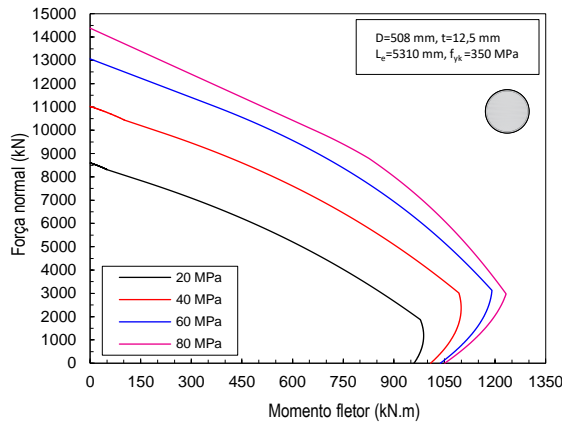
**Tabela 6-4: Combinações para análise paramétrica: valores de índice de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ) (continuação)**

$f_{ck}$ (MPa)	$\lambda_0$ - ABNT NBR 8800 (2008)	
	Le = 5310 mm	Le = 7950 mm
<b>C40</b>	0,442	0,662
<b>C60</b>	0,473	0,708
<b>C80</b>	0,488	0,730
Resistência ao escoamento do aço de 350 MPa		
<b>C20</b>	0,420	0,629
<b>C40</b>	0,459	0,687
<b>C60</b>	0,487	0,729
<b>C80</b>	0,500	0,750

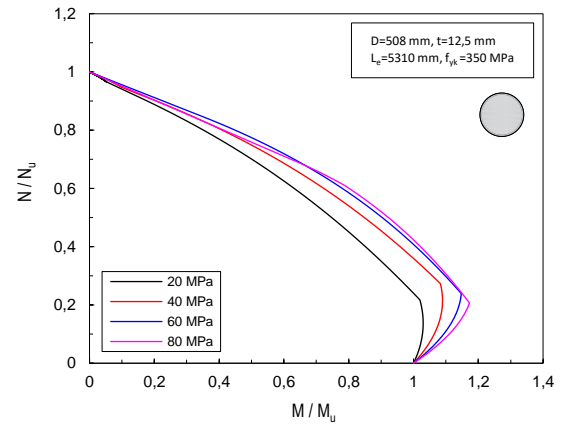
As curvas parabólicas e adimensionais obtidas pelo PM-MN (2021) para o comprimento efetivo de 5310 mm são apresentadas na Figura 6-45.

**Figura 6-45: Efeitos das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar circular preenchido,  $L_e = 5310$  mm**





e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa

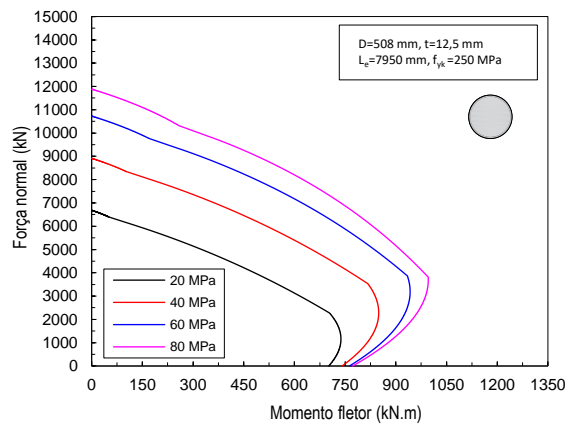


f) Curvas adimensionais

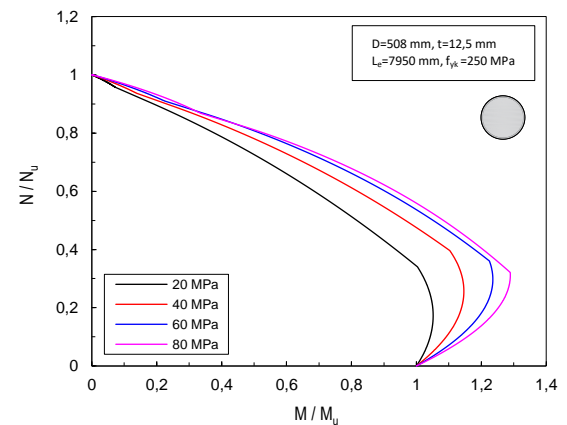
Fonte: Autor (2021)

As curvas parabólicas e adimensionais para o comprimento efetivo de 7950 mm são apresentadas na Figura 6-46.

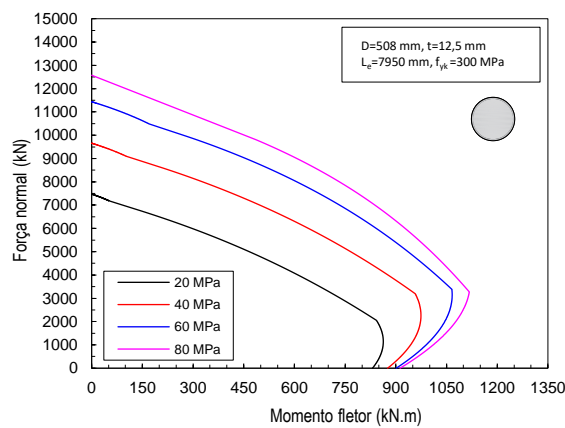
**Figura 6-46: Efeitos das resistências do aço e do concreto nas curvas de interação M-N – Pilar circular preenchido,  $L_e = 7950$  mm**



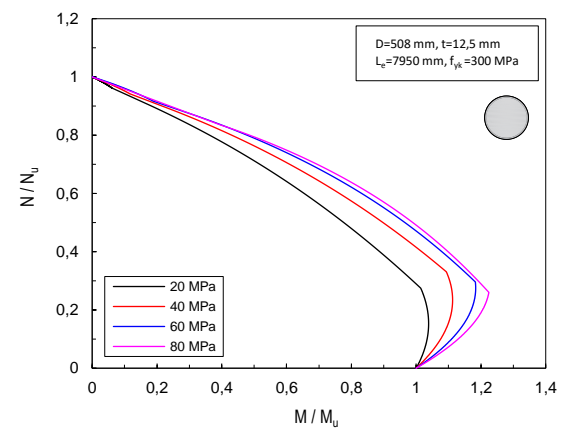
a) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 250 MPa



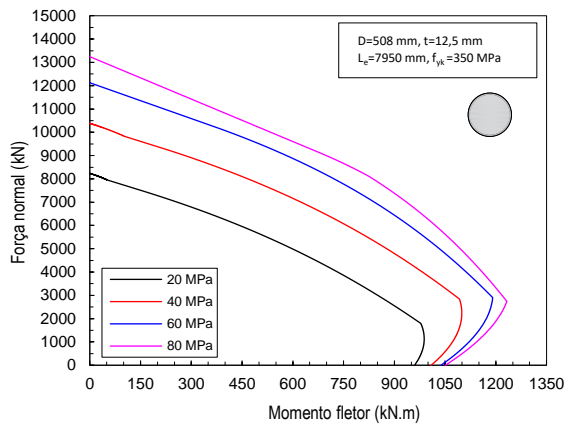
b) Curvas adimensionais



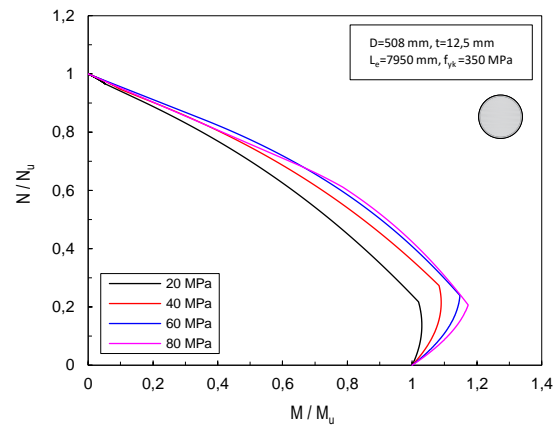
c) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 300 MPa



d) Curvas adimensionais



e) Resistência do aço ( $f_{yk}$ ): 350 MPa



f) Curvas adimensionais

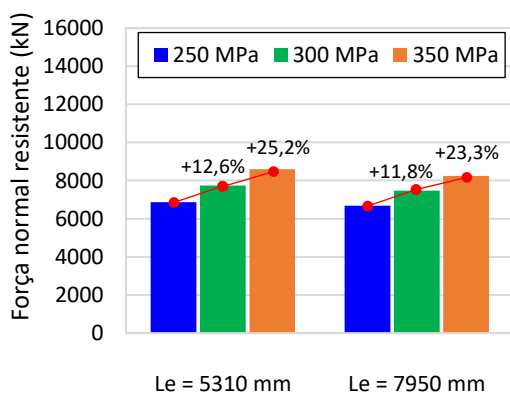
Fonte: Autor (2021)

As curvas de interação obtidas apresentaram maior resistência à flexo-compressão para a combinação de maiores resistências do aço e concreto (350 MPa e 80 MPa, respectivamente), sobretudo para o pilar mais curto (5310 mm, Figura 6-45e). A variação da resistência do concreto colaborou para o aumento da força normal à compressão simples (Ponto A), mas pouco contribuiu para o momento resistente no Ponto B (Figura 6-45 e Figura 6-46). Aumentada a esbelteza, houve redução de força normal no Ponto A (Figura 6-46), como já esperado. Quanto aos valores de momento máximo (vértice D), as curvas adimensionais mostraram que o momento resistente neste ponto é maior que a resistência no Ponto B à medida em que há o uso de concretos de maiores resistências (Figura 6-45 e Figura 6-46).

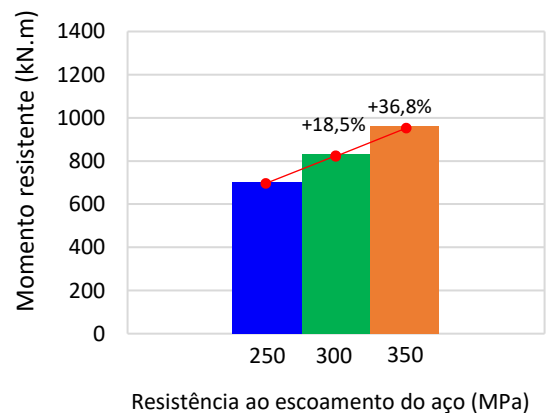
#### 6.4.1 Influência da resistência ao escoamento do aço

A Figura 6-47 apresenta a variação dos valores de força e momento resistentes (Pontos A e B) de acordo com o incremento de resistência do aço.

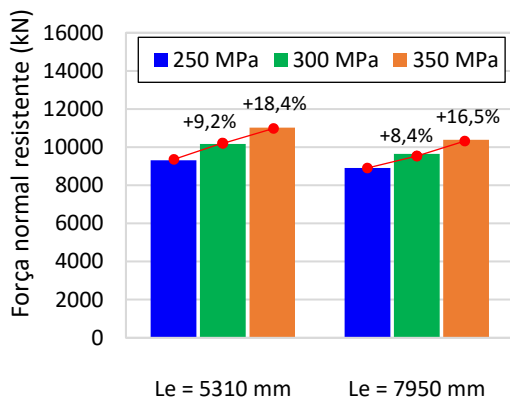
**Figura 6-47: Influência da resistência ao escoamento do aço nos valores de força e momento resistentes do pilar circular preenchido**



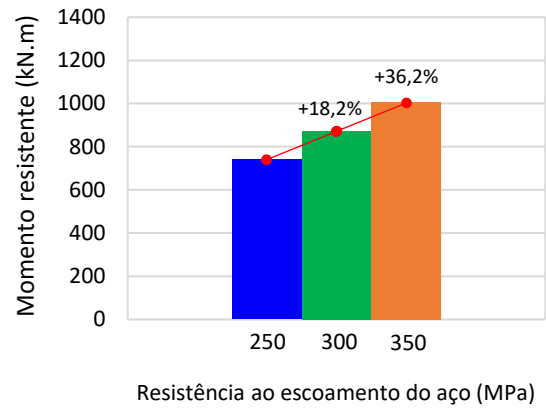
a) Força normal resistente (Ponto A) – C20



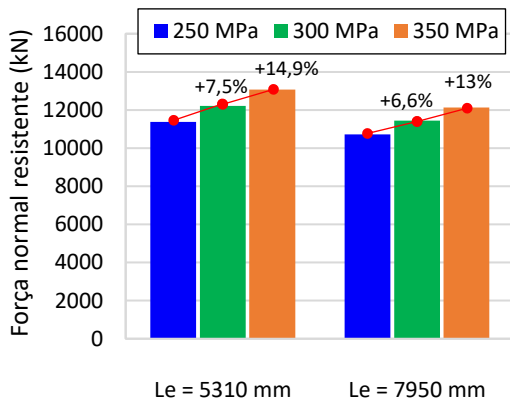
b) Momento resistente (Ponto B) – C20



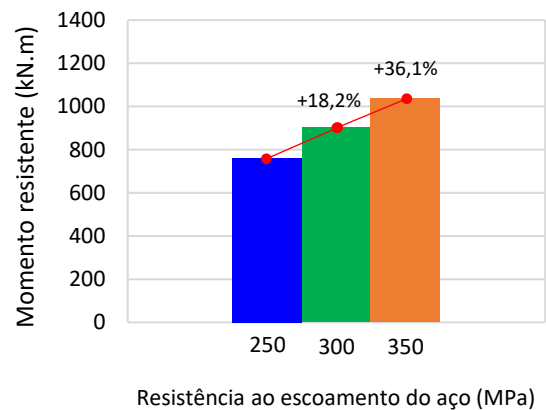
c) Força normal resistente (Ponto A) – C40



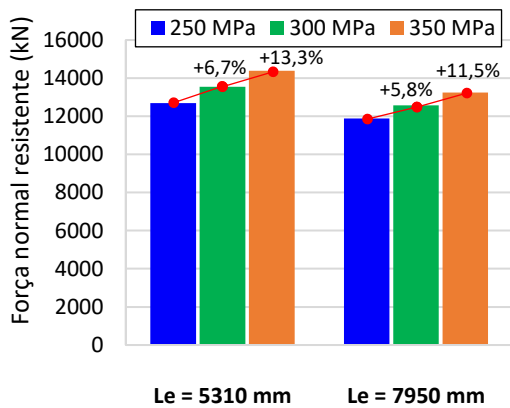
d) Momento resistente (Ponto B) – C40



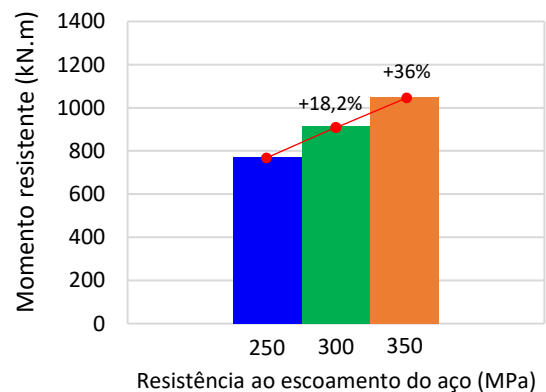
e) Força normal resistente (Ponto A) – C60



f) Momento resistente (Ponto B) – C60



g) Força normal resistente (Ponto A) – C80



h) Momento resistente (Ponto B) – C80

Fonte: Autor (2021)

A variação de 40% na resistência ao escoamento do aço (250 para 350 MPa), contribuiu para os aumentos máximos de 25,2% e 36,8% nos valores de força normal e momentos resistentes, respectivamente (Figura 6-47). Como observado para o pilar

preenchido de seção quadrada, a variação a resistência ao escoamento do aço também foi mais efetiva no aumento de momento resistente que na força normal resistente (Figura 6-47).

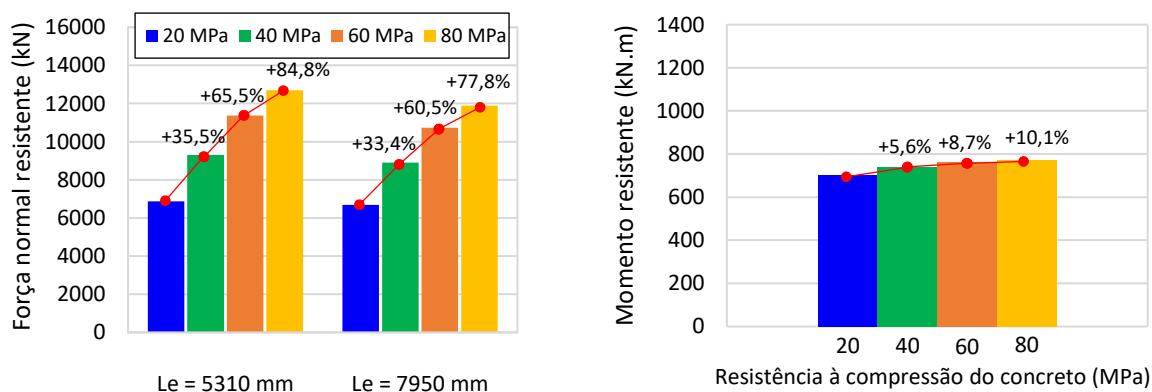
O maior aumento de força normal resistente ocorrido para o incremento de 40% na resistência do aço foi de 25,2%, considerando o pilar mais curto (5310 mm) com uso de concreto C20 (Figura 6-47a). Com uso da combinação anterior, mas considerado o pilar mais esbelto (7950 mm), o aumento observado foi de 23,3% (Figura 6-47a). Adicionalmente, os aumentos de força normal resistente foram mais tímidos para o uso de concretos de alta resistência (Figura 6-47e e Figura 6-47g); o aumento mais significativo para o uso de concreto de alta resistência para a variação da resistência ao escoamento do aço de 250 MPa para 350 MPa, foi de 14,9% para o pilar mais curto (5310 mm) com uso de concreto C60 (Figura 6-47e).

Quanto aos valores de momento resistente (Ponto B), o aumento decorrente da variação de 40% na resistência do aço (250 para 350 MPa) foi próximo de 36% (Figura 6-47b, Figura 6-47d, Figura 6-47f e Figura 6-47h). Quando a resistência do aço variou em 20% (250 MPa para 300 MPa), foi observado acréscimo próximo a 18% (Figura 6-47b, Figura 6-47d, Figura 6-47f e Figura 6-47h). A exemplo do pilar preenchido se seção quadrada, a influência da resistência do aço sobre o momento resistente do pilar circular pouco dependeu da resistência do concreto (Figura 6-47b, Figura 6-47d, Figura 6-47f e Figura 6-47h).

#### 6.4.2 Influência da resistência à compressão do concreto

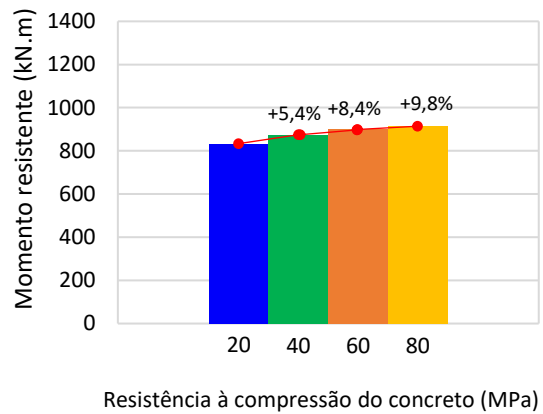
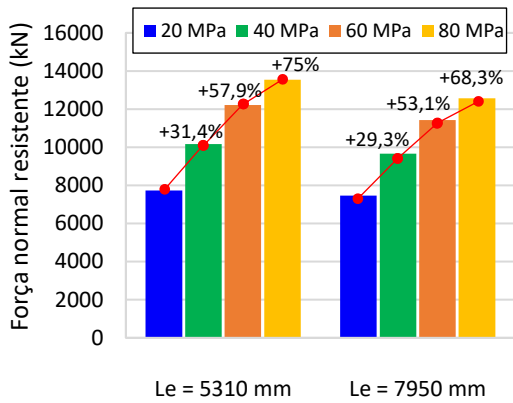
A influência da resistência do concreto sobre os valores de força normal e momento resistentes, para os dois comprimentos efetivos (5310 mm e 7950 mm) é mostrada na Figura 6-48.

**Figura 6-48: Influência da resistência do concreto nos valores de força normal e momento resistentes do pilar preenchido de seção circular**

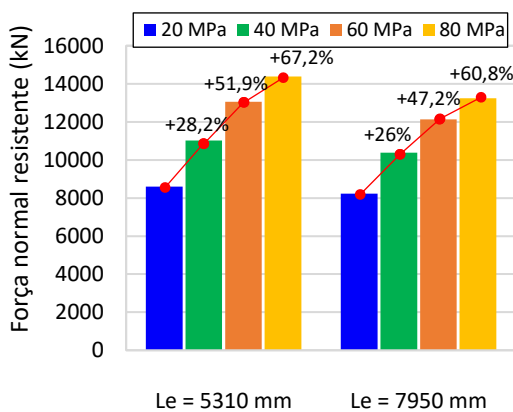


a) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 250$  MPa

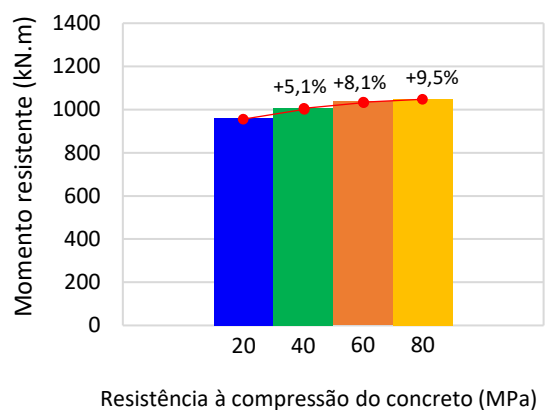
b) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 250$  MPa



c) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 300$  MPa



d) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 300$  MPa



e) Força normal resistente (Ponto A) –  $f_{yk} = 350$  MPa

f) Momento resistente (Ponto B) –  $f_{yk} = 350$  MPa

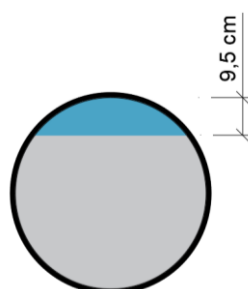
Fonte: Autor (2021)

A resistência do concreto, como no pilar preenchido de seção quadrada, contribui de forma mais expressiva para o aumento da força normal resistente que no momento resistente (Figura 6-48). O máximo aumento da força normal resistente (84,8%) ocorreu para concreto C80,  $f_{yk}=250$  MPa e  $L_e=5310$ mm (Figura 6-48a). No caso do momento resistente, o máximo aumento foi de 10,1% (concreto C80 e  $f_{yk}=250$  MPa, Figura 6-48b). Contudo, o momento resistente apresentou variação pouco significativa (entre 5,1% e 10,1%).

O maior aumento (84,8%) observado quando a resistência do concreto passou de C20 para C80 ocorreu para o pilar mais curto (5310 mm) e aço com 250 MPa (Figura 6-48a). Sob mesmo incremento de resistência do concreto (300%) e mesmo valor de resistência do aço (250 MPa), o aumento de força normal resistente no pilar mais esbelto (7950 mm) foi de 77,8% (Figura 6-48a). Para variação de 300% na resistência do concreto combinada ao maior valor de resistência do aço (350 MPa), os aumentos na força normal foram de 67,2% e 60,8% respectivamente para os pilares mais curto e mais esbelto (Figura 6-48e). No tocante aos valores de momento resistente à flexão simples, o aumento resultante da variação de 300%

na resistência do concreto (C20 para C80) foi próximo de 10% (Figura 6-48b, Figura 6-48d e Figura 6-48f). Ao aumentar em 100% a resistência do concreto (C20 para C40), houve aumento inferior a 6% (Figura 6-48b, Figura 6-48d e Figura 6-48f). Como observado no pilar preenchido de seção quadrada, a resistência do concreto pouco influenciou o Ponto B (flexão simples). A explicação é simples: a região comprimida da seção transversal do pilar preenchido de seção circular apresenta uma porção reduzida de concreto (Figura 6-49).

**Figura 6-49: Concreto comprimido - Ponto B do pilar circular preenchido ( $f_{yk} = 250$  MPa e C80)**



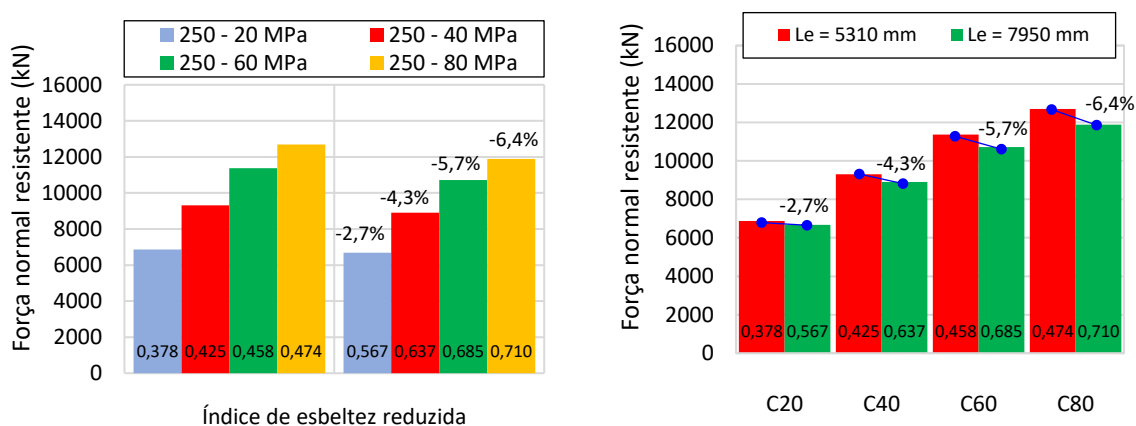
Fonte: Autor (2021)

A alteração dos coeficientes  $\lambda$  e  $\alpha_c$  justificam o acréscimo menos expressivo de força normal resistente (Ponto A) para o incremento de resistência do concreto entre concretos de alta resistência (Figura 6-48).

### 6.4.3 Influência do índice de esbelteza reduzida do pilar

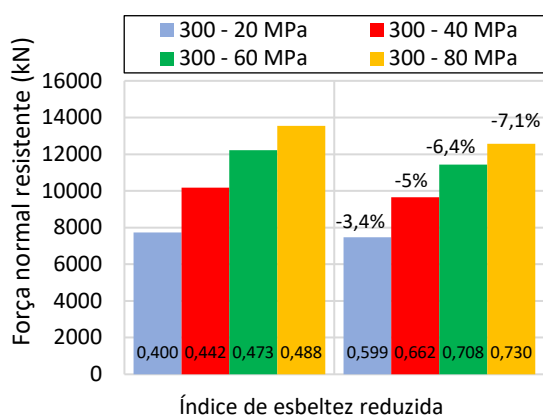
Os valores de esbelteza reduzida para o comprimento efetivo de 5310 mm variaram entre 0,378 e 0,500; para o comprimento efetivo de 7950 mm ficaram entre 0,567 e 0,750. A Figura 6-50 apresenta a variação dos valores de força normal resistente em função da esbelteza reduzida do pilar preenchido de seção circular.

**Figura 6-50: Influência do índice de esbelteza reduzida na força normal resistente do pilar preenchido de seção circular**

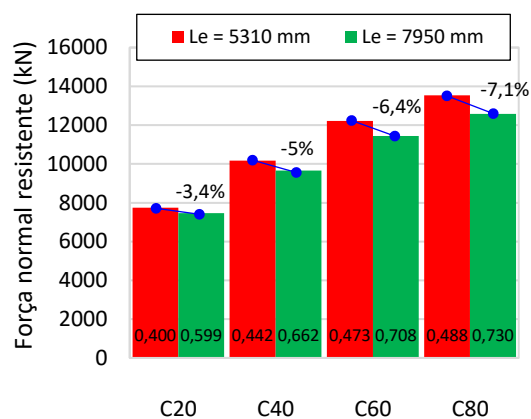


a) Variação da esbelteza reduzida -  $f_{yk} = 250$  MPa

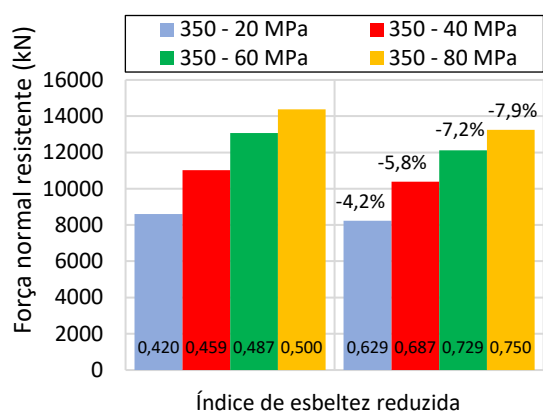
b) Redução de força normal resistente -  $f_{yk} = 250$  MPa



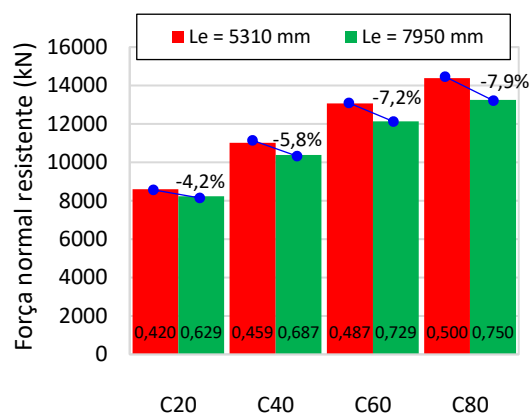
c) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk}=300$  MPa



d) Redução de força normal resistente -  $f_{yk}=300$  MPa



e) Variação da esbeltez reduzida -  $f_{yk}=350$  MPa



f) Redução de força normal resistente -  $f_{yk}=350$  MPa

Fonte: Autor (2021)

A menor redução de força normal resistente (-2,7%) ocorreu para o incremento de 50% no valor de esbeltez reduzida (0,378 para 0,567), correspondente à combinação de concreto C20 e aço com resistência de 250 MPa (Figura 6-50b). A maior redução de força normal (7,9%, Figura 6-50f) ocorreu para a combinação de concreto C80, aço com resistência de 350 MPa e aumento de 50% no índice de esbeltez reduzida (0,5 para 0,75). Cabe destacar que embora tenham ocorrido, as reduções no momento resistente foram pouco significativas e variaram entre 2,7% (concreto C20 e  $f_{yk}=250$  MPa, Figura 6-50b) e 7,9% (concreto C80 e  $f_{yk}=350$  MPa, Figura 6-50f).

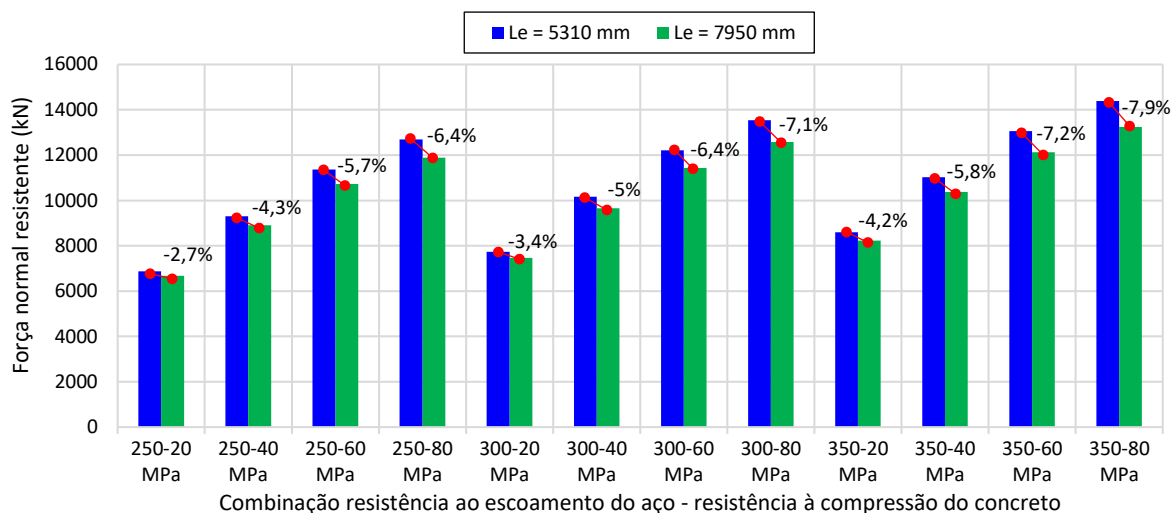
Como observado nos pilares analisados anteriormente (revestido, parcialmente revestido e preenchido de seção quadrada), a redução de força normal resistente do pilar circular preenchido também foi menos expressiva para a associação de menores valores de resistência do aço e concretos de resistência usual (C20 e C40) (Figura 6-50); quando considerada a associação de maiores valores de resistência do aço e concretos de alta



resistência (C60 e C80), os efeitos da instabilidade à flexão foram mais relevantes (Figura 6-50).

A Figura 6-51 sintetiza os valores de força normal resistente em função das combinações avaliadas para o pilar preenchido de seção circular.

**Figura 6-51: Síntese dos valores de força resistente à compressão simples - Pilar preenchido de seção circular**



Fonte: Autor (2021)

Como nos demais pilares analisados, a combinação de maiores resistências conduz a maiores reduções de força normal resistente (Figura 6-51). As reduções de força normal resistente para o pilar circular preenchido foram muito próximas das ocorridas no pilar preenchido de seção quadrada. Dentre todos os pilares analisados, aqueles de seção preenchida apresentaram as menores reduções de força normal resistente. Isto evidencia a menor penalização que a ABNT NBR 16239 (2013) impõe à força normal resistente nos pilares preenchidos.

## 6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo paramétrico teve como objetivo avaliar as curvas de interação M-N, sobretudo nos valores de força normal e momento resistentes (Pontos A e B, respectivamente) quanto à influência dos seguintes parâmetros: resistência ao escoamento do aço, resistência à compressão do concreto, eixo de flexão e índice de esbelteza reduzida. Para os pilares mistos de seção revestida e parcialmente revestida foram analisados os dois eixos principais de flexão (XX e YY). De forma geral, para a combinação de maiores valores de resistência do aço e do concreto foram geradas, pela ferramenta PM-MN (2021) curvas de interação M-N com maior capacidade resistente à flexo-compressão. Esta capacidade resistente foi maior para os pilares mais curtos.

Quanto à influência da resistência do aço observou-se que:

- Nos pilares de seção revestida e parcialmente revestida, para flexão em XX, a variação da resistência do aço foi mais efetiva sobre o momento resistente (Ponto B) que na força normal resistente (Ponto A). Porém, nos pilares parcialmente revestidos este aumento foi mais significativo que nos demais. Por outro lado, para flexão em YY, o aumento da resistência do aço foi mais efetivo sobre a força normal resistente (Ponto A) que no momento resistente (Ponto B). Porém, nos pilares parcialmente revestidos este aumento foi mais significativo;
- Nos pilares preenchidos de seções circular e quadrada, a variação de resistência ao escoamento do aço mostrou-se mais efetiva no acréscimo do momento resistente (Ponto B) que sobre a força normal (Ponto A).

Quanto à influência da resistência à compressão do concreto foi observado que:

- Nos pilares de seção revestida e parcialmente revestida, para ambos os eixos de flexão, a variação de resistência à compressão do concreto foi mais efetiva no aumento da força normal resistente (Ponto A) que no momento resistente (Ponto B). Porém, nos pilares revestidos este aumento foi muito mais significativo. A variação da resistência do concreto também se mostrou eficiente no aumento dos valores de momento resistente (Ponto B) para flexão em YY, sobretudo para os pilares de seção revestida;
- Nos pilares preenchidos (tanto de seção circular como quadrada), a variação da resistência do concreto teve efeito significativo sobre os valores força normal resistente (Ponto A) e foi menos efetiva para o momento resistente (Ponto B). Para ambos os pilares preenchidos analisados (quadrado e circular), a resistência à compressão do concreto pouco influenciou o momento resistente (Ponto B).

O terceiro parâmetro investigado foi a esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ ). Os estudos mostraram que a esbeltez reduzida é aumentada quando há a combinação de maiores valores de resistência de aço e concreto. Além disso, foi observado que:

- Nos pilares revestidos e parcialmente revestidos, ao aumentar a esbeltez reduzida ocorreu redução mais expressiva na força normal resistente (Ponto A) quando considerado o eixo de flexão YY. Isto ocorreu porque a redução de inércia da seção transversal para o eixo YY favorece a instabilidade à flexão;
- Nos pilares preenchidos (seção quadrada e circular) as reduções de força normal resistente (Ponto A), devido à instabilidade à flexão, foram próximas. Dentre os pilares analisados, aqueles de seção preenchida apresentaram as menores reduções de força normal resistente. Este fato se deve ao parâmetro

$\chi$  da ABNT NBR 16239 (2013), que é menos conservador que o apresentado pela ABNT NBR 8800 (2008).

Para todos os pilares analisados e independentemente do eixo de flexão, os pares resistentes M-N apresentaram acréscimo mais tímido de capacidade resistente quando considerados concretos de alta resistência (C60 e C80). Isto ocorre devido às considerações adotadas pela ABNT NBR 6118 (2014) para concretos com resistência superior a 50 MPa: redução da resistência de cálculo do concreto (coeficiente  $\alpha_c$ ) e redução da área efetiva de concreto comprimido (coeficiente  $\lambda$ ). Tais considerações reduzem não só a contribuição do concreto à força normal resistente, mas também o momento estático da seção comprimida (consequentemente, há redução do momento resistente). Adicionalmente, o uso de concretos de alta resistência tende a aumentar a esbeltez reduzida do pilar reduzindo o parâmetro  $\chi$  que, por sua vez, reduz a força normal resistente à compressão simples (Ponto A).

# 7 Considerações finais

---

Este trabalho teve como objetivo principal avaliar a relação momento fletor-força normal em pilares mistos de aço e concreto submetidos à flexão composta reta. Para isto foi desenvolvido um modelo analítico implementado na ferramenta computacional PM-MN (2021) utilizando a linguagem *Visual Basic* e que permitiu traçar curvas de interação M-N. O modelo proposto foi validado utilizando resultados da literatura e comparações com resultados normativos. Na sequência, a ferramenta foi utilizada em um estudo paramétrico no qual foi avaliada a influência das resistências do concreto e do aço, do eixo de flexão e da esbeltez relativa nos valores de força normal resistente à compressão simples e momento resistente à flexão simples. Para esse estudo foram avaliados pilares de seções revestidas, parcialmente revestidas e preenchidas de seção quadrada e circular.

Na etapa de validação do modelo proposto e da ferramenta computacional algumas conclusões merecem destaque:

- a) Na análise da seção transversal à flexo-compressão, independentemente do tipo de seção mista, houve excelente correlação entre os valores de força resistente à compressão simples estimados pelo modelo proposto e aqueles resultantes do Modelo II da ABNT NBR 8800 (2008). Adicionalmente, os valores de momento resistente à flexão simples estimados pelo modelo proposto apresentaram boa concordância com os previsos pela ABNT NBR 8800 (2008);
- b) Na análise da resistência à flexo-compressão do pilar misto, a curva de interação M-N *Buckling Resistance I* do PM-MN (2021) foi o modelo que mais se aproximou dos resultados da literatura.

Dos resultados de força resistente à compressão simples e momento resistente à flexão simples oriundos da análise paramétrica destaca-se:

- a) A combinação de maiores valores de resistência (concreto e aço) e menor comprimento efetivo resultou em maior resistência à flexo-compressão;
- b) O uso de concretos de alta resistência (C60 e C80) não gerou aumento significativo na capacidade resistente do pilar à flexo-compressão. Por outro lado, ao aumentar a resistência de C20 para C40 ocorreram aumentos consideráveis;
- c) Para flexão em torno do eixo de maior inércia (XX), variar a resistência ao escoamento do aço é a medida mais eficiente para aumentar o momento resistente à flexão simples (Ponto B). Em contrapartida, para flexão no eixo de menor inércia, o aumento da resistência do aço foi eficiente para aumentar a força normal resistente (ponto A) de pilares revestidos e parcialmente revestidos;

- d) Independente do eixo de flexão e do tipo de pilar misto, o aumento da resistência do concreto se mostrou mais efetivo para aumentar a força normal resistente à compressão simples (Ponto A). Ao analisar a flexão no eixo de menor inércia (YY), a variação da resistência do concreto resultou em aumento significativo do momento resistente (Ponto B) apenas para pilares revestidos e parcialmente revestidos. Para pilares preenchidos, a resistência à compressão do concreto teve pouca influência sobre o momento fletor (Ponto B);
- e) Nos pilares de seção revestida e parcialmente revestida, os efeitos da instabilidade à flexão foram mais expressivos para flexão em torno do eixo de menor inércia. As maiores reduções de força resistente (Ponto A) ocorreram para flexão em torno do eixo YY e maiores valores de resistência e comprimento efetivo. Essa combinação de variáveis favoreceu o aumento da esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ );
- f) Nos pilares de seção preenchida as reduções de força resistente foram inferiores aos observados nos demais tipos de pilares mistos. Isto ocorreu porque a instabilidade à flexão, para esse tipo específico de pilar misto, utiliza a curva de resistência da ABNT NBR 16239 (2013). Para o mesmo valor de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ ) esta norma considera de forma menos conservadora o parâmetro  $\chi$ ;
- g) Para o conjunto de pilares analisados notou-se que é possível obter valores similares de capacidade resistente a depender da combinação de comprimento efetivo, resistência ao escoamento do aço e resistência à compressão do concreto. Logo, a escolha da melhor combinação pode ser tomada com base em termos de custo e disponibilidade de materiais.

O estudo paramétrico mostrou que diversas combinações de resistência ao escoamento de resistência do aço, resistência à compressão do concreto e eixo de flexão foram efetivas no ganho de resistência à flexo-compressão. Logo, a combinação ideal dos parâmetros analisados depende das necessidades de projeto.

## 7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tomando como base as limitações do modelo proposto e as dificuldades identificadas durante a elaboração deste trabalho são apresentadas algumas sugestões para estudos futuros:

- a) Desenvolvimento de um modelo de previsão da capacidade resistente à flexão composta reta que leve em conta os efeitos da instabilidade local nos pilares mistos. A consideração de tal efeito é complexa e a elaboração de um modelo que o leve em conta seria de grande contribuição;

- b) Avaliação da influência de outras variáveis na capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares mistos. Para pilares de seção revestida, sugere-se avaliar a influência dos cobrimentos  $c_x$  e  $c_y$  nas curvas de interação M-N. No caso dos pilares preenchidos de seção quadrada e circular é importante avaliar a influência da espessura do tubo sobre os valores de força normal e momento resistente;
- c) Aprimoramento do modelo analítico do PM-MN (2021) para seções circulares preenchidas. A consideração de apenas duas regiões do tubo de aço (tração e compressão) pode não ser a melhor forma de aplicar o método de compatibilidade de deformações. O ideal é que haja a partição do tubo de aço em áreas menores como apresentado neste trabalho para seções revestidas, parcialmente revestidas e retangulares preenchidas; porém, essa melhoria é complexa devido a geometria em questão.

# Referências bibliográficas

---

Anuntasena, Worakarn & Lenwari, Akhrawat & Thepchatrri, Thaksin. (2019). Finite Element Modelling of Concrete-Encased Steel Columns Subjected to Eccentric Loadings. **Engineering Journal**. 10.4186/ej.2019.23.6.299.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. ANSI/AISC 360:16 – Specification for Steel Structural Buildings. Washington, 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estrutura de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16239: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro. 2015.

Begum, M., Driver, R. G., & Elwi, A. E. (2007). Finite-Element Modeling of Partially Encased Composite Columns Using the Dynamic Explicit Method. **Journal of Structural Engineering**, 133(3), 326–334. doi:10.1061/(asce)0733-9445(2007)133:3(326)

Begum, M., Driver, R. G., & Elwi, A. E. (2013). Behaviour of partially encased composite columns with high strength concrete. **Engineering Structures**, 56, 1718–1727. doi:10.1016/j.engstruct.2013.07.040.

BONALDO, E. (2001). **Pilares mistos com núcleo de concreto de alta resistência**. 2001. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.]

Cai, J., Pan, J., Lu, C., & Li, X. (2020). *Nonlinear analysis of circular concrete filled steel tube columns under eccentric loading*. *Magazine of Concrete Research*, 1–38. doi:10.1680/jmacr.18.00204

Chiew, S.-P., & Cai, Y.-Q. (2018). Design Examples for High Strength Steel Reinforced Concrete Columns. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780429469428>

DE NARDIN, S. (2003). **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 2003. 341p. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

Du, Y., Chen, Z., Wang, Y.-B., & Richard Liew, J. Y. (2017). Ultimate resistance behavior of rectangular concrete-filled tubular beam-columns made of high-strength steel. **Journal of Constructional Steel Research**, 133, 418–433. doi:10.1016/j.jcsr.2017.02.024

Dujmović, Darko; Androić, Boris; Lukačević, Ivan (2015). Composite Structures According to Eurocode 4 (Worked Examples) || Composite Column with Fully Concrete-Encased H-Section Subject to Axial Compression and Biaxial Bending., 10.1002/9783433604908(), 615–670. doi:10.1002/9783433604908.ch17

Ellobody, E., & Ghazy, M. F. (2012). Experimental investigation of eccentrically loaded fibre reinforced concrete-filled stainless steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, 76, 167–176. doi:10.1016/j.jcsr.2012.04.001

Ellobody, E., Young, B., & Lam, D. (2011). Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns. **Thin-Walled Structures**, 49(1), 53–65. doi:10.1016/j.tws.2010.08.006

EN 1994-1-1: 2004. **Design of composite steel and concrete structures: part 1.1: general rules and rules for buildings**. EUROCODE 4, European Committee for Standardization, 2004.

Fujimoto, Toshiaki; Mukai, Akiyoshi; Nishiyama, Isao; Sakino, Kenji (2004). Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns. **Journal of Structural Engineering**, 130(2), 203–212. doi:10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:2(203)

GOMES, H. D. (2015). **Análise numérica de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares com concreto de alto desempenho**. 2015. 158p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

Gramblička, Š., & Hrusovska, A. (2016). Slenderness Influence on the Behavior of Composite Columns. **Key Engineering Materials**, 691, 40–50. doi:10.4028/www.scientific.net/kem.691.40

Huang, Zhenyu & Huang, Xinxiong & Li, Weiwen & Zhou, Yingwu & Sui, Lili & Liew, Jat Yuen Richard. (2018). Experimental behaviour of very high-strength concrete-encased steel composite column subjected to axial compression and end moment. 10.4995/ASCCS2018.2018.7034.

HUNAITI, Y. M., ABDEL FATTAH, B., & FATTAH, A. B. (1994). DESIGN CONSIDERATIONS OF PARTIALLY ENCASED COMPOSITE COLUMNS. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, 104(1), 75–82. doi:10.1680/istbu.1994.25681

Kim, C.-S., Park, H.-G., Chung, K.-S., & Choi, I.-R. (2012). 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. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000533

Kim, C.-S., Park, H.-G., Chung, K.-S., & Choi, I.-R. (2014). Eccentric Axial Load Capacity of High-Strength Steel-Concrete Composite Columns of Various Sectional Shapes. **Journal of Structural Engineering**, 140(4), 04013091. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000879

Lai, B., & Liew, J. Y. R. (2020). Axial-moment interaction of high strength concrete encased steel composite columns: Experimental investigation. *Journal of Constructional Steel Research*, 175, 106370. doi:10.1016/j.jcsr.2020.106370

Lai, B., Liew, J. Y. R., Hoang, A. L., & Xiong, M. (2019). A unified approach to evaluate axial force-moment interaction curves of concrete encased steel composite columns. **Engineering Structures**, 201, 109841.

Lai, Z., Varma, A. H., & Zhang, K. (2014). Noncompact and slender rectangular CFT members: Experimental database, analysis, and design. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 455–468. doi:10.1016/j.jcsr.2014.06.004

Li, G., Chen, B., Yang, Z., & Feng, Y. (2018). Experimental and numerical behaviour of eccentrically loaded high strength concrete filled high strength square steel tube stub columns. **Thin-Walled Structures**, 127, 483–499. doi:10.1016/j.tws.2018.02.024



- Li, W., Han, L.-H., & Chan, T.-M. (2015). Performance of Concrete-Filled Steel Tubes subjected to Eccentric Tension. **Journal of Structural Engineering**, 141(12), 04015049. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001304
- Lee, H.-J., Choi, I.-R., & Park, H.-G. (2016). Eccentric Compression Strength of Rectangular Concrete-Filled Tubular Columns Using High-Strength Steel Thin Plates. *Journal of Structural Engineering*, 143(5), 04016228. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001724
- Lee, C.-H., Kang, T. H.-K., Kim, S.-Y., & Kang, K. (2016). Strain compatibility method for the design of short rectangular concrete-filled tube columns under eccentric axial loads. *Construction and Building Materials*, 121, 143–153. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.05
- Liang, Q. Q., & Fragomeni, S. (2010). Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under eccentric loading. **Journal of Constructional Steel Research**, 66(2), 159–169. doi:10.1016/j.jcsr.2009.09.008
- Liew, Jat Yuen Richard & Xiong, Ming Xiang. (2015). Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials - An extension of Eurocode 4 Method to C90/105 Concrete and S550 Steel.
- Liu, D. (2006). Behaviour of eccentrically loaded high-strength rectangular concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, 62(8), 839–846. doi:10.1016/j.jcsr.2005.11.020
- Long, Y.-L., Wan, J., & Cai, J. (2016). Theoretical study on local buckling of rectangular CFT columns under eccentric compression. **Journal of Constructional Steel Research**, 120, 70–80. doi:10.1016/j.jcsr.2015.12.029
- MALITE, M. Estruturas mistas aco-concreto: dimensionamento de colunas. **Construção Metálica**, São Paulo, v. 4 , n. 16, p. 4-8, 1994.
- M.A. Kadhim, Majid (2020). Numerical modelling of concrete-filled stainless steel slender columns loaded eccentrically. **World Journal of Engineering**, ahead-of-print(ahead-of-print), –. doi:10.1108/WJE-09-2019-0268
- MATSUI, S.; TSUDA, K.; ISHIBASHI, Y. (1995). Slender concrete filled steel tubular columns under combined compression and bending. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. Proceedings. Oxford, Elsevier. v.3: Steel-concrete Composite Structures, p. 29 - 36 (ISBN: 0 08 042265 9).
- MELO, R. A. De (2018). **Análise numérica de pilares mistos de seção quadrada preenchidos com concreto e submetidos à flexo-compressão**. 2018. 108p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.
- Morino, Shosuke & Matsui, C. & Watanabe, H.. (1984). Strength of biaxially loaded SRC columns. **Proceedings of the US/ Japan joint seminar on composite and mixed construction**. ASCE. 185-194.
- NEOGI, P. K.; SEN, H. K., CHAPMAN, J. C. (1969). Concrete-filled steel columns steel columns under eccentric loading. *The Structural Engineer*, V.47, n.5, p.187-195.
- Ouyang, Y., Kwan, A. K. H., Lo, S. H., & Ho, J. C. M. (2017). Finite element analysis of concrete-filled steel tube (CFST) columns with circular sections under eccentric load. **Engineering Structures**, 148, 387–398. doi:10.1016/j.engstruct.2017.06.064

Perea, Tiziano & Leon, Roberto & Hajjar, Jerome & Denavit, Mark. (2014). Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Interaction Behavior. **Journal of Structural Engineering**. 140. 04014054-1:04014054. 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000949.

PEREIRA, M. F. (2014). **Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos**. 2014. 174p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PEREIRA, M. F. **Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos à flexo-compressão**. Tese de Doutorado. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2017.

PEREIRA, MARGOT F.; DE NARDIN, SILVANA; EL DEBS, ANA L. H. C.. Structural behavior of partially encased composite columns under axial loads. **STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES**, v. 20, n. 6, p. 1305-1322, APR 30 2016. Citações Web of Science: 12. (12/07885-5, 14/12694-0)

PEREIRA, MARGOT F.; DE NARDIN, SILVANA; EL DEBS, ANA L. H. C.. Partially encased composite columns using fiber reinforced concrete: experimental study. **STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES**, v. 34, n. 6, p. 909-927, MAR 25 2020. Citações Web of Science: 0. (14/12694-0)

Portolés, J. M., Serra, E., & Romero, M. L. (2013). Influence of ultra-high strength infill in slender concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, 86, 107–114. doi:10.1016/j.jcsr.2013.03.016

PRICKETT, B.S.; DRIVER, R.G. (2006). Behavior of Partially Encased Columns Made with High Performance Concrete. 2006. 221f. **Structural Engineering Report** no 262, Dept. of Civil and Environment Engineering, University of Alberta, AB, Canada, 2006.

Qu, X., Chen, Z., & Sun, G. (2013). Experimental study of rectangular CFST columns subjected to eccentric loading. **Thin-Walled Structures**, 64, 83–93. doi:10.1016/j.tws.2012.12.006

RAHMAN, MD. Soebu. **Behaviour and strength of fully encased composite columns**. 2016. 198p. Thesis (Doctor of Philosophy) – Department of Civil Engineering of Bangladesh University of Engineering and Technology, Dhaka, 2016.

ROCHA, P. A. S.; SILVA, K. I. DA. Construction of the interaction curve of concrete-encased composite columns based on the deformation domains of reinforced concrete sections. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 8, n. 4, p. 447-466, Aug. 2015.

SAW, H.S.; LIEW, J.Y.R. (2000), Assessment of current methods for the design of composite columns in buildings. **Journal of Constructional Steel Research**, V53, p.121-147.

SHAKIR-KHALIL, H.; MOULI, M. (1990). Further tests on concrete -filled rectangular hollow section columns. **The Structural Engineer**, v.68, n.20, p.405-413, October.

Shakir-Khalil, H. & Zeghiche, J. (1989). Experimental Behaviour of Concrete-Filled Rolled Rectangular Hollow-section Columns. **The Structural Engineer**. 67 (19): 346-353.

SHAKIR-KHALIL, H. (1994). Experimental study of concrete-filled rectangular hollow section columns. **Structural Engineering Review**, v.6, n.2, p.85-96.

Shan, Q., Cai, J., Li, X., & Tan, J. (2019). Analysis of Concrete-Filled Square Steel Tube Short Columns under Eccentric Loading. **Mathematical Problems in Engineering**, 2019, 1–12. doi:10.1155/2019/8420181

SILVA, P. H. L. **Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 2012. 318 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Song, Y.-C., Wang, R.-P., & Li, J. (2016). Local and post-local buckling behavior of welded steel shapes in partially encased composite columns. **Thin-Walled Structures**, 108, 93–108. doi:10.1016/j.tws.2016.08.003

UY, B.; PATIL, S. B. (1996). Concrete filled high strength steel box columns for tall buildings: behaviour and design. *The Structural Design of Tall Buildings*, v.5, p.75-94.

UY, B. (1998). Ductility, strength and stability of concrete-filled fabricated steel box columns for tall buildings. *Structural Design of Tall Buildings*, v.7, p.113-133.

Uy, B., Tao, Z., & Han, L.-H. (2011). Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, 67(3), 360–378. doi:10.1016/j.jcsr.2010.10.004

Wang, H., Li, J., & Song, Y. (2018). Numerical Study and Design Recommendations of Eccentrically Loaded Partially Encased Composite Columns. **International Journal of Steel Structures**. doi:10.1007/s13296-018-0179-7

WANG, Y. C (1999). Test on slender composite columns. *Journal Constructional Steel Research*, v.49, n.1, p.25-41.

Wang, Q., Zhao, D., & Guan, P. (2004). Experimental study on the strength and ductility of steel tubular columns filled with steel-reinforced concrete. **Engineering Structures**, 26(7), 907–915. doi:10.1016/j.engstruct.2004.02.009

Winter, Stefan & Lange, Jörg. (2002). Behavior of Partially Encased Composite Columns Using High-Strength Steel—Ultimate Load and Fire Condition. 539-550. 10.1061/40616(281)47.

Yuan, F., Huang, H., & Chen, M. (2019). Effect of stiffeners on the eccentric compression behaviour of square concrete-filled steel tubular columns. **Thin-Walled Structures**, 135, 196–209. doi:10.1016/j.tws.2018.11.015

ZHAO Gen-tian,HAO Zhi-qiang,ZHU Xiao-juan,LI Peng-yu(Architecture and Civil Engineering School,Inner Mongolia University of Science and Technology,Baotou 014010,China);Experiment study on the behavior of partially encased concrete short columns subjected to eccentric compression[J];**Journal of Inner Mongolia University of Science and Technology**; 2008-02

Zhao GT, Wang CH, Gao CY, Wang CX. Experiment study on the capacity of SRC long column subjected to eccentric compression. **J. Baotou Univ. Iron Steel Technol.** 2006;25(4):384–400. [in Chinese]

Ziemian, R.D. (2010). Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures: Sixth Edition. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures: Sixth Edition. 10.1002/9780470549087.

# Apêndice A: propriedades geométricas das seções mistas

Nesta seção são apresentadas as expressões para definição da área comprimida de concreto e seus respectivo momento estático conforme profundidade da linha neutra e eixo de flexão para seções revestidas e parcialmente revestidas. Também são apresentados os módulos de resistência plásticos e posição da linha neutra plástica.

## A.1 MÓDULOS DE RESISTÊNCIA PLÁSTICOS E POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLÁSTICA – SEÇÕES REVESTIDA, PARCIALMENTE REVESTIDA E PREENCHIDA

a) **Seções totalmente revestidas ou parcialmente revestidas:** a Tabela A - 1 traz as formulações para determinação da posição da linha neutra plástica na seção transversal e módulos de resistência plásticos para flexão no eixo XX.

**Tabela A - 1: Módulos de resistência plásticos e posição da linha neutra plástica ( $h_n$ ), eixo XX – seções revestida e parcialmente revestida**

<b>Geral</b>	$Z_a = t_f \cdot b_f \cdot (t_f + h_w) + \frac{h_w^2 \cdot t_w}{4}; Z_s = \sum_{i=1}^n  A_{si} \cdot e_{yi} $ $Z_c = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - Z_a - Z_s; Z_{sn} = \sum_{i=1}^n  A_{sni} \cdot e_{yi} ; Z_{cn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$
<b><math>h_n</math> na alma do perfil</b> $(h_n \leq \frac{d}{2} - t_f)$	$h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}$ $Z_{an} = t_w \cdot h_n^2$
<b><math>h_n</math> na mesa do perfil</b> $(\frac{t_w}{2} \leq h_n \leq \frac{b_f}{2})$	$h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd}) + (b_f - t_w)(d - 2 \cdot t_f)(2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} + 2 \cdot b_f \cdot (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}$ $Z_{an} = b_f \cdot h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2 \cdot t_f)^2}{4}$
<b><math>h_n</math> fora do perfil</b> $(\frac{d}{2} \leq h_n \leq \frac{h_c}{2})$ , seção revestida	$h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd}) - A_a(2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}}$ $Z_{an} = Z_a$

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

A Tabela A - 2 apresenta as formulações para determinação da posição da linha neutra plástica na seção transversal e módulos de resistência plásticos, com flexão considerada no eixo YY.

**Tabela A - 2: Módulos de resistência plásticos e posição da linha neutra plástica ( $h_n$ ), eixo YY - seções revestida e parcialmente revestida**

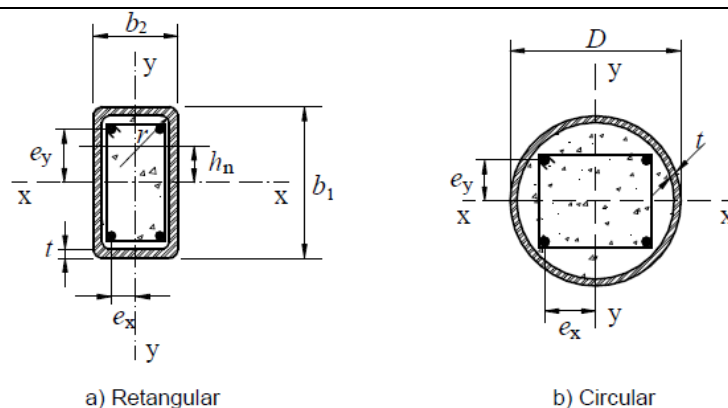
<p><b>Geral</b></p>	$Z_a = \frac{t_f \cdot b_f^2}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}; Z_s = \sum_{i=1}^n  A_{si} \cdot e_{xi} ; Z_c = \frac{h_c \cdot b_c^2}{4} - Z_a - Z_s$ $Z_{sn} = \sum_{i=1}^n  A_{sni} \cdot e_{xi} ; Z_{cn} = h_c \cdot h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$
<p><b><math>h_n</math> na alma do perfil</b> (<math>h_n \leq \frac{t_w}{2}</math>)</p>	$h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot h_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} + 2 \cdot d \cdot (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}$ $Z_{an} = d \cdot h_n^2$
<p><b><math>h_n</math> na mesa do perfil</b> (<math>\frac{t_w}{2} \leq h_n \leq \frac{b_f}{2}</math>)</p>	$h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd}) + t_w (2 \cdot t_f - d) (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot h_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} + 4 \cdot t_f \cdot (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}$ $Z_{an} = 2 \cdot t_f \cdot h_n^2 + \frac{(d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^2}{4}$
<p><b><math>h_n</math> fora do perfil</b> (<math>\frac{b_f}{2} \leq h_n \leq \frac{b_c}{2}</math>), <b>seção revestida</b></p>	$h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd}) - A_a (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot h_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}}$ $Z_{an} = Z_a$

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

**b) Seções preenchidas:**

A Tabela A - 3 apresenta as formulações para determinação da posição da linha neutra plástica na seção transversal e módulos de resistência plásticos, com flexão no eixo XX.

Tabela A - 3: Módulos de resistência plásticos e posição da linha neutra plástica ( $h_n$ )



EIXO X-X	<p style="text-align: center;"><math>Z_a</math>: catálogo fabricante</p> $Z_s = \sum_{i=1}^n  A_{si} \cdot e_{yi} $ $Z_c = \frac{(b_2 - 2 \cdot t) \cdot (b_1 - 2 \cdot t)^2}{4} - \frac{2}{3} r^3 - r^2 \cdot (4 - \pi) \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t - r\right) - Z_s$ $Z_{sn} = \sum_{i=1}^n  A_{sni} \cdot e_{yi} $ $Z_{cn} = (b_2 - 2 \cdot t) h_n^2 - Z_{sn}$ $Z_{an} = b_2 \cdot h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn}$ $h_n = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - \alpha \cdot f_{cd})}{2 \cdot b_2 \cdot \alpha \cdot f_{cd} + 4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd} - \alpha \cdot f_{cd})}$
	EIXO Y-Y

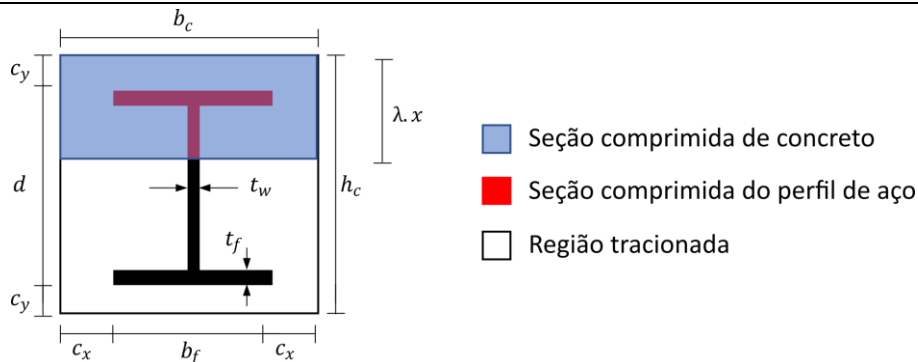
Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

No caso de seção tubular circular, deve-se usar as mesmas equações das seções tubulares retangulares, substituindo  $b_1$  e  $b_2$  por  $D$  e  $r$  por  $(D/2 - t)$ .

## A.2 ÁREA COMPRIMIDA E MOMENTO ESTÁTICO EM SEÇÕES REVETIDAS E PARCIALMENTE REVETIDAS

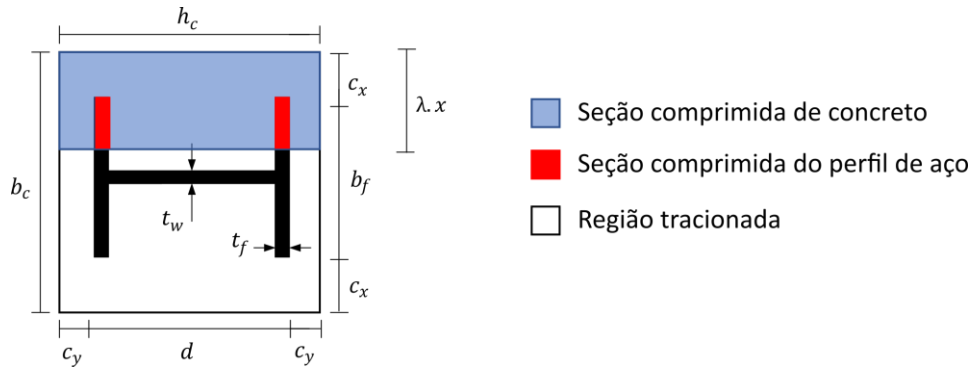
Na Tabela A - 4 e Tabela A - 5 são dadas as expressões para obtenção da área comprimida de concreto e seu momento estático em seções revetidas para os eixos de flexão XX e YY, respectivamente.

Tabela A - 4: Área comprimida e momento estático seção revestida , eixo de flexão XX



Posição ( $\lambda. x$ )	Área de concreto comprimido ( $u^2$ )	Momento estático seção de concreto comprimido ( $u^3$ )
<b>Mesa superior</b>  $c_y < \lambda. x \leq c_y + \frac{t_f}{2}$	$A_{cc}$ $= b_c \cdot \lambda. x$ $- (\lambda. x - c_y) \cdot b_f$	$S_{cc}$ $= b_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right)$ $- (\lambda. x - c_y) \cdot b_f \cdot \left( \frac{h_c - \lambda. x - c_y}{2} \right)$
<b>Alma</b>  $c_y + \frac{t_f}{2} < \lambda. x \leq c_y + d$	$A_{cc}$ $= b_c \cdot \lambda. x - t_f \cdot b_f$ $- (\lambda. x - c_y - t_f) \cdot t_w$	$S_{cc} = b_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right)$ $- t_f \cdot b_f \cdot \left( \frac{h_c}{2} - c_y - \frac{t_f}{2} \right)$ $- (\lambda. x - c_y$ $- t_f) \cdot t_w \cdot \left[ \frac{h_c}{2} \right.$ $\left. - \left( \frac{\lambda. x + c_y + t_f}{2} \right) \right]$
<b>Mesa inferior</b>  $c_y + d < \lambda. x \leq c_y + d + \frac{t_f}{2}$	$A_{cc}$ $= b_c \cdot \lambda. x - t_f \cdot b_f - d \cdot t_w$ $- [\lambda. x$ $- (h_c - c_y - t_f)] \cdot b_f$	$S_{cc}$ $= b_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right)$ $- t_f \cdot b_f \cdot \left( \frac{h_c}{2} - c_y - \frac{t_f}{2} \right)$ $- [\lambda. x$ $- (h_c - c_y - t_f)] \cdot b_f \cdot \left( \frac{c_y + t_f - \lambda. x}{2} \right)$
<b>Fora do perfil</b>  $h_c - c_y < \lambda. x$	$A_{cc} = (b_c \cdot \lambda. x - 2 \cdot t_f \cdot b_f$ $- d \cdot t_w)$ $\leq A_c$	$S_{cc} = b_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right) \geq 0$

Tabela A - 5: Área comprimida e momento estático seção revestida , eixo de flexão YY

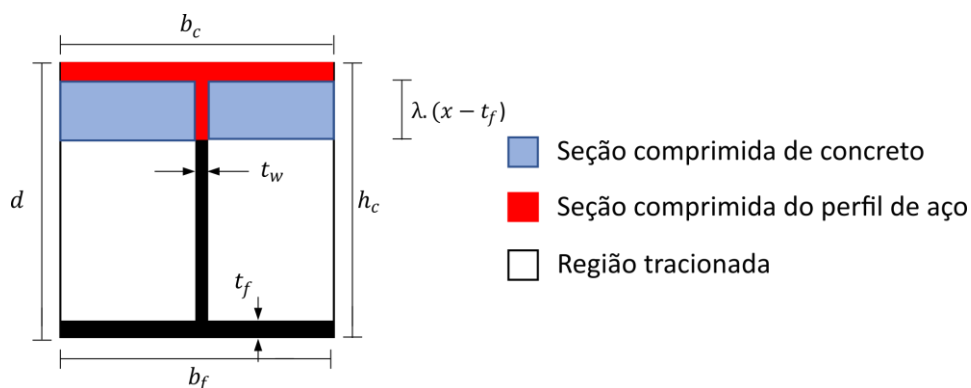


Posição ( $\lambda. x$ )	Área de concreto comprimido ( $u^2$ )	Momento estático seção de concreto comprimido ( $u^3$ )
<p><b>Parte superior das mesas</b></p> $c_x < \lambda. x \leq \frac{b_c}{2} - \frac{t_w}{2}$	$A_{cc} = h_c \cdot \lambda. x - 2 \cdot (\lambda. x - c_x) \cdot t_f$	$S_{cc} = h_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{b_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right) - 2 \cdot (\lambda. x - c_x) \cdot t_f \cdot \left( \frac{b_c - c_x - \lambda. x}{2} \right)$
<p><b>Alma</b></p> $\frac{b_c}{2} - \frac{t_w}{2} < \lambda. x \leq \frac{b_c}{2} + \frac{t_w}{2}$	$A_{cc} = h_c \cdot \lambda. x - (b_f - t_w) \cdot t_f - \left( \lambda. x - \frac{b_c - t_w}{2} \right) \cdot d$	$S_{cc} = h_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right) - (b_f - t_w) \cdot t_f \cdot \left( \frac{b_f - t_w}{4} + \frac{t_w}{2} \right) - \left( \lambda. x - \frac{b_c - t_w}{2} \right) \cdot d \cdot \left( \frac{b_c - c_x - \lambda. x}{2} - \frac{b_f - t_w}{4} \right)$
<p><b>Parte inferior das mesas</b></p> $\frac{b_c}{2} + \frac{t_w}{2} < \lambda. x \leq b_c - c_x$	$A_{cc} = h_c \cdot \lambda. x - (b_f - t_w) \cdot t_f - d \cdot t_w - 2 \cdot \left( \lambda. x - \frac{b_c + t_w}{2} \right) \cdot t_f$	$S_{cc} = h_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right) - (b_f - t_w) \cdot t_f \cdot \left( \frac{b_f - t_w}{4} + \frac{t_w}{2} \right) - 2 \cdot \left( \lambda. x - \frac{b_c + t_w}{2} \right) \cdot t_f \cdot \left( \frac{\lambda. x}{2} - \frac{b_c - t_w}{4} \right)$
<p><b>Fora do perfil</b></p> $b_c - c_x < \lambda. x$	$A_{cc} = (h_c \cdot \lambda. x - 2 \cdot t_f \cdot b_f - d \cdot t_w) \leq A_c$	$S_{cc} = h_c \cdot \lambda. x \cdot \left( \frac{b_c}{2} - \frac{\lambda. x}{2} \right) \geq 0$



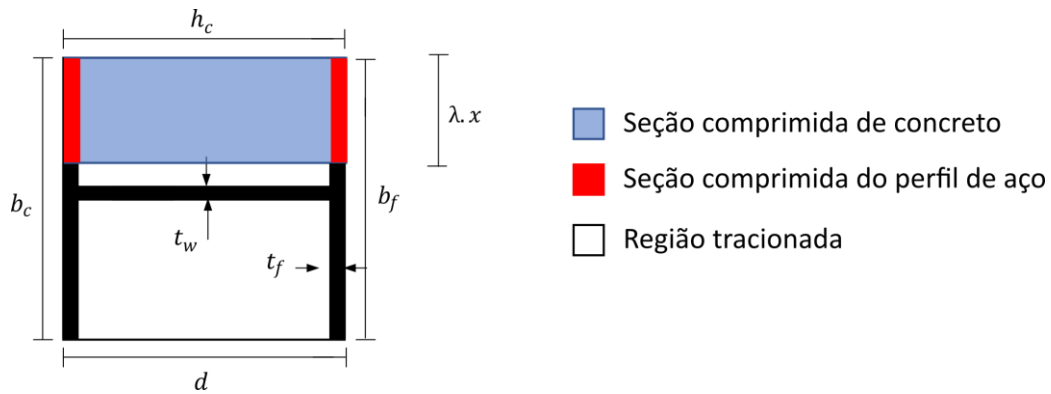
Na Tabela A - 6 e Tabela A - 7 são dadas as expressões para obtenção da área comprimida de concreto e seu momento estático em seções parcialmente revestidas para os eixos de flexão XX e YY, respectivamente.

**Tabela A - 6: Área comprimida e momento estático seção parcialmente revestida, eixo de flexão XX**



Posição $\lambda \cdot (x - t_f)$	Área de concreto comprimido ( $u^2$ )	Momento estático seção de concreto comprimido ( $u^3$ )
<b>Mesa superior</b> $\lambda \cdot (x - t_f) \leq 0$	$A_{cc} = 0$	$S_{cc} = 0$
<b>Alma</b> $0 < \lambda \cdot (x - t_f) \leq h_c - 2 \cdot t_f$	$A_{cc} = 2 \cdot \left[ \lambda \cdot (x - t_f) \cdot \frac{b_f - t_w}{2} \right]$	$S_{cc} = A_{cc} \cdot \left[ \frac{h_c}{2} - \left( t_f + \frac{\lambda \cdot (x - t_f)}{2} \right) \right]$
<b>Mesa inferior</b> $h_c - 2 \cdot t_f < \lambda \cdot (x - t_f) \leq h_c - t_f$	$A_{cc} = 2 \cdot \left[ (h_c - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{b_f - t_w}{2} \right]$	$S_{cc} = 0$
<b>Fora do perfil</b> $\lambda \cdot (x - t_f) > h_c - t_f$	$A_{cc} = 2 \cdot \left[ (h_c - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{b_f - t_w}{2} \right]$	$S_{cc} = 0$

**Tabela A - 7: Área comprimida e momento estático seção parcialmente revestida, eixo de flexão YY**



Posição ( $\lambda \cdot x$ )	Área de concreto comprimido ( $u^2$ )	Momento estático seção de concreto comprimido ( $u^3$ )
<b>Parte superior das mesas</b> $\lambda \cdot x \leq \frac{b_c}{2} - \frac{t_w}{2}$	$A_{cc} = h_c \cdot \lambda \cdot x - 2 \cdot (\lambda \cdot x) \cdot t_f$	$S_{cc}$ $= h_c \cdot \lambda \cdot x \cdot \left( \frac{b_c}{2} - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)$ $- 2 \cdot (\lambda \cdot x) \cdot t_f \cdot \left( \frac{b_c - \lambda \cdot x}{2} \right)$
<b>Alma</b> $\frac{b_c}{2} - \frac{t_w}{2} < \lambda \cdot x \leq \frac{b_c}{2} + \frac{t_w}{2}$	$A_{cc}$ $= h_c \cdot \lambda \cdot x - (b_f - t_w) \cdot t_f$ $- \left( \lambda \cdot x - \frac{b_c - t_w}{2} \right) \cdot d$	$S_{cc}$ $= h_c \cdot \lambda \cdot x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)$ $- (b_f - t_w) \cdot t_f \cdot \left( \frac{b_f - t_w}{4} + \frac{t_w}{2} \right)$ $- \left( \lambda \cdot x - \frac{b_c - t_w}{2} \right) \cdot d \cdot \left( \frac{b_c - \lambda \cdot x}{2} - \frac{b_f - t_w}{4} \right)$
<b>Parte inferior das mesas</b> $\frac{b_c}{2} + \frac{t_w}{2} < \lambda \cdot x \leq b_c$	$A_{cc}$ $= h_c \cdot \lambda \cdot x - (b_f - t_w) \cdot t_f$ $- d \cdot t_w$ $- 2 \cdot \left( \lambda \cdot x - \frac{b_c + t_w}{2} \right) \cdot t_f$	$S_{cc} = h_c \cdot \lambda \cdot x \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)$ $- (b_f - t_w) \cdot t_f \cdot \left( \frac{b_f - t_w}{4} + \frac{t_w}{2} \right)$ $- 2 \cdot \left( \lambda \cdot x - \frac{b_c + t_w}{2} \right) \cdot t_f \cdot \left( \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{b_c - t_w}{4} \right)$
<b>Fora do perfil</b> $b_c < \lambda \cdot x$	$A_{cc}$ $= 2 \cdot \left[ (h_c - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{b_f - t_w}{2} \right]$	$S_{cc} = 0$

# Apêndice B: Banco de Dados

Este item contém as principais informações relativas aos materiais, seção transversal e valores de força e momento resistente. Tais informações estão organizadas na forma de um banco de dados que possibilitem a comparação entre tais resultados e aqueles produzidos neste trabalho.

## B.1 PILARES MISTOS REVESTIDOS

As características dos modelos do estudo numérico de Ellobody *et al.* (2011), Kim *et al.* (2012), Rahman (2016) e Anuntasena *et al.* (2019) são apresentadas na Tabela B - 1. Os resultados de Anuntasena *et al.* (2019) foram obtidos por meio de interpolação pois os autores não fornecem os pares M-N em tabelas.

**Tabela B - 1: Resultados da literatura - flexo-compressão seções revestidas**

Autor	Modelo	Seção (mm)	Perfil (mm, MPa)				L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)	Par resistente	
		b <sub>c</sub> x h <sub>c</sub>	(d x b <sub>f</sub> x t <sub>w</sub> x t <sub>f</sub> )	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>	N (kN)				M (kN.m)	
Rahman (2016)	R1	500 x 500	300 x 300 x 26 x 28	350	450	3000	30	450	12260	776	
	R2	500 x 500	300 x 300 x 26 x 28	350	450	3000	30	450	7846	1337	
	R3	500 x 500	300 x 300 x 26 x 28	350	450	3000	30	450	6652	1476	
	R4	500 x 500	300 x 300 x 26 x 28	350	450	6000	30	450	10560	903	
	R5	500 x 500	300 x 300 x 26 x 28	350	450	6000	30	450	6683	1387	
	R6	500 x 500	300 x 300 x 26 x 28	350	450	6000	30	450	5591	1420	
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	S1	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	30	376	1275	65	
	S2	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	70	376	2038	115	
	S3	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	110	376	2779	149	
	S4	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	30	376	1529	78	
	S5	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	70	376	2293	128	
	S6	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	110	376	3047	167	
	S7	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	30	376	1738	103	
	S8	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	70	376	2540	152	

**Tabela B - 1: Resultados da literatura - flexo-compressão seções revestidas (continuação)**

Autor	Modelo	Seção (mm) $b_c \times h_c$	Perfil (mm, MPa)			$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ys}$ (MPa)	Par resistente	
			( $d \times b_f \times t_w \times t_f$ )	$f_y$	$f_u$				N (kN)	M (kN.m)
Ellobody et al. (2011)	S9	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	110	376	3304	199
	S10	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	30	376	945	81
	S11	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	70	376	1408	112
	S12	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	110	376	1888	147
	S13	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	30	376	1121	98
	S14	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	70	376	1588	132
	S15	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	110	376	2005	158
	S16	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	30	376	1248	103
	S17	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	70	376	1697	150
	S18	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	110	376	2001	158
	S19	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	30	376	787	92
	S20	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	70	376	1073	112
	S21	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	275	430	3000	110	376	1431	149
	S22	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	30	376	931	111
	S23	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	70	376	1116	118
	S24	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	460	530	3000	110	376	1439	150
	S25	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	30	376	1052	134
	S26	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	70	376	1129	120
	S27	230 x 230	140 x 133 x 5,5 x 8	690	760	3000	110	376	1446	151
	S28	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	30	376	900	37
	S29	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	70	376	1199	48
	S30	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	110	376	1518	62
	S31	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	30	376	1176	56
	S32	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	70	376	1475	74
	S33	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	110	376	1784	84
	S34	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	30	376	1411	86
	S35	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	70	376	1716	107
	S36	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	110	376	2001	124
	S37	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	30	376	678	52
	S38	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	70	376	888	68
	S39	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	110	376	1064	69
	S40	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	30	376	881	71
	S41	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	70	376	1081	83
	S42	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	110	376	1283	98
	S43	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	30	376	1073	98

**Tabela B - 1: Resultados da literatura - flexo-compressão seções revestidas (continuação)**

Autor	Ex.	Seção (mm) $b_c \times h_c$	Perfil (mm, MPa)			$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ys}$ (MPa)	Par resistente	
			(d x $b_f$ x $t_w$ x $t_f$ )	$f_y$	$f_u$				N (kN)	M (kN.m)
Ellobody et al. (2011)	S44	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	70	376	1287	122
	S45	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	110	376	1430	125
	S46	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	30	376	576	59
	S47	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	70	376	748	77
	S48	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	275	430	3000	110	376	907	94
	S49	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	30	376	737	75
	S50	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	70	376	915	98
	S51	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	460	530	3000	110	376	1066	112
	S52	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	30	376	918	112
	S53	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	70	376	1081	128
	S54	165,1x177,8	127x114,3x10,2x11,5	690	760	3000	110	376	1175	132
Kim et al. (2012)	C1	260 x 260	150x100 x17,6x17,6	913	988	900	94	525	2120	288
	C2	260 x 260	150x100 x17,6x17,6	913	988	900	94	525	3752	264
	C3	260 x 260	150x100 x17,6x17,6	913	988	900	94	525	2020	270
	C4	260 x 260	150x100 x17,6x17,6	913	988	900	94	525	2072	281
Anuntasena et al. (2019)	A1	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	3824,6	0
	A2	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	2705,2	114,8
	A3	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	1990,3	150,43
	A4	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	1228,9	175,0
	A5	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	651	191,90
	A6	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	275	188,49
	A7	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	20	400	122,32	188,49
	A8	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	5287	0
	A9	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	3757	159,78
	A10	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	2752	207,77
	A11	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	1631	233,71
	A12	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	813	235,42
	A13	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	385	220,91
	A14	280x280	150x150x7x10	240	-	1200	40	400	167	216,8

## B.2 PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS

As características dos modelos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994), Prickett e Driver (2006) e Pereira (2017) são apresentadas na Tabela B - 2. Os resultados de Pereira (2017) são oriundos de análises experimentais (E) e numéricas (N).

**Tabela B - 2: Resultados da literatura - flexo-compressão seções parcialmente revestidas**

Autor	Modelo	Seção (mm) $b_c \times h_c$	Perfil (mm, MPa)			$L_e$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ys}$ (MPa)	Par resistente	
			( $d \times b_f \times t_w \times t_f$ )	$f_y$	$f_u$				N (kN)	M (kN.m)
Hunaiti e Abdel Fattah (1994)	1B	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	32,5	-	173	17,51
	2B	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	32,5	-	191	17,40
	3B	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	32,5	-	205	17,29
	4B	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	32,5	-	225	17,62
	5B	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	32,5	-	245	17,04
	1PL	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	51,6	-	210	23,37
	2PL	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	50,9	-	251	23,23
	3PL	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	50,1	-	364	23,60
	1ST	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	51,6	-	193	23,65
	2ST	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	50,9	-	255	23,26
3ST	100 x 200	200x100x5,6x 8,5	275	-	2400	50,1	-	378	23,40	
Prickett e Driver (2006)	H8	400 x 400	400x400x7,95x7,95	394	528	2000	60	-	10920	285
	H9	400 x 400	400x400x7,98x7,98	394	528	2000	60	-	7260	771
	H10	400 x 400	400x400x8,01x8,01	394	528	2000	60	-	9740	273
	H11	400 x 400	400x400x7,95x7,95	394	528	2000	60	-	6370	506
Pereira (2017)	C-04 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	524	1361	41,37
	C-05 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	680	1419	42,99
	C-06 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	34,8	-	1336	40,40
	C-07 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	524	1189	37,20
	C-08 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	680	1203	37,72
	C-09 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	34,8	-	1178	35,72
	E-04 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	2000	36,7	524	913	42,29
	E-05 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	2000	36,7	680	919	39,60
	E-06 (E)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	2000	34,8	-	823	35,80
	C-04 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	524	1352	40,19
	C-05 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	680	1364	40,51
	C-06 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	34,8	-	1287	37,48
	C-07 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	524	1192	35,18
	C-08 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	36,7	680	1198	35,37
	C-09 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	600	34,8	-	1137	32,68
	E-04 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	2000	36,7	524	923	41,41
E-06 (N)	152 x 152	152x152x5,8x6,6	385,5	523,3	2000	34,8	-	840	34,12	

### B.3 PILARES PREENCHIDOS

As características dos modelos estudados por Fujimoto *et al.* (2004), Liu (2006), Ellobody e Ghazy (2012), Du *et al.* (2017), Gomes (2015) e Melo (2018) são apresentadas na Tabela B - 3.

**Tabela B - 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
Fujimoto <i>et al.</i> (2004)	F1	C	150	2,96	283	408	900	40,7	359	32
	F2	C	300	2,96	283	408	900	25,4	840	128,3
	F3	C	300	2,96	283	408	900	25,4	1442	109,7
	F4	C	300	2,96	283	408	900	40,7	1060	150
	F5	C	300	2,96	283	408	900	40,7	1413	156,6
	F6	C	300	2,96	283	408	900	40,7	2120	130,5
	F7	C	300	2,96	283	408	900	78,1	2720	194,1
	F8	C	300	2,96	283	408	900	78,1	3627	160,8
	F9	C	122	4,54	579	646	900	40,7	273	46,9
	F10	C	122	4,54	579	646	900	40,7	817	42,2
	F11	C	239	4,54	579	646	900	25,4	1761	132,3
	F12	C	239	4,54	579	646	900	40,7	1077	177,6
	F13	C	239	4,54	579	646	900	40,7	2153	155,4
	F14	C	239	4,54	579	646	900	78,1	1556	217,3
	F15	C	239	4,54	579	646	900	78,1	3113	178,2
	F16	C	360	4,54	579	646	900	40,7	2050	460,5
	F17	C	360	4,54	579	646	900	40,7	4099	399,6
	F18	C	222	6,47	834	879	900	25,4	2684	219,8
	F19	C	222	6,47	834	879	900	25,4	3579	149,3
	F20	C	222	6,47	834	879	900	40,7	753	301,7
	F21	C	222	6,47	834	879	900	40,7	1506	282,3
	F22	C	222	6,47	834	879	900	40,7	3016	261,3
	F23	C	222	6,47	834	879	900	78,1	4421	262
	F24	C	336	6,47	834	879	900	40,7	3984	648,1
Liu (2006)	S1	R	120 x 120	4	495	-	360	60	1294	19,41
	S2	R	120 x 120	4	495	-	360	60	1125	28,125
	S3	R	120 x 120	4	495	-	360	60	949	28,47
	S4	R	120 x 120	4	495	-	360	60	810	36,45
	S5	R	100 x 150	4	495	-	450	60	1422	21,33
	S6	R	100 x 150	4	495	-	450	60	1190	35,7
	S7	R	100 x 150	4	495	-	450	60	964	43,38

**Tabela B – 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>2</sub> x b <sub>1</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
Liu (2006)	S8	R	100 x 150	4	495	-	450	60	763	45,78
	S9	R	90 x 180	4	495	-	540	60	1491	29,82
	S10	R	90 x 180	4	495	-	540	60	1319	39,57
	S11	R	90 x 180	4	495	-	540	60	1208	48,32
	S12	R	90 x 180	4	495	-	540	60	1051	52,55
	S13	R	130 x 130	4	495	-	390	60	1472	22,08
	S14	R	130 x 130	4	495	-	390	60	1305	32,625
	S15	R	130 x 130	4	495	-	390	60	1022	40,88
	S16	R	130 x 130	4	495	-	390	60	789	43,395
	L1	R	100 x 150	4	495	-	2600	60	1130	16,95
	L2	R	100 x 150	4	495	-	2600	60	884	26,52
	L3	R	100 x 150	4	495	-	2600	60	711	31,99
	L4	R	100 x 150	4	495	-	2600	60	617	37,02
	Ellobody e Ghazy (2012)	C2	C	100	2	324	651	300	42	667,1
C3		C	100	2	324	651	300	42	573,7	57,4
C4		C	100	2	324	651	300	42	464,7	92,9
C5		C	100	2	324	651	300	39	591,2	0
C6		C	100	2	324	651	300	39	462,4	46,2
C7		C	100	2	324	651	300	39	427,8	85,6
C8		C	100	2	324	651	600	39	497	0
C9		C	100	2	324	651	600	39	379,5	45,9
C10		C	100	2	324	651	600	39	349,0	83,1
C11		C	100	2	324	651	1200	39	399,9	0
C12		C	100	2	324	651	1200	39	350,0	50,4
C13		C	100	2	324	651	1200	39	336,7	88,2
C10		C	100	2	324	651	600	39	349,0	83,1
C11		C	100	2	324	651	1200	39	399,9	0
C12	C	100	2	324	651	1200	39	350	50,4	
C13	C	100	2	324	651	1200	39	336,7	88,2	
Gomes (2015)	G1	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2400	4,89
	G2	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2614	10,64
	G3	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2530	15,34
	G4	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2449	19,80
	G5	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2344	23,63
	G6	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2269	27,41
	G7	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2196	30,93



**Tabela B - 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
Gomes (2015)	G8	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2150	34,68
	G9	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2082	37,66
	G10	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	2038	41,04
	G11	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1973	43,59
	G12	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1931	46,59
	G13	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1890	49,33
	G14	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1850	52,08
	G15	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1791	53,87
	G16	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1773	57,04
	G17	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1736	59,31
	G18	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1699	61,44
	G19	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1663	63,42
	G20	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1628	65,37
	G21	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1594	67,16
	G22	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1578	69,74
	G23	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1545	71,31
	G24	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1512	72,81
	G25	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1497	75,07
	G26	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1465	76,41
	G27	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1434	77,66
	G28	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1420	79,73
	G29	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1390	80,80
	G30	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1376	82,76
	G31	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1347	83,69
	G32	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1333	85,52
	G33	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	1305	86,28
	G34	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	919	62,58
	G35	C	219,1	8,8	350	485	3000	30	897	64,87
	G36	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	3360	7,33
	G37	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	3179	13,03
	G38	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	3042	18,45
	G39	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2945	23,98
	G40	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2818	28,43
	G41	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2728	32,97
	G42	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2641	37,21
	G43	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2556	41,12

**Tabela B-3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
Gomes (2015)	G44	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2503	45,34
	G45	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2423	48,68
	G46	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2372	52,45
	G47	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2296	55,31
	G48	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2248	58,57
	G49	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2200	61,85
	G50	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2154	64,81
	G51	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2109	67,73
	G52	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	2041	69,57
	G53	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1998	72,11
	G54	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1957	74,49
	G55	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1937	77,77
	G56	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1896	79,91
	G57	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1856	81,92
	G58	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1817	83,82
	G59	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1781	85,68
	G60	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1743	87,36
	G61	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1726	90,00
	G62	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1689	91,46
	G63	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1654	92,82
	G64	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1619	94,10
	G65	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1603	96,39
	G66	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1551	96,34
	G67	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1553	99,59
	G68	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	1520	100,51
	G69	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	920	62,64
	G70	C	219,1	8,8	350	485	3000	50	889	65,17
	G71	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	3735	8,27
	G72	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	3533	14,50
	G73	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	3381	20,55
G74	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	3273	26,59	
G75	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	3169	32,11	
G76	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	3033	36,71	
G77	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2936	41,41	
G78	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2875	46,37	
G79	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2783	50,41	

**Tabela B - 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
Gomes (2015)	G80	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2694	54,16
	G81	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2638	58,34
	G82	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2553	61,54
	G83	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2499	65,15
	G84	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2447	68,78
	G85	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2395	72,08
	G86	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2318	74,41
	G87	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2269	77,39
	G88	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2222	80,21
	G89	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2175	82,81
	G90	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2130	85,40
	G91	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2085	87,77
	G92	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	2042	90,02
	G93	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1999	92,15
	G94	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1975	95,00
	G95	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1933	96,85
	G96	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1892	98,59
	G97	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1873	101,41
	G98	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1833	102,90
	G99	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1795	104,28
	G100	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1757	105,58
	G101	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1739	108,09
	G102	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1703	109,18
	G103	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1680	111,15
	G104	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1653	112,58
	G105	C	219,1	8,8	350	485	3000	70	1624	114,22
	G106	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3960	8,13
	G107	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3964	16,70
	G108	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3794	23,13
	G109	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3631	29,47
G110	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3515	35,58	
G111	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3403	41,27	
G112	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3294	46,54	
G113	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3188	51,41	
G114	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3086	55,90	
G115	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	3022	60,83	

**Tabela B - 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
<b>Gomes (2015)</b>	G116	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2925	64,68
	G117	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2863	69,09
	G118	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2771	72,24
	G119	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2713	76,27
	G120	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2656	79,92
	G121	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2571	82,52
	G122	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2517	85,82
	G123	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2464	88,95
	G124	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2412	91,84
	G125	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2361	94,67
	G126	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2311	97,31
	G127	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2263	99,80
	G128	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2216	102,16
	G129	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2170	104,36
	G130	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2125	106,43
	G131	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2080	108,34
	G132	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2036	110,13
	G133	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	2016	113,08
	G134	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	1973	114,61
	G135	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	1932	116,06
G136	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	1912	118,71	
G137	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	1851	118,57	
G138	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	1832	121,05	
G139	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	907	61,77	
G140	C	219,1	8,8	350	485	3000	90	863	64,28	
<b>Du et al. (2017)</b>	D1	R	150 x 150	8,28	488,4	-	1180	55,3	2947	0
	D2	R	150 x 150	8,28	488,4	-	1180	55,3	1672,5	87,70
	D3	R	150 x 150	8,28	488,4	-	1180	55,3	807,1	129,70
	D4	R	150 x 150	8,28	488,4	-	1180	55,3	108,5	132,20
	D5	R	150 x 150	4	488,4	-	1180	55,3	1926	0
	D6	R	150 x 150	4	488,4	-	1180	55,3	1049,3	54,2
	D7	R	150 x 150	4	488,4	-	1180	55,3	479,7	76,4
	D8	R	150 x 150	4	488,4	-	1180	55,3	59,4	72,5
	D9	R	120 x 180	8,28	488,4	-	1180	55,3	3014,6	0
	D10	R	120 x 180	8,28	488,4	-	1180	55,3	1687,9	103,8
	D11	R	120 x 180	8,28	488,4	-	1180	55,3	771,5	147,1

**Tabela B - 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
<b>Du et al. (2017)</b>	D12	R	120 x 180	8,28	488,4	-	1180	55,3	101,5	149,2
<b>Melo (2018)</b>	M1	R	150 x 150	3	250	-	1240	40	966,0	24,5
	M2	R	150 x 150	3	250	-	1240	40	858,4	31,2
	M3	R	150 x 150	3	250	-	1240	40	765,9	37,2
	M4	R	150 x 150	3	250	-	1240	50	1046,5	27,2
	M5	R	150 x 150	3	250	-	1240	50	936,9	35,0
	M6	R	150 x 150	3	250	-	1240	50	838,4	41,7
	M7	R	150 x 150	3	250	-	1240	60	1123,8	29,2
	M8	R	150 x 150	3	250	-	1240	60	1013,4	39,0
	M9	R	150 x 150	3	250	-	1240	60	909,9	44,5
	M10	R	150 x 150	3	300	-	1240	40	1015,4	24,6
	M11	R	150 x 150	3	300	-	1240	40	904,6	32,6
	M12	R	150 x 150	3	300	-	1240	40	807,2	38,3
	M13	R	150 x 150	3	300	-	1240	50	1091,1	27,8
	M14	R	150 x 150	3	300	-	1240	50	980,6	36,3
	M15	R	150 x 150	3	300	-	1240	50	879,0	43,4
	M16	R	150 x 150	3	300	-	1240	60	1161,2	29,7
	M17	R	150 x 150	3	300	-	1240	60	1061,4	38,4
	M18	R	150 x 150	3	300	-	1240	60	949,8	46,7
	M19	R	150 x 150	3	450	-	1240	40	1162,8	28,0
	M20	R	150 x 150	3	450	-	1240	40	1042,2	37,6
	M21	R	150 x 150	3	450	-	1240	40	934,6	44,6
	M22	R	150 x 150	3	450	-	1240	50	1231,4	30,4
	M23	R	150 x 150	3	450	-	1240	50	1115,1	41,5
	M24	R	150 x 150	3	450	-	1240	50	1005,3	49,5
	M25	R	150 x 150	3	450	-	1240	60	1283,8	30,5
	M26	R	150 x 150	3	450	-	1240	60	1182,3	43,1
	M27	R	150 x 150	3	450	-	1240	60	1072,2	52,8
	M28	R	150 x 150	3	250	-	1540	50	1022,9	29,8
	M29	R	150 x 150	3	250	-	1840	50	965,9	29,0
	M30	R	150 x 150	3	250	-	2540	50	885,0	30,0
	M31	R	150 x 150	3	250	-	1540	50	908,6	36,2
	M32	R	150 x 150	3	250	-	1840	50	856,2	35,8
	M33	R	150 x 150	3	250	-	2540	50	783,8	35,2
	M34	R	150 x 150	3	250	-	1540	50	809,9	42,6

**Tabela B - 3: Resultados da literatura - flexo-compressão seções preenchidas (continuação)**

Autor	Modelo	Tipo seção	Seção (b <sub>1</sub> x b <sub>2</sub> ou Diam.) (mm)	Perfil (mm, MPa)			L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Par resistente	
				t	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>			N (kN)	M (kN.m)
Melo (2018)	M35	R	150 x 150	3	250	-	1840	50	780,4	40,6
	M36	R	150 x 150	3	250	-	2540	50	713,2	39,2
	M37	R	150 x 150	3	450	-	1540	40	1144,0	30,0
	M38	R	150 x 150	3	450	-	1840	40	1095,7	31,5
	M39	R	150 x 150	3	450	-	2540	40	1014,2	32,6
	M40	R	150 x 150	3	450	-	1540	40	1016,2	38,6
	M41	R	150 x 150	3	450	-	1840	40	983,8	37,5
	M42	R	150 x 150	3	450	-	2540	40	902,0	39,7
	M43	R	150 x 150	3	450	-	1540	40	906,3	45,3
	M44	R	150 x 150	3	450	-	1840	40	874,4	45,1
	M45	R	150 x 150	3	450	-	2540	40	802,8	43,6

# Apêndice C: Detalhes estudo teórico

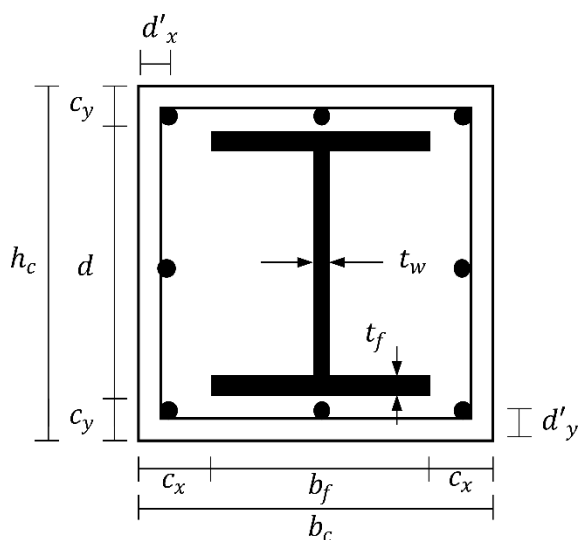
Nesta seção são apresentados detalhes da obtenção dos pontos necessários para o traçado das curvas de interação obtidas pelas recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) e do EN-1994-1-1 (2004) para consideração da resistência da seção transversal. Foram arbitradas quatro seções mistas, uma para cada tipo de seção abordada no presente estudo (revestida, parcialmente revestida, retangular preenchida e circular preenchida).

## C.1 SEÇÃO REVESTIDA

As características geométricas e dos materiais da seção mista revestida adotada são apresentadas na Tabela C - 1.

Tabela C - 1: Características da seção revestida SM1

	Características	SM1
	$f_{ck}$ (MPa)	50
	$f_{yk}$ (MPa)	355
	$f_{sk}$ (MPa)	500
	$b_c$ (mm)	500
	$h_c$ (mm)	500
	$c_x$ (mm)	96,3
	$c_y$ (mm)	92,8
	$d'_x=d'_y$ (mm)	50
	$t_f$ (mm)	18,7
	$t_w$ (mm)	12
	$f_{sk}$ : resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal (8Ø20 mm)	



Para a aplicação dos processos simplificados é necessário que sejam feitas as seguintes verificações: instabilidade local, taxa geométrica de armadura e taxa de contribuição do aço:

a) Instabilidade local

A Tabela C - 2 apresenta a verificação relativa aos cobrimentos.

**Tabela C - 2: Verificação da instabilidade local**

$40 \text{ mm} \leq 96,3 \leq 125,76 \text{ mm}$	A
$40 \text{ mm} \leq 92,8 \leq 94,35 \text{ mm}$	A
$92,8 \text{ mm} \geq 51,23 \text{ e } 96,3 \text{ mm} \geq 51,23$	A
A: atende; N: não atende	

b) Taxa geométrica de armadura

Área de aço do perfil:  $A_a = 148,21 \text{ cm}^2$

Área de aço da armadura:  $A_s = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 25,13 \text{ cm}^2$

Área de concreto:  $A_c = 50 \cdot 50 - 148,21 - 25,13 = 2326,66 \text{ cm}^2$

Taxa geométrica de armadura:  $\rho_s = \frac{25,13}{2326,66} = 1,08\%$  (atende aos limites da ABNT

8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)).

c) Fator de contribuição do aço

A força resistente à plastificação total da seção para cada norma abordada é definida pela Tabela C - 3.

**Tabela C - 3: Força resistente à plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)
$N_{pl,Rd} = 148,21 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 0,85 \cdot 2326,66 \cdot \frac{5}{1,5} + 25,13 \cdot \frac{50}{1,15} = 12467,95 \text{ kN}$
ABNT NBR 8800 (2008)
$N_{pl,Rd} = 148,21 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 0,85 \cdot 2326,66 \cdot \frac{5}{1,4} + 25,13 \cdot \frac{50}{1,15} = 12938,82 \text{ kN}$

A verificação da taxa de contribuição do aço é apresentada na Tabela C - 4.

**Tabela C - 4: Verificação da taxa de contribuição do aço do perfil**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,2 \leq \delta = \frac{148,21 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{12467,95} = 0,38 \leq 0,9$	$0,2 \leq \delta = \frac{148,21 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{12938,82} = 0,37 \leq 0,9$	A
A: atende; N: não atende		

Todas as verificações necessárias foram satisfeitas.

### C.1.1 Flexão XX

a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )



Na Tabela C - 5 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 5: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 12467,95 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 12938,82 \text{ kN}$

b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

É necessário para a determinação de  $M_{pl,Rd}$  a definição da posição da linha neutra plástica ( $h_n$ ). Na Tabela C - 6 são definidos os valores de linha neutra plástica considerando  $h_n$  na mesa do perfil.

**Tabela C - 6: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 13,87 \text{ cm}$	$h_n = 13,92 \text{ cm}$

Como  $a \frac{d}{2} - t_f = 13,86 \text{ cm} < 13,87/13,92 < 0,5.d = 15,72 \text{ cm}$ , a posição da linha neutra plástica realmente na mesa do perfil de aço. Os módulos de resistência plásticos são assim definidos:

$$Z_a = t_f \cdot b_f \cdot (t_f + h_w) + \frac{h_w^2 \cdot t_w}{4} = 1,87 \cdot 30,74 \cdot (1,87 + 27,7) + \frac{27,7^2 \cdot 1,2}{4} = 1929,98 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = \sum_1^6 A_{si} \cdot e_i = 6 \cdot 3,14 \cdot 20 = 376,8 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - Z_a - Z_s = \frac{50 \cdot 50^2}{4} - 1929,98 - 376,8 = 28943,22 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2 \cdot h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são definidos na Tabela C - 7.

**Tabela C - 7: Módulos de resistência plásticos ( $2 \cdot h_n$ ) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$
$Z_{an} = 247,23 \text{ cm}^3$	$Z_{an} = 289,94 \text{ cm}^3$
$Z_{cn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} = 9371,61 \text{ cm}^3$	$Z_{cn} = 9398,38 \text{ cm}^3$
$M_{pl,Rd} = 98415,99 \text{ kN.cm}$	$M_{pl,Rd} = 98977,45 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 8 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 8: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 98415,99 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 98977,45 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

O valor de normal resistente para o Ponto C é igual à parcela normal resistente proveniente do concreto ( $0,85.A_c.f_{cd}$ ). O valor é determinado na Tabela C - 9.

**Tabela C - 9: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$N_C = 0,85.2326,66.\frac{5}{1,5} = 6592,2 \text{ kN}$		$N_C = 0,85.2326,66.\frac{5}{1,4} = 7063,07 \text{ kN}$	
$M_C = 98415,99 \text{ kN.cm}$	$N_C = 6592,2 \text{ kN}$	$M_C = 98977,45 \text{ kN.cm}$	$N_C = 7063,07 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{max,pl,Rd}$ ,  $0,5.N_C$ )

O valor de normal resistente para o Ponto D é igual a 50% da parcela normal resistente proveniente do concreto ( $0,5.0,85.A_c.f_{cd}$ ) e o valor de momento resistente é igual a  $M_{max,pl,Rd}$ , conforme Tabela C - 10.

**Tabela C - 10: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{max,pl,Rd} = 119668,64 \text{ kN.cm}$	$M_{max,pl,Rd} = 122597,41 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 11 são apresentadas as coordenadas do Ponto D.

**Tabela C - 11: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$0,5.N_C = 0,5.0,85.2326,66.\frac{5}{1,5} = 3296,1 \text{ kN}$		$0,5.N_C = 0,5.0,85.2326,66.\frac{5}{1,4} = 3531,54 \text{ kN}$	
$M_D = 119668,64 \text{ kN.cm}$	$N_D = 3296,1 \text{ kN}$	$M_D = 122597,41 \text{ kN.cm}$	$N_D = 3531,54 \text{ kN}$

### C.1.2 Flexão YY

a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )

Na Tabela C - 12 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 12: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 12467,95 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 12938,82 \text{ kN}$

b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

Na Tabela C - 13 é apresentada a posição da linha neutra plástica para a flexão no eixo YY supondo  $h_n$  na mesa do perfil de aço.

**Tabela C - 13: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 5,38 \text{ cm}$	$h_n = 5,88 \text{ cm}$

Como 5,38 cm e 5,88 cm respeitam ao limite ( $t_w/2 < h_n \leq b_f/2$ ), a linha neutra plástica se encontra-se na mesa do perfil e os módulos de resistência plásticos são:

$$Z_a = \frac{t_f \cdot b_f^2}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4} = \frac{1,87 \cdot 30,74^2}{2} + \frac{1,2^2 \cdot 27,7}{4} = 893,49 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = \sum_{i=1}^6 A_{si} \cdot e_i = 6 \cdot 3,14 \cdot 20 = 376,8 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{h_c \cdot b_c^2}{4} - Z_a - Z_s = \frac{50 \cdot 50^2}{4} - 893,49 - 376,8 = 29979,71 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2 \cdot h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são apresentados na Tabela C - 14.

**Tabela C - 14: Módulos de resistência plásticos ( $2 \cdot h_n$ ) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$
$Z_{an} = 118,22 \text{ cm}^3$	$Z_{an} = 139,28 \text{ cm}^3$
$Z_{cn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} = 1329 \text{ cm}^3$	$Z_{cn} = 1589,44 \text{ cm}^3$
$M_{pl,Rd} = 81991,19 \text{ kN.cm}$	$M_{pl,Rd} = 83815,39 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 15 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 15: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 81991,19 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 83815,39 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

As coordenadas do ponto C são apresentadas na Tabela C - 16.

**Tabela C - 16: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$N_C = 0,85 \cdot 2326,66 \cdot \frac{5}{1,5} = 6592,2 \text{ kN}$		$N_C = 0,85 \cdot 2326,66 \cdot \frac{5}{1,4} = 7063,07 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_C = 81991,19 \text{ kN.cm}$	$N_C = 6592,2 \text{ kN}$	$M_C = 83815,39 \text{ kN.cm}$	$N_C = 7063,07 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{max,pl,Rd}$ ,  $0,5 \cdot N_C$ )

O valor de  $M_{max,pl,Rd}$  é apresentado na Tabela C - 17.

**Tabela C - 17: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{max,pl,Rd} = 87689,22 \text{ kN.cm}$	$M_{max,pl,Rd} = 90722,88 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 18 são apresentadas as coordenadas do Ponto D.

**Tabela C - 18: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,5 \cdot N_C = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 2326,66 \cdot \frac{5}{1,5} = 3296,1 \text{ kN}$		$0,5 \cdot N_C = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 2326,66 \cdot \frac{5}{1,4} = 3531,54 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_D = 87689,22 \text{ kN.cm}$	$N_D = 3296,1 \text{ kN}$	$M_D = 90722,88 \text{ kN.cm}$	$N_D = 3531,54 \text{ kN}$

## C.2 SEÇÃO PARCIALMENTE REVESTIDA

As características geométricas e dos materiais da seção mista parcialmente revestida adotada são apresentadas na Tabela C - 19.

**Tabela C - 19: Características da seção revestida SM2**

	Características	SM2
	$f_{ck}$ (MPa)	40
	$f_{yk}$ (MPa)	355
	$f_{sk}$ (MPa)	500
	$b_c$ (mm)	300
	$h_c$ (mm)	300
	$d'_x$ (mm)	50
	$d'_y$ (mm)	69
	$t_f$ (mm)	19
	$t_w$ (mm)	11
Armadura longitudinal: (4Ø25 mm)		

A seguir são apresentadas as verificações referentes a instabilidade local, taxa geométrica de armadura e contribuição do aço:

a) Instabilidade local

A Tabela C - 20 apresenta a verificação da instabilidade local.

**Tabela C - 20: Verificação da instabilidade local**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$15,78 \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 37,29$	$15,78 \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{355}} = 36,36$	A
A: atende; N: não atende		

b) Taxa geométrica de armadura

Área de aço do perfil:  $A_a = 142,82 \text{ cm}^2$

Área de aço da armadura:  $A_s = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} = 19,63 \text{ cm}^2$

Área de concreto:  $A_c = 30 \cdot 30 - 142,82 - 19,63 = 737,55 \text{ cm}^2$

Taxa geométrica de armadura:  $\rho_s = \frac{19,63}{737,55} = 2,25\%$  (atende aos limites da ABNT 8800 (2008) e EN 1994-1-1 (2004)).

c) Taxa de contribuição do aço

A força resistente correspondente a plastificação total é definida pela Tabela C - 21.

**Tabela C - 21: Força resistente à plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)
$N_{pl,Rd} = 142,82 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,5} + 19,63 \cdot \frac{50}{1,15} = 7134,45 \text{ kN}$
ABNT NBR 8800 (2008)
$N_{pl,Rd} = 142,82 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,4} + 19,63 \cdot \frac{50}{1,15} = 7253,86 \text{ kN}$

A taxa de contribuição do aço é apresentada na Tabela C - 22.

**Tabela C - 22: Verificação da taxa de contribuição do aço do perfil**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,2 \leq \delta = \frac{142,82 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{7134,45} = 0,65 \leq 0,9$	$0,2 \leq \delta = \frac{142,82 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{7253,86} = 0,63 \leq 0,9$	A
A: atende; N: não atende		

Todas as verificações foram satisfeitas.

### C.2.1 Flexão XX

- a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )

Na Tabela C - 23 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 23: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 7134,45 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 7253,86 \text{ kN}$

- b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

Na Tabela C - 24 são definidos os valores de linha neutra plástica supondo a posição de  $h_n$  na alma do perfil.

**Tabela C - 24: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 6,12 \text{ cm}$	$h_n = 6,34 \text{ cm}$

Como 6,12 cm e 6,34 cm são inferiores a  $\frac{d}{2} - t_f = 13,1 \text{ cm}$ , a posição da linha neutra plástica encontra-se na alma do perfil. Os módulos de resistência plásticos são definidos a seguir:

$$Z_a = t_f \cdot b_f \cdot (t_f + h_w) + \frac{h_w^2 \cdot t_w}{4} = 1,9 \cdot 30 \cdot (1,9 + 26,2) + \frac{26,2^2 \cdot 1,1}{4} = 1790,47 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = \sum_1^4 A_{si} \cdot e_i = 4 \cdot 4,91 \cdot 8,1 = 159,08 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - Z_a - Z_s = \frac{30 \cdot 30^2}{4} - 1790,47 - 159,08 = 4800,45 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2 \cdot h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são definidos na Tabela C - 25.

**Tabela C - 25: Módulos de resistência plásticos ( $2 \cdot h_n$ ) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$
$Z_{an} = 41,2 \text{ cm}^3$	$Z_{an} = 44,21 \text{ cm}^3$
$Z_{cn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} = 1082,43 \text{ cm}^3$	$Z_{cn} = 1161,66 \text{ cm}^3$
$M_{pl,Rd} = 67584 \text{ kN.cm}$	$M_{pl,Rd} = 67691,62 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 26 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 26: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 67584 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 67691,62 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

Na Tabela C - 27 são apresentadas as coordenadas do Ponto C.

**Tabela C - 27: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$N_C = 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,5} = 1671,78 \text{ kN}$		$N_C = 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,4} = 1791,19 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_c = 67584 \text{ kN.cm}$	$N_C = 1671,78 \text{ kN}$	$M_c = 67691,62 \text{ kN.cm}$	$N_C = 1791,19 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{\max,pl,Rd}$ ,  $0,5 \cdot N_C$ )

Na Tabela C - 28 os valores de  $M_{\max,pl,Rd}$  são definidos.

**Tabela C - 28: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{max,pl,Rd} = 70140,38 \text{ kN.cm}$	$M_{max,pl,Rd} = 70528,99 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 29 são apresentadas as coordenadas do Ponto D.

**Tabela C - 29: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,5} = 835,89 \text{ kN}$		$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,4} = 895,59 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_D = 70140,38 \text{ kN.cm}$	$N_D = 835,89 \text{ kN}$	$M_D = 70528,99 \text{ kN.cm}$	$N_D = 895,59 \text{ kN}$

## C.2.2 Flexão YY

a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )

Na Tabela C - 30 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 30: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 7134,45 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 7253,86 \text{ kN}$

b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

Na Tabela C - 31 são definidos os valores de linha neutra plástica para a flexão ocorrida no eixo YY supondo  $h_n$  na alma do perfil de aço.

**Tabela C - 31: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 0,43 \text{ cm}$	$h_n = 0,46 \text{ cm}$

Como 0,43 cm e 0,46 cm são inferiores a  $t_w/2$ , a posição da linha neutra plástica está na alma do perfil. Os módulos de resistência plásticos são definidos a seguir:

$$Z_a = \frac{t_f \cdot b_f^2}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4} = \frac{1,9 \cdot 30^2}{2} + \frac{1,1^2 \cdot 26,2}{4} = 862,92 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = \sum_1^4 A_{si} \cdot e_i = 4 \cdot 4,91 \cdot 10 = 196,4 \text{ cm}^3$$



$$Z_c = \frac{h_c \cdot b_c^2}{4} - Z_a - Z_s = \frac{30 \cdot 30^2}{4} - 862,92 - 196,4 = 5690,68 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2 \cdot h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são definidos na Tabela C - 32.

**Tabela C - 32: Módulos de resistência plásticos ( $2 \cdot h_n$ ) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$
$Z_{an} = 5,55 \text{ cm}^3$	$Z_{an} = 6,35 \text{ cm}^3$
$Z_{cn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$	$Z_{cn} = 0 \text{ cm}^3$
$M_{pl,Rd} = 42658,23 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$M_{pl,Rd} = 43093,09 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

Na Tabela C - 33 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 33: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 42658,23 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 43093,09 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

As coordenadas no Ponto C são definidas valor é determinado na Tabela C - 34.

**Tabela C - 34: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$N_C = 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,5} = 1671,78 \text{ kN}$		$N_C = 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,4} = 1791,19 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_c = 42658,23 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_C = 1671,78 \text{ kN}$	$M_c = 43093,09 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_C = 1791,19 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{max,pl,Rd}$ ,  $0,5 \cdot N_C$ )

O valores de momento máximo de plastificação total da seção são definidos na Tabela C - 35.

**Tabela C - 35: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{max,pl,Rd} = 42837,35 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$M_{max,pl,Rd} = 43298,02 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

Na Tabela C - 36 são apresentadas as coordenadas do Ponto D.

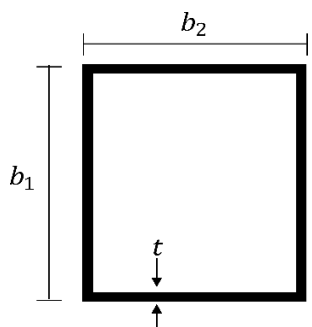
**Tabela C - 36: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,5} = 835,89 \text{ kN}$		$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 737,55 \cdot \frac{4}{1,4} = 895,59 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_D = 42837,35 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_D = 835,89 \text{ kN}$	$M_D = 43298,02 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_D = 895,59 \text{ kN}$

### C.3 SEÇÃO RETANGULAR PREENCHIDA

As características geométricas e dos materiais da seção mista revestida adotada são apresentadas na Tabela C - 37.

**Tabela C - 37: Características da seção revestida SM3**

	Características	SM3
		$f_{ck}$ (MPa)
	$f_{yk}$ (MPa)	355
	$b_1$ (mm)	600
	$b_2$ (mm)	400
	$t$ (mm)	20

A seguir são apresentadas as verificações referentes a instabilidade local e contribuição do aço:

a) Instabilidade local

A Tabela C - 38 apresenta a verificação da instabilidade local.

**Tabela C - 38: Verificação da instabilidade local**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$30 \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 42,3$	$30 \leq 2,26 \cdot \sqrt{\frac{200000}{355}} = 53,64$	A
A: atende; N: não atende		

b) Taxa de contribuição do aço

A força resistente correspondente a plastificação total da seção é definida pela Tabela C - 39.

Área de aço do perfil:  $A_a = 384 \text{ cm}^2$

Área de aço da armadura:  $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Área de concreto:  $A_c = 40 \cdot 60 - 384 = 2016 \text{ cm}^2$

**Tabela C - 39: Força resistente à plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)
$N_{pl,Rd} = 384 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 2016 \cdot \frac{5}{1,5} = 19112,73 \text{ kN}$
ABNT NBR 8800 (2008)
$N_{pl,Rd} = 384 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 0,85 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,4} = 18512,73 \text{ kN}$

A verificação da taxa de contribuição do aço é apresentada na Tabela C - 40.

**Tabela C - 40: Verificação da taxa de contribuição do aço do perfil**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,2 \leq \delta = \frac{384 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{19112,73} = 0,65 \leq 0,9$	$0,2 \leq \delta = \frac{384 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{18512,73} = 0,67 \leq 0,9$	A
A: atende; N: não atende		

Todas as verificações foram satisfeitas.

### C.3.1 Flexão XX

a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )

Na Tabela C - 41 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 41: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 19112,73 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 18512,73 \text{ kN}$

b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

Na Tabela C - 42 são definidos os valores de linha neutra plástica.

**Tabela C - 42: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 8,88 \text{ cm}$	$h_n = 8,33 \text{ cm}$

Os módulos de resistência plásticos são assim definidos:

$$Z_a = \frac{b_2 \cdot b_1^2 - (b_2 - 2 \cdot t) \cdot (b_1 - 2 \cdot t)^2}{4} = \frac{40 \cdot 60^2 - (40 - 2 \cdot 2) \cdot (60 - 2 \cdot 2)^2}{4} = 7776 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = 0 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{b_1 \cdot b_2^2}{4} - Z_a - Z_s = \frac{40 \cdot 60^2}{4} - 7776 - 0 = 28224 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2 \cdot h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são definidos na Tabela C - 43.

**Tabela C - 43: Módulos de resistência plásticos ( $2 \cdot h_n$ ) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$ $Z_{cn} = (b_2 - 2 \cdot t) \cdot h_n^2 - Z_{sn} = 2838,75 \text{ cm}^3$ $Z_{an} = b_2 \cdot h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} = 315,43 \text{ cm}^3$ $M_{pl,Rd} = 283081,69 \text{ kN.cm}$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$ $Z_{cn} = 2498 \text{ cm}^3$ $Z_{an} = 277,55 \text{ cm}^3$ $M_{pl,Rd} = 281043,82 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 44 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 44: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 283081,69 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 281043,82 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

Na Tabela C - 45 são definidas as coordenadas do Ponto C.

**Tabela C - 45: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$N_C = 2016 \cdot \frac{5}{1,5} = 6720 \text{ kN}$		$N_C = 0,85 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,4} = 6120 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_c = 286103,74 \text{ kN.cm}$	$N_C = 6720 \text{ kN}$	$M_c = 281043,82 \text{ kN.cm}$	$N_C = 6120 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{\max,pl,Rd}$ ,  $0,5 \cdot N_C$ )

Os valores de  $M_{\max,pl,Rd}$  são definidos na Tabela C - 46.

**Tabela C - 46: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{\max,pl,Rd} = 297992,73 \text{ kN.cm}$	$M_{\max,pl,Rd} = 293792,73 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 47 são definidas as coordenadas do Ponto D.

**Tabela C - 47: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,5} = 3360 \text{ kN}$		$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,4} = 3060 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_D = 297992,73 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_D = 3360 \text{ kN}$	$M_D = 293792,73 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_D = 3060 \text{ kN}$

### C.3.2 Flexão YY

a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )

Na Tabela C - 48 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 48: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 19112,73 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN} \cdot \text{cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 18512,73 \text{ kN}$

b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

Na Tabela C - 49 são definidos os valores de linha neutra plástica.

**Tabela C - 49: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 7,55 \text{ cm}$	$h_n = 7,15 \text{ cm}$

Os módulos de resistência plásticos são assim definidos:

$$Z_a = \frac{b_1 \cdot b_2^2 - (b_1 - 2 \cdot t) \cdot (b_2 - 2 \cdot t)^2}{4} = \frac{60 \cdot 40^2 - (60 - 2 \cdot 2) \cdot (40 - 2 \cdot 2)^2}{4} = 5856 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = 0 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{b_2 \cdot b_1^2}{4} - Z_a - Z_s = \frac{60 \cdot 40^2}{4} - 5856 - 0 = 18144 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2 \cdot h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são definidos na Tabela C - 50.

**Tabela C - 50: Módulos de resistência plásticos (2.h<sub>n</sub>) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$ $Z_{cn} = (b_1 - 2 \cdot t) \cdot h_n^2 - Z_{sn} = 3192,14 \text{ cm}^3$ $Z_{an} = b_1 \cdot h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} = 228,01 \text{ cm}^3$ $M_{pl,Rd} = 206550,35 \text{ kN.cm}$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$ $Z_{cn} = 2862,86 \text{ cm}^3$ $Z_{an} = 204,49 \text{ cm}^3$ $M_{pl,Rd} = 205584,22 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 51 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 51: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 206550,35 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 205584,22 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

As coordenadas do Ponto C na Tabela C - 52.

**Tabela C - 52: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$N_C = 2016 \cdot \frac{5}{1,5} = 6720 \text{ kN}$		$N_C = 0,85 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,4} = 6120 \text{ kN}$	
$M_C = 206550,35 \text{ kN.cm}$	$N_C = 6720 \text{ kN}$	$M_C = 205584,22 \text{ kN.cm}$	$N_C = 6120 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{max,pl,Rd}$ ,  $0,5 \cdot N_C$ )

O valor de  $M_{max,pl,Rd}$  é definido na Tabela C - 53.

**Tabela C - 53: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{max,pl,Rd} = 219229,09 \text{ kN.cm}$	$M_{max,pl,Rd} = 216529,09 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 54 são apresentadas as coordenadas do Ponto D.

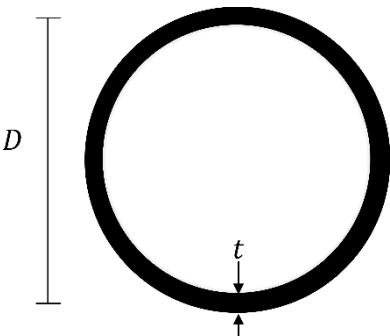
**Tabela C - 54: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,5} = 3360 \text{ kN}$		$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 2016 \cdot \frac{5}{1,4} = 3060 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_D = 219229,09 \text{ kN.cm}$	$N_D = 3360 \text{ kN}$	$M_D = 216529,09 \text{ kN.cm}$	$N_D = 3060 \text{ kN}$

#### C.4 SEÇÃO CIRCULAR PREENCHIDA

As características geométricas e dos materiais da seção mista revestida adotada são apresentadas na Tabela C - 55.

**Tabela C - 55: Características da seção revestida SM4**

	Características	SM4
	$f_{ck}$ (MPa)	40
	$f_{yk}$ (MPa)	355
	D (mm)	508
	t (mm)	12,5

A seguir são apresentadas as verificações referentes a instabilidade local e contribuição do aço:

a) Instabilidade local

A Tabela C - 56 apresenta a verificação da instabilidade local.

**Tabela C - 56: Verificação da instabilidade local**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$40,64 \leq 90 \cdot \frac{235}{355} = 59,6$	$40,64 \leq 0,15 \cdot \frac{200000}{355} = 84,5$	A
A: atende; N: não atende		

b) Taxa de contribuição do aço

A força resistente correspondente a plastificação total da seção para cada norma abordada é definida pela Tabela C - 57.

Área de aço do perfil:  $A_a = 194,58 \text{ cm}^2$

Área de aço da armadura:  $A_s = 0 \text{ cm}^2$

$$\text{Área de concreto: } A_c = \frac{\pi \cdot (50,8 - 2 \cdot 1,25)^2}{4} = 1832,24 \text{ cm}^2$$

**Tabela C - 57: Força resistente à plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)
$N_{pl,Rd} = 194,58 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 1832,24 \cdot \frac{4}{1,5} = 11165,6 \text{ kN}$
ABNT NBR 8800 (2008)
$N_{pl,Rd} = 194,58 \cdot \frac{35,5}{1,1} + 0,95 \cdot 1832,24 \cdot \frac{4}{1,4} = 11252,85 \text{ kN}$

A verificação da taxa de contribuição do aço é apresentada na Tabela C - 58.

**Tabela C - 58: Verificação da taxa de contribuição do aço do perfil**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,2 \leq \delta = \frac{194,58 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{11165,6} = 0,56 \leq 0,9$	$0,2 \leq \delta = \frac{194,58 \cdot \frac{35,5}{1,1}}{11252,85} = 0,56 \leq 0,9$	A
A: atende; N: não atende		

Todas as verificações foram satisfeitas. A seguir são definidas as coordenadas dos Pontos A, B, C e D da curva de interação:

a) Ponto A (0,  $N_{pl,Rd}$ )

Na Tabela C - 59 são apresentadas as coordenadas do Ponto A.

**Tabela C - 59: Coordenadas do Ponto A**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 11165,6 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kN.cm}$	$N_A = N_{pl,Rd} = 11252,85 \text{ kN}$

b) Ponto B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

Na Tabela C - 60 são definidos os valores de linha neutra plástica.

**Tabela C - 60: Posição da linha neutra plástica**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$h_n = 8,42 \text{ cm}$	$h_n = 8,5 \text{ cm}$

Os módulos de resistência plásticos são assim definidos:

$$Z_a = \frac{D^3 - (D - 2 \cdot t)^3}{6} = \frac{50,8^3 - (50,8 - 2 \cdot 1,25)^3}{6} = 3069,65 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = 0 \text{ cm}^3$$



$$Z_c = \frac{(D - 2.t)^3}{6} - Z_s = \frac{(50,8 - 2.1,25)^3}{6} - 0 = 18779,76 \text{ cm}^3$$

Os módulos de resistência plásticos na região de  $2.h_n$  e os valores de momento resistente no ponto B são definidos na Tabela C - 61.

**Tabela C - 61: Módulos de resistência plásticos ( $2.h_n$ ) e momentos resistentes no Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$	$Z_{sn} = 0 \text{ cm}^3$
$Z_{cn} = (D - 2.t).h_n^2 - Z_{sn} = 3424,29 \text{ cm}^3$	$Z_{cn} = 3489,67 \text{ cm}^3$
$Z_{an} = D.h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} = 177,25 \text{ cm}^3$	$Z_{an} = 180,63 \text{ cm}^3$
$M_{pl,Rd} = 113819,59 \text{ kN.cm}$	$M_{pl,Rd} = 113987,39 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 62 são apresentadas as coordenadas do Ponto B.

**Tabela C - 62: Coordenadas Ponto B**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
X	Y	X	Y
$M_B = M_{pl,Rd} = 113819,59 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = M_{pl,Rd} = 113987,39 \text{ kN.cm}$	$N_B = 0 \text{ kN}$

c) Ponto C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_C$ )

A coordenada do Ponto C é determinada na Tabela C - 63.

**Tabela C - 63: Coordenadas Ponto C**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$N_C = 1832,24 \cdot \frac{4}{1,5} = 4885,97 \text{ kN}$		$N_C = 0,95 \cdot 1832,24 \cdot \frac{4}{1,4} = 4973,22 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_C = 113819,59 \text{ kN.cm}$	$N_C = 4885,97 \text{ kN}$	$M_C = 113987,39 \text{ kN.cm}$	$N_C = 4973,22 \text{ kN}$

d) Ponto D ( $M_{\max,pl,Rd}$ ,  $0,5.N_C$ )

O valor de  $M_{\max,pl,Rd}$  é definido na Tabela C - 64.

**Tabela C - 64: Momento máximo de plastificação total da seção**

EN 1994-1-1 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
$M_{\max,pl,Rd} = 124105,66 \text{ kN.cm}$	$M_{\max,pl,Rd} = 124552,79 \text{ kN.cm}$

Na Tabela C - 65 são apresentadas as coordenadas do Ponto D.

**Tabela C - 65: Coordenadas Ponto D**

EN 1994-1-1 (2004)		ABNT NBR 8800 (2008)	
$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 1832,24 \cdot \frac{4}{1,5} = 2442,98 \text{ kN}$		$0,5 \cdot N_c = 0,5 \cdot 0,95 \cdot 1832,24 \cdot \frac{4}{1,4} = 2486,61 \text{ kN}$	
X	Y	X	Y
$M_D = 124105,66 \text{ kN.cm}$	$N_D = 2442,98 \text{ kN}$	$M_D = 124552,79 \text{ kN.cm}$	$N_D = 2486,61 \text{ kN}$

# Apêndice D: Detalhes estudo paramétrico

Nesta seção são apresentados os dados utilizados no estudo paramétrico relativo aos valores de resistência nos Pontos A e B.

## D.1 PILAR REVESTIDO

a) **Influência da resistência ao escoamento do aço:** os resultados referentes a influência da resistência ao escoamento do aço são apresentados na Tabela D - 1.

**Tabela D - 1: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência ao escoamento do aço – Pilar revestido**

Le (mm)	f <sub>yk</sub> (MPa)	Força normal resistente (Ponto A) e momento resistente (Ponto B) em função da resistência do concreto (MPa)							
		20		40		60		80	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
Flexão XX									
3600	250	6911,0	642,5	9485,9	683,9	11668,8	705,3	13056,0	717,9
	300 (+ 20%)	7523,5 (+ 8,9%)	722,0 (+ 12,4%)	10085,3 (+ 6,3%)	768,2 (+ 12,3%)	12258,4 (+ 5,1%)	791,5 (+ 12,2%)	13640,7 (+ 4,5%)	805,4 (+ 12,2%)
	350 (+ 40%)	8131,1 (+ 17,7%)	797,9 (+ 24,2%)	10680,5 (+ 12,6%)	849,7 (+ 24,2%)	12844,1 (+ 10,1%)	872,4 (+ 23,7%)	14221,7 (+ 8,9%)	885,8 (+ 23,4%)
5350	250	6524,64	642,5	8821,6	683,9	10729,5	705,3	11935,9	717,9
	300 (+ 20%)	7069,0 (+ 8,3%)	722,0 (+ 12,4%)	9340,0 (+ 5,9%)	768,2 (+ 12,3%)	11228,5 (+ 4,7%)	791,5 (+ 12,2%)	12425,5 (+ 4,1%)	805,4 (+ 12,2%)
	350 (+ 40%)	7603,4 (+ 16,5%)	797,9 (+ 24,2%)	9849,9 (+ 11,7%)	849,7 (+ 24,2%)	11720,0 (+ 9,2%)	872,4 (+ 23,7%)	12908,1 (+ 8,1%)	885,8 (+ 23,4%)
Flexão YY									
3600	250	6762,8	467,0	9267,0	587,1	11370,9	654,5	12729,4	679,2
	300 (+ 20%)	7344,0 (+ 8,6%)	496,8 (+ 6,4%)	9836,5 (+ 6,1%)	620,1 (+ 5,6%)	11931,9 (+ 4,9%)	693,2 (+ 5,9%)	13287,1 (+ 4,4%)	721,1 (+ 6,2%)
	350 (+ 40%)	7917,7 (+ 17,1%)	522,7 (+ 11,9%)	10399,9 (+ 12,2%)	649,6 (+ 10,6%)	12486,1 (+ 9,8%)	722,2 (+ 10,4%)	13839,8 (+ 8,7%)	751,9 (+ 10,7%)
5350	250	6180,4	467,0	8340,3	587,1	10116,8	654,5	11269,8	679,2
	300 (+ 20%)	6661,6 (+ 7,8%)	496,8 (+ 6,4%)	8799,4 (+ 5,5%)	620,1 (+ 5,6%)	10559,5 (+ 4,4%)	693,2 (+ 5,9%)	11706,0 (+ 3,9%)	721,1 (+ 6,2%)
	350 (+ 40%)	7128,5 (+ 15,3%)	522,7 (+ 11,9%)	9247,1 (+ 10,9%)	649,6 (+ 10,6%)	10991,1 (+ 8,6%)	722,2 (+ 10,4%)	12133,4 (+ 7,7%)	751,9 (+ 10,7%)

b) **Influência da resistência à compressão do concreto:** os resultados referentes a influência da resistência à compressão do concreto são apresentados na Tabela D - 2.

**Tabela D - 2: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência à compressão do concreto – Pilar revestido**

L <sub>e</sub> (mm)	Classe de resistência concreto (MPa)	Força normal e momento (Pontos A e B) em função da resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
Flexão XX							
3600	<b>C20</b>	6911,0	642,5	7523,5	722,0	8131,1	797,9
	<b>C40</b> (+ 100%)	9485,9 (+ 37,3%)	683,9 (+ 6,4%)	10085,3 (+ 34,1%)	768,2 (+ 6,4%)	10680,5 (+ 31,4%)	849,7 (+ 6,4%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	11668,8 (+ 68,8%)	705,3 (+ 9,8%)	12258,4 (+ 62,9%)	791,5 (+ 9,6%)	12844,1 (+ 58%)	872,4 (+ 9,3%)
	<b>C80</b> (+ 300%)	13056,0 (+ 88,9%)	717,9 (+ 11,7%)	13640,7 (+ 81,3%)	805,4 (+ 11,6%)	14221,7 (+ 74,9%)	885,8 (+ 11%)
5350	<b>C20</b>	6524,6	642,5	7069,0	722,0	7603,4	797,9
	<b>C40</b> (+ 100%)	8821,6 (+ 35,2%)	683,9 (+ 6,4%)	9340,0 (+ 32,1%)	768,2 (+ 6,4%)	9849,9 (+ 29,5%)	849,7 (+ 6,5%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	10729,5 (+ 64,4%)	705,3 (+ 9,8%)	11228,54 (+ 58,8%)	791,5 (+ 9,6%)	11720,0 (+ 54,1%)	872,4 (+ 9,3%)
	<b>80</b> (+ 300%)	11935,9 (+ 82,9%)	717,9 (+ 11,7%)	12425,5 (+ 75,8%)	805,4 (+ 11,6%)	12908,1 (+ 69,8%)	885,8 (+ 11%)
Flexão YY							
3600	<b>C20</b>	6762,8	467,0	7344,0	496,8	7917,7	522,7
	<b>C40</b> (+ 100%)	9267,0 (+ 37%)	587,1 (+ 25,7%)	9836,5 (+ 33,9%)	620,1 (+ 24,8%)	10399,9 (+ 31,4%)	649,6 (+ 24,3%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	11370,9 (+ 68,1%)	654,5 (+ 40,1%)	11931,9 (+ 62,5%)	693,2 (+ 39,5%)	12486,1 (+ 57,7%)	722,2 (+ 38,2%)
	<b>C80</b> (+ 300%)	12729,4 (+ 88,2%)	679,2 (+ 45,4%)	13287,1 (+ 80,9%)	721,1 (+ 45,1%)	13839,8 (+ 74,8%)	751,9 (+ 43,8%)
5350	<b>C20</b>	6180,4	467,0	6661,6	496,8	7128,5	522,7
	<b>C40</b> (+ 100%)	8340,3 (+ 34,9%)	587,1 (+ 25,7%)	8799,4 (+ 32,1%)	620,1 (+ 24,8%)	9247,1 (+ 29,7%)	649,6 (+ 24,3%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	10116,8 (+ 63,7%)	654,5 (+ 40,1%)	10559,5 (+ 58,5%)	693,2 (+ 39,5%)	10991,1 (+ 54,2%)	722,2 (+ 38,2%)
	<b>80</b> (+ 300%)	11269,8 (+ 82,3%)	679,2 (+ 45,4%)	11706,0 (+ 75,7%)	721,1 (+ 45,1%)	12133,4 (+ 70,2%)	751,9 (+ 43,8%)

**c) Influência do índice de esbelteza reduzida:** os resultados referentes a influência do índice de esbelteza reduzida são apresentados na Tabela D - 3.

**Tabela D - 3: Variação dos valores últimos de força normal em função da esbelteza reduzida do pilar revestido**

Resistência à compressão do concreto (MPa)		Resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		Índice de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbelteza reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)
Flexão XX							
C20	3600 mm	0,337	6911,0	0,351	7523,5	0,364	8131,1
	5350 mm	0,501 (+ 48,7%)	6524,6 (- 5,6%)	0,521 (+ 48,6%)	7069,0 (- 6%)	0,541 (+ 50%)	7603,4 (- 6,5%)
C40	3600 mm	0,379	9485,9	0,389	10085,3	0,400	10680,5
	5350 mm	0,563 (+ 48,5%)	8821,6 (- 7%)	0,579 (+ 48,7%)	9340,0 (- 7,4%)	0,594 (+ 47,5%)	9849,9 (- 7,8%)
C60	3600 mm	0,407	11668,8	0,416	12258,4	0,425	12844,1
	5350 mm	0,605 (+ 48,8%)	10729,5 (- 8%)	0,619 (+ 48,8%)	11228,5 (- 8,4%)	0,632 (+ 46,5%)	11720,0 (- 8,8%)
C80	3600 mm	0,421	13056,0	0,429	13640,7	0,438	14221,7
	5350 mm	0,626 (+ 50%)	11935,9 (- 8,6%)	0,638 (+ 48,8%)	12425,5 (- 8,9%)	0,651 (+ 47,7%)	12908,1 (- 9,2%)
Flexão YY							
C20	3600 mm	0,422	6762,8	0,439	7344,0	0,456	7917,7
	5350 mm	0,627 (+ 48,6%)	6180,4 (- 8,6%)	0,652 (+ 48,5%)	6661,6 (- 9,3%)	0,677 (+ 48,5%)	7128,5 (- 10%)
C40	3600 mm	0,456	9267,0	0,469	9836,5	0,482	10399,9
	5350 mm	0,678 (+ 48,7%)	8340,3 (- 10%)	0,697 (+ 48,6%)	8799,4 (- 10,5%)	0,716 (+ 48,5%)	9247,1 (- 11,1%)
C60	3600 mm	0,481	11370,9	0,491	11931,9	0,492	12486,1
	5350 mm	0,714 (+ 48,4%)	10116,8 (- 11%)	0,730 (+ 48,7%)	10559,5 (- 11,5%)	0,746 (+ 51,6%)	10991,1 (- 12%)
C80	3600 mm	0,491	12729,4	0,500	13287,1	0,500	13839,8
	5350 mm	0,729 (+ 48,5%)	11269,8 (- 11,5%)	0,744 (+ 48,8%)	11706,0 (- 11,9%)	0,750 (+ 50%)	12133,4 (- 12,3%)

## D.2 PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO

a) **Influência da resistência ao escoamento do aço:** os resultados referentes a influência da resistência ao escoamento do aço são apresentados na Tabela D - 4.

**Tabela D - 4: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência ao escoamento do aço – Pilar parcialmente revestido**

L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>yk</sub> (MPa)	Força normal resistente (Ponto A) e momento resistente (Ponto B) em função da resistência do concreto (MPa)							
		20		40		60		80	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
Flexão XX									
2650	250	4814,6	440,7	5650,0	448,2	6375,8	452,3	6828,0	454,9
	300 (+ 20%)	5423,5 (+ 12,6%)	514,4 (+ 16,7%)	6252,6 (+ 10,7%)	522,9 (+ 16,7%)	6973,1 (+ 9,4%)	527,2 (+ 16,6%)	7422,1 (+ 8,7%)	529,9 (+ 16,5%)
	350 (+ 40%)	6027,6 (+ 25,2%)	587,8 (+ 33,4%)	6850,7 (+ 21,3%)	597,1 (+ 33,2%)	7565,9 (+ 18,7%)	601,7 (+ 33%)	8011,8 (+ 17,3%)	604,0 (+ 32,8%)
4000	250	4628,5	440,7	5391,4	448,2	6046,2	452,3	6450,2	454,9
	300 (+ 20%)	5188,7 (+ 12,1%)	514,4 (+ 16,7%)	5938,2 (+ 10,1%)	522,9 (+ 16,7%)	6581,9 (+ 8,9%)	527,2 (+ 16,6%)	6979,2 (+ 8,2%)	529,9 (+ 16,5%)
	350 (+ 40%)	5738,8 (+ 24%)	587,8 (+ 33,4%)	6475,4 (+ 20,1%)	597,1 (+ 33,2%)	7108,3 (+ 17,6%)	601,7 (+ 33%)	7499,1 (+ 16,3%)	604,0 (+ 32,8%)
Flexão YY									
2650	250	4640,7	275,0	5426,7	301	6107,6	312,1	6532,1	317,3
	300 (+ 20%)	5204,0 (+ 12,1%)	306,5 (+ 11,5%)	5981,1 (+ 10,2%)	332,9 (+ 10,6%)	6654,4 (+ 9%)	343,5 (+ 10,1%)	7074,8 (+ 8,3%)	348,0 (+ 9,7%)
	350 (+ 40%)	5757,7 (+ 24,1%)	336,4 (+ 22,3%)	6526,6 (+ 20,3%)	363,5 (+ 20,8%)	7192,7 (+ 17,8%)	372,8 (+ 19,4%)	7609,4 (+ 16,5%)	376,3 (+ 18,6%)
4000	250	4256,7	275,0	4918,4	301	5481,1	312,1	5829,8	317,3
	300 (+ 20%)	4723,0 (+ 11%)	306,5 (+ 11,5%)	5367,2 (+ 9,1%)	332,9 (+ 10,6%)	5915,3 (+ 7,9%)	343,5 (+ 10,1%)	6256,3 (+ 7,3%)	348,0 (+ 9,7%)
	350 (+ 40%)	5170,3 (+ 21,5%)	336,4 (+ 22,3%)	5798,7 (+ 17,9%)	363,5 (+ 20,8%)	6333,4 (+ 15,5%)	372,8 (+ 19,4%)	6667,3 (+ 14,4%)	376,3 (+ 18,6%)

**b) Influência da resistência à compressão do concreto:** os resultados referentes a influência da resistência à compressão do concreto são apresentados na Tabela D - 5.

**Tabela D - 5: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência à compressão do concreto – Pilar parcialmente revestido**

L <sub>e</sub> (mm)	Classe de resistência concreto (MPa)	Força normal e momento (Pontos A e B) em função da resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
Flexão XX							
2650	C20	4814,6	440,7	5423,5	514,4	6027,6	587,8
	C40 (+ 100%)	5650,0 (+ 17,4%)	448,2 (+ 1,7%)	6252,6 (+ 15,3%)	522,9 (+ 1,7%)	6850,7 (+ 13,7%)	597,1 (+ 1,6%)

**Tabela D - 5: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência à compressão do concreto – Pilar parcialmente revestido (continuação)**

L <sub>e</sub> (mm)	Classe de resistência concreto (MPa)	Força normal e momento (Pontos A e B) em função da resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
2650	<b>C60</b> (+ 200%)	6375,8 (+ 32,4%)	452,3 (+ 2,6%)	6973,1 (+ 28,6%)	527,2 (+ 2,5%)	7565,9 (+ 25,5%)	601,7 (+ 2,4%)
	<b>C80</b> (+ 300%)	6828,0 (+ 41,8%)	454,9 (+ 3,2%)	7422,1 (+ 36,9%)	529,9 (+ 3%)	8011,8 (+ 32,9%)	604,0 (+ 2,8%)
4000	<b>C20</b>	4628,5	440,7	5188,7	514,4	5738,8	587,8
	<b>C40</b> (+ 100%)	5391,4 (+ 16,5%)	448,2 (+ 1,7%)	5938,2 (+ 14,4%)	522,9 (+ 1,7%)	6475,4 (+ 12,8%)	597,1 (+ 1,6%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	6046,2 (+ 30,6%)	452,3 (+ 2,6%)	6581,9 (+ 26,9%)	527,2 (+ 2,5%)	7108,3 (+ 23,9%)	601,7 (+ 2,4%)
	<b>80</b> (+ 300%)	6450,2 (+ 39,4%)	454,9 (+ 3,2%)	6979,2 (+ 34,5%)	529,9 (+ 3%)	7499,1 (+ 30,7%)	604,0 (+ 2,8%)
Flexão YY							
2650	<b>C20</b>	4640,7	275,0	5204,0	306,5	5757,7	336,4
	<b>C40</b> (+ 100%)	5426,7 (+ 16,9%)	301,0 (+ 9,5%)	5981,1 (+ 14,9%)	332,9 (+ 8,6%)	6526,6 (+ 13,4%)	363,5 (+ 8,1%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	6107,6 (+ 31,6%)	312,1 (+ 13,5%)	6654,4 (+ 27,9%)	343,5 (+ 12,1%)	7192,7 (+ 24,9%)	372,8 (+ 10,8%)
	<b>C80</b> (+ 300%)	6532,1 (+ 40,8%)	317,3 (+ 15,4%)	7074,8 (+ 35,9%)	348,0 (+ 13,5%)	7609,4 (+ 32,2%)	376,3 (+ 11,9%)
4000	<b>C20</b>	4256,7	275,0	4723,0	306,5	5170,3	336,4
	<b>C40</b> (+ 100%)	4918,4 (+ 15,5%)	301,0 (+ 9,5%)	5367,2 (+ 13,6%)	332,9 (+ 8,6%)	5798,7 (+ 12,2%)	363,5 (+ 8,1%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	5481,1 (+ 28,8%)	312,1 (+ 13,5%)	5915,3 (+ 25,2%)	343,5 (+ 12,1%)	6333,4 (+ 22,5%)	372,8 (+ 10,8%)
	<b>80</b> (+ 300%)	5829,8 (+ 37%)	317,3 (+ 15,4%)	6256,3 (+ 32,5%)	348,0 (+ 13,5%)	6667,3 (+ 29%)	376,3 (+ 11,9%)

**c) Influência do índice de esbelteza reduzida:** os resultados referentes a influência do índice de esbelteza reduzida são apresentados na Tabela D - 6.

**Tabela D - 6: Variação dos valores últimos de força normal em função da esbeltez reduzida do pilar parcialmente revestido**

Resistência à compressão do concreto (MPa)		Resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)
Flexão XX							
C20	2650 mm	0,271	4814,6	0,287	5423,5	0,302	6027,6
	4000 mm	0,409 (+ 50,9%)	4628,5 (- 3,9%)	0,434 (+ 51,2%)	5188,7 (- 4,3%)	0,457 (+ 51,3%)	5738,8 (- 4,8%)
C40	2650 mm	0,296	5650,0	0,310	6252,6	0,324	6850,7
	4000 mm	0,447 (+ 51%)	5391,4 (- 4,6%)	0,469 (+ 51,2%)	5938,2 (- 5%)	0,490 (+ 51,3%)	6475,4 (- 5,5%)
C60	2650 mm	0,315	6375,8	0,328	6973,1	0,341	7565,9
	4000 mm	0,475 (+ 50,8%)	6046,2 (- 5,2%)	0,496 (+ 51%)	6581,9 (- 5,6%)	0,515 (+ 51,1%)	7108,3 (- 6%)
C80	2650 mm	0,326	6828,0	0,339	7422,1	0,351	8011,8
	4000 mm	0,492 (+ 50,9%)	6450,2 (- 5,5%)	0,512 (+ 51,2%)	6979,2 (- 6%)	0,531 (+ 51,3%)	7499,1 (- 6,4%)
Flexão YY							
C20	2650 mm	0,402	4640,7	0,426	5204,0	0,448	5757,7
	4000 mm	0,606 (+ 50,7%)	4256,7 (- 8,3%)	0,642 (+ 50,7%)	4723,0 (- 9,2%)	0,677 (+ 51,1%)	5170,3 (- 10,2%)
C40	2650 mm	0,429	5426,7	0,450	5981,1	0,470	6526,6
	4000 mm	0,647 (+ 50,8%)	4918,4 (- 9,4%)	0,679 (+ 50,9%)	5367,2 (- 10,3%)	0,709 (+ 50,9%)	5798,7 (- 11,2%)
C60	2650 mm	0,450	6107,6	0,469	6654,4	0,488	7192,7
	4000 mm	0,679 (+ 50,9%)	5481,1 (- 10,3%)	0,708 (+ 51%)	5915,3 (- 11,1%)	0,736 (+ 50,8%)	6333,4 (- 11,9%)
C80	2650 mm	0,461	6532,1	0,479	7074,8	0,500	7609,4
	4000 mm	0,696 (+ 51%)	5829,8 (- 10,8%)	0,723 (+ 50,9%)	6256,3 (- 11,6%)	0,750 (+ 50%)	6667,3 (- 12,4%)

### D.3 PILAR QUADRADO PREENCHIDO

a) **Influência da resistência ao escoamento do aço:** os resultados referentes a influência da resistência ao escoamento do aço são apresentados na Tabela D - 7.



**Tabela D - 7: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência ao escoamento do aço – Pilar quadrado preenchido**

L <sub>e</sub> (mm)	f <sub>yk</sub> (MPa)	Força normal resistente (Ponto A) e momento resistente (Ponto B) em função da resistência do concreto (MPa)							
		20		40		60		80	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
1840	250	647,3	22,24	893,8	23,36	1101,4	23,95	1235,2	24,20
	300 (+ 20%)	725,7 (+ 12,1%)	26,31 (+ 18,3%)	971,3 (+ 8,7%)	27,70 (+ 18,6%)	1178,0 (+ 7%)	28,31 (+ 18,2%)	1311,4 (+ 6,2%)	28,58 (+ 18,1%)
	350 (+ 40%)	803,8 (+ 24,2%)	30,27 (+ 36,1%)	1048,4 (+ 17,3%)	31,85 (+ 36,3%)	1254,3 (+ 13,9%)	32,68 (+ 36,5%)	1387,2 (+ 12,3%)	33,01 (+ 36,4%)
2770	250	629,5	22,24	855,9	23,36	1040,4	23,95	1158,6	24,20
	300 (+ 20%)	700,9 (+ 11,3%)	26,31 (+ 18,3%)	923,4 (+ 7,9%)	27,70 (+ 18,6%)	1104,9 (+ 6,2%)	28,31 (+ 18,2%)	1221,4 (+ 5,4%)	28,58 (+ 18,1%)
	350 (+ 40%)	770,3 (+ 22,4%)	30,27 (+ 36,1%)	989,1 (+ 15,6%)	31,85 (+ 36,3%)	1167,4 (+ 12,2%)	32,68 (+ 36,5%)	1282,5 (+ 10,7%)	33,01 (+ 36,4%)

**b) Influência da resistência à compressão do concreto:** os resultados referentes a influência da resistência à compressão do concreto são apresentados na Tabela D - 8.

**Tabela D - 8: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência à compressão do concreto – Pilar quadrado preenchido**

L <sub>e</sub> (mm)	Classe de resistência concreto (MPa)	Força normal e momento (Pontos A e B) em função da resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
1840	C20	647,3	22,24	725,7	26,31	803,8	30,27
	C40 (+ 100%)	893,8 (+38,1%)	23,36 (+5%)	971,3 (+33,8%)	27,70 (+5,3%)	1048,4 (+30,4%)	31,85 (+5,2%)
	C60 (+ 200%)	1101,4 (+70,2%)	23,95 (+7,7%)	1178,0 (+62,3%)	28,31 (+7,6%)	1254,3 (+56%)	32,68 (+8%)
	C80 (+ 300%)	1235,2 (+90,8%)	24,20 (+8,8%)	1311,4 (+80,7%)	28,58 (+8,6%)	1387,2 (+72,6%)	33,01 (+9,1%)
2770	C20	629,5	22,24	700,9	26,31	770,3	30,27
	C40 (+ 100%)	855,9 (+36%)	23,36 (+5%)	923,4 (+31,7%)	27,70 (+5,3%)	989,1 (+28,4%)	31,85 (+5,2%)
	C60 (+ 200%)	1040,4 (+ 65,3%)	23,95 (+7,7%)	1104,9 (+57,6%)	28,31 (+7,6%)	1167,4 (+51,6%)	32,68 (+8%)
	80 (+ 300%)	1158,6 (+ 84,1%)	24,20 (+8,8%)	1221,4 (+74,3%)	28,58 (+8,6%)	1282,5 (+66,5%)	33,01 (+9,1%)

**c) Influência do índice de esbelteza reduzida:** os resultados referentes a influência do índice de esbelteza reduzida são apresentados na Tabela D - 9.

**Tabela D - 9: Variação dos valores últimos de força normal em função da esbeltez reduzida do pilar quadrado preenchido**

Resistência à compressão do concreto (MPa)		Resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)
C20	1840 mm	0,380	647,3	0,400	725,7	0,420	803,8
	2770 mm	0,572 (+ 50,5%)	629,5 (-2,7%)	0,603 (+ 50,8%)	700,9 (-3,4%)	0,633 (+ 50,7%)	770,3 (-4,2%)
C40	1840 mm	0,427	893,8	0,443	971,3	0,458	1048,4
	2770 mm	0,643 (+ 50,6%)	855,9 (-4,2%)	0,667 (+ 50,6%)	923,4 (-4,9%)	0,690 (+ 50,7%)	989,1 (-5,7%)
C60	1840 mm	0,459	1101,4	0,472	1178,0	0,486	1254,3
	2770 mm	0,691 (+ 50,5%)	1040,4 (-5,5%)	0,712 (+ 50,8%)	1104,9 (-6,2%)	0,732 (+ 50,6%)	1167,4 (-6,9%)
C80	1840 mm	0,475	1235,2	0,487	1311,4	0,500	1387,2
	2770 mm	0,714 (+ 50,3%)	1158,6 (-6,2%)	0,733 (+ 50,5%)	1221,4 (-6,9%)	0,750 (+ 50%)	1282,5 (-7,5%)

#### D.4 PILAR CIRCULAR PREENCHIDO

a) **Influência da resistência ao escoamento do aço:** os resultados referentes a influência da resistência ao escoamento do aço são apresentados na Tabela D - 10.

**Tabela D - 10: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência ao escoamento do aço – Pilar circular preenchido**

Le (mm)	$f_{yk}$ (MPa)	Força normal resistente (Ponto A) e momento resistente (Ponto B) em função da resistência do concreto (MPa)							
		20		40		60		80	
		$N_A$ (kN)	$M_B$ (kN.m)	$N_A$ (kN)	$M_B$ (kN.m)	$N_A$ (kN)	$M_B$ (kN.m)	$N_A$ (kN)	$M_B$ (kN.m)
5310	250	6869,6	701,3	9309,9	740,9	11367,5	762,6	12694,8	772,4
	300 (+ 20%)	7737,0 (+ 12,6%)	830,9 (+ 18,5%)	10168,6 (+ 9,2%)	875,8 (+ 18,2%)	12218,3 (+ 7,5%)	901,1 (+ 18,2%)	13541,3 (+ 6,7%)	912,6 (+ 18,2%)
	350 (+ 40%)	8599,8 (+ 25,2%)	959,6 (+ 36,8%)	11022,4 (+ 18,4%)	1009,0 (+ 36,2%)	13064,0 (+ 14,9%)	1037,6 (+ 36,1%)	14382,6 (+ 13,3%)	1050,8 (+ 36%)
7950	250	6681,8	701,3	8910,8	740,9	10725	762,6	11882,4	772,4
	300 (+ 20%)	7470,3 (+ 11,8%)	830,9 (+ 18,5%)	9656,9 (+ 8,4%)	875,8 (+ 18,2%)	11435,5 (+ 6,6%)	901,1 (+ 18,2%)	12574,4 (+ 5,8%)	912,6 (+ 18,2%)
	350 (+ 40%)	8235,8 (+ 23,3%)	959,6 (+ 36,8%)	10380,5 (+ 16,5%)	1009,0 (+ 36,2%)	12124,3 (+ 13%)	1037,6 (+ 36,1%)	13245,5 (+ 11,5%)	1050,8 (+ 36%)

**b) Influência da resistência à compressão do concreto:** os resultados referentes a influência da resistência à compressão do concreto são apresentados na Tabela D - 11.

**Tabela D - 11: Variação dos valores últimos resistentes em função da resistência à compressão do concreto – Pilar circular preenchido**

L <sub>e</sub> (mm)	Classe de resistência concreto (MPa)	Força normal e momento (Pontos A e B) em função da resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)	N <sub>A</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kN.m)
5310	<b>C20</b>	6869,6	701,3	7737,0	830,9	8599,8	959,6
	<b>C40</b> (+ 100%)	9309,9 (+35,5%)	740,9 (+5,6%)	10168,6 (+31,4%)	875,8 (+5,4%)	11022,4 (+28,2%)	1009,0 (+5,1%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	11367,5 (+65,5%)	762,6 (+8,7%)	12218,3 (+57,9%)	901,1 (+8,4%)	13064,0 (+51,9%)	1037,6 (+8,1%)
	<b>C80</b> (+ 300%)	12694,8 (+84,8%)	772,4 (+10,1%)	13541,3 (+75%)	912,6 (+9,8%)	14382,6 (+67,2%)	1050,8 (+9,5%)
7950	<b>C20</b>	6681,8	701,3	7470,3	830,9	8235,8	959,6
	<b>C40</b> (+ 100%)	8910,8 (+33,4%)	740,9 (+5,6%)	9656,9 (+29,3%)	875,8 (+5,4%)	10380,5 (+26%)	1009,0 (+5,1%)
	<b>C60</b> (+ 200%)	10725 (+60,5%)	762,6 (+8,7%)	11435,5 (+53,1%)	901,1 (+8,4%)	12124,3 (+47,2%)	1037,6 (+8,1%)
	<b>80</b> (+ 300%)	11882,4 (+77,8%)	772,4 (+10,1%)	12574,4 (+68,3%)	912,6 (+ 9,8%)	13245,5 (+60,8%)	1050,8 (+9,5%)

**c) Influência do índice de esbeltez reduzida:** os resultados referentes a influência do índice de esbeltez reduzida são apresentados na Tabela D - 12.

**Tabela D - 12: Variação dos valores últimos de força normal em função da esbeltez reduzida do pilar circular preenchido**

Resistência à compressão do concreto (MPa)		Resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	N <sub>A</sub> (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	N <sub>A</sub> (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	N <sub>A</sub> (kN)
<b>C20</b>	5310 mm	0,378	6869,6	0,400	7737,0	0,420	8599,8
	7950 mm	0,567 (+50%)	6681,8 (-2,7%)	0,599 (+49,8%)	7470,3 (-3,4%)	0,629 (+49,8%)	8235,8 (-4,2%)
<b>C40</b>	5310 mm	0,425	9309,9	0,442	10168,6	0,459	11022,4
	7950 mm	0,637 (+49,9%)	8910,8 (-4,3%)	0,662 (+49,8%)	9656,9 (-5%)	0,687 (+49,7%)	10380,5 (-5,8%)

Tabela D - 12: Variação dos valores últimos de força normal em função da esbeltez reduzida do pilar circular preenchido (continuação)

Resistência à compressão do concreto (MPa)		Resistência ao escoamento do aço (MPa)					
		250		300		350	
		Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)	Índice de esbeltez reduzida ( $\lambda_0$ )	$N_A$ (kN)
C60	5310 mm	0,458	11367,5	0,473	12218,3	0,487	13064,0
	7950 mm	0,685 (+49,6%)	10725 (-5,7%)	0,708 (+49,7%)	11435,5 (-6,4%)	0,729 (+49,7%)	12124,3 (-7,2%)
C80	5310 mm	0,474	12694,8	0,488	13541,3	0,500	14382,6
	7950 mm	0,710 (+49,8%)	11882,4 (-6,4%)	0,730 (+49,6%)	12574,4 (-7,1%)	0,750 (+50%)	13245,5 (-7,9%)

# Apêndice E: Detalhes análise comparativa 2

Nesta seção são apresentados os dados utilizados na Análise comparativa 2.

## E.1 PILARES REVESTIDOS

a) Ellobody *et al.* (2011): As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-1.

**Tabela E-1: Par M-N, valores previstos para os modelos de Ellobody *et al.* (2011)**

Modelo	S1		S10		S19	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	1275	65,00	945	81,00	787	92,00
<i>Buckling Resistance I</i>	1090,1 (-14,5%)	55,22 (-15%)	827,9 (-12,4%)	70,78 (-12,6%)	677,3 (-13,9%)	78,77 (-14,4%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1038,8 (-18,5%)	52,64 (-19%)	774,8 (-18%)	66,26 (-18,2%)	629,3 (-20%)	73,15 (-20,5%)
Modified EN 1994-1-1	988,7 (-22,5%)	50,08 (-23%)	763,9 (-19,2%)	65,24 (-19,5%)	596,9 (-24,2%)	69,04 (-25%)
NBR 8800 M. I	764,4 (-40%)	38,69 (-40,5%)	557,16 (-41%)	47,39 (-41,5%)	447,3 (-43,2%)	52,05 (-43,4%)
Modified NBR 8800 M. II	1061,8 (-16,7%)	53,79 (-17,2%)	782,6 (-17,2%)	66,83 (-17,5%)	607,8 (-22,8%)	70,69 (-23,2%)
Modelo	S2		S11		S20	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	2038,0	115,00	1408	112,00	1073,0	112,00
<i>Buckling Resistance I</i>	1636,0 (-19,7%)	92,44 (-19,6%)	1342,8 (-4,6%)	106,07 (-5,3%)	1094,9 (+ 2%)	114,74 (+ 2,4%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1546,7 (-24,1%)	87,40 (-24%)	1251,0 (-11,2%)	98,63 (-11,9%)	1008,8 (-6%)	105,79 (-5,5%)
Modified EN 1994-1-1	1444,9 (-29,1%)	81,67 (-29%)	1173,3 (-16,7%)	92,35 (-17,5%)	961,8 (-10,4%)	100,86 (-9,9%)
NBR 8800 M. I	914,6 (-55,1%)	51,64 (-55,1%)	727,9 (-48,3%)	57,47 (-48,7%)	589,2 (-45,1%)	61,81 (-44,8%)
Modified NBR 8800 M. II	1503,6 (-26,2%)	84,95 (-26,1%)	1210,0 (-14,1%)	95,67 (-14,6%)	988,7 (-7,9%)	103,60 (-7,5%)

**Tabela E – 1: Par M-N, valores previstos para os modelos de Ellobody *et al.* (2011) (continuação)**

Modelo	S4		S13		S22	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	1529,0	78,00	1121,0	98,00	931	111,00
<i>Buckling Resistance I</i>	1265,2 (-17,3%)	64,51 (-17,3%)	961,3 (-14,2%)	83,58 (-14,7%)	782,1 (-16%)	93,25 (-16%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1209,1 (-20,9%)	61,63 (-21%)	900,6 (-19,7%)	78,23 (-20,2%)	728,0 (-21,8%)	86,45 (-22,1%)
Modified EN 1994-1-1	1134,1 (-25,8%)	57,72 (-26%)	917,0 (-18,2%)	79,61 (-18,8%)	780,7 (-16,1%)	93,01 (-16,2%)
NBR 8800 M. I	997,9 (-34,7%)	50,80 (-34,9%)	744,9 (-33,6%)	64,52 (-34,2%)	605,1 (-35%)	71,94 (-35,2%)
Modified NBR 8800 M. II	1230,8 (-19,5%)	62,83 (-19,4%)	978,8 (-12,7%)	85,13 (-13,1%)	788,9 (-15,3%)	93,98 (-15,3%)
Modelo	S5		S14		S23	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Ellobody <i>et al.</i> (2011)	2293	128,0	1588	132,00	1116	118,00
<i>Buckling Resistance I</i>	1746,8 (-23,8%)	98,79 (-22,8%)	1362,7 (-14,2%)	115,15 (-12,8%)	1137,3 (+ 1,9%)	121,10 (+ 2,6%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1652,0 (-28%)	93,38 (-27%)	1258,9 (-20,7%)	106,33 (-19,4%)	1044,1 (-6,4%)	110,92 (-6%)
Modified EN 1994-1-1	1668,7 (-27,2%)	94,54 (-26,1%)	1326,0 (-16,5%)	112,01 (-15,1%)	1119,3 (+ 0,3%)	119,24 (+ 1,1%)
NBR 8800 M. I	1174,3 (-48,8%)	66,48 (-48,1%)	914,7 (-42,4%)	77,31 (-41,4%)	779,1 (-30,2%)	82,98 (-29,7%)
Modified NBR 8800 M. II	1793,8 (-21,8%)	101,50 (-20,7%)	1362,7 (-14,2%)	115,15 (-12,8%)	1146,5 (+ 2,7%)	122,08 (+ 3,5%)

**b) Anuntasena *et al.* (2019):** As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-2.

**Tabela E-2: Par M-N, valores previstos para modelos de Anuntasena *et al.* (2019)**

Modelo	A1	A5		A7	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Anuntasena <i>et al.</i> (2019)	3824,6	651,0	191,9	122,3	188,49
<i>Buckling Resistance I</i>	3055,9 (-20,1%)	578,8 (-11,1%)	171,11 (-10,8%)	104,1 (-14,9%)	165,65 (-12,1%)
<i>Buckling Resistance II</i>	3055,9 (-20,1%)	521,4 (-19,9%)	154,17 (-19,7%)	93,4 (-23,6%)	148,75 (-21,1%)

**Tabela E - 2: Par M-N, valores previstos para modelos de Anuntasena et al. (2019) (continuação)**

Modelo	A1	A5		A7	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Modified EN 1994-1-1	3084,8 (-19,3%)	497,6 (-23,6%)	148,77 (-22,5%)	92,5 (-24,4%)	147,03 (-22%)
NBR 8800 M. I	3055,9 (-20,1%)	460,5 (-29,3%)	136,07 (-29,1%)	91,1 (-25,5%)	145,00 (-23,1%)
Modified NBR 8800 M. II	3055,9 (-20,1%)	497,6 (-23,6%)	148,77 (-22,5%)	92,5 (-24,4%)	147,03 (-22%)
Modelo	A8	A12		A14	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Anuntasena et al. (2019)	5287,0	813,0	235,42	167,0	216,80
<i>Buckling Resistance I</i>	4235,1 (-19,9%)	711,5 (-12,5%)	206,13 (-12,4%)	139,5 (-16,5%)	181,22 (-16,4%)
<i>Buckling Resistance II</i>	4235,1 (-19,9%)	635,8 (-21,8%)	184,19 (-21,8%)	124,9 (-25,2%)	162,14 (-25,2%)
Modified EN 1994-1-1	4258,7 (-19,4%)	576,2 (-29,1%)	167,05 (-29%)	123,8 (-25,9%)	160,74 (-25,9%)
NBR 8800 M. I	4235,2 (-19,9%)	515,8 (-36,6%)	148,90 (-36,8%)	120,8 (-27,7%)	156,80 (-27,7%)
Modified NBR 8800 M. II	4235,2 (-19,9%)	576,2 (-29,1%)	167,05 (-29%)	123,8 (-25,9%)	160,74 (-25,9%)

**c) Rahman (2016):** As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-3.

**Tabela E-3: Par M-N, valores previstos para modelos de Rahman (2016)**

Modelo	R1		R2		R3	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Rahman (2016)	12260	776	7846	1337	6652	1476
<i>Buckling Resistance I</i>	9848,3 (-19,7%)	619,6 (-20,2%)	6096,3 (-22,4%)	1033,7 (-22,7%)	5111,7 (-23,2%)	1126,9 (-23,7%)
<i>Buckling Resistance II</i>	9513,9 (-22,4%)	598,5 (-22,9%)	5706,5 (-27,3%)	966,2 (-27,8%)	4744,3 (-28,7%)	1046,4 (-29,2%)
Modified EN 1994-1-1	9192,6 (-25,1%)	579,3 (-25,4%)	6096,3 (-22,4%)	1033,7 (-22,7%)	5247,6 (-21,2%)	1159,0 (-21,5%)
NBR 8800 M. I	8209,7 (-33,1%)	517,1 (-33,4%)	4928,7 (-37,2%)	834,6 (-37,6%)	4132,7 (-37,9%)	912,9 (-38,2%)
Modified NBR 8800 M. II	9392,9 (-23,4%)	590,8 (-23,9%)	6187,3 (-21,2%)	1047,7 (-21,7%)	5299,0 (-20,4%)	1169,1 (-20,8%)

## E.2 PILARES PARCIALMENTE REVESTIDOS

a) Hunaiti e Abdel Fattah (1994): As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-4.

Tabela E-4: Par M-N, valores previstos para modelos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994)

Modelo	1B		2B		3B	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Hunaiti e Abdel Fattah (1994)	173,0	17,51	191,0	17,40	205,0	17,29
<i>Buckling Resistance I</i>	167,4 (-3,2%)	17,33 (-1%)	186,1 (-2,6%)	17,24 (-0,9%)	200,0 (-2,4%)	17,14 (-0,9%)
<i>Buckling Resistance II</i>	151,2 (-12,6%)	15,64 (-10,7%)	168,5 (-11,8%)	15,61 (-10,3%)	181,4 (-11,5%)	15,54 (-10,1%)
Modified EN 1994-1-1	159,5 (-7,8%)	16,52 (-5,7%)	178,1 (-6,8%)	16,51 (-5,1%)	192,4 (-6,1%)	16,50 (-4,6%)
NBR 8800 M. I	138,4 (-20%)	14,30 (-18,3%)	150,4 (-21,3%)	13,92 (-20%)	159,3 (-22,3%)	13,66 (-21%)
Modified NBR 8800 M. II	159,5 (-7,8%)	16,52 (-5,7%)	178,1 (-6,8%)	16,51 (-5,1%)	192,4 (-6,1%)	16,50 (-4,6%)
Modelo	1ST		1PL		2ST	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Hunaiti e Abdel Fattah (1994)	193,0	23,65	210,0	23,37	255,0	23,26
<i>Buckling Resistance I</i>	167,7 (-13,1%)	20,80 (-12,1%)	184,2 (-12,3%)	20,81 (-11%)	222,2 (-12,9%)	20,40 (-12,3%)
<i>Buckling Resistance II</i>	150,5 (-22%)	18,69 (-21%)	165,8 (-21%)	18,72 (-19,9%)	201,0 (-21,2%)	18,44 (-20,7%)
Modified EN 1994-1-1	154,7 (-19,8%)	19,22 (-18,7%)	170,3 (-18,9%)	19,22 (-17,8%)	206,5 (-19%)	18,95 (-18,5%)
NBR 8800 M. I	138,2 (-28,4%)	17,18 (-27,4%)	149,0 (-29%)	16,83 (-28%)	172,5 (-32,4%)	15,81 (-32%)
Modified NBR 8800 M. II	154,7 (-19,8%)	19,22 (-18,7%)	170,3 (-18,9%)	19,22 (-17,8%)	206,5 (-19%)	18,95 (-18,5%)
Modelo	2PL		3ST		3PL	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Hunaiti e Abdel Fattah (1994)	251,0	23,23	378,0	23,40	364,0	23,60



**Tabela E-4: Par M-N, valores previstos para modelos de Hunaiti e Abdel Fattah (1994)  
(continuação)**

Modelo	2PL		3ST		3PL	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
<i>Buckling Resistance I</i>	222,2 (-11,5%)	20,40 (-12,2%)	311,3 (-17,6%)	19,28 (-17,6%)	300,2 (-17,5%)	19,51 (-17,3%)
<i>Buckling Resistance II</i>	201,0 (-19,9%)	18,44 (-20,6%)	287,1 (-24%)	17,79 (-24%)	276,3 (-24,1%)	17,95 (-23,9%)
Modified EN 1994-1-1	206,5 (-17,7%)	18,95 (-18,4%)	292,0 (-22,8%)	18,11 (-22,6%)	285,6 (-21,5%)	18,54 (-21,4%)
NBR 8800 M. I	172,5 (-31,3%)	15,81 (-31,9%)	227,4 (-39,8%)	14,09 (-39,8%)	220,3 (-39,5%)	14,32 (-39,3%)
Modified NBR 8800 M. II	206,5 (-17,7%)	18,95 (-18,4%)	305,4 (-19,2%)	18,91 (-19,2%)	291,1 (-20%)	18,92 (-19,8%)

**b) Pricket e Driver (2006):** As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-5.

**Tabela E-5: Par M-N, valores previstos para modelos de Prickett e Driver (2006)**

Modelo	H8		H9		H10		H11	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Prickett e Driver (2006)	10920	285,00	7260,0	771,00	9740,0	273,00	6370,0	506,00
<i>Buckling Resistance I</i>	9302,3 (-14,8%)	240,89 (-15,5%)	6207,1 (-14,5%)	664,52 (-13,8%)	8841,2 (-9,2%)	245,67 (-10%)	6167,9 (-3,2%)	480,54 (-5%)
<i>Buckling Resistance II</i>	9179,6 (-15,9%)	237,68 (-16,6%)	5880,1 (-19%)	629,76 (-18,3%)	8661,7 (-11,1%)	240,65 (-11,8%)	5773,7 (-9,4%)	449,67 (-11,1%)
Modified EN 1994-1-1	9152,5 (-16,2%)	236,97 (-16,9%)	6113,0 (-15,8%)	655,07 (-15%)	8707,7 (-10,6%)	241,78 (-11,4%)	6095,1 (-4,3%)	474,95 (-6,1%)
NBR 8800 M. I	7605,4 (-30,4%)	196,69 (-31%)	4033,2 (-44,4%)	430,26 (-44,2%)	6820,5 (-30%)	189,30 (-30,7%)	4121,8 (-35,3%)	320,54 (-36,7%)
Modified NBR 8800 M. II	9232,1 (-15,5%)	239,03 (-16,1%)	6128,9 (-15,6%)	657,00 (-14,8%)	8759,1 (-10,1%)	243,41 (-10,8%)	6095,1 (-4,3%)	474,95 (-6,1%)

**c) Pereira (2017):** As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-6.

Tabela E-6: Par M-N, valores previstos para modelos de Pereira (2017)

Modelo	E-04 (E)		E-04 (N)		E-06 (E)		E-06 (N)	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Pereira (2017)	913,0	42,29	923,0	41,41	823,0	35,80	840,0	34,12
<i>Buckling Resistance I</i>	682,0 (-25,3%)	29,02 (-31,4%)	711,8 (-22,9%)	29,87 (-27,9%)	680,1 (-17,4%)	29,83 (-16,7%)	705,3 (-16%)	29,02 (-14,9%)
<i>Buckling Resistance II</i>	638,1 (-30,1%)	27,22 (-35,6%)	667,4 (-27,7%)	27,92 (-32,6%)	636,4 (-22,7%)	27,92 (-22%)	663,8 (-21%)	27,21 (-20,3%)
Modified EN 1994-1-1	619,9 (-32,1%)	26,11 (-38,3%)	639,5 (-30,7%)	27,14 (-34,5%)	617,6 (-25%)	27,09 (-24,3%)	637,0 (-24,2%)	26,12 (-23,4%)
NBR 8800 M. I	552,7 (-39,5%)	23,45 (-44,5%)	574,5 (-37,8%)	24,22 (-41,5%)	551,6 (-33%)	24,14 (-32,6%)	573,3 (-31,8%)	23,45 (-31,3%)
Modified NBR 8800 M. II	656,5 (-28,1%)	27,72 (-34,5%)	680,1 (-26,3%)	28,74 (-30,6%)	654,4 (-20,5%)	28,72 (-19,8%)	676,7 (-19,4%)	27,74 (-18,7%)
Modelo	C-04 (E)		C-04 (N)		C-06 (E)		C-06 (N)	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Pereira (2017)	1361	41,37	1352	40,19	1336,0	40,40	1287,0	37,48
<i>Buckling Resistance I</i>	1221,4 (-10,3%)	37,07 (-10,4%)	1234,5 (-8,7%)	36,98 (-8%)	1126,2 (-15,7%)	34,17 (-15,4%)	1139,8 (-11,4%)	33,34 (-11%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1177,5 (-13,5%)	35,73 (-13,6%)	1188,6 (-12,1%)	35,08 (-12,7%)	1085,0 (-18,8%)	32,91 (-18,5%)	1100,1 (-14,5%)	32,10 (-14,4%)
Modified EN 1994-1-1	1186,2 (-12,8%)	36,03 (-12,9%)	1197,3 (-11,4%)	35,33 (-12,1%)	1097,3 (-17,9%)	33,27 (-17,6%)	1111,4 (-13,6%)	32,45 (-13,4%)
NBR 8800 M. I	1049,9 (-22,9%)	31,87 (-23%)	1061,7 (-21,5%)	31,28 (-22,2%)	968,5 (-27,5%)	29,31 (-27,5%)	982,6 (-23,7%)	28,71 (-23,4%)
Modified NBR 8800 M. II	1177,5 (-13,5%)	35,73 (-13,6%)	1188,6 (-12,1%)	35,08 (-12,7%)	1090,0 (-18,4%)	33,06 (-18,2%)	1103,8 (-14,2%)	32,24 (-14%)

**Tabela E-06: Par M-N, valores previstos para modelos de Pereira (2017) (continuação)**

Modelo	C-07 (E)		C-07 (N)		C-09 (E)		C-09 (N)	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Pereira (2017)	1189,0	37,20	1192,0	35,18	1178,0	35,72	1137,0	32,68
<i>Buckling Resistance I</i>	989,9 (-16,7%)	31,51 (-15,3%)	1023,7 (-14,1%)	30,66 (-12,8%)	942,0 (-20%)	28,34 (-20,7%)	971,3 (-14,6%)	27,64 (-15,4%)
<i>Buckling Resistance II</i>	930,4 (-21,7%)	29,62 (-20,4%)	964,5 (-19,1%)	28,90 (-17,9%)	886,5 (-24,7%)	26,66 (-25,4%)	914,3 (-19,6%)	26,06 (-20,3%)
Modified EN 1994-1-1	950,1 (-20,1%)	30,24 (-18,7%)	976,7 (-18,1%)	29,26 (-16,8%)	899,0 (-23,7%)	27,07 (-24,2%)	921,8 (-18,9%)	26,26 (-19,6%)
NBR 8800 M. I	808,8 (-32%)	25,77 (-30,7%)	837,4 (-29,7%)	25,03 (-28,9%)	760,2 (-35,5%)	22,83 (-36,1%)	782,4 (-31,2%)	22,29 (-31,8%)
Modified NBR 8800 M. II	943,4 (-20,7%)	30,04 (-19,2%)	970,4 (-18,6%)	29,06 (-17,4%)	894,6 (-24,1%)	26,90 (-24,7%)	917,1 (-19,3%)	26,13 (-20%)

### E.3 PILARES PREENCHIDOS DE SEÇÃO RETANGULAR

a) Liu (2006): As estimativas dos modelos são apresentadas na Tabela E-7.

**Tabela E-7: Par M-N, valores previstos para modelos de Liu (2006)**

Modelo	S1		S2		S3		S4	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Liu (2006)	1294	19,41	1125	28,12	949	28,47	810	36,45
<i>Buckling Resistance I</i>	1132,9 (-12,4%)	16,98 (-12,5%)	966,92 (-14,1%)	24,24 (-13,8%)	892,0 (-6%)	26,65 (-6,4%)	717,8 (-11,4%)	32,25 (-11,5%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1091,71 (-15,6%)	16,63 (-14,3%)	914,33 (-18,7%)	23,16 (-17,6%)	839,15 (-11,6%)	25,46 (-10,6%)	672,26 (-17%)	30,63 (-16%)
Modified EN 1994-1-1	1214,95 (-6,1%)	18,36 (-5,4%)	1041,66 (-7,4%)	26,13 (-7,1%)	972,25 (+2,4%)	29,29 (+2,9%)	809,16 (-0,1%)	36,48 (+0,1%)
NBR 8800 M. I	1004,77 (-22,4%)	15,18 (-21,8%)	825,18 (-26,7%)	20,69 (-26,4%)	756,2 (-20,3%)	22,78 (-20%)	606,75 (-25,1%)	27,35 (-25%)
Modified NBR 8800 M. II	1127,1 (-12,9%)	17,03 (-12,3%)	966,92 (-14,1%)	24,24 (-13,8%)	900,42 (-5,1%)	27,12 (-4,7%)	749,94 (-7,4%)	33,81 (-7,2%)

**Tabela E-7: Par M-N, valores previstos para modelos de Liu (2006) (continuação)**

Modelo	S1		S2		S3		S4	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
NBR 16239	1127,2 (-12,9%)	17,17 (-11,6%)	967,0 (-14,1%)	24,52 (-12,9%)	901,4 (-5,1%)	27,37 (-3,9%)	750,3 (-7,4%)	34,20 (-6,2%)
Modelo	S5		S6		S7		S8	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Liu (2006)	1422,0	21,33	1190,0	35,70	964,0	43,38	763,0	45,78
<i>Buckling Resistance I</i>	1220,6 (-14,2%)	18,47 (-13,4%)	999,4 (-16%)	30,19 (-15,4%)	825,7 (-14,3%)	37,26 (-14,1%)	694,9 (-8,9%)	42,00 (-8,3%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1196,8 (-15,8%)	18,09 (-15,2%)	956,0 (-19,7%)	28,91 (-19%)	778,7 (-19,2%)	35,07 (-19,2%)	649,4 (-14,9%)	39,24 (-14,3%)
Modified EN 1994-1-1	1324,5 (-6,9%)	20,06 (-6%)	1088,4 (-8,5%)	32,82 (-8,1%)	927,36 (-3,8%)	41,71 (-3,8%)	800,0 (+4,8%)	48,73 (+6,4%)
NBR 8800 M. I	1105,8 (-22,2%)	16,71 (-21,7%)	856,2 (-28,1%)	25,83 (-27,6%)	700,3 (-27,4%)	31,56 (-27,2%)	588,4 (-22,9%)	35,53 (-22,4%)
Modified NBR 8800 M. II	1220,6 (-14,2%)	18,47 (-13,4%)	1004,1 (-15,6%)	30,30 (-15,1%)	852,9 (-11,5%)	38,51 (-11,2%)	737,4 (-3,4%)	44,61 (-2,6%)
NBR 16239	1235,4 (-13,2%)	18,53 (-13,2%)	1010,6 (-15,1%)	30,34 (-15,1%)	855,6 (-11,3%)	38,57 (-11,1%)	741,4 (-2,9%)	44,58 (-2,7%)

**b) Du et al. (2017):** As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-8.

**Tabela E-8: Par M-N, valores previstos para modelos de Du et al. (2017)**

Modelo	D1	D2		D3		D4	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Du et al. (2017)	2947	1672,5	87,70	807,1	129,70	108,5	132,20
<i>Buckling Resistance I</i>	2855,4 (-3,1%)	1531,8 (-8,4%)	80,69 (-8%)	724,23 (-10,3%)	117,08 (-9,7%)	104,7 (-3,5%)	128,60 (-2,7%)
<i>Buckling Resistance II</i>	2855,4 (-3,1%)	1451,0 (-13,2%)	76,05 (-13,3%)	671,1 (-16,8%)	107,6 (-17%)	93,1 (-14,1%)	115,48 (-12,6%)

**Tabela E-8 : Par M-N, valores previstos para modelos de Du *et al.* (2017) (continuação)**

Modelo	D1	D2		D3		D4	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Modified EN 1994-1-1	3136 (+6,4%)	1588,31 (-5%)	83,73 (-4,5%)	739,68 (-8,4%)	119,93 (-7,5%)	94,02 (-13,3%)	119,93 (-9,3%)
NBR 8800 M. I	2969,1 (+0,8%)	1365,3 (-18,4%)	71,98 (-17,9%)	645,0 (-20,1%)	104,5 (-19,4%)	91,9 (-15,3%)	116,93 (-11,6%)
Modified NBR 8800 M. II	2969,18 (+0,8%)	1505,33 (-10%)	79,35 (-9,5%)	733,11 (-9,2%)	118,85 (-8,4%)	93,36 (-14%)	118,85 (-10,1%)
NBR 16239	3098,3 (+5,1%)	1531,8 (-8,4%)	80,69 (-8%)	733,11 (-9,2%)	118,85 (-8,4%)	93,36 (-14%)	118,85 (-10,1%)
Modelo	D5	D6		D7		D8	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Du <i>et al.</i> (2017)	1926,0	1049,3	54,20	479,7	76,40	59,40	72,50
<i>Buckling Resistance I</i>	1914,7 (-0,6%)	1019,4 (-2,8%)	52,69 (-2,8%)	463,7 (-3,3%)	73,53 (-3,8%)	59,26 (-0,2%)	71,35 (-1,6%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1914,7 (-0,6%)	959,3 (-8,6%)	49,61 (-8,5%)	420,3 (-12,4%)	66,63 (-12,8%)	53,21 (-10,4%)	64,08 (-11,6%)
Modified EN 1994-1-1	2134,3 (+ 10,8%)	1143,4 (+ 9%)	59,06 (+ 9%)	412,0 (-14,1%)	65,29 (-14,5%)	53,98 (-9,1%)	64,99 (-10,4%)
NBR 8800 M. I	1971,7 (+ 2,4%)	819,1 (-21,9%)	42,27 (-22%)	367,4 (-23,4%)	58,29 (-23,7%)	52,63 (-11,4%)	63,40 (-12,6%)
Modified NBR 8800 M. II	1971,7 (+ 2,4%)	1054,6 (+ 0,5%)	54,22 (+ 0%)	405,0 (-15,6%)	64,25 (-15,9%)	53,38 (-10,1%)	64,25 (-11,4%)
NBR 16239	2057,9 (+6,9%)	1070,5 (+2,1%)	55,25 (+2%)	403,8 (-15,9%)	64,04 (-16,2%)	54,4 (-8,5%)	64,05 (-11,7%)

**c) Melo (2018):** As estimativas dos modelos são apresentadas na Tabela E-9.

**Tabela E-9: Par M-N, valores previstos para modelos de Melo (2018)**

Modelo	M13		M14		M15	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Melo (2018)	1091,1	27,80	980,6	36,30	879,0	43,40
<i>Buckling Resistance I</i>	989,9 (-9,3%)	24,67 (-11,3%)	857,3 (-12,6%)	31,07 (-14,4%)	747,1 (-15%)	36,02 (-17%)
<i>Buckling Resistance II</i>	955,3 (-12,4%)	23,77 (-14,5%)	816,5 (-16,7%)	29,62 (-18,4%)	703,8 (-19,9%)	34,09 (-21,5%)

**Tabela E-9: Par M-N, valores previstos para modelos de Melo (2018) (continuação)**

Modelo	M13		M14		M15	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Modified EN 1994-1-1	1069,3 (-2%)	27,17 (-2,3%)	913,6 (-6,8%)	33,11 (-8,8%)	732,9 (-16,6%)	35,35 (-18,5%)
NBR 8800 M. I	699,5 (-35,9%)	17,43 (-37,3%)	571,6 (-41,7%)	20,71 (-42,9%)	478,3 (-45,6%)	23,10 (-46,8%)
Modified NBR 8800 M. II	979,6 (-10,2%)	24,43 (-12,1%)	865,8 (-11,7%)	31,36 (-13,6%)	689,7 (-21,5%)	33,35 (-23,2%)
NBR 16239	1007,2 (-7,7%)	25,19 (-9,4%)	871,9 (-11,1%)	31,68 (-12,8%)	649,7 (-26,1%)	31,69 (-27%)
Modelo	M25		M26		M27	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Melo (2018)	1283,8	30,50	1182,3	43,10	1072,2	52,80
<i>Buckling Resistance I</i>	1226,9 (-4,4%)	29,26 (-4,1%)	1041,6 (-11,9%)	37,99 (-11,9%)	888,9 (-17,1%)	43,85 (-17%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1184,9 (-7,7%)	28,23 (-7,4%)	986,4 (-16,6%)	36,08 (-16,3%)	834,6 (-22,2%)	41,23 (-21,9%)
Modified EN 1994-1-1	1351,9 (+ 5,3%)	32,26 (+ 5,8%)	1189,7 (+0,6%)	43,50 (+0,9%)	975,8 (-9%)	48,09 (-8,9%)
NBR 8800 M. I	954,2 (-25,7%)	22,78 (-25,3%)	775,6 (-34,4%)	28,33 (-34,3%)	651,2 (-39,3%)	32,07 (-39,3%)
Modified NBR 8800 M. II	1226,9 (-4,4%)	29,26 (-4,1%)	1068,6 (-9,6%)	39,05 (-9,4%)	939,8 (-12,3%)	46,38 (-12,2%)
NBR 16239	1276,5 (-0,6%)	30,33 (-0,6%)	1105,8 (-6,5%)	40,43 (-6,2%)	942,0 (-12,2%)	46,64 (-11,7%)

#### E.4 PILARES PREENCHIDOS DE SEÇÃO CIRCULAR

a) Fujimoto *et al.* (2004): As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-10.

**Tabela E-10: Par M-N, valores previstos para modelos de Fujimoto *et al.* (2004)**

Modelo	F1		F2		F3		F4	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Fujimoto <i>et al.</i> (2004)	359,0	32,00	840,0	128,30	1442,0	109,70	1060,0	150,00
<i>Buckling Resistance I</i>	307,4 (-14,4%)	27,52 (-14%)	812,4 (-3,3%)	124,08 (-3,3%)	1344,4 (-6,8%)	102,09 (-6,9%)	1075,8 (+1,5%)	153,19 (+2,1%)

Tabela E-10: Par M-N, valores previstos para modelos de Fujimoto *et al.* (2004) (continuação)

Modelo	F1		F2		F3		F4	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
<i>Buckling Resistance II</i>	276,7 (-22,9%)	24,75 (-22,7%)	730,5 (-13%)	111,39 (-13,2%)	1267,8 (-12,1%)	96,06 (-12,4%)	954,6 (-9,9%)	136,07 (-9,3%)
Modified EN 1994-1-1	246,1 (-31,4%)	22,06 (-31,1%)	639,7 (-23,8%)	97,76 (-23,8%)	1247,8 (-13,5%)	94,54 (-13,8%)	781,3 (-26,3%)	111,18 (-25,9%)
NBR 8800 M. I	200,3 (-44,2%)	17,94 (-43,9%)	491,8 (-41,5%)	75,14 (-41,4%)	822,3 (-43%)	62,35 (-43,2%)	564,0 (-46,8%)	80,35 (-46,4%)
Modified NBR 8800 M. II	243,1 (-32,3%)	21,79 (-31,9%)	632,5 (-24,7%)	96,54 (-24,8%)	1217,1 (-15,6%)	92,32 (-15,8%)	770,7 (-27,3%)	109,88 (-26,7%)
NBR 16239	223,8 (-37,7%)	19,92 (-37,8%)	544,5 (-35,2%)	83,53 (-34,9%)	1097,6 (-23,9%)	83,44 (-24%)	623,9 (-41,2%)	87,77 (-41,5%)
Modelo	F5		F6		F7		F8	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Fujimoto <i>et al.</i> (2004)	1413,0	156,60	2120,0	130,50	2720,0	194,10	3627,0	160,80
<i>Buckling Resistance I</i>	1386,0 (-1,9%)	154,01 (-1,7%)	2027,6 (-4,4%)	125,75 (-3,6%)	2608,8 (-4,1%)	186,47 (-3,9%)	3434,0 (-5,3%)	151,71 (-5,7%)
<i>Buckling Resistance II</i>	1251,9 (-11,4%)	139,33 (-11%)	1912,8 (-9,8%)	118,95 (-8,9%)	2409,5 (-11,4%)	172,23 (-11,3%)	3269,3 (-9,9%)	144,49 (-10,1%)
Modified EN 1994-1-1	1078,6 (-23,7%)	119,81 (-23,5%)	1844,7 (-13%)	114,70 (-12,1%)	2383,9 (-12,4%)	170,30 (-12,3%)	3203,9 (-11,7%)	141,52 (-12%)
NBR 8800 M. I	701,0 (-50,4%)	77,97 (-50,2%)	1077,0 (-49,2%)	66,88 (-48,8%)	1136,2 (-58,2%)	81,21 (-58,2%)	1615,5 (-55,5%)	71,35 (-55,6%)
Modified NBR 8800 M. II	1063,4 (-24,7%)	118,25 (-24,5%)	1781,0 (-16%)	110,79 (-15,1%)	2282,2 (-16,1%)	163,07 (-16%)	3073,6 (-15,3%)	135,71 (-15,6%)
NBR 16239	788,5 (-44,2%)	87,77 (-44%)	1420,1 (-33,1%)	87,77 (-32,8%)	1297,5 (-52,3%)	92,74 (-52,3%)	2089,9 (-42,4%)	92,74 (-42,4%)

**b) Ellobody e Ghazy (2012):** As estimativas dos modelos de interação são apresentadas na Tabela E-11.

**Tabela E-11: Par M-N, valores previstos para modelos de Ellobody e Ghazy (2012)**

Modelo	C8	C9		C10	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Ellobody e Ghazy (2012)	497,0	379,5	4,59	349,0	8,31
<i>Buckling Resistance I</i>	462,21 (-7%)	348,7 (-8,1%)	4,21 (-8,3%)	270,2 (-22,6%)	6,43 (-22,6%)
<i>Buckling Resistance II</i>	462,21 (-7%)	338,4 (-10,8%)	4,09 (-10,9%)	255,5 (-26,8%)	6,09 (-26,7%)
Modified EN 1994-1-1	471,2 (-5,2%)	351,0 (-7,5%)	4,24 (-7,6%)	280,5 (-19,6%)	6,68 (-19,6%)
NBR 8800 M. I	454,5 (-8,6%)	264,3 (-30,4%)	3,20 (-30,3%)	188,0 (-46,1%)	4,47 (-46,2%)
Modified NBR 8800 M. II	454,5 (-8,6%)	338,4 (-10,8%)	4,09 (-10,9%)	270,2 (-22,6%)	6,43 (-22,6%)
NBR 16239	467,2 (-6%)	344,8 (-9,2%)	4,15 (-9,6%)	274,6 (-21,4%)	6,53 (-21,5%)
Modelo	C11	C12		C13	
	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Ellobody e Ghazy (2012)	399,9	350	5,04	336,7	8,82
<i>Buckling Resistance I</i>	415,2 (+ 3,8%)	310,6 (-11,3%)	4,53 (-10,1%)	245,6 (-27,1%)	6,48 (-26,5%)
<i>Buckling Resistance II</i>	415,2 (+ 3,8%)	300,5 (-14,1%)	4,38 (-13,1%)	232,0 (-31,1%)	6,14 (-30,4%)
Modified EN 1994-1-1	429,7 (+ 7,5%)	310,6 (-11,3%)	4,53 (-10,1%)	254,3 (-24,5%)	6,72 (-23,8%)
NBR 8800 M. I	417,1 (+ 4,3%)	232,5 (-33,6%)	3,38 (-32,9%)	170,1 (-49,5%)	4,49 (-49,1%)
Modified NBR 8800 M. II	417,1 (+ 4,3%)	300,5 (-14,1%)	4,38 (-13,1%)	245,6 (-27,1%)	6,48 (-26,5%)
NBR 16239	457,4 (+14,4%)	324,0 (-7,5%)	4,65 (-7,8%)	257,2 (-23,7%)	6,77 (-23,3%)