



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MAURÍCIO CASTELO BRANCO DE NORONHA CAMPOS

ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES-PAREDE DE CONCRETO  
ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR

RECIFE  
2016

MAURÍCIO CASTELO BRANCO DE NORONHA CAMPOS

ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES-PAREDE DE CONCRETO  
ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Linha de pesquisa: Estruturas de Concreto

Orientador Interno: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro

Orientador Externo: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira

RECIFE

2016

|       |  |               |
|-------|--|---------------|
| C198a | <p>Campos, Maurício Castelo Branco de Noronha.<br/>Análise numérica de pilares-parede de concreto armado com seção retangular /<br/>Maurício Castelo Branco de Noronha Campos. - 2016.<br/>237 folhas, il., <u>gráfs.</u>, <u>tabs.</u></p> <p>Orientador Interno: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.<br/>Orientador Externo: Prof. Dr. <u>Romilde Almeida de Oliveira.</u><br/>Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.<br/>Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2016.<br/>Inclui Referências e Anexos.</p> <p>1. Engenharia civil. 2. Pilar-parede. 3. Análise numérica. 4. Análise não linear. 5. Efeitos localizados de segunda ordem. I. Ribeiro, Paulo Marcelo Vieira. (Orientador Interno). II. Oliveira, <u>Romilde Almeida de.</u> (Orientador Externo). III. Título.</p> |               |
|       |  | UFPE          |
|       | 624 CDD (22. ed.)  | BCTG/2017-424 |



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Tese de Doutorado

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES-PAREDE DE CONCRETO  
ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR**

defendida por

Maurício Castelo Branco de Noronha Campos

Considera o candidato APROVADO

Recife, 30 de dezembro de 2016

Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro – Orientador Interno  
Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – Orientador Externo

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – UNICAP  
(orientador externo)

---

Prof. Dr. José Afonso Pereira Vítório – UPE  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. Paulo de Tarso Cronemberger Mendes – UFPI  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. Paulo de Araújo Régis – UFPE  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE  
(examinador externo)

*À toda a minha Família, em  
especial aos meus filhos  
Matheus e Gabriel  
e a minha esposa  
Marta.*

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira, pela orientação, pela disponibilidade e pela amizade desenvolvida ao longo do período de desenvolvimento deste trabalho.

À Universidade Estadual do Piauí (UESPI), ao Instituto Federal do Piauí (IFPI) e à Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) , pela oportunidade oferecida e por fornecer as condições necessárias para a viabilização deste curso de Doutorado Interinstitucional (DINTER).

Aos professores do DINTER, Prof. Dr. Arnaldo Carneiro, Prof. Dr. Afonso de Oliveira, Prof. Dr. Paulo Marcelo Ribeiro, Prof. Dr. Paulo Régise Prof. Dr. Romilde Almeida, que dedicaram seu tempo indo a Teresina-PI a fim de transmitir seus valiosos conhecimentos aos alunos participantes do programa.

Ao Prof. Dr. Paulo de Tarso Cronemberger Mendes pela disponibilidade de participar das bancas de qualificação e de defesa deste trabalho.

Aos amigos Abimael Melo, Etevaldo Valadão, Fernando Guimarães e, em especial, Carlos Frederico Fernandes, pela excelente convivência durante as aulas das disciplinas cursadas, que tornou bastante agradável essa etapa curso.

Aos funcionários da UFPE, em especial à Andrea Negromonte, por resolver todos os problemas burocráticos com eficiência e boa vontade.

À empresa TQS, em especial ao engenheiro Alio Kimura, por fazer os ajustes necessários para a utilização do programa CAD-TQS na simulação numérica.

## RESUMO

Neste trabalho foi feita uma análise numérica de pilares-parede de concreto armado com seção transversal retangular. Inicialmente foi fornecida uma visão geral sobre o tema, onde são citados os métodos de simulação numérica mais utilizados para analisar estes elementos estruturais. Em seguida, foi feita uma revisão bibliográfica por meio de uma discussão geral sobre o que tem sido feito ao longo dos últimos anos a respeito da determinação dos esforços, do dimensionamento e da simulação numérica de pilares-parede, além de mostrar o desempenho destes elementos em ensaios realizados em laboratório e quando submetidos a terremotos. Foram feitas simulações numéricas de 1.440 casos, cada caso foi simulado com o modelo de barra única, com o modelo de barras isoladas e com o modelo de malha. Foram analisados os efeitos de segunda ordem no momento vertical na extremidade do pilar-parede (efeitos localizados de segunda ordem) e também os valores dos momentos horizontais ao longo do comprimento da seção transversal no modelo com malha. Após as simulações numéricas foram feitas análises dos efeitos de segunda ordem (locais e localizados) no momento fletor ao longo da altura dos pilares-parede e dos momentos fletores na direção do comprimento da seção, observando as influências das principais variáveis que determinam o comportamento dos pilares-parede: a relação entre as dimensões da seção transversal, a esbeltez e os esforços solicitantes (esforço normal e momento fletor em torno do eixo de maior inércia).

Palavras-chave: Pilar-Parede. Análise Numérica. Análise não Linear. Efeitos Localizados de Segunda Ordem.

## **ABSTRACT**

This work deals with a numerical analysis of reinforced concrete columns in which the lengths are significantly larger than their widths with rectangular cross section. Initially an overview was accomplished on the subject, where the numerical simulation methods used to analyze these structural elements are mentioned. Then, a bibliographical review was accomplished through a general discussion in which has been done over the last years regarding the determination of the forces, the dimensioning and the numerical simulation of columns in which the lengths are significantly larger than their widths, besides showing the performance of these elements in laboratory tests and when subjected to earthquakes. Numerical simulations of 1.440 cases were performed, each case simulated with the single bar model, the isolated bar model and the mesh model. Second order effects on the vertical moment at the boundary of the columns in which the lengths are significantly larger than their widths (localized second-order effects) and also the values of the horizontal moments along the cross-sectional length in the mesh model were analyzed. Influences of the main variables influencing the behavior of the columns in which the lengths are significantly larger than their widths were observed: the relationship between the cross-sectional dimensions, the slenderness and the stresses (normal stress and bending moment around the axis of greatest inertia).

**Keywords:** Shear walls. Numerical Analysis. Non-Linear Analysis. Localized Second-Order Effects.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

|      |  |    |
|------|--|----|
| 1.1  | Pilares-parede (França e Kimura, 2006)   | 19 |
| 1.2  | Forma de um pavimento do edifício e-Tower (Adaptado de França e Kimura, 2006)  | 20 |
| 1.3  | Paredes de contraventamento (Wight e MacGregor, 2009)  | 21 |
| 1.4  | Pilares paredes simples e compostos (Adaptado de França e Kimura, 2006)  | 21 |
| 1.5  | Deformação da seção transversal (França e Kimura, 2006)  | 23 |
| 1.6  | Efeitos localizados de 2ª ordem (NBR6118:2014)   | 24 |
| 1.7  | Flambagem local de perfil metálico (Wight e MacGregor)   | 24 |
| 1.8  | Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no mundo( <a href="http://www.maparelieve.com">http://www.maparelieve.com</a> )                                | 26 |
| 1.9  | Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil (NBR15421, 2006)  | 28 |
| 1.10 | Pilar parede com seção transversal enrijecida (adaptado de Wight e MacGregor)  | 29 |
| 1.11 | Rupturas típicas de pilares-parede ocorridas nos terremotos do Chile e da Nova Zelândia (adaptado de Wallace e Moehle)                                     | 30 |
| 1.12 | Rupturas típicas de pilares-parede ocorridas nos terremotos do Chile e da Nova Zelândia (adaptado de Wallace e Moehle)                                     | 30 |
| 1.13 | Planta de forma do pavimento-tipo do Edifício Chamonix (sem núcleo rígido)   | 34 |
| 1.14 | Planta de forma do pavimento-tipo do Edifício Jardim Positano (sem núcleo rígido)  | 35 |
| 2.1  | Comprimento equivalente $l_e$ (NBR6118:2014)   | 42 |
| 2.2  | Avaliação aproximada do efeito de 2ª ordem localizado (NBR6118:2014)   | 43 |
| 2.3  | Esforços atuantes numa parede (ACI 318:2014)   | 45 |
| 2.4  | Classificação do território americano em função das categorias sísmicas de projeto ( <a href="http://www.maparelieve.com">http://www.maparelieve.com</a> ) | 48 |
| 2.5  | Elementos especiais de extremidade em paredes com $h_w/l_w \geq 2$   | 51 |

|   |    |
|---|----|
| (ACI 318:2014)  |    |
| 2.6 Elementos especiais de extremidade em paredes com $h_w/l_w \leq 2$  | 51 |
| (ACI 318:2014)  |    |
| 2.7 Características geométricas e esforços solicitantes do primeiro exemplo (Kimura,2012)                             | 52 |
| 2.8 Detalhamento da seção transversal sem efeito localizado de 2ª ordem (Kimura, 2012)                                | 52 |
| 2.9 Detalhamento da seção transversal com efeito localizado de 2ª ordem (Kimura, 2012)                                | 53 |
| 2.10 Modelagem com malha (França e Kimura, 2006)  | 53 |
| 2.11 Força normal e momento nas barras verticais (França e Kimura, 2006)  | 54 |
| 2.12 Momento nas barras transversais (França e Kimura, 2006)  | 54 |
| 2.13 Deslocamentos nos pilares-paredes(França e Kimura, 2006)   | 55 |
| 2.14 Lâmina típica de pilar-parede com duas camadas de armadura (Araújo 2006)   | 56 |
| 2.15 Esbeltez crítica de flambagem de placa (Araújo, 2006)  | 58 |
| 2.16 Comparação entre o fator de redução e os resultados experimentais (Araújo 2006)                                  | 59 |
| 2.17 Pilar biapoiado (Araújo 2007)  | 60 |
| 2.18 Pilar-parede submetido a flexão composta normal (adaptado de Araújo 2007)  | 61 |
| 2.19 Pilar-parede sob flexão oblíqua (Araújo 2007)  | 62 |
| 2.20 Parede com seção transversal retangular submetida à flexão composta normal (adaptada de Wight e MacGregor, 2009) | 66 |
| 2.21 Seções transversais com enrijecedores e com mesa (adaptada de Wight e MacGregor, 2009)                           | 67 |
| 2.22 Modelo de dimensionamento de seção com enrijecedor (Wight e MacGregor, 2009)                                     | 67 |
| 2.23 Comportamento pós-flambagem de placas de concreto armado (adaptada de Wight e MacGregor, 2009)                   | 69 |
| 2.24 Discretização da parede de contraventamento (Arnott, 2005)   | 70 |
| 2.25 Modelos de casca para uma parede com aberturas (Arnott,  | 72 |

|       |  |
|-------|--|
| 2005) |  |
| 2.26  | Modelagem opcional para uma parede com aberturas (Arnott, 2005) 74   |
| 2.27  | Detalhe da ligação no modelo de viga (Arnott, 2005) 74   |
| 2.28  | Diagrama carregamento/deslocamento e parede rompida no final do ensaio (adaptada de Wallace e Moehle, 2012) 78   |
| 2.29  | Protótipo de um edifício de 4 pavimentos no Laboratório E-Defense ( <a href="http://peer.berkeley.edu/events/2013/nees-edefense">http://peer.berkeley.edu/events/2013/nees-edefense</a> ) 78 |
| 2.30  | Detalhamento da armadura e forma de ruptura de uma parede do protótipo ensaiado no E-Defense (Wallace e Moehle, 2012) 79   |
| 2.31  | Vista global da instabilidade lateral nas extremidades de pilares-parede previamente tracionados (Parra e Moehle, 2014) 81   |
| 2.32  | Detalhe da flambagem lateral na extremidade de um pilar-parede previamente tracionado (Parra e Moehle, 2014) 83  |
| 2.33  | Flambagem de seções prismáticas (Parra e Moehle, 2014) 85  |
| 2.34  | Vista geral e parede rompida do Edifício Alto Huerto (Parra e Moehle, 2014) 86   |
| 2.35  | Modelo MVLEM (Sritharan et al., 2008) 91   |
| 2.36  | Detalhes das armadura na seção transversal dos pilares-parede (Sritharan et al, 2008) 96   |
| 2.37  | Detalhes das armadura ao longo da altura dos pilares-parede (Sritharan et al, 2008) 96   |
| 2.38  | Esquema do ensaios realizados nos pilares-parede com seções transversais retangulares (Sritharan et al, 2008) 97   |
| 2.39  | Protocolos de deslocamentos usados nos ensaios de pilares-parede com seções transversais retangulares (Sritharan et al, 2008) 98   |
| 2.40  | Esquema do modelo não-linear para o pilar-parede (Sritharan et al, 2008) 100   |
| 2.41  | Comportamento do concreto no modelo proposto por Chang e Mander (Sritharan et al, 2008) 100  |
| 3.1   | Imperfeições geométricas locais (NBR6118:2014) 111   |
| 3.2   | Envoltória mínima de 1ª ordem (NBR6118:2014) 113   |

|      |   |     |
|------|---|-----|
| 3.3  | Pilar-padrão  | 114 |
| 3.4  | Relação momento-curvatura (NBR6118:2014)                                | 119 |
| 4.1  | Graus de liberdade das barras   | 124 |
| 4.2  | Diagrama $M, N, 1/r$ - 4 barras de 10 mm                                | 125 |
| 4.3  | Diagrama $M, N, 1/r$ - 6 barras de 25 mm                                | 126 |
| 4.4  | Rigidez Secante x Taxa de Armadura                                      | 127 |
| 4.5  | Comparação entre os diagrama $M, N, 1/r$                                | 128 |
| 4.6  | Diagramas de esforço normal   | 129 |
| 4.7  | Diagramas tensão-deformação do concreto                                 | 130 |
| 4.8  | Seção transversal dos pilares   | 131 |
| 4.9  | Modelo tridimensional do caso <i>PFN 24-2</i>                           | 133 |
| 4.10 | Ruína do pilar <i>PFN 24-2</i>  | 134 |
| 4.11 | Deslocamentos na direção $x$ - Modelo 3D                                | 135 |
| 4.12 | Deslocamento no Modelo de Barra. (a) 1ª ordem, (b) 2ª ordem e (c) total | 135 |
| 4.13 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 15-2</i>                    | 136 |
| 4.14 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 24-2</i>                    | 137 |
| 4.15 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 30-2</i>                    | 138 |
| 4.16 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 40-2</i>                    | 138 |
| 4.17 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 50-2</i>                    | 139 |
| 4.18 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 60-2</i>                    | 140 |
| 4.19 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 15-2,5</i>                  | 140 |
| 4.20 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 24-2,5</i>                  | 141 |
| 4.21 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 30-2,5</i>                  | 142 |
| 4.22 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 40-2,5</i>                  | 142 |
| 4.23 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 50-2,5</i>                  | 143 |
| 4.24 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 60-2,5</i>                  | 144 |
| 4.25 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 6-3</i>                     | 144 |
| 4.26 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 12-3</i>                    | 145 |
| 4.27 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 15-3</i>                    | 146 |
| 4.28 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 18-3</i>                    | 146 |
| 4.29 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 24-3</i>                    | 147 |
| 4.30 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 30-3</i>                    | 148 |

|      |   |     |
|------|---|-----|
| 4.31 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 40-3</i>  | 148 |
| 4.32 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 50-3</i>  | 149 |
| 4.33 | Diagrama Carga-Deslocamento máximo - <i>PFN 60-3</i>  | 150 |
| 5.1  | Deslocamento (mm) - Caso <i>PP21</i> ( $\lambda=90$ ; $\mu_{bd}=0,029$ ) - (a) Barras independentes; (b) Malha                    | 159 |
| 5.2  | Deslocamento (mm) - Caso <i>PP19</i> ( $\lambda=80$ ; $\mu_{bd}=0,020$ ) - (a) Barras independentes; (b) Malha                    | 160 |
| 5.3  | Deslocamento (mm) - Caso <i>PP21</i> ( $\lambda=90$ ; $\mu_{bd}=0,029$ ) - Modelo 3D  | 161 |
| 5.4  | Deslocamento (mm) - Caso <i>PP19</i> ( $\lambda=80$ ; $\mu_{bd}=0,020$ ) - Modelo 3D  | 161 |
| 5.5  | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP1</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,1$ )  | 163 |
| 5.6  | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP1</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,1$ )  | 165 |
| 5.7  | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP2</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,3$ )  | 166 |
| 5.8  | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP2</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,3$ )  | 167 |
| 5.9  | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP3</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,5$ )  | 168 |
| 5.10 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP3</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,5$ )  | 170 |
| 5.11 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP4</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,7$ )  | 171 |
| 5.12 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP4</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,7$ )  | 172 |
| 5.13 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP5</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,9$ )  | 173 |
| 5.14 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP5</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=0,9$ )  | 174 |
| 5.15 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ e $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP6</i> ( $b/h=5$ ; $v_d=1,1$ )    | 175 |
| 5.16 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP7</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,1$ )  | 176 |
| 5.17 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP7</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,1$ )                                      | 177 |
| 5.18 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP8</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,3$ )  | 178 |
| 5.19 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP8</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,3$ )                                      | 179 |
| 5.20 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP9</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,5$ )  | 180 |
| 5.21 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP9</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,5$ )                                      | 181 |
| 5.22 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP10</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,7$ )   | 182 |
| 5.23 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP10</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,7$ )                                     | 183 |
| 5.24 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ e $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP11</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,9$ ) | 184 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 5.25 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP13</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,1$ )   | 185 |
| 5.26 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP13</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,1$ )                                     | 186 |
| 5.27 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP14</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,3$ )   | 187 |
| 5.28 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP14</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,3$ )                                     | 188 |
| 5.29 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP15</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,5$ )   | 189 |
| 5.30 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP15</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,5$ )                                     | 190 |
| 5.31 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP16</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,7$ )   | 191 |
| 5.32 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP16</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,7$ )                                     | 192 |
| 5.33 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP17</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,9$ )   | 193 |
| 5.34 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP17</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=0,9$ )                                     | 194 |
| 5.35 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ e $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP18</i> ( $b/h=10$ ; $v_d=1,1$ ) | 194 |
| 5.36 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP19</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,1$ )   | 196 |
| 5.37 | Diagramas $M_d / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP19</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,1$ )                                   | 197 |
| 5.38 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP20</i> ( $b/h=7,5$ ; $v_d=0,3$ )  | 198 |
| 5.39 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP20</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,3$ )                                     | 199 |
| 5.40 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP21</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,5$ )   | 200 |
| 5.41 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP21</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,5$ )                                     | 201 |
| 5.42 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP22</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,7$ )   | 202 |
| 5.43 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP22</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,7$ )                                     | 203 |
| 5.44 | Diagramas $M_d \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP23</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,9$ )   | 204 |
| 5.45 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso <i>PP23</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=0,9$ )                                     | 204 |
| 5.46 | Diagramas $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ e $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para o caso                                      | 205 |
| 5.47 | <i>PP24</i> ( $b/h=15$ ; $v_d=1,1$ )   | 206 |
| 5.48 | Diagramas $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para os casos onde $v_d=0,1$   | 207 |
| 5.49 | Diagramas $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para os casos onde $v_d=0,3$   | 208 |
| 5.50 | Diagramas $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para os casos onde $v_d=0,5$   | 209 |
| 5.51 | Diagramas $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para os casos onde $v_d=0,7$   | 209 |
| 5.52 | Diagramas $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$ para os casos onde $v_d=0,9$   | 212 |

Caso *PP19* ( $\lambda=80$ ;  $\mu_{bd}=0,020$ ) - Modelo de malha

(a) Deslocamento (mm); (b) Momento Fletor na horizontal (kN.m)

5.53 Caso *PP21* ( $\lambda=90$ ;  $\mu_{bd}=0,029$ ) - Modelo de malha

212

(a) Deslocamento (mm); (b) Momento Fletor na horizontal  
(kN.m)

## LISTA DE TABELAS

|     |  |     |
|-----|--|-----|
| 1.1 | Características dos edifícios  | 33  |
| 1.2 | Características dos pilares  | 36  |
| 2.1 | Espessura mínima de parede (ACI 318:2014)  | 45  |
| 2.2 | Momentos máximos em torno do eixo de menor inércia<br>(adaptada de Araújo 2007)                          | 62  |
| 2.3 | Momentos máximos em torno do eixo de menor inércia   | 62  |
| 2.4 | Momentos máximos em torno do eixo de menor inércia,<br>incluindo a não-linearidade física (Araújo, 2007) | 63  |
| 2.5 | Deslocamento lateral no topo da parede (Arnott, 2005)  | 71  |
| 2.6 | Comparação dos resultados dos modelos de casca para a<br>parede com aberturas (Arnott, 2005)             | 73  |
| 2.7 | Comparação dos resultados dos modelos opcionais para a<br>parede com aberturas (Arnott, 2005)            | 75  |
| 2.8 | Dimensões das seções e esforço normal adimensional   | 102 |
| 4.1 | Características dos pilares ensaiados (Melo, 2009)   | 132 |
| 4.2 | Características dos modelos <i>PP1 a PP6</i> ( $b/h=5,07$ )  | 154 |
| 4.3 | Características dos modelos <i>PP7 a PP12</i> ( $b/h=7,5$ )  | 155 |
| 4.4 | Características dos modelos <i>PP13 a PP18</i> ( $b/h=10$ )  | 156 |
| 4.5 | Características dos modelos <i>PP19 a PP24</i> ( $b/h=15$ )  | 157 |
| 5.1 | Resumo dos valores de $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  | 210 |
| 5.2 | Resumo dos valores de $M_{d,BARRA}/M_{d,PILAR}$  | 210 |

## LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

|       |  |
|-------|--|
| ABNT  | Associação Brasileira de Normas Técnicas                 |
| ACI   | American Concrete Institute                              |
| CEB   | Comité Euro-Internacional du Béton                       |
| FIP   | Fédération Internationale de la Pré contrainte           |
| RC    | Reinforced concrete                                      |
| AIJ   | Architectural Institute of Japan                         |
| EUA   | Estados Unidos da América                                |
| MC10  | Model Code 2010  |
| NCh   | Norma Chilena  |
| UMN   | University of Minnesota                                  |
| ISU   | Iowa State University                                    |
| NSF   | National Science Foundation                              |
| MAST  | Multi-axial Subassemblage Testing                        |
| NEES  | Network for Earthquake Engineering Simulation            |
| MVLEM | Multiple-Vertical-Line-Element- Models                   |
| ENECE | Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural |

## SUMÁRIO

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO.....</b>  | <b>19</b>  |
| 1.1      | VISÃO GERAL SOBRE PILARES-PAREDE.....   | 19         |
| 1.2      | MÉTODOS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PILARES-PAREDE.....                              | 31         |
| 1.3      | JUSTIFICATIVA.....  | 32         |
| 1.4      | OBJETIVOS.....  | 37         |
| 1.5      | METODOLOGIA.....  | 37         |
| 1.6      | ESTRUTURA DO TRABALHO.....  | 38         |
| <b>2</b> | <b>BIBLIOGRÁFICA.....</b>   | <b>40</b>  |
| 2.1      | INTRODUÇÃO.....   | 40         |
| 2.2      | NBR6118:2014 – PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO.....              | 41         |
| 2.3      | AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 318-2014.....   | 44         |
| 2.4      | FRANÇA E KIMURA (2006).....   | 51         |
| 2.5      | JOSÉ MILTON DE ARAÚJO (2006).....   | 56         |
| 2.6      | JOSÉ MILTON DE ARAÚJO (2007).....   | 60         |
| 2.7      | WIGHT E MACGREGOR (2009).....   | 64         |
| 2.8      | KENNETH ARNOTT (2005).....  | 69         |
| 2.9      | WALLACE E MOEHLE (2012).....  | 75         |
| 2.1      | PARRA E MOEHLE (2014).....  | 80         |
| 2.1      | SRITHARAN ET AL. (2008).....  | 88         |
| <b>3</b> | <b>CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE SEGUNDO A NBR6118:2014.....</b> | <b>105</b> |
| 3.1      | INTRODUÇÃO.....   | 105        |
| 3.2      | ESBELTEZ DOS PILARES E PILARES-PAREDE.....  | 105        |
| 3.3      | IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....   | 110        |
| 3.4      | MOMENTO MÍNIMO.....   | 112        |
| 3.5      | EFEITOS LOCAIS DE 2ª ORDEM.....   | 114        |
| 3.6      | CONSIDERAÇÃO DA FLUÊNCIA.....   | 121        |
| <b>4</b> | <b>SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....</b>  | <b>123</b> |
| 4.1      | INTRODUÇÃO.....   | 123        |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 4.2      | MODELOS COM ELEMENTOS DE BARRA.....                      | 123        |
| 4.3      | MODELOS TRIDIMENSIONAIS.....                             | 130        |
| 4.4      | VALIDAÇÃO DOS MODELOS COMPUTACIONAIS.....                | 131        |
| 4.5      | DEFINIÇÃO DOS CASOS ANALISADOS.....                      | 151        |
| <b>5</b> | <b>ANÁLISES DOS RESULTADOS.....</b>                      | <b>159</b> |
| 5.1      | INTRODUÇÃO.....  | 159        |
| 5.2      | MOMENTO FLETOR NA DIREÇÃO VERTICAL.....                  | 162        |
| 5.3      | MOMENTO FLETOR NA DIREÇÃO HORIZONTAL.....                | 211        |
| <b>6</b> | <b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS....</b> | <b>213</b> |
| 6.1      | CONCLUSÕES.....  | 213        |
| 6.2      | SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....                    | 215        |
|          | <b>REFERÊNCIAS.....</b>                                  | <b>216</b> |
|          | <b>ANEXOS.....</b>                                       | <b>218</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

Os pilares-paredes são elementos estruturais nos quais as seções transversais normalmente são retangulares ou compostas por retângulos onde uma das dimensões é bem maior que a outra, resultando em um pilar com seção aberta ou fechada com parede delgada. De acordo com a NBR6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, pilares cuja a maior dimensão da seção transversal exceda em cinco vezes a menor dimensão ( $b > 5h$ ) são denominados pilares-parede, conforme a Figura 1.1

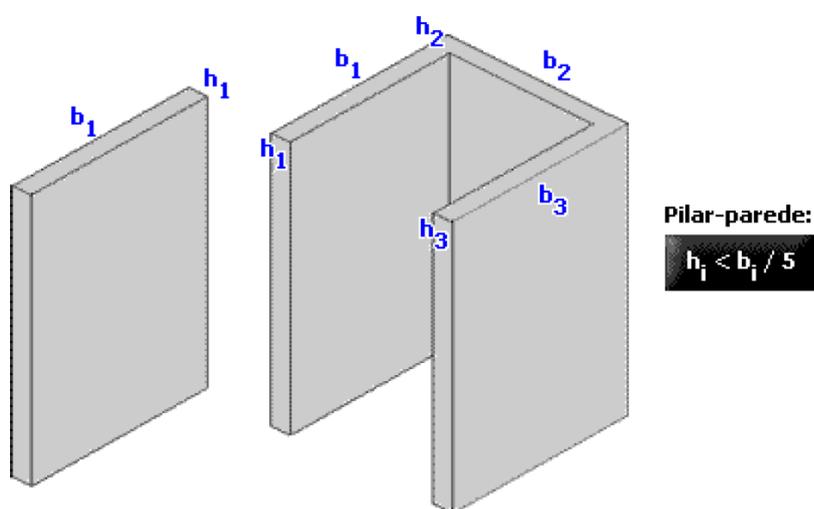


Figura 1.1 - Pilares-parede (França e Kimura, 2006)

Da mesma forma que a NBR6118:2014, a maioria das normas internacionais (por exemplo o ACI-318 e o MC10) classificam os pilares-parede apenas de acordo com a geometria, em função da relação entre as dimensões da seção transversal, sem considerar a importância dos diversos efeitos oriundos das solicitações existentes na seção transversal.

### 1.1 Visão Geral Sobre Pilares-Parede

Normalmente, os pilares-parede funcionam como estruturas de contraventamento da edificação. O termo parede de contraventamento é usado para caracterizar uma parede que resiste a esforços horizontais de vento ou carregamentos oriundos de abalos sísmicos, que atuam paralelamente ao

plano da parede, além das cargas verticais dos pisos e coberturas que estão apoiados nela. Geralmente, estes elementos estruturais ficam localizados nas caixas de escadas e nos poços dos elevadores dos edifícios altos, ver Figura 1.2. Os pilares-parede têm sido muito utilizados como estrutura de contraventamento porque eles têm se mostrado bastante eficientes na limitação da movimentação horizontal das edificações e na minimização de danos em edificações submetidas à terremotos, tanto em elementos estruturais como não estruturais.

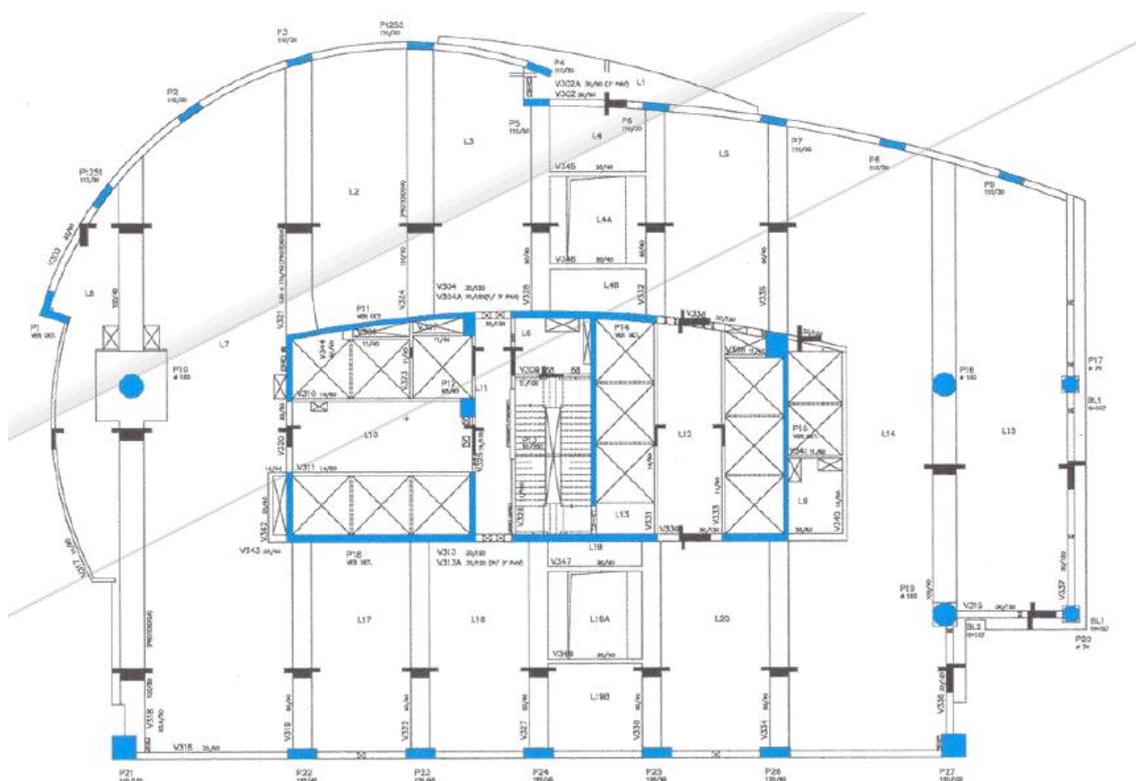


Figura 1.2. Forma de um pavimento do edifício e-Tower (Adaptado de França e Kimura, 2006)

Segundo Wight e MacGregor (2009), paredes que resistem principalmente a cargas horizontais, devidas ao vento ou a terremotos, que atuam sobre o edifício, são chamadas de paredes de contraventamento ou paredes estruturais. Estas paredes geralmente fornecem apoio horizontal para o restante da estrutura (Figura 1.3). Elas resistem também às cargas gravitacionais, transferidas para a parede pelas partes da estrutura que nelas se apóiam, além de cargas transversais (esforço cortante) e momentos, principalmente em torno do eixo de maior inércia da parede.

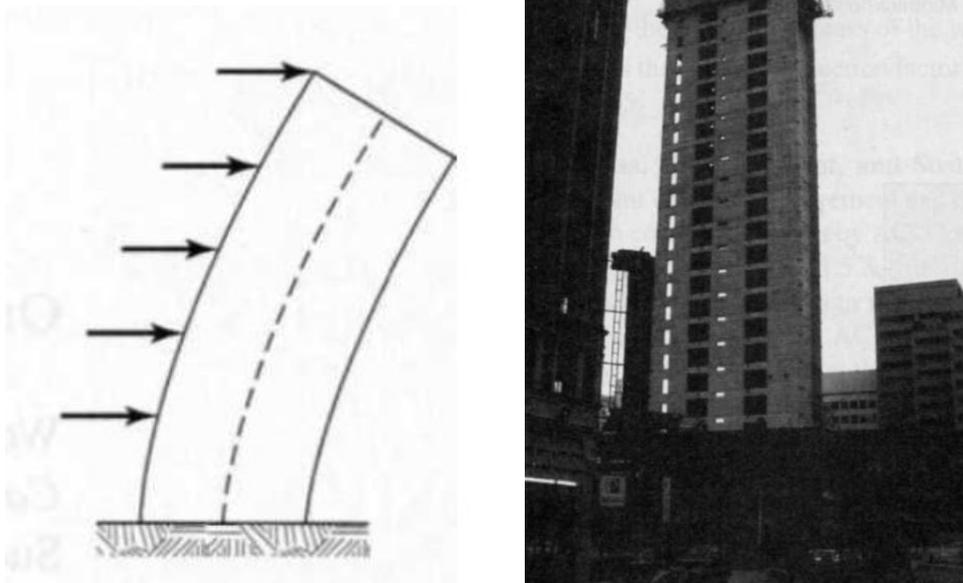
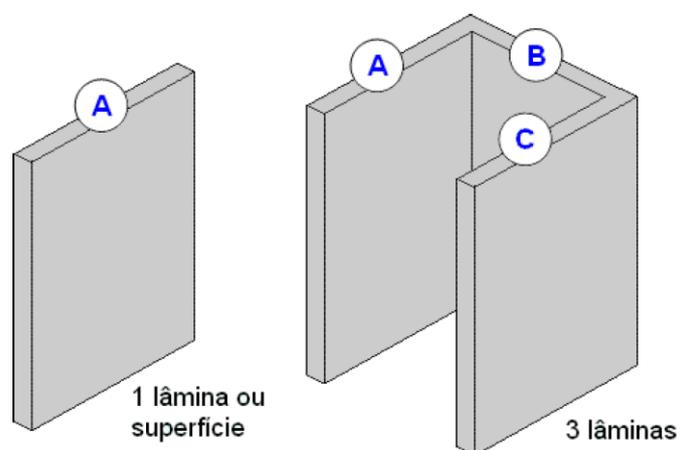


Figura 1.3. Paredes de contraventamento (Wight e MacGregor, 2009)

As seções transversais dos pilares-parede podem ser simples, retangulares, ou compostas por dois ou mais retângulos, tendo como resultado seções em forma de C, T, L e H, com elevada rigidez, ver Figura 1.4. Quando isso ocorre, é muito comum que esses elementos estruturais sejam denominados de núcleos de paredes ou núcleos de contraventamentos. Na maioria das vezes, os pilares compostos por paredes retangulares possuem seção transversal aberta, no entanto, existem também aqueles com seção transversal fechada, com uma ou mais células, os quais normalmente são encontrados em pilares de ponte.



1.4. Pilares paredes simples e compostos (Adaptado de França e Kimura, 2006)

Pilares-parede têm se mostrado um meio eficaz para a manutenção da resistência estrutural sob forte movimentação de solo. Fintel (1995), apud Sritharan (2008) dá exemplos da amplutilização de paredes estruturais em inúmeros edifícios em zonas sísmicas altamente ativas em todo o mundo, inclusive em cidades localizadas no Chile, Macedônia, Venezuela, Estados Unidos e no México. Com base em danos provocados por terremotos acontecidos nesses locais, Fintel (1995), apud Sritharan (2008), observou que edifícios com paredes estruturais apresentaram danos mínimos, enquanto edifícios com estrutura em pórticos flexíveis experimentaram danos estruturais graves. Por exemplo, o Edifício Party Headquarters com 14 andares localizado na Macedônia tinha um sistema de parede estrutural e foi submetido a um grande terremoto em 1953. O terremoto mediu 6,2 na escala de Richter, apesar do prédio ter balançado consideravelmente, provocando o deslocamento de mesas em todo o edifício, nenhum dano estrutural ou não estrutural ocorreu neste edifício, nem mesmo nas janelas de vidro. Após observar o desempenho de edificações submetidas a terremotos por mais de 30 anos, Fintel (1995), apud Sritharan et al. (2008), concluiu que nenhum edifício em uma zona sísmica deveria ser construído sem pilares-parede de contraventamento para resistir às cargas sísmicas.

Os três pontos fundamentais que devem ser observados na análise e dimensionamento dos pilares-paredes são: em primeiro lugar, a distribuição dos esforços horizontais globais nos elementos estruturais que compõem a edificação; em segundo lugar, a forma como estes esforços globais são absorvidos pela seção transversal; e, por último, a possibilidade de surgimento de efeitos localizados.

Atualmente, para determinar distribuição dos esforços horizontais globais nos elementos estruturais que compõem a edificação, os engenheiros têm acesso a programas computacionais que são capazes de fazer análises tridimensionais bastante sofisticadas, principalmente usando o método dos elementos finitos. Portanto, estruturas cada vez mais complexas podem ser modeladas e analisadas por meio da utilização destes programas computacionais.

Segundo Arnott (2005), os fornecedores de software estão cada vez mais sendo questionados com perguntas relacionadas com a modelagem de estruturas de contraventamento compostas por paredes e núcleos de paredes usando elementos finitos de casca em um modelo tridimensional. No entanto, ele mostra que apesar da utilização de modelos mais sofisticados, isso não necessariamente resultará em respostas diferentes daquelas obtidas pelas idealizações tradicionais feitas para simulação de paredes.

Em relação à distribuição dos esforços nas seções transversais, na maioria das análises de elementos de concreto é adotada a hipótese de Bernoulli, na qual as seções planas permanecem planas após a deformação. Esta hipótese é admitida pelo processo aproximado da NBR6118:2014, e este também é um dos pontos em que o processo aproximado é criticado. Será que num pilar-parede (principalmente naqueles formado por vários segmentos de parede) esta hipótese realmente é válida? Ver Figura 1.5.

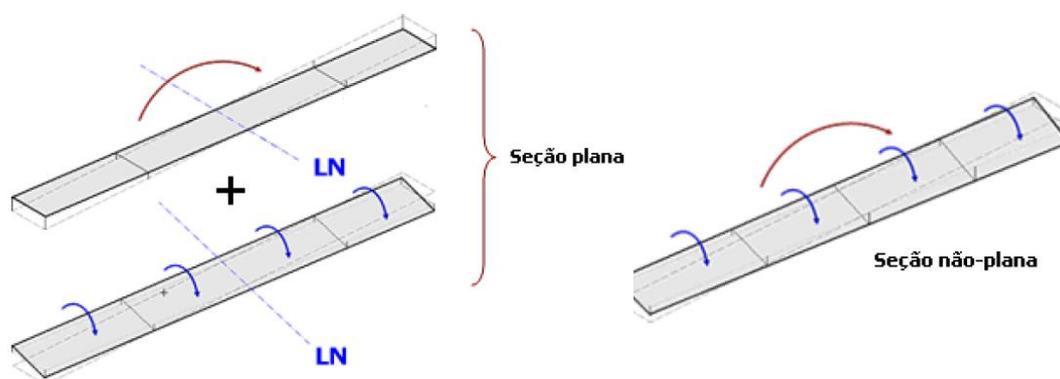


Figura 1.5. Deformação da seção transversal (França e Kimura, 2006)

Os pilares-parede de concreto armado com seções transversais de parede fina, quando submetidos principalmente a esforços de compressão devidos a ação do momento fletor em torno do seu eixo de maior inércia, estão sujeitos, além dos efeitos locais ao longo do lance entre travamentos laterais, a efeitos concentrados nas extremidades de sua seção transversal. Estes efeitos são denominados pela NBR-6118 de efeitos localizados de 2ª ordem, ver Figura 1.6.

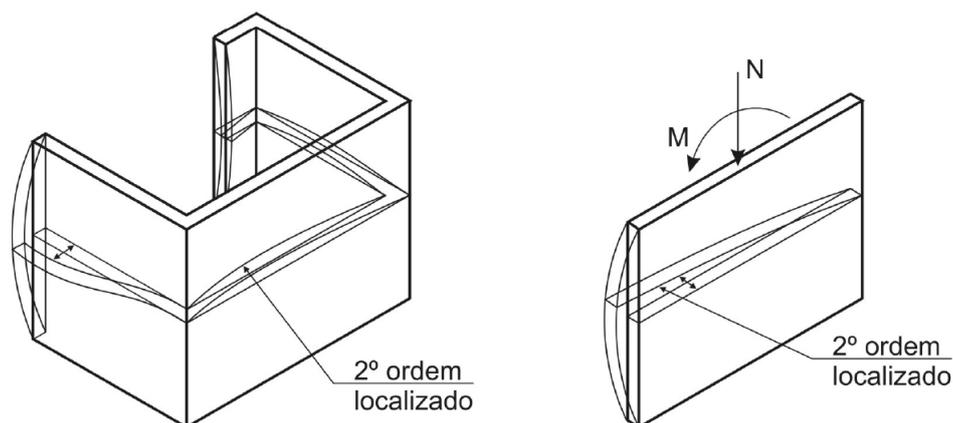


Figura 1.6 - Efeitos localizados de 2ª ordem (NBR6118:2014)

A flambagem local em seção de parede fina é um fenômeno que foi bastante estudado em pilares e vigas de aço submetidos à compressão. Estes estudos têm servido como fonte de inspiração para o estudo dos efeitos localizados de 2ª ordem em pilares-parede de concreto armado, ver Figura 1.7.

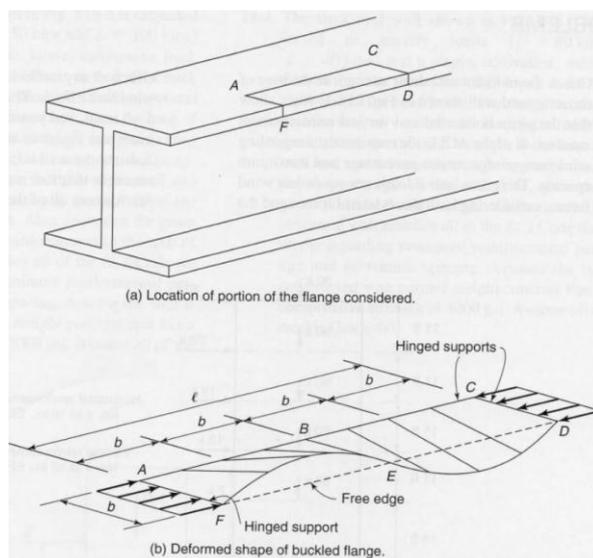


Figura 1.7. Flambagem local de perfil metálico (Wight e MacGregor)

O problema da flambagem, local ou localizada, não é novidade. No entanto, a possibilidade da ocorrência deste fenômeno em seções transversais de concreto tem se tornado cada vez mais frequente, principalmente pela evolução da tecnologia do concreto, que tem conseguido produzir materiais cada vez mais resistentes, resultando em seções transversais com esbelteza muito elevada, o que não era comum nos pilares-parede de edificações mais antigas, quando a resistência do concreto utilizado não era tão alta e, por

isso, as seções transversais tinham espessuras maiores, portanto, bem mais robustas que as utilizadas atualmente.

De acordo com a NBR6118:2014, além de atenderem às prescrições para efeitos de 2ª ordem, globais e locais, da mesma forma que os pilares convencionais ( $b \leq 5h$ ), os pilares-parede devem atender também aos efeitos localizados de 2ª ordem. A partir da versão de 2003, a NBR6118 implementou um item (15.9) que trata do dimensionamento de pilares-parede. Neste item, a NBR6118:2014 especifica que: "*Para que os pilares-parede possam ser incluídos como elementos lineares no conjunto resistente da estrutura, deve-se garantir que a sua seção transversal tenha sua forma mantida por travamentos adequados nos diversos pavimentos e que os efeitos de 2ª ordem locais e localizados sejam convenientemente avaliados*". A análise dos efeitos locais de 2ª ordem em pilares-parede deve ser feita da mesma forma que nos pilares convencionais ( $b \leq 5h$ ) e a consideração dos efeitos localizados de 2ª ordem pode ser feita de acordo com um processo aproximado no qual o pilar-parede é decomposto em faixas verticais que devem ser analisadas como pilares isolados.

Esse processo aproximado da NBR6118:2014 sofreu diversas críticas no meio técnico, principalmente em relação à análise das faixas como se fossem pilares isolados, pois se trata de uma situação muito distante da realidade. Um exemplo de crítica em relação a esse processo pode ser encontrada em Araújo (2006): "*Esse procedimento não tem nenhuma justificativa experimental, além de ser teoricamente inconsistente, pois considera cada faixa como se fosse um pilar independente, dentro de uma mesma lâmina do pilar-parede. Finalmente, as aplicações numéricas desse processo simplificado têm levado a verdadeiros absurdos, em termos de acréscimos de armadura.*"

Um outro item que tem gerado bastante discussão no meio técnico é a quantidade de armadura transversal em pilares-parede exigida pela NBR6118, desde a edição de 2003. Esta armadura transversal serve para combater a flambagem das barras da armadura longitudinal e para resistir aos esforços de flexão horizontal oriundos dos efeitos localizados de 2ª ordem.

Segundo França e Kimura: "*Apesar do American Concrete Institute (ACI) diferenciar o pilar-parede (RC wall, Shear Wall) de um pilar comum, na determinação dos esforços solicitantes, para efeito de dimensionamento das armadura não levam em conta os efeitos localizados de 2ª ordem. Cabe salientar que o panorama dos projetos no exterior é bem diferente do panorama nacional, pois no exterior as dimensões dos pilares-parede são bastante robustas e no Brasil temos elementos com espessuras bem menores, portanto mais esbeltas e, por isso, mais susceptíveis aos efeitos de 2ª ordem localizados*".

A Figura 1.8 mostra a mapeamento da aceleração sísmica horizontal no mundo. A escala de cores varia do branco ao marrom, onde a cor branca representa as regiões submetidas a baixos valores de aceleração sísmica e a cor marrom representa as regiões submetidas a elevados valores de aceleração sísmicas. Uma das grandes diferenças entre o que acontece no exterior e o que acontece no Brasil é a ocorrência de terremotos. No Brasil, o principal carregamento horizontal que atua nas edificações é oriundo da força do vento, ao contrário do que ocorre em diversos países, onde o carregamento horizontal do vento é secundário e a principal solicitação horizontal tem origem nos abalos sísmicos.

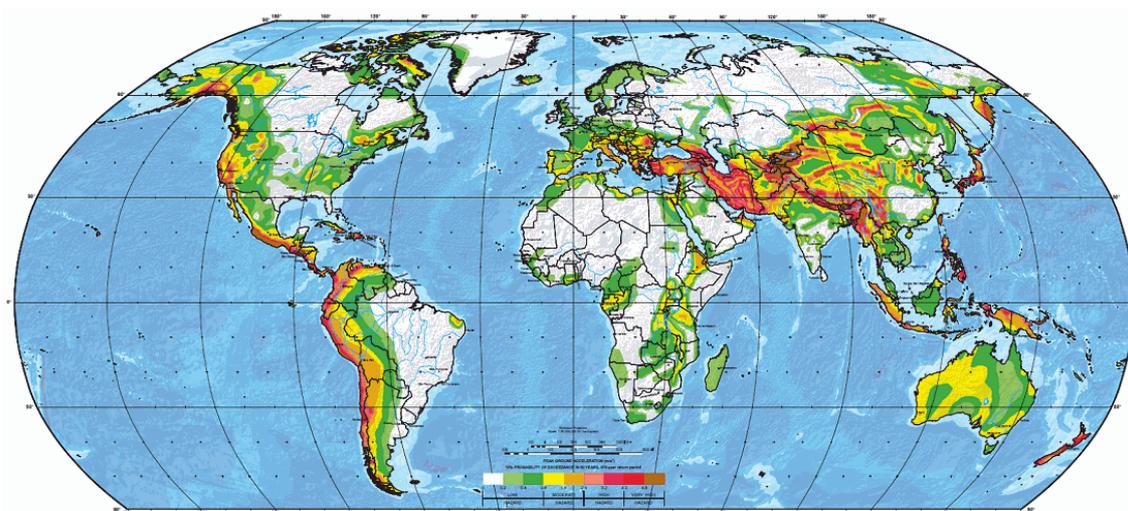


Figura 1.8. Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no mundo

(<http://www.maparelieve.com>)

A NBR15421:2006 - Projeto de estruturas resistentes a sismos– Procedimento, fixa os requisitos mínimos exigíveis para a verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil em relação às ações de sismos e os critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações. Para a definição das ações sísmicas a serem consideradas em projeto, essa norma divide o Brasil em cinco zonas sísmicas (em função da aceleração característica de projeto -  $a_g$ ), conforme a Figura 1.9.

De acordo com o item 7.3.1 da NBR15421 (2006), para estruturas localizadas na zona sísmica 0, nenhum requisito de resistência sísmica é exigido. É possível observar na Figura 1.9, que a maior parte do território nacional está dentro da zona sísmica 0, principalmente as regiões mais densamente povoadas e, conseqüentemente, com uma maior quantidade de edificações e onde estão localizadas aquelas de maior altura, que são as que mais sofrem com os efeitos das solicitações horizontais. No entanto, existe uma região que compreende parte dos Estados do Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba que possui uma densidade populacional relativamente alta (principalmente nas capitais) e estão fora da zona sísmica 0. Esta região se encontra praticamente toda dentro de uma zona sísmica 1, na qual apesar de ser necessária, a consideração de efeitos sísmicos eles são de baixa intensidade, pois o valor da aceleração característica de projeto fica entre 0,025 e 0,05 da aceleração da gravidade ( $g$ ). Por isso, o carregamento referente à ação sísmica no Brasil não tem a mesma importância que em outros países.

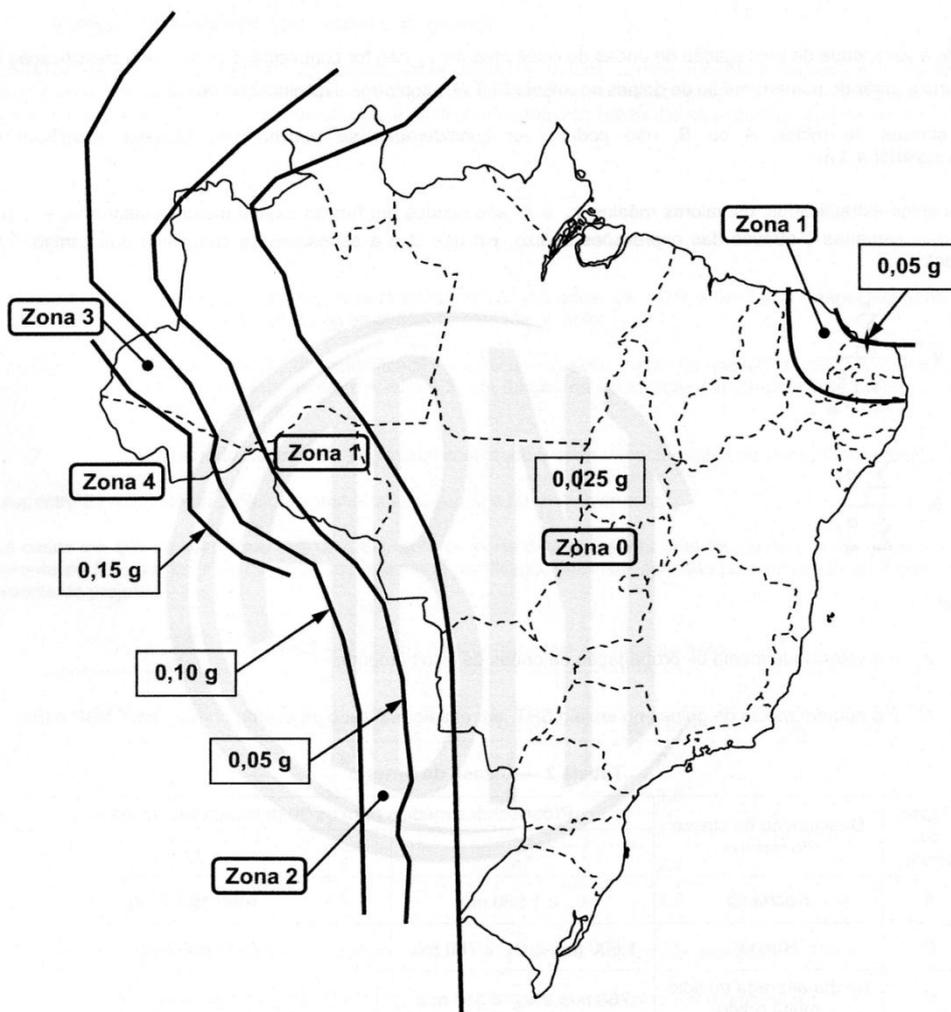


Figura 1.9. Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil (NBR15421, 2006)

De acordo com Sritharan et al. (2008), para cargas do vento ou pequenos e freqüentes terremotos, os pilares-parede normalmente são projetados para responder de forma elástica. No entanto, durante os terremotos maiores e menos frequentes, os pilares-parede são projetados para sofrer deformações plásticas, porém, sem apresentar perda significativa de resistência. Isto permite que os pilares-parede tenham seções transversais menores e mais econômicas do que seria possível se os mesmos tivessem que manter um comportamento elástico. O ACI 318 (2002) adotou esse conceito, afirmando que o uso de forças de projeto que representam os efeitos de terremotos pode admitir que os sistemas de contraventamento resistam a uma parte substancial dos esforços sob comportamento plástico, quando submetidos a reversões de deslocamento.

Normalmente, em regiões submetidas a abalos sísmicos os pilares-parede são dimensionados para estas solicitações, adotando os critérios de plastificação da seção transversal permitidos pelas normas de projeto e quando são sujeitos aos carregamentos de vento, trabalham ainda em regime elástico.

De acordo com Wallace e Moehle (2012), a concepção e prática de construção de paredes estruturais especiais (conforme o ACI 318) evoluíram significativamente desde que o sistema foi introduzido na década de 1970. Ao longo dos anos 1970 e 1980, era comum o uso das chamadas seções transversais de parede em concreto com enrijecedores, onde era colocado um "pilar" em cada extremidade da parede para resistir a carga axial e evitar a flambagem local de paredes com pequena espessura (ver Figura 1.10). No final de 1980 e início de 1990, o uso de paredes com seções transversais retangulares tornou-se comum, com o objetivo de produzir projetos mais econômicos, porém, no Japão o uso de paredes com pilares na extremidade ainda é bastante comum. No entanto, a norma para cálculos estruturais de edifícios de concreto armado do Architectural Institute of Japan (AIJ) foi revista em 2010, incluindo paredes de concreto armado com seções transversais retangulares. Engenheiros de todo o mundo têm modificado os limites de projeto ao longo dos últimos anos, otimizando a economia e a segurança, obtendo paredes com maiores exigências e perfis mais esbeltos do que os que foram verificados em testes de laboratório no passado ou em experiências de campo. A tendência para uso de perfis mais esbeltos foi acelerada pelo uso de concreto de alto desempenho.

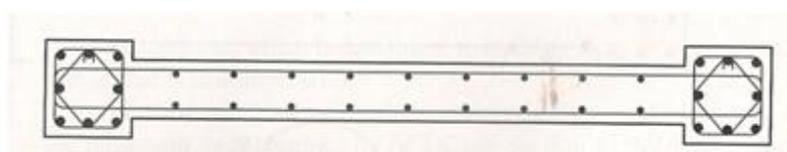


Figura 1.10. Pilar parede com seção transversal enrijecida (adaptado de Wigth e MacGregor)

Ainda de acordo com Wallace e Moehle (2012), os danos observados em pilares-parede nos terremotos do Chile (2010) e da Nova Zelândia (2011), onde existem modernas normas de projeto e construção, foram bem maiores que as expectativas. Nesses terremotos, ocorreram diversos danos em pilares-parede, incluídos o esmagamento das extremidades, a ruptura da armação e a flambagem global da parede (Figuras 1.11 e 1.12). Segundo Wallace e Moehle (2012), testes empilares-parede isolados nos EUA e testes em duas edificações de quatro pavimentos, em escala real, com pilares-parede de elevada ductilidade, realizados em dezembro de 2010, forneceram novos dados importantes. Um aspecto particularmente notável destes testes recentes é que a ruptura de pilares-parede relativamente esbeltos tendem a desenvolver um comportamento dúctil na compressão, desde que eles atendam às prescrições e recomendações da normas ACI e AIJ.



Figura 1.11. Rupturas típicas de pilares-parede ocorridas nos terremotos do Chile e da Nova Zelândia (adaptado de Wallace e Moehle, 2012)



Figura 1.12. Rupturas típicas de pilares-parede ocorridas nos terremotos do Chile e da Nova Zelândia (adaptado de Wallace e Moehle)

Segundo os mesmos autores acima citados, o desempenho observado após os terremotos e em testes de laboratório recentes sugerem fortemente que os problemas observados não são isolados e que as análises e as disposições de projeto precisam ser reavaliadas. Em particular, a quantidade e a configuração da armadura transversal necessária na extremidade das paredes devem ser revistas a fim de resolver os problemas associados com a espessura da parede, esbeltez, carga axial, bem como as exigências de deslocamento esperados e o histórico de carregamento. Estudos preliminares indicam que uma maior quantidade de armadura transversal pode ser necessária para pilares-parede esbeltos ou pilares-parede com elevados cobrimentos de armadura, e que um menor espaçamento da armadura transversal pode ser necessário para suprimir a flambagem da armadura vertical, especialmente em pilares-parede com carga axial baixa ou paredes com abas. Os resultados desses estudos se aplicam tanto a pilares-parede com elevada ductilidade (de acordo com as recomendações especiais do ACI) como para pilares-parede com baixa ductilidade (de acordo com as recomendações normais do ACI).

## **1.2 Métodos de Simulação Numérica de Pilares-Parede**

Vários métodos de simulação numérica têm sido utilizados para a análise de paredes estruturais com o intuito de prever seu comportamento sob cargas cíclicas invertidas, simulando principalmente as ações oriundas de abalos sísmicos. Esses métodos vão desde cálculos relativamente simples, com base nas relações momento-curvatura, até modelos sofisticados de análise geral usando o método dos elementos finitos.

Serão apresentadas aqui diversas abordagens sobre a modelagem de paredes estruturais existentes na literatura. Ao invés de fazer uma extensa lista dos tipos de análise numérica utilizadas por vários pesquisadores, serão apenas citadas as principais abordagens utilizadas em estudos sobre paredes estruturais, e no próximo capítulo mostraremos alguns comentários sobre as vantagens e desvantagens das diferentes abordagens. Segundo Sritharan et al. (2008), os principais tipos são: análise usando elementos finitos sólidos ou tridimensionais; modelos bidimensionais que utilizam estado plano de tensões,

estado plano de deformações ou elementos de casca; macro modelos; e modelos que utilizam elementos de barra.

### 1.3 Justificativa

Os pilares-parede são elementos estruturais muito utilizados em sistemas de contraventamento nas edificações atuais. Desde a versão de 2003, a NBR6118 implementou um processo aproximado para o dimensionamento destes elementos o qual não possui nenhuma semelhança com o que é apresentado pela outras normas que tratam deste assunto.

A situação brasileira é bastante peculiar, principalmente no que diz respeito às solicitações às quais as edificações serão submetidas ao longo de sua vida útil, pois não sofremos com abalos sísmicos de grande intensidade, pelo menos nas regiões mais densamente povoadas onde se encontram as edificações de maior porte e mais suscetíveis a sofrerem danos por solicitações horizontais. Portanto, devemos realmente dar um tratamento específico aos pilares-parede das edificações nacionais.

Apesar do processo aproximado implementado pela NBR6118 na versão de 2003 ter sido bastante criticado, ele foi mantido na sua última edição de 2014. Os dois pontos fundamentais que devem ser analisados são o acréscimo do momento fletor ao longo da altura do pilar-parede, provocados pelos efeitos localizados de 2ª ordem, e o surgimento de momento fletor ao longo do comprimento do pilar-parede (maior dimensão da seção transversal).

De acordo com a nossa experiência em projetos de edifícios, a utilização deste processo aproximado tem resultado numa taxa de armadura (tanto longitudinal como transversal) muito alta para os casos de pilares-parede com seção retangular, até nos casos em que a relação entre a maior e a menor dimensão está próxima ao limite ( $b=5h$ ).

Será apresentada aqui uma pequena amostra do que pode ocorrer no dimensionamento de pilares-parede utilizando as recomendações da

NBR6118. Serão apresentados os dados de oito edifícios projetados pela F.C. Engenharia localizados na Cidade de Teresina-PI. A Tabela 1.1 mostra algumas das principais características destes edifícios, sendo elas o número de lajes, a altura total, as dimensões em planta da torre, a esbeltez (relação entre a altura total e a dimensão em planta) e a existência ou não de um núcleo rígido.

Tabela 1.1. Características dos edifícios.

| NOME DO EDIFÍCIO     | Nº de lajes | Altura H (m) | Dimensões em planta (m) |       | Esbeltez |      | Núcleo rígido |
|----------------------|-------------|--------------|-------------------------|-------|----------|------|---------------|
|                      |             |              | Lx                      | Ly    | H/Lx     | H/Ly |               |
| Chamonix             | 24          | 74,9         | 20,43                   | 22,08 | 3,67     | 3,39 | não           |
| Jacarandá            | 17          | 52,7         | 17,73                   | 20,73 | 2,97     | 2,54 | não           |
| Jardim Fiesole       | 22          | 64,4         | 41,21                   | 19,68 | 1,56     | 3,27 | sim           |
| Jardim Positano      | 18          | 53,5         | 32,63                   | 25,54 | 1,64     | 2,09 | sim           |
| Maranatha Residência | 18          | 55           | 29,2                    | 30,9  | 1,88     | 1,78 | sim           |
| Savona               | 21          | 63,9         | 38,2                    | 19,83 | 1,67     | 3,22 | sim           |
| Smart Residência     | 11          | 32,2         | 25,54                   | 17,39 | 1,26     | 1,85 | não           |
| Via Doccia Residence | 20          | 60,4         | 34,1                    | 26,1  | 1,77     | 2,31 | sim           |

Trata-se de uma amostra bastante heterogênea pois, como pode ser visto na tabela acima, o número de lajes varia de 11 até 24, a altura total varia de 32,2 a 74,9 metros e a esbeltez varia de 1,26 a 3,67.

As Figuras 1.13 e 1.14 representam as plantas de forma dos pavimentos-tipo de dois desses edifícios, o primeiro sem núcleo rígido e o segundo com núcleo rígido formado pelas caixas de elevadores.

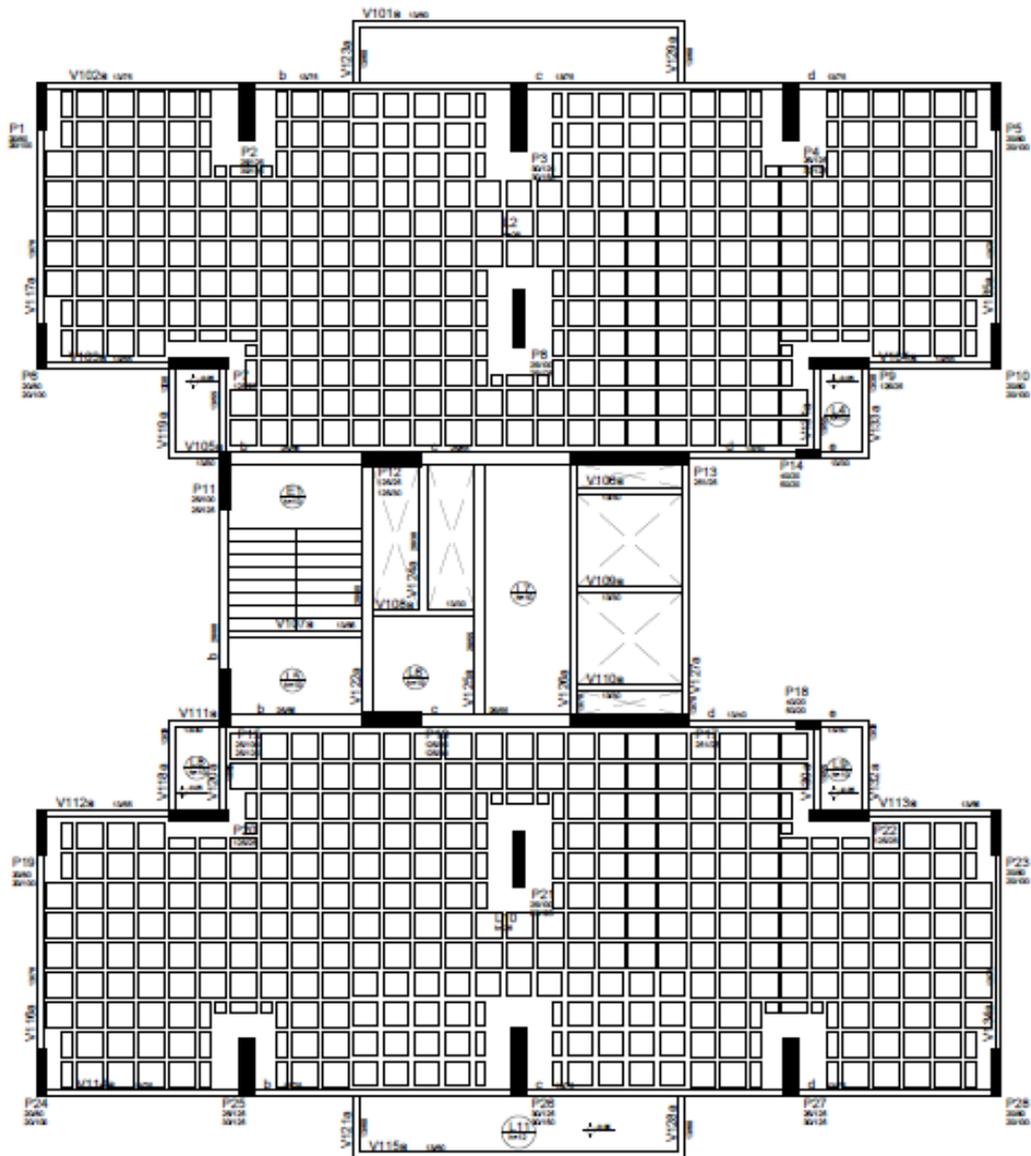


Figura 1.13. Planta de forma do pavimento-tipo do Edifício Chamonix (sem núcleo rígido)

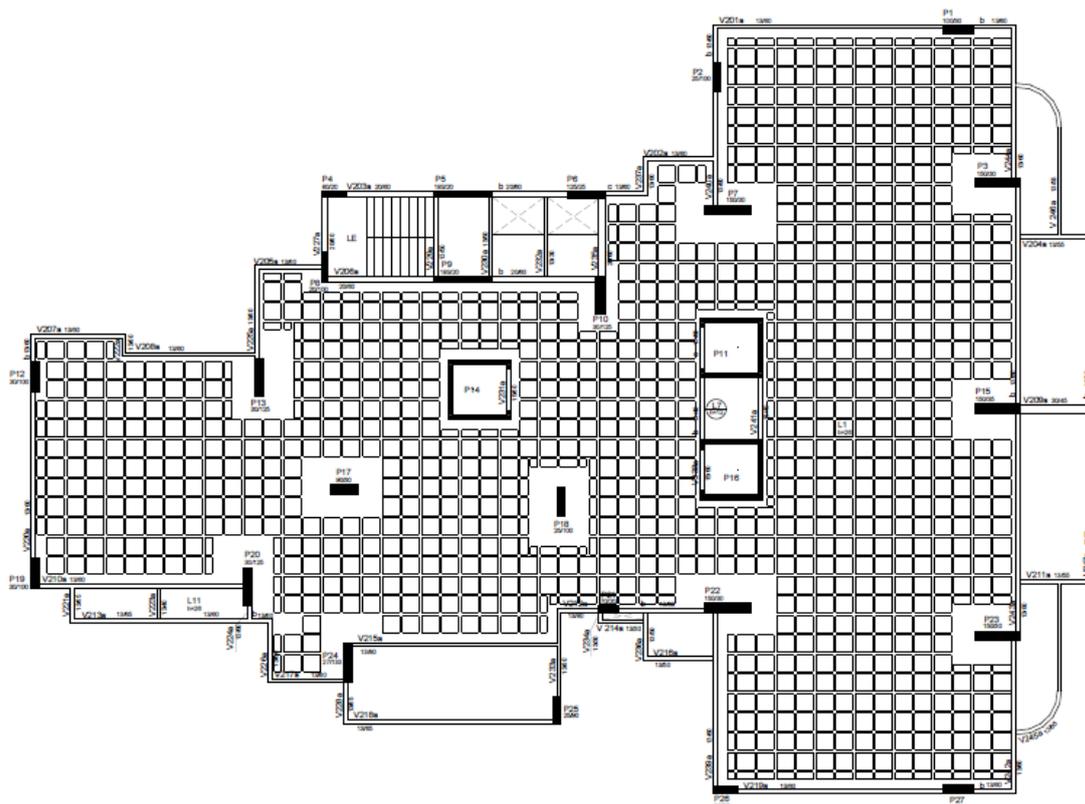


Figura 1.14. Planta de forma do pavimento-tipo do Edifício Jardim Positano (com núcleo rígido)

A Tabela 1.2 mostra as características de alguns pilares desses edifícios. Nela observa-se que a relação entre a maior e a menor dimensão da seção transversal é sempre igual a 5, que é o valor limite entre pilar convencional e pilar-parede. Isso não ocorreu por acaso, tornou-se critério de projeto, sempre que possível evitar a utilização de seções nas quais relação entre as suas dimensões forem maior que 5, pois caso contrário, seria necessário aumentar a quantidade de armadura para satisfazer a NBR6118, que recomenda nesses casos que os efeitos localizados sejam levados em conta e que a quantidade de armadura transversal deve ser maior ou igual a 25% da armadura longitudinal (exceto nos casos em que seja feito um estudo da flexão horizontal).

Tabela 1.2. Características dos pilares

| OBRA             | Nº do PILAR                     | SEÇÃO  | ARMADURA LONGITUDINAL | ESTRIBO                 |                   |       |
|------------------|---------------------------------|--------|-----------------------|-------------------------|-------------------|-------|
|                  |                                 |        |                       | PILAR CONVENCIONAL (PC) | PILAR-PAREDE (PP) | PP/PC |
| JACARANDÁ        | P11                             | 25x125 | 18 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/5,7          | 3,5   |
|                  | P15                             | 25x125 | 18 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/5,7          | 3,5   |
| JARDIM FIESOLE   | P2=P27                          | 25x125 | 12 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/8,5          | 2,4   |
|                  | P5                              | 20x100 | 8 Ø25                 | Ø8 c/20                 | Ø8 c/10           | 2     |
|                  | P6=P7=P14                       | 25x125 | 16 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/6,4          | 3,1   |
|                  | P18                             | 30x150 | 28 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/4,4          | 4,6   |
| CHAMONIX         | P2=P4=P25=P27                   | 30x150 | 26 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/4,7          | 4,2   |
|                  | P3=P26                          | 30x150 | 38 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/3,2          | 6,2   |
|                  | P12                             | 30x150 | 18 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/6,8          | 2,9   |
| JARDIM POSITANO  | P3=P23                          | 30x150 | 32 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/3,8          | 5,2   |
|                  | P6                              | 25x125 | 16 Ø12,5              | Ø5 c/15                 | Ø5 c/10           | 1,5   |
|                  | P7=P22                          | 30x150 | 28 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/3,8          | 2,4   |
|                  | P8                              | 20x100 | 22 Ø16                | Ø5 c/19                 | Ø5 c/3,6          | 5,2   |
| SAVONA RESIDENCE | P10=P13=P14=P18=P46=P47=P49=P61 | 30x150 | 20 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/6,1          | 3,3   |
|                  | P44=P68                         | 25x125 | 16 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/6,4          | 3,1   |
| MARANHATA        | P9=P27                          | 25x125 | 20 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/5,1          | 3,9   |
|                  | P13                             | 30x150 | 36 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/3,4          | 5,9   |
|                  | P16                             | 25x125 | 18 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/5,6          | 3,5   |
|                  | P17                             | 30x150 | 26 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/4,7          | 4,2   |
|                  | P20=P23                         | 25x125 | 24 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/4,3          | 4,7   |
|                  | P22                             | 25x125 | 16 Ø25                | Ø8 c/20                 | Ø8 c/6,4          | 3,1   |

Podem ser vistas também na Tabela 1.2, as armadura longitudinal e transversais obtidas para o dimensionamento considerando o pilar com sendo convencional, além da quantidade de armadura transversal que seria necessária para atender a NBR6118 caso o pilar fosse considerado como sendo pilar-parede e da relação entre essas quantidades de armadura transversal. Esse acréscimo de armadura transversal foi bastante elevado, variando de 2 a 6,2 vezes o valor necessário para pilar convencional, isso sem levar em conta o efeito localizado que provavelmente resultaria num acréscimo de armadura longitudinal e, conseqüentemente, numa quantidade de armadura transversal ainda maior. Esse acréscimo de armadura pode resultar não só num aumento no custo do pilar como também na inviabilidade de sua execução.

Diante do exposto, considera-se importante desenvolvimento de um estudo mais aprofundado sobre o tema, com base no que tem sido feito tanto por pesquisadores brasileiros como estrangeiros, porém, levando em conta as nossas peculiaridades.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivos Gerais**

Os objetivos gerais deste trabalho são:

- Analisar o processo simplificado da NBR6118, tanto no que diz respeito ao dimensionamento da armadura longitudinal, como também as especificações para as armaduras transversais;
- Fazer simulações numéricas de pilares-parede com o intuito de obter os valores dos momentos fletores e dos deslocamentos horizontais nas seções transversais;

### **1.4.2 Objetivo Específico**

O objetivo específico deste trabalho é fazer a análise numérica de pilares-parede de concreto armado com seção transversal retangular submetidos à determinadas condições de carregamento a fim de determinar o comportamento dos pilares-parede, verificando a influenciados efeitos localizados de 2ª ordem no momento fletor na vertical e o surgimentos de momento fletor na direção horizontal dos pilares-parede.

## **1.5 Metodologia**

A metodologia aplicada na elaboração deste trabalho consiste inicialmente numa revisão bibliográfica sobre o tema, com o intuito de determinar o estado-da-arte do dimensionamento e da simulação numérica de pilares-parede.

Após a determinação dos métodos de simulação numérica utilizados no trabalho, foram escolhidos os programas computacionais no quais foram executadas as simulações numéricas, levando em conta diversos aspectos como: as capacidades dos programas para a simulação dos materiais e dos

fenômenos que exercem influência no comportamento do elemento estrutural que será analisado; a disponibilidade de utilização; e os recursos para introdução de dados e para análises dos resultados.

Estando definidos os métodos de simulação numérica e os programas computacionais que foram utilizados, deu-se o início as simulações numéricas de casos que têm resultados experimentais de ensaios feitos em laboratórios disponíveis na literatura, com o objetivo de validar os modelos computacionais. Depois da validação dos modelos computacionais foram feitas diversas simulações de pilares-parede que possuem as características peculiares brasileiras, tanto em relação aos esforços solicitantes como também em relação às dimensões das seções transversais.

De posse dos resultados das simulações numéricas foram feitas as análises e as conclusões a respeito dos mesmos e as sugestões para continuidade de pesquisas sobre o tema.

## **1.6 Estrutura do Trabalho**

Este trabalho será dividido em sete capítulos, obedecendo a seguinte sequência lógica:

Capítulo 1 – Introdução. Nesse capítulo é dada uma visão geral sobre pilares-parede de concreto armado, são citados os métodos de simulação numérica mais utilizados para analisar estes elementos estruturais, além disso, são apresentadas as justificativas, os objetivos, a metodologia e descrição deste trabalho.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica. Nesse capítulo é feita uma discussão geral sobre o que tem sido feito ao longo dos últimos anos a respeito da determinação dos esforços, do dimensionamento e da simulação numérica de pilares-parede, além de mostrar o desempenho destes elementos em ensaios realizados em laboratório e em terremotos ocorridos recentemente, como os do Chile (2010) e da Nova Zelândia (2011).

Capítulo 3 – Critérios de dimensionamento de pilares-parede segundo a NBR6118:2014. Nesse capítulo são apresentados os requisitos necessários para o dimensionamento de pilares-parede referentes a esbeltez, imperfeições geométricas, momentos fletores mínimos, efeitos locais de 2ª ordem e fluência.

Capítulo 4 – Simulação numérica utilizando programa computacional. Nesse capítulo estão descritos quais foram os programas e modelos computacionais utilizados, como foram consideradas as não linearidades física e geométrica, como foi feita a validação dos modelos computacionais e como foi feita a definição dos casos analisados.

Capítulo 5 – Análise dos resultados. Nesse capítulo é feita uma análise comparativa dos resultados obtidos pelos diferentes modelos computacionais utilizados nas simulações numéricas.

Capítulo 6 – Conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Nesse capítulo são apresentadas as conclusões obtidas nas análises dos resultados das simulações numéricas e são sugeridos temas para pesquisas futuras.

BIBLIOGRAFIA

APÊNDICES

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

O comportamento de paredes simétricas, especialmente com seção retangular, submetidas à carga lateral foi extensivamente investigado na literatura. Numerosas pesquisas experimentais foram realizadas para compreender o efeito dos vários parâmetros de projeto sobre o comportamento destas paredes sob carga lateral. No entanto, a grande maioria destes estudos está concentrada na verificação do desempenho de paredes estruturais submetidas a carregamentos horizontais cíclicos oriundos de terremotos. A realidade brasileira é bem diferente, pois não sofremos com abalos sísmicos de grande intensidade, o principal carregamento horizontal que atua em nossas edificações é causado pelo efeito do vento. No entanto, existem diversas similaridades entre estes dois tipos de carregamento como, por exemplo, o comportamento cíclico, as diversas direções de atuação e a reversão no sentido do carregamento.

O comportamento de uma parede é fortemente influenciado pela esbelteza global da parede, que é a relação entre a altura e o comprimento (maior dimensão da seção transversal) da parede. O valor da esbelteza determinará se o comportamento da parede será dominado pela flexão ou pelo cisalhamento. As paredes que possuem esbelteza menor ou igual a 1, tem seu comportamento dominado pelo cisalhamento e são denominadas de paredes robustas. As paredes que possuem esbelteza maior ou igual a 2, tem seu comportamento dominado pela flexão e são denominadas de paredes esbeltas. As paredes que possuem esbelteza maior que 1 e menor que 2, estão numa zona de transição entre o comportamento dominado pelo cisalhamento e pela flexão, sendo ambos importantes no desempenho da parede frente as solicitações horizontais. Neste trabalho, serão estudados os casos de paredes esbeltas, pois no Brasil, os pilares-parede normalmente são utilizados em edificações de grande altura onde o valor da esbelteza é bem maior que 2.

## 2.2 NBR6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento

Como foi dito no Capítulo 1, a partir da edição de 2003, a NBR6118 implementou um item (15.9) que trata do dimensionamento de pilares-parede. Neste item, a NBR6118:2014 especifica que: "*Para que os pilares-parede possam ser incluídos como elementos lineares no conjunto resistente da estrutura, deve-se garantir que a sua seção transversal tenha sua forma mantida por travamentos adequados nos diversos pavimentos e que os efeitos de 2ª ordem locais e localizados sejam convenientemente avaliados.*".

A análise dos efeitos locais de 2ª ordem em pilares-parede deve ser feita da mesma forma que nos pilares convencionais ( $b \leq 5h$ ) e a consideração dos efeitos localizados de 2ª ordem pode ser feita de acordo com um processo aproximado no qual o pilar-parede é decomposto em faixas verticais que devem ser analisadas como pilares isolados.

A NBR6118:2014 permite, de acordo com o item 15.9.2, que os efeitos de 2ª ordem localizados sejam desprezados se o índice de esbeltez local ( $\lambda_i$ ) de cada lâmina do pilar-parede for menor que 35, dada pela seguinte expressão:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} < 35 \quad (\text{Equação 2.1})$$

onde  $l_{ei}$  é o comprimento equivalente e  $h_i$  é a espessura da parede.

O valor do comprimento equivalente ( $l_e$ ) depende dos vínculos de cada uma das extremidades verticais da lâmina, conforme a Figura 2.1.

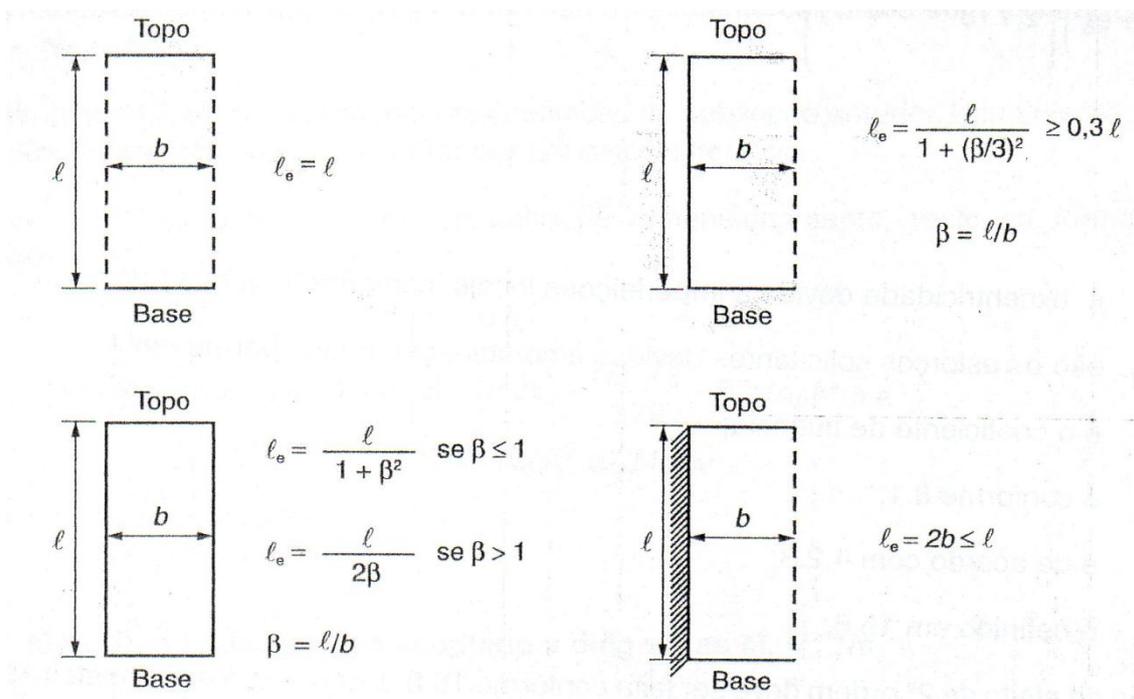


Figura 2.1. Comprimento equivalente  $l_e$  (NBR6118:2014)

Segundo o item 15.9.3 da NBR6118:2014, o processo aproximado pode ser utilizado em pilares-parede simples ou compostos, nos quais o índice de esbeltez ( $\lambda_i$ ) de cada lâmina que os constituírem for menor que 90, ou seja:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} < 90 \quad (\text{Equação 2.2})$$

Em relação às dimensões mínimas, a NBR6118:2014 exige que a menor dimensão da seção transversal seja igual a, no mínimo, 14 cm.

De acordo com o processo aproximado (ver Figura 2.2), o pilar-parede deve ser decomposto em diversas faixas verticais, de largura  $a_i$ , que devem ser analisadas como pilares isolados, submetidos aos esforços  $N_i$  e  $M_{yid}$ , os valores de  $a_i$  e  $M_{yid}$  são determinados pelas seguintes equações:

$$a_i = 3h \leq 100 \text{ cm} (\text{Equação 2.3})$$

$$M_{yid} = m_{1yid} a_i (\text{Equação 2.4})$$

onde:

$a_i$  é a largura da faixa  $i$ ;

$N_i$  é a força normal na faixa  $i$ , calculada a partir de  $n_d(x)$ ;

$n_d(x)$  é a distribuição do esforço normal ao longo da maior dimensão da seção transversal da lâmina do pilar-parede, determinada em função do momento fletor em torno do eixo de maior inércia;

$M_{yid}$  é o momento fletor na faixa  $i$ , calculado a partir de  $m_{1yd}$ ;

$m_{1yd}$  é o momento fletor em torno do eixo de menor inércia da seção transversal da lâmina do pilar-parede, uniformemente distribuído ao longo da maior dimensão da seção transversal;

$h$  é a menor dimensão da seção transversal da lâmina do pilar-parede;

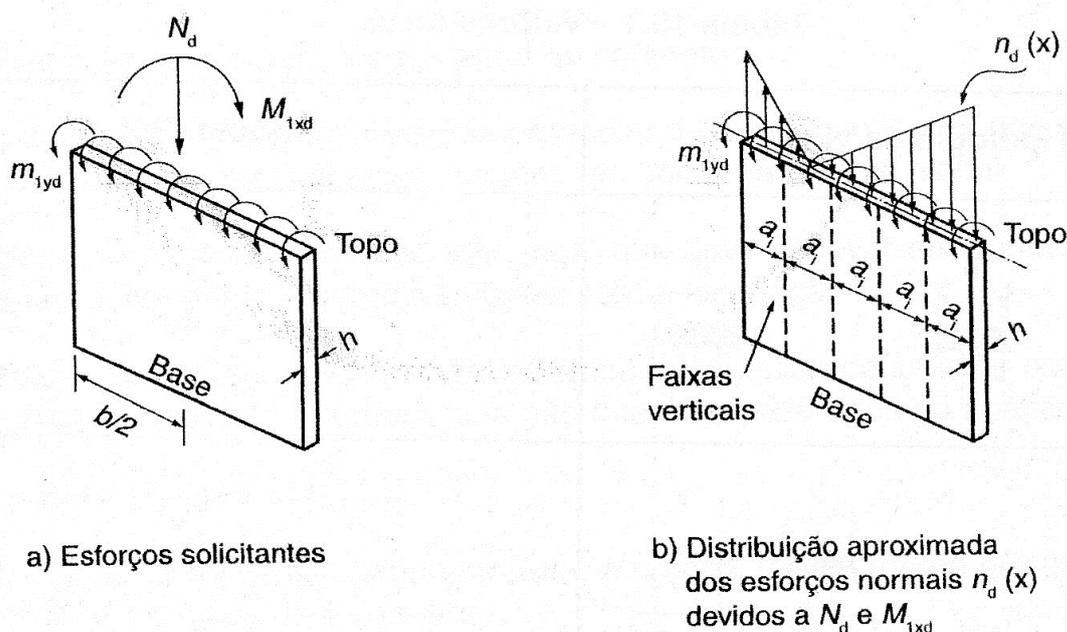


Figura 2.2. Avaliação aproximada do efeito de 2ª ordem localizado (NBR6118:2014)

Os efeitos localizados de 2ª ordem em torno do eixo de menor inércia da seção transversal de cada faixa  $i$  são determinados de maneira semelhante aos efeitos locais de 2ª ordem de um pilar isolado equivalente, submetido aos esforços iniciais  $N_i$  e  $M_{yid}$ .

No Capítulo 3, serão mostrados além dos critérios exigidos pela NBR6118:2014 para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem em pilares, todos os critérios necessários para o dimensionamento de pilares-paredes.

### **2.3 American Concrete Institute 318-2014**

O ACI 318 foi totalmente remodelado e uma nova edição foi publicada em 2014. No item 2.3 do Capítulo 2, o ACI 318:2014 define parede como sendo um elemento vertical projetado para resistir à carga axial, à carga lateral, ou à ambas, usado para fechar ou separar espaços, no qual a maior dimensão da seção transversal excede em três vezes a menor dimensão ( $b > 3h$ ). Neste mesmo item há também a seguinte definição de parede estrutural: parede capaz de resistir à combinação de esforço cortante, momentos e esforços axiais no plano da parede; uma parede de contraventamento (shear wall) é uma parede estrutural.

O Capítulo 11 do ACI 318:2014 é dedicado às paredes de concreto armado e protendido de maneira geral e as paredes de concreto simples devem ser projetadas conforme o Capítulo 14. No Capítulo 11, existe a recomendação que as paredes comuns sejam projetadas de acordo com as prescrições deste capítulo, e que as paredes especiais sejam projetadas de acordo com o Capítulo 18, o qual é dedicado ao projeto e dimensionamento de estruturas resistentes a abalos sísmicos. A distinção entre paredes comuns e paredes especiais é feita em função da necessidade de resistência às solicitações oriundas de terremotos.

O ACI 318:2014 não faz nenhuma especificação para dimensões mínimas de pilares. Em relação às paredes, no item 11.3.1, é prescrita a adoção de espessuras mínimas para as paredes de acordo com a Tabela 2.1. No entanto, é permitida a utilização de paredes com espessura menores, desde que seja demonstrado, por meio de análise estrutural, que a resistência e a estabilidade são adequadas.

Tabela 2.1. Espessura mínima de parede (ACI 318:2014)

| Tipo de parede   | Espessura mínima h |  |     |
|--|--------------------|--|-----|
| Submetidas a esforços axiais. <sup>[1]</sup>   | Maior que:         | 4 pol (10 cm)  | (a) |
|  |                    | 1/25 do menor entre o comprimento e a altura da parede | (b) |
| Não submetidas a esforços axiais.  | Maior que:         | 4 pol (10 cm)  | (c) |
|  |                    | 1/30 do menor entre o comprimento e a altura da parede | (d) |
| De subsolos e fundações  | 7,5 pol (19 cm)    |  | (e) |
| [1] - Aplica-se apenas às paredes projetadas de acordo com o método simplificado de projeto do item 11.5.3 |                    |  |     |

Existe no ACI 318:2014 um método simplificado para o dimensionamento de paredes. Este método é descrito no item 11.5.3 e só pode ser aplicado em paredes maciças, com seção transversal retangular, nas quais a força resultante da interação entre as cargas axiais e os momentos fletores que atuam fora do plano da parede esteja localizada dentro do terço médio da seção. Os esforços que normalmente atuam numa parede estão ilustrados na Figura 2.3.

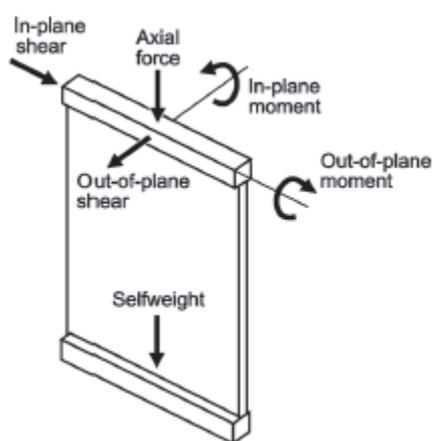


Figura 2.3. Esforços atuantes numa parede (ACI 318:2014)

Os efeitos da esbelteza nas paredes são tratados da mesma forma que nos pilares e devem ser determinados de acordo com os itens 6.6.4, 6.7 ou 6.8.

Além disso, é permitida a utilização de um método simplificado de projeto conforme o item 11.8.

A aplicação do método simplificado descrito no item 11.8 está restrito a paredes que satisfaçam as seguintes condições: seção transversal constante ao longo da altura da parede; a ruptura da seção ocorre por deformação excessiva na armadura tracionada; o momento resistente de cálculo  $\Phi M_n$  é igual a, pelo menos, o valor do momento de fissuração  $M_{cr}$ ; a força normal de cálculo  $P_u$  é menor que  $0,06f'_cA_g$ , onde  $f'_c$  é a resistência característica do concreto à compressão e  $A_g$  é a área bruta da seção transversal; os deslocamentos transversais da parede devidos às cargas de serviço ( $\Delta_s$ ), incluído o efeito  $P\Delta$ , são inferiores a  $l_c/150$ , onde  $l_c$  é o comprimento do elemento comprimido.

Nos itens 6.6.4, 6.7 e 6.8 os efeitos de esbeltez podem ser levados em conta por meio de um método de acréscimo de momento, no qual os momentos iniciais são obtidos nas análises estruturais e os efeitos de segunda ordem são incluídos através de coeficientes de majoração dos momentos. A diferença entre estes itens está no tipo de análise que é feita para a obtenção dos momentos iniciais, são feitas análises elásticas de 1ª ordem, análises elásticas de 2ª ordem e análises plásticas de 2ª ordem, respectivamente. No item 6.6.4 existem duas maneiras diferentes na aplicação do método de acréscimo de momento, uma utilizada nas estruturas de nós fixos e a outra em estruturas de nós móveis. As estruturas são classificadas como estruturas de nós fixos quando o acréscimo de momento resultante do deslocamento lateral da estrutura for menor ou igual a 5%. Nos itens 6.7 e 6.8, como os efeitos dos deslocamentos das estruturas já estão incluídos, pois tratam-se de análises de 2ª ordem, os efeitos de esbeltez são introduzidos de maneira semelhante ao feito para estruturas de nós fixos.

Segundo o item 6.2.5 do ACI 318:2014, dependendo do valor do índice de esbeltez do pilar, é permitido desprezar os efeitos de esbeltez, para isso, é necessário que as seguintes condições sejam satisfeitas:

(a) Pilares apoiados transversalmente

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (\text{Equação 2.5})$$

e

$$\frac{kl_u}{r} \leq 40 \quad (\text{Equação 2.6})$$

(b) Pilares não apoiados transversalmente

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (\text{Equação 2.7})$$

onde:

$k$  é o coeficiente de comprimento efetivo;

$l_u$  é o comprimento livre do pilar ou parede;

$r$  é o raio de giração da seção transversal;

$M_1$  é o menor valor absoluto entre os momentos na extremidade de um elemento comprimido e  $M_2$  é o momento na outra extremidade.

O sinal da relação  $M_1/M_2$  é negativo se o elemento tiver uma única curvatura (quando os dois momentos tracionam o mesmo lado do elemento) e positivo quando o elemento tiver dupla curvatura (quando os momentos tracionam lados opostos do elemento)

As Equações 2.5 e 2.6 foram obtidas baseando-se na hipótese de que é aceitável desprezar-se os efeitos de 2ª ordem quando eles resultam num acréscimo de momento de, no máximo, 5%. O valor do momento total máximo, incluídos os efeitos de 2ª ordem, não pode ser maior do que 1,4 vezes o valor do momento máximo de 1ª ordem.

O ACI 318:2014 não faz qualquer prescrição em relação aos efeitos de 2ª ordem localizados nas extremidade de paredes estruturais comuns. No entanto, no caso de paredes estruturais especiais, que fazem parte do sistema de contraventamento de uma estrutura submetida a abalos sísmicos, apesar de não ser prescrito nenhum método para a determinação de tais esforços, são

feitas diversas recomendações com o intuito de dar um tratamento especial a essas extremidades.

De maneira semelhante ao que é feito na NBR15421:2006 para o Brasil, a ASCE/SEI 7, faz uma classificação das regiões dos Estados Unidos em função da aceleração característica do solo. São definidas 6 categorias sísmicas (A, B, C, D, E e F), com uma variação crescente na intensidade da aceleração da categoria A até a categoria F, conforme a Figura 2.4, na qual a categoria A é representada pela cor azul e a categoria F representada pela cor vermelha.

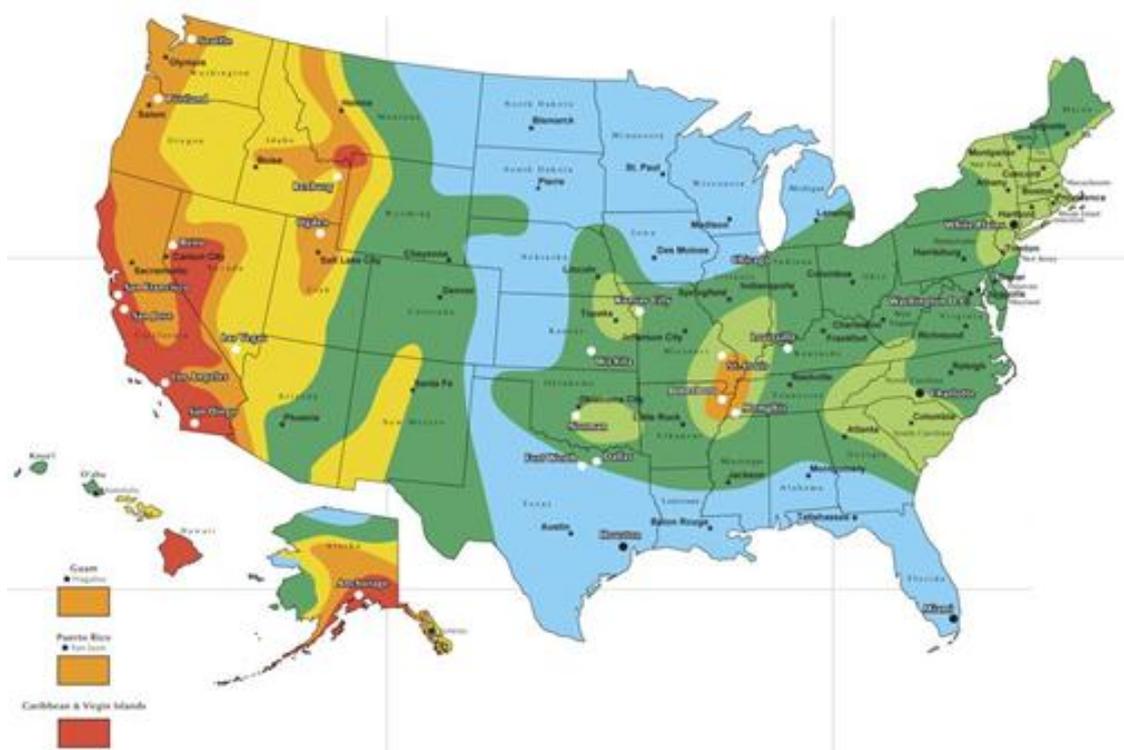


Figura 2.4. Classificação do território americano em função das categorias sísmicas de projeto (<http://www.maparelieve.com>)

As estruturas situadas em locais de categoria A não precisam ser dimensionadas para resistir aos esforços oriundos de abalos sísmicos, ao contrário das estruturas situadas em locais classificados em qualquer uma das outras categorias (de B até F). Como pode ser visto na Figura 2.4, diferente do que acontece no Brasil, existe uma grande parte do território dos Estados Unidos onde as estruturas devem resistir a abalos sísmicos, e em alguns locais, com intensidade bastante elevada com valores iguais a 0,4g (categoria F).

O item 18.10.6 do ACI 318:2014 especifica os requisitos necessários para o projeto de elementos de extremidades em paredes especiais. As paredes especiais com relação entre altura total ( $h_w$ ) e maior dimensão da seção transversal ( $l_w$ ) maior do que 2, ou seja, paredes que tenham comportamento determinado pela flexão, devem ter elementos de extremidade reforçados na região comprimida quando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1,5\delta_u/h_w)} \text{ (Equação 2.8)}$$

onde  $c$  é o maior valor da profundidade da linha neutra, calculada para a força normal de cálculo e o momento resistente na mesma direção do deslocamento de projeto no topo da parede ( $\delta_u$ ). A razão  $\delta_u/h_w$  não pode ser tomada menor que 0,005.

A Equação 2.8 é obtida a partir de uma aproximação baseada no deslocamento de projeto no topo da parede, na qual é assumido que os elementos especiais de extremidade são necessários para confinar o concreto quando a deformação de compressão na fibra externa da parede excede um certo valor crítico, correspondente a um deslocamento no topo da parede igual a 1,5 vezes o deslocamento de projeto. O limite inferior de 0,005 imposto para a relação  $\delta_u/h_w$  garante uma capacidade de deformação moderada para as paredes em estruturas rígidas.

As paredes com relação  $h_w/l_w \leq 2$ , ou seja, paredes que tenham o comportamento determinado pelo cisalhamento, devem ter elementos de extremidade reforçados nos casos onde a máxima tensão de compressão, na fibra mais externa, seja maior do que  $0,2f'_c$ . Essas tensões devem ser determinadas para as cargas de cálculo obtidas por meio de um modelo elástico e para as propriedades das seções transversais brutas de concreto.

Nos casos em que os elementos especiais de extremidade são necessários, eles devem atender às seguintes condições:

1- o comprimento do elemento especial de extremidade deve se estender a partir da extremidade mais comprimida até uma distância igual a, no mínimo, o maior valor entre  $c-0,1l_w$  e  $c/2$ ;

2- a largura da zona comprimida (menor dimensão da seção transversal da parede) deve ser, no mínimo,  $h_u/16$ , onde  $h_u$  é a altura entre os apoios laterais da fibra externa mais comprimida da parede;

3- no caso de paredes com  $h_w/l_w \geq 2$  e que a ruptura ocorra por deformação excessiva no concreto sem o escoamento da armadura, a largura da zona comprimida deve ser, no mínimo, 30 cm;

4- em seções com mesas nas extremidades, o elemento de extremidade deve incluir a largura efetiva da mesa comprimida e estender-se por, no mínimo, 30 cm para dentro da alma.

Antes da edição de 2014, o ACI não fazia nenhuma limitação em relação a esbeltez das paredes, nesta última edição foi introduzido o limite  $h_u/16$ , o qual foi determinado com base em rupturas por instabilidade lateral na extremidade de paredes delgadas que foram observadas em terremotos e em ensaios de laboratório. Em paredes com elevados cobrimentos de armadura, nas quais a fragmentação do concreto do cobrimento resulta numa seção transversal significativamente reduzida, deve ser considerado um aumento na espessura dos elementos de extremidade. As Figuras 2.5 e 2.6 ilustram os elementos especiais de extremidade em paredes com comportamentos determinados por flexão e cisalhamento, respectivamente.

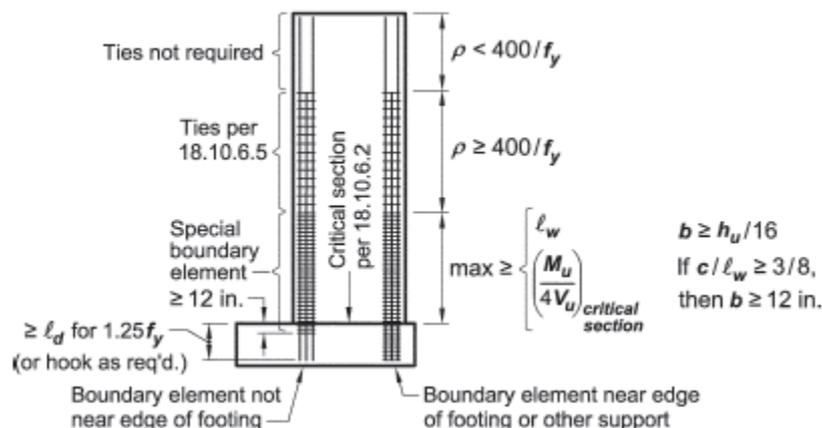


Figura 2.5. Elementos especiais de extremidade em paredes com  $h_w/l_w \geq 2$   
(ACI 318:2014)

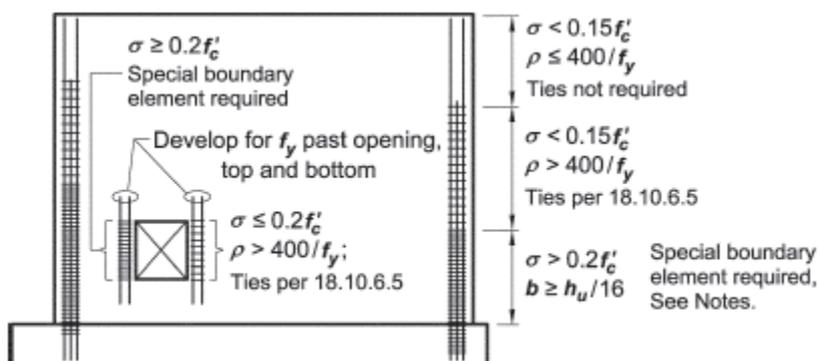


Figura 2.6. Elementos especiais de extremidade em paredes com  $h_w/l_w \leq 2$   
(ACI 318:2014)

## 2.4 França e Kimura (2006)

Durante o 9º Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural (ENECE), em 2006, França e Kimura apresentaram um trabalho sobre o dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais de pilares-parede. Nesse trabalho foram apresentados quatro exemplos de dimensionamento de pilares-parede. No primeiro exemplo eles fazem uma comparação entre o dimensionamento de um lance de um pilar-parede com seção retangular submetido à flexão composta oblíqua, ver Figura 2.7, sem considerar os efeitos localizados de 2ª ordem e o dimensionamento

considerando esses efeitos de acordo com o processo simplificado da NBR6118:2014.

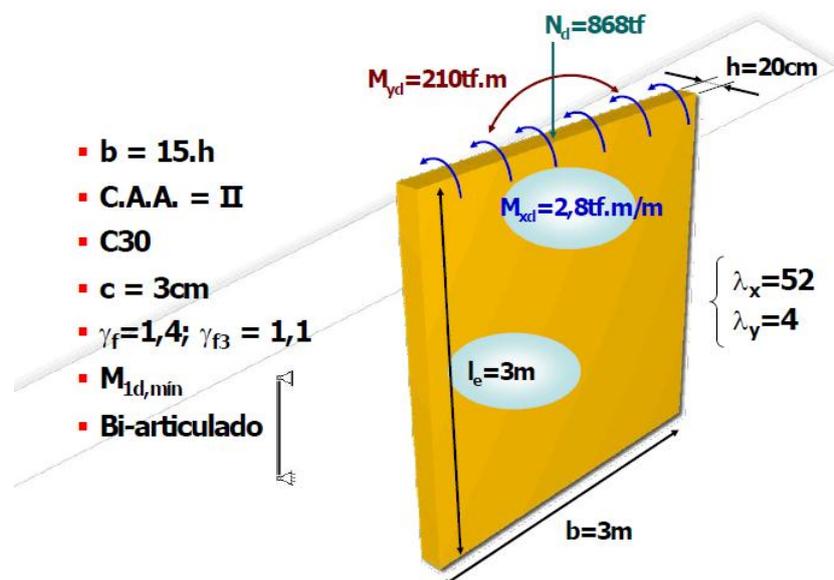


Figura 2.7. Características geométricas e esforços solicitantes do primeiro exemplo (França e Kimura,2006)

Quando o dimensionamento do pilar-parede foi feito desprezando os efeitos localizados de 2ª ordem utilizando o método geral descrito na NBR6118:2014, França e Kimura (2012) obtiveram uma taxa de armadura de 1,3% (75,38 cm<sup>2</sup>) em relação a área da seção transversal bruta de concreto, com uma configuração de armadura que resistia adequadamente aos esforços solicitantes, ver Figura 2.8.

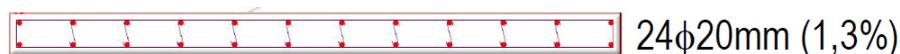
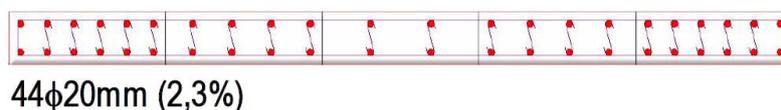


Figura 2.8. Detalhamento da seção transversal sem efeito localizado de 2ª ordem (adaptada de França e Kimura,2006)

França e Kimura (2006) fizeram o dimensionamento do mesmo pilar-parede levando em conta os efeitos localizados de 2ª ordem por meio do processo aproximado da NBR6118:2014, utilizando para determinação dos esforços nas faixas, o método geral e obtiveram uma taxa de armadura de 2,3% (138,2 cm<sup>2</sup>), com a configuração de armadura mostrada na Figura 2.9.



44φ20mm (2,3%)

Figura 2.9. Detalhamento da seção transversal com efeito localizado de 2ª ordem(adaptada de França e Kimura,2006)

A distribuição dos esforços foi feita de acordo com as rigidezes secantes de cada faixa, as quais foram determinadas por meio da montagem de diagramas N, M, 1/r (normal, momento, curvatura). Definidas as rigidezes de cada faixa, foi feita uma análise não-linear geométrica discretizando cada faixa como um elemento de barra, com o intuito de determinar os efeitos localizados de 2ª ordem.

Em virtude das diversas críticas feitas ao processo simplificado, principalmente em relação à subdivisão do pilar-parede em faixas independentes entre si como se fossem pilares isolados, França e Kimura (2006) fizeram o dimensionamento do mesmo pilar-parede do primeiro exemplo utilizando uma outra modelagem, na qual o pilar-parede foi discretizado por meio de uma malha de barras. Nessa modelagem, o pilar-parede continua sendo dividido em faixas, porém as mesmas passam a ser interligadas umas às outras por elementos transversais, resultando numa malha de barras, ver Figura 2.10.

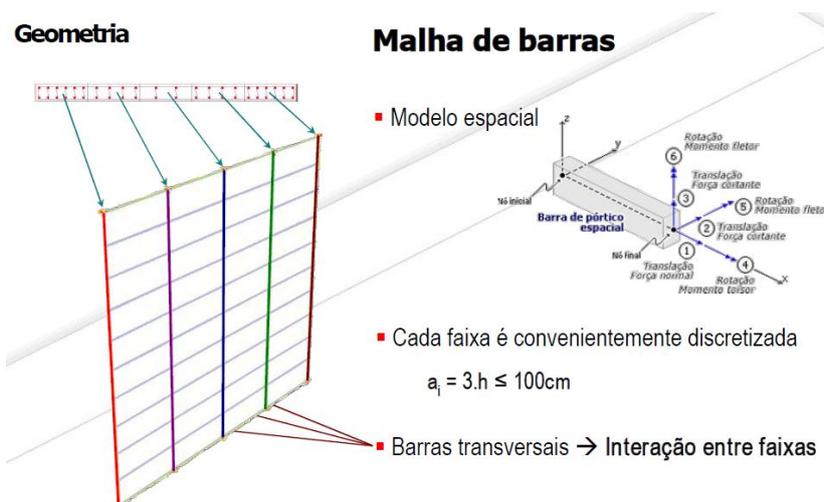


Figura 2.10. Modelagem com malha(França e Kimura, 2006)

Da mesma forma que na modelagem anterior, a distribuição dos esforços foi feita de acordo com as rigidezes secantes de cada faixa, as quais foram determinadas por meio da montagem de diagramas N, M,  $1/r$  (normal, momento, curvatura). Definidas as rigidezes de cada faixa, foi feita uma análise não-linear geométrica discretizando cada faixa como um elemento de barra, com a diferença que neste caso as barras verticais são ligadas horizontalmente por barras transversais. Com isso, além dos esforços verticais em cada faixa, são obtidos também os esforços solicitantes (N, M e V) na direção horizontal da parede, ver Figura 2.11.

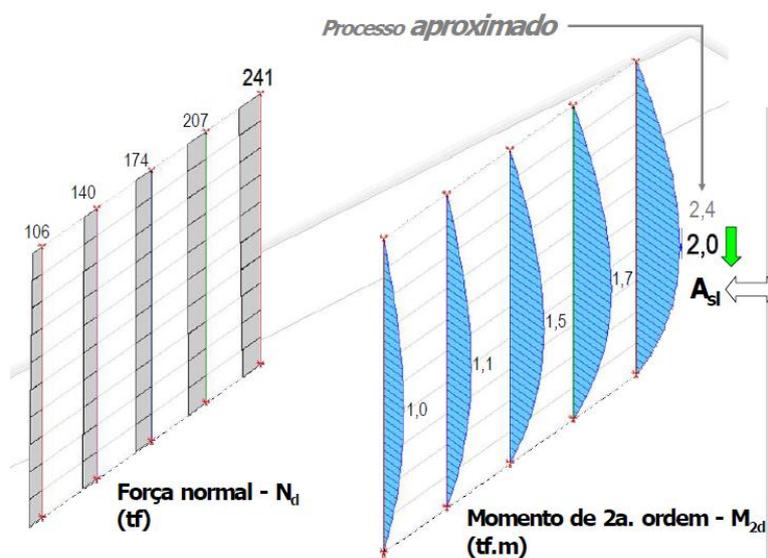


Figura 2.11. Força normal e momento nas barras verticais (França e Kimura, 2006)

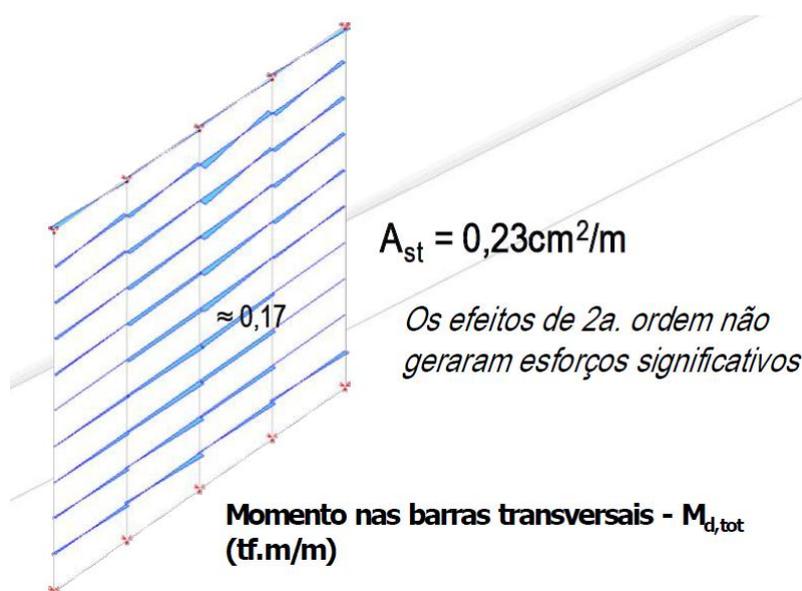


Figura 2.12. Momento nas barras transversais (França e Kimura, 2006)

Os esforços transversais servem para o dimensionamento da armadura horizontal do pilar-parede, que também deve atender aos requisitos necessários para o travamento das barras longitudinais, impedindo a flambagem das mesmas. A determinação da quantidade de armadura transversal é um outro ponto no qual o processo simplificado da NBR6118:2014 é bastante criticado por exigir uma elevada quantidade de armadura (no mínimo 25% da armadura longitudinal) caso não seja verificada a flexão horizontal.

Em relação à armadura transversal, o processo simplificado da NBR6118:2014 trata de maneira semelhante os pilares-parede com seção transversal retangular e os pilares-parede com seção transversal composta por retângulos. No entanto, como pode ser visto na Figura 2.13, o comportamento deles são bem diferentes, os pilares-paredes com seções compostas são bem mais suscetíveis a sofrerem flexão na direção horizontal com elevados valores de momento fletor, principalmente na região de ligação entre lâminas da seção.

Além do exemplo de dimensionamento de pilar-parede com seção retangular, França e Kimura (2006) também realizaram estudos em pilares-parede com seções compostas de retângulos utilizando a modelagem com malha e, em um dos casos, obteve uma quantidade de armadura transversal maior que os 25% exigidos pela NBR6118:2014.

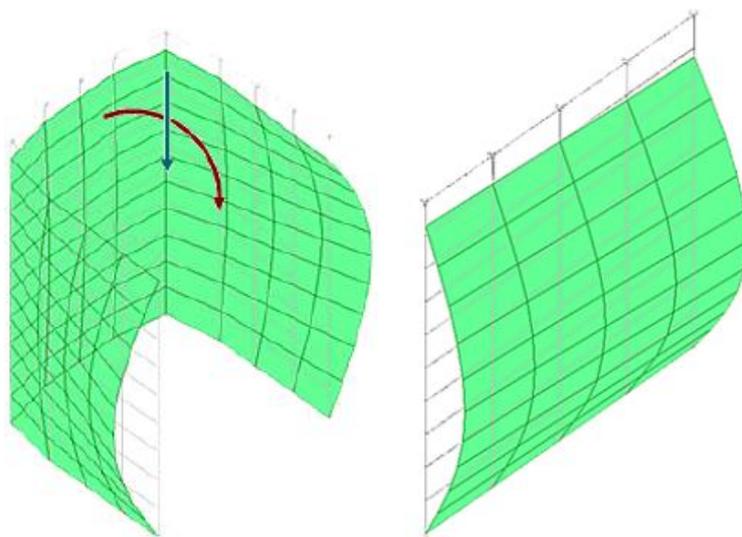


Figura 2.13. Deslocamentos nos pilares-paredes(França e Kimura, 2006)

Em virtude do exposto no parágrafo anterior, um dos objetivos deste trabalho é fazer um estudo mais detalhado sobre a flexão horizontal em pilares-parede com seções transversais retangulares, a fim de determinar a quantidade necessária de armadura transversal de maneira mais razoável.

## 2.5 Araújo (2006)

O trabalho de Araújo (2006) consiste na apresentação de uma formulação teórica para o fenômeno da flambagem localizada em pilares-parede de concreto armado e na proposta de uma formulação simplificada para o cálculo do reforço das lâminas do pilar que apresentam risco de flambagem localizada.

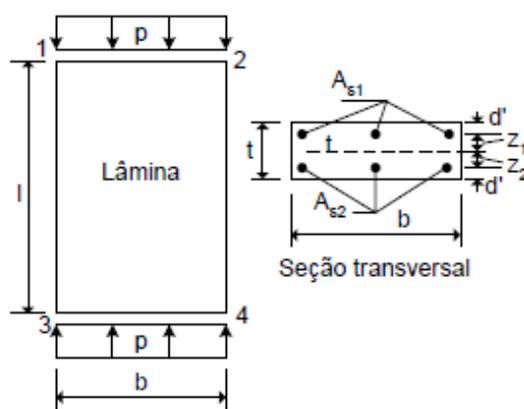


Figura 2.14. Lâmina típica de pilar-parede com duas camadas de armadura (Araújo 2006)

Na formulação teórica para analisar a flambagem local em um pilar-parede ele considera uma lâmina típica do pilar com seção transversal de espessura  $t$ , largura  $b$ , altura igual a  $l$  e  $n$  camadas de armadura colocadas a uma distância  $Z$  do centro da lâmina, ver Figura 2.14. A lâmina é considerada simplesmente apoiada no topo e na base (ao longo das linhas 1-2 e 3-4). As condições de contorno nos lados verticais (1-3 e 2-4), dependem da existência ou não de outras lâminas vizinhas que possam oferecer restrições à rotação na região de união das lâminas. Quando não existem lâminas vizinhas, tem-se a condição de contorno de borda livre e no caso de existência dessas lâminas, em virtude

da dificuldade de quantificar o grau de engastamento entre as lâminas, é adotada a condição de apoio simples.

Após a definição das condições de contorno dos lados verticais, é definido o comprimento de flambagem da lâmina ( $l_e$ ), obtido a partir do estudo da flambagem de placas elásticas, da mesma forma como é adotado pela NBR6118:2014, ver Figura 2.1. De posse do comprimento de flambagem, é determinado o valor do índice de esbeltez da lâmina ( $\lambda = \sqrt{12}l_e/t$ ). A verificação da necessidade de se considerar os efeitos localizados de 2ª ordem no dimensionamento do pilar-parede é feita em função do valor do índice de esbeltez da lâmina.

A carga crítica da lâmina ( $P_{cr} = \pi^2 D/l_e^2$ ) é calculada por meio de uma analogia com a teoria de flambagem de pilares. Ela depende da rigidez a flexão ( $D$ ) e do comprimento de flambagem da lâmina ( $l_e$ ). A partir da carga crítica da lâmina é determinado o índice de esbeltez crítico ( $\lambda_{cr}$ ):

$$\lambda_{cr} = \sqrt{\frac{12\pi^2 \sigma_{sd2} \sum \rho_i \beta_i^2}{\varepsilon_0 (\rho \sigma_{sd2} + \sigma_{cd})}} \text{ (Equação 2.9)}$$

O valor de  $\lambda_{cr}$  depende da resistência do concreto ( $\sigma_{cd}$ ), da deformação máxima permitida para o concreto ( $\varepsilon_0=0,002$ ), da tensão na armadura para uma deformação igual à  $\varepsilon_0(\sigma_{sd2})$ , da taxa de armadura ( $\rho$ ) e da configuração da armadura ( $\beta_i = Z_i/t$ ). De acordo com a Equação 2.9, o índice de esbeltez crítico diminui com o aumento da resistência do concreto, portanto, os problemas de flambagem local serão mais importantes nos pilares-parede executados com concretos de resistências mais elevadas. Quando  $\lambda < \lambda_{cr}$  a seção transversal sofre ruptura por esmagamento, sem que ocorra a flambagem da lâmina. Quando  $\lambda \geq \lambda_{cr}$ , acontece o contrário, a lâmina sofre flambagem antes do esmagamento da seção transversal. A Figura 2.15 mostra as curvas  $\varepsilon-\lambda$  para duas diferentes classes de resistência de concreto (C20 e C40). Na elaboração dessas figuras foi considerada uma placa com duas camadas de armadura, conforme a Figura 2.14.

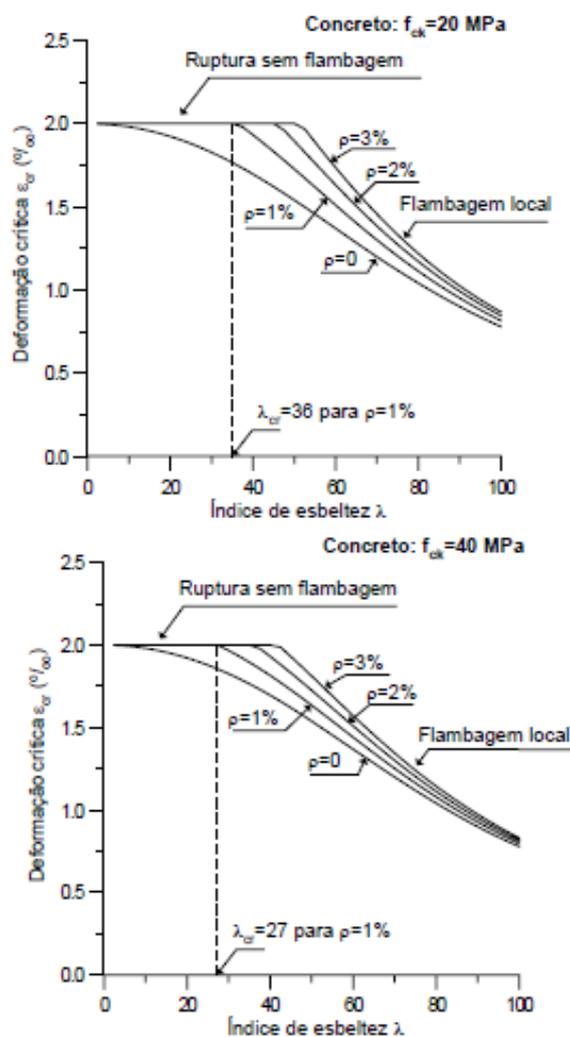


Figura 2.15. Esbelteza crítica de flambagem de placa (Araújo, 2006)

Nos casos nos quais  $\lambda \geq \lambda_{cr}$  é necessário levar em conta os efeitos localizados de 2ª ordem no dimensionamento dos pilares-parede. Existem várias maneiras diferentes de se considerar esse fenômeno, na maioria delas, a interação entre as diversas lâminas do pilar é considerada apenas na determinação do comprimento de flambagem para o cálculo da esbelteza. Para considerar esse fenômeno, Araújo (2006) propõe uma redução na resistência do concreto e na tensão de escoamento da armadura da seguinte maneira:

$$\sigma_{cde} = \alpha_c \sigma_{cd} \text{ (Equação 2.10)}$$

$$f_{yde} = \alpha_s f_{yd} \text{ (Equação 2.11)}$$

onde  $\sigma_{cde}$  e  $f_{yde}$  são, respectivamente, a resistência equivalente do concreto e a tensão de escoamento equivalente da armadura, reduzidas para levar em conta a flambagem localizada. A taxa de armadura necessária na lâmina do pilar-parede ( $\rho_{nec}$ ) é determinada por meio da equação de equilíbrio de força normal ( $N_d$ ), Equações 2.12 e 2.11, respectivamente. É importante observar que nessa alternativa de dimensionamento não é considerado nenhum momento fletor na seção, ou seja, é feito o dimensionamento para o caso de compressão simples.

$$N_{d,max} = (\sigma_{cde} + \rho_{nec} f_{yde}) bt \quad (\text{Equação 2.12})$$

$$\rho_{nec} = \frac{\rho f_{yd} + (1 - \alpha_c) \sigma_{cd}}{\alpha_s f_{yd}} \quad (\text{Equação 2.13})$$

Araújo (2006) define um fator de redução na capacidade resistente ( $F_r$ ) do pilar-parede obtido da relação entre a carga de ruptura considerando a flambagem local e a carga de ruptura sem considerar a flambagem local. O fator de redução dado pela Equação 2.14 é comparado com resultados experimentais realizados em pilares-paredes com seção celular, ver Figura 2.16.

$$F_r = \frac{\sigma_{cde} + \rho f_{yde}}{\sigma_{cd} + \rho f_{yd}} \quad (\text{Equação 2.14})$$

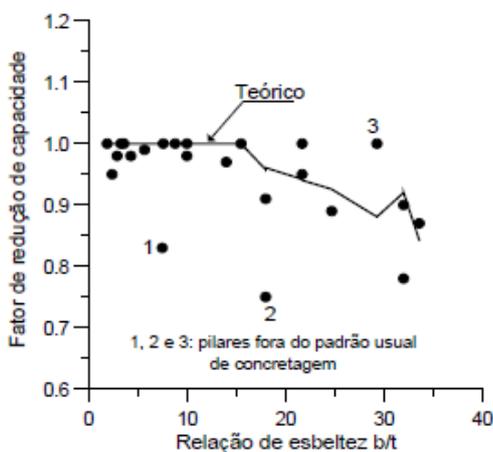


Figura 2.16. Comparação entre o fator de redução e os resultados experimentais (Araújo 2006)

## 2.6 Araújo (2007)

Neste artigo, Araújo (2007) apresenta uma análise do processo aproximado da NBR6118 para consideração dos efeitos localizados de 2ª ordem nos pilares-parede. É feita uma comparação entre o processo simplificado com uma solução baseada na teoria não-linear de placas por meio de uma análise utilizando o método dos elementos finitos.

Existem diversos métodos para levar em conta o efeito de segunda ordem em pilares comuns (ou nas faixas isoladas do pilar-parede), nos quais a grande maioria considera as não-linearidades física e geométrica. No entanto, segundo Araújo (2007), com o intuito de evitar a introdução de erros decorrentes do método aproximado para a inclusão da não-linearidade física, ela foi desprezada e o pilar foi considerado elástico linear.

Um maneira bastante utilizada para considerar os efeitos de segunda ordem em pilares é obtida por meio da análise de um pilar biapoiado, ver Figura 2.17. O momento total é obtido pela soma do momento de 1ª ordem ( $M_{1di}$ ) com o momento de 2ª ordem ( $N_{di}e_2$ ), conforme a Equação 2.15. Esta equação também pode ser escrita de outra forma, fazendo a multiplicação do momento de 1ª ordem por um fator de amplificação ( $\beta$ ), conforme a Equação 2.16.

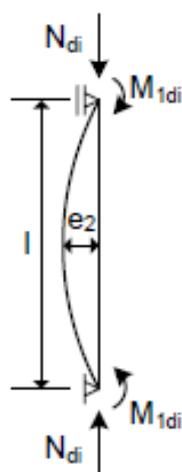


Figura 2.17. Pilar biapoiado (Araújo 2007)

$$M_d = M_{1di} + N_{di}e_2 \quad (\text{Equação 2.15})$$

$$M_d = \beta M_{1di} \quad (\text{Equação 2.16})$$

Araújo (2007) resolve três exemplos de pilares-parede, sendo dois com seção transversal retangular e um com seção transversal em forma de C. Ele faz uma comparação do processo aproximado da NBR6118 com os valores obtidos por uma análise de segunda ordem de uma barra e com uma solução mais rigorosa obtida por meio de uma análise de segunda ordem de placa, considerando a não-linearidade geométrica por meio da inclusão dos termos das deformações no plano médio da placa. A solução do problema usando a teoria de placas é obtida com o emprego do método dos elementos finitos.

No primeiro exemplo o pilar-parede está submetido à flexão composta normal, com momento atuando apenas em torno do eixo de menor inércia, portanto com esforço normal uniformemente distribuído ao longo do comprimento  $b$  da parede, ver Figura 2.18. O momento distribuído de primeira ordem ( $m_{1d}$ ) é igual ao momento mínimo prescrito pela NBR6118. Na análise feita utilizando o método dos elementos finitos, o pilar foi discretizado por uma malha com 100 elementos, ver Figura 2.18. Os resultados são mostrados na Tabela 2.2.

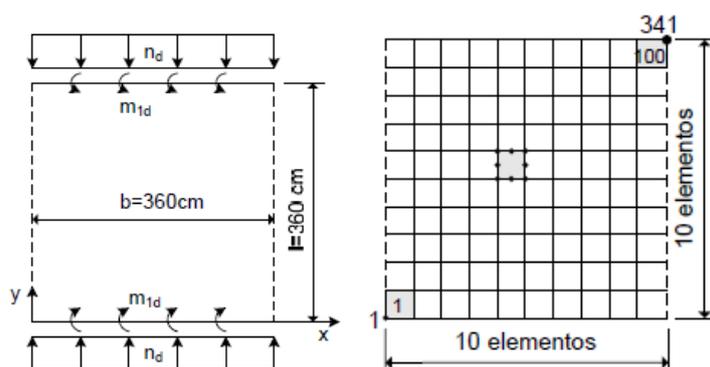


Figura 2.18. Pilar-parede submetido a flexão composta normal (adaptado de Araújo 2007)

Tabela 2.2. Momentos máximos em torno do eixo de menor inércia (adaptada de Araújo 2007)

| Método   | Momento vertical<br>(kN.m/m) | Momento Horizontal<br>(kN.m/m) |
|----------|------------------------------|--------------------------------|
| MEF      | 69,42                        | 10,49                          |
| Pilar    | 67,20                        | -                              |
| NBR-6118 | 67,20                        | -                              |

No segundo exemplo o pilar-parede está submetido à flexão composta oblíqua, com momento atuando em torno dos dois eixos principais, com esforço normal variando linearmente ao longo do comprimento  $b$  da parede, ver Figura 2.19. O momento distribuído de primeira ordem em torno no eixo de menor inércia ( $m_{1d}$ ) e o modelo de elementos finitos são os mesmos do exemplo anterior. Os resultados são mostrados na Tabela 2.3.

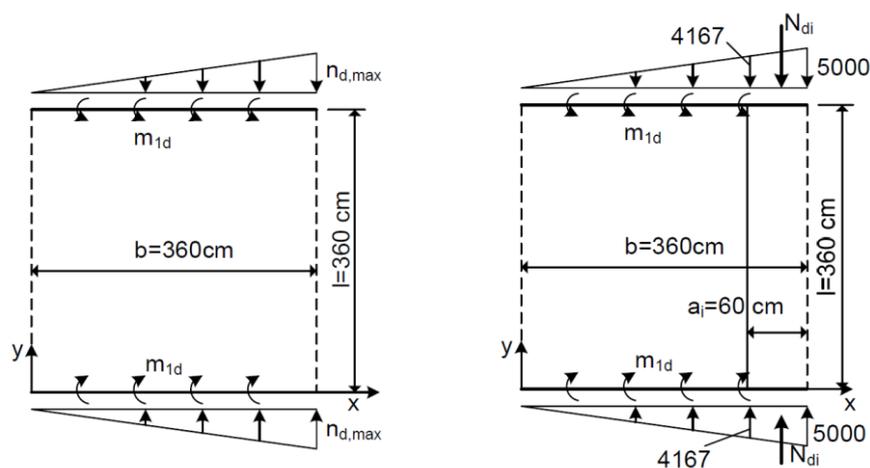


Figura 2.19. Pilar-parede sob flexão oblíqua (Araújo 2007)

Tabela 2.3. Momentos máximos em torno do eixo de menor inércia

| Método   | Momento vertical<br>(k.m/m) | Momento Horizontal<br>(kN.m/m) |
|----------|-----------------------------|--------------------------------|
| MEF      | 72,32                       | 10,49                          |
| Pilar    | 67,20                       | -                              |
| NBR-6118 | 85,58                       | -                              |

Como pode ser visto na Tabela 2.3 o valor do momento obtido pelo processo aproximado é maior do que o obtido pela teoria de placas (18%). Segundo Araújo (2007), caso fosse feita uma discretização mais refinada para as faixas

do processo simplificado da NBR-6118 a diferença entre os valores dos momentos em torno do eixo de menor inércia seria ainda maior, superestimando os efeitos localizados de 2ª ordem e, conseqüentemente, levando a um super-dimensionamento da armadura longitudinal. Outro fator que interfere bastante na determinação dos efeitos localizados de 2ª ordem por meio do processo simplificado da NBR-6118 é o valor do momento em torno do eixo de maior inércia, ou seja, o gradiente de esforço normal ao longo do comprimento  $b$  da seção transversal do pilar-parede.

Nos exemplos citados acima foi desprezada a não-linearidade física, no entanto, o processo simplificado da NBR-6118 é fortemente influenciado por essa não-linearidade. De acordo com Araújo (2007), quando é levada em conta a não linearidade física, o valor do momento máximo em torno do eixo de menor inércia obtido pelo processo simplificado da NBR-6118 é muito maior do que o obtido pela teoria de placa (275%), ver tabela abaixo.

Tabela 2.4. Momentos máximos em torno do eixo de menor inércia, incluindo a não-linearidade física (Araújo, 2007)

| Exemplo | Método   | Momento vertical<br>(kN.m/m) |
|---------|----------|------------------------------|
| 1       | MEF      | 109                          |
|         | NBR-6118 | 104                          |
| 2       | MEF      | 122                          |
|         | NBR-6118 | 336                          |

Em relação ao momento horizontal, este só pode ser avaliado por meio da análise de placa. Araújo (2007) observou que, para pilares-parede com seção transversal retangular, esse momento não sofreu nenhuma influência dos efeitos localizados de 2ª ordem, chegando à conclusão de que não faz sentido avaliar a armadura horizontal do pilar-parede como sendo uma fração da armadura longitudinal (como é feito pela NBR-6118).

## 2.7 Wight e MacGregor (2009)

Wight e MacGregor (2009), no Capítulo 18, abordam o tema Paredes e Paredes de Contraventamento (Walls e Shear Walls) de concreto armado. Eles dividem o estudo em Paredes de Flexão (Bearing Walls), Paredes de Contenção (Retaining Walls), Paredes Içadas (Tilt-Up Walls) e Paredes de Contraventamento (Shear Walls). De acordo com esta divisão, os pilares-paredes são classificados como paredes de contraventamento. Os autores fazem considerações gerais sobre projeto e dimensionamento de paredes estruturais, resistência à flexão e ao cisalhamento e, no último item do capítulo (18-12), são discutidos os aspectos relativos às cargas críticas (cargas de flambagem) em paredes submetidas a esforços axiais.

Segundo Wight e MacGregor (2009), os principais fatores que influenciam no projeto de paredes estruturais são os seguintes:

- 1- A função estrutural da parede em relação ao restante da estrutura, a parede pode estar apoiada e travada na estrutura ou a parede pode servir de apoio e travamento para o restante da estrutura;
- 2- Os tipos de carga aos quais a parede resiste;
- 3- A quantidade e o posicionamento da armadura na seção transversal da parede.

Duas características importantes das paredes de concreto armado são a sua esbelteza (relação entre a altura e a espessura, que geralmente é mais elevada que a esbelteza dos pilares) e a taxa de armadura (normalmente varia de um quinto a um décimo da taxa de armadura de pilar).

O comportamento de paredes de contraventamento depende da relação entre a altura total da parede e o comprimento (maior dimensão da seção transversal), quando as paredes são baixas ou robustas o comportamento é determinado por cisalhamento. No caso de paredes altas ou esbeltas, o comportamento é determinado pela flexão da parede em balanço.

No dimensionamento das paredes de contraventamento, a seção transversal deve ser projetada para satisfazer as seguintes condições:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Equação 2.17})$$

$$\phi N_n \geq N_u \quad (\text{Equação 2.18})$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Equação 2.19})$$

onde  $\phi$  é um coeficiente redutor da resistência, a letra ' $n$ ' representa a resistência nominal, baseada na resistência especificada para o concreto, e a letra ' $u$ ' representa a resistência necessária, calculada a partir das combinações de carregamento.

A determinação do valor do momento fletor nominal ( $M_n$ ) de uma parede de concreto armado com seção retangular que possui armadura longitudinal uniformemente distribuída submetida a uma força normal de cálculo ( $N_u$ ) é feita por um procedimento desenvolvido por Cadenas, A. E. e outros, apud Wight e MacGregor (2009). Nesse procedimento, são adotadas as seguintes hipóteses:

- 1 - Toda a armadura situada na zona tracionada entra em escoamento.
- 2 - Toda a armadura situada na zona comprimida entra em escoamento.
- 3 - A força de tração ( $T$ ) está localizada na metade da altura do trecho tracionado.
- 4 - A força total de compressão ( $C$ ), resultante das contribuições do concreto e da armadura, está localizada na metade da altura do trecho comprimido.

A Figura 2.20 mostra uma seção retangular típica, a sua deformação e o esquema de forças internas e externas que atuam na seção transversal.

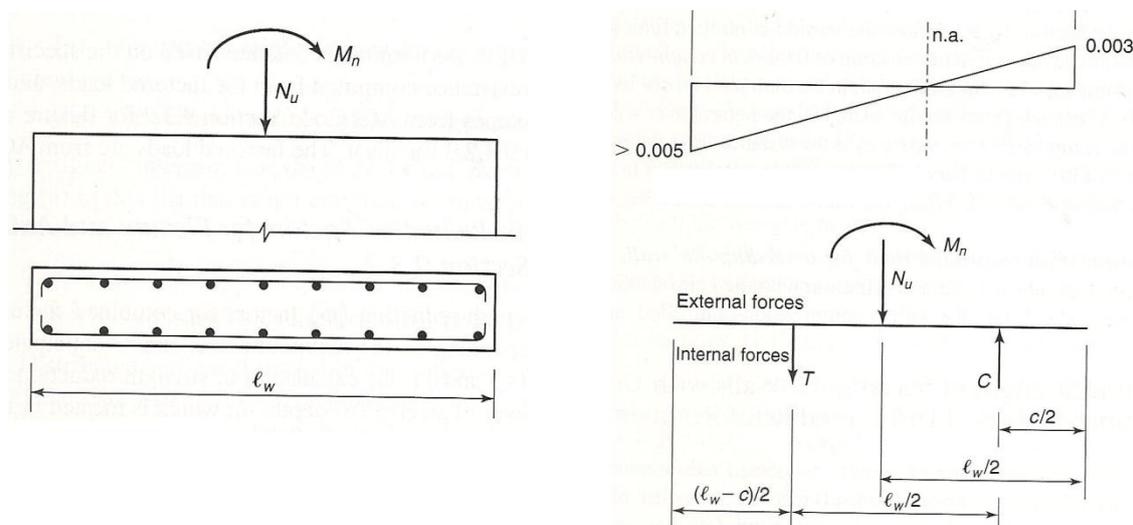


Figura 2.20. Parede com seção transversal retangular submetida à flexão composta normal (adaptada de Wight e MacGregor, 2009)

Cadenas, A. E. e outros, apud Wight e MacGregor (2009), chegaram na seguinte equação para o momento fletor nominal:

$$M_n = T \left( \frac{l_w}{2} \right) + N_u \left( \frac{l_w - c}{2} \right) \quad (\text{Equação 2.20})$$

O uso de seção transversal composta por retângulos (em forma de H, C, T ou L) é bastante comum em paredes de contraventamento. Um outro artifício frequentemente utilizado para aumentar a capacidade resistente da seção transversal é fazer um enrijecimento das bordas da seção retangular por meio do aumento da espessura e pela concentração de armadura nessa região fazendo que ela se comporte como se fosse um pilar na extremidade da seção, ver Figura 2.21.

O dimensionamento à flexão das seções transversais de paredes de contraventamento com enrijecedores ou mesas nas extremidades normalmente é feito sem levar em conta a contribuição da armadura longitudinal distribuída ao longo do comprimento da parede, pois a sua contribuição para o momento resistente é bastante pequena quando

comparada com a contribuição da armadura vertical concentrada nas bordas da seção transversal, ver Figura 2.22. No entanto, para seções com mesas ou paredes associadas, ignorar o reforço da armadura longitudinal distribuída ao longo da seção pode ser muito conservador.

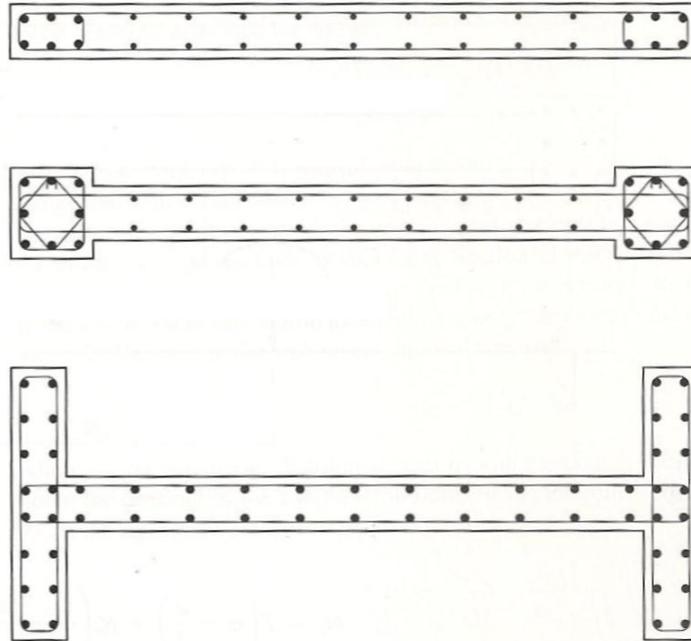


Figura 2.21. Seções transversais com enrijecedores e com mesa (adaptada de Wight e MacGregor, 2009)

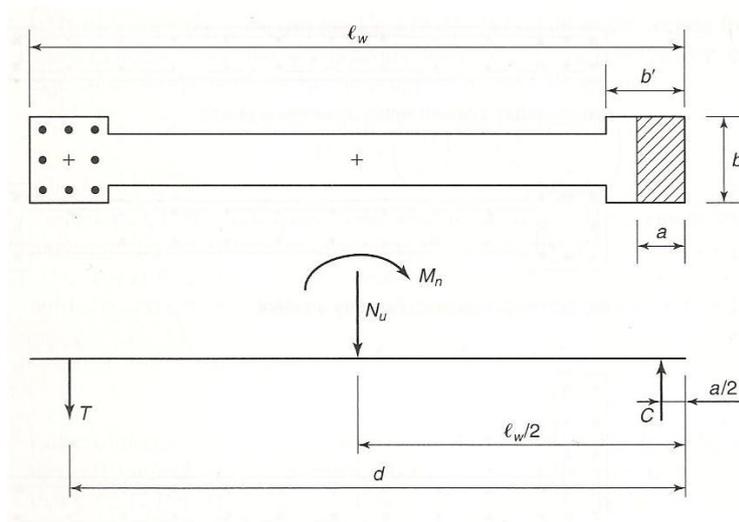


Figura 2.22. Modelo de dimensionamento de seção com enrijecedor (Wight e MacGregor, 2009)

No final do capítulo 18, no item 18-12, Wight e MacGregor (2009) abordam o tema "Cargas Críticas para Paredes Axialmente Carregadas". Eles determinam a tensão crítica na parede por meio de uma analogia com carga de flambagem de um pilar biapoiado, dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bh} = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2} \left( \frac{1}{bh} \right) \quad (\text{Equação 2.21})$$

onde  $\sigma_{cr}$  é a tensão crítica,  $P_{cr}$  é a carga crítica (de flambagem),  $b$  é a espessura da parede,  $h$  é o comprimento da parede,  $E$  é o módulo de elasticidade do material,  $I$  é o momento de inércia da seção transversal e  $kl$  é o comprimento de flambagem do pilar.

A tensão crítica na parede de concreto armado é obtida a partir da Equação 2.21, fazendo a substituição da rigidez do pilar ( $EI$ ) pela correspondente rigidez de placa por metro de comprimento de parede (Equação 2.22), do módulo de elasticidade ( $E$ ) pelo módulo de elasticidade tangente ( $E_T$ ),  $P$  por  $b^2$  e incluindo um fator de correção ( $K$ ), que depende das condições de contorno das bordas da placa. Fazendo isso, obtém-se a Equação 2.23.

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \quad (\text{Equação 2.22})$$

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bh} = K \frac{\pi^2 E_T}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{h}{b} \right)^2 \quad (\text{Equação 2.23})$$

onde  $D$  é a rigidez da placa por metro de comprimento de parede,  $\mu$  é o coeficiente de Poisson,  $b$  é comprimento efetivo da placa (o menor valor entre o comprimento e a distância entre os travamentos horizontais da parede) e  $h$  é a espessura da parede.

Wight e MacGregor (2009) fazem uma breve referência sobre o comportamento pós-flambagem de placas de concreto armado, tomando como exemplo um painel rotulado nas quatro bordas submetido a um carregamento uniaxial, que

corresponde a situação das paredes de pilares com seção celular retangular (que frequentemente são usados em pontes) ou também uma das paredes de seções composta em forma de C ou H. Após a flambagem da região central do painel, as faixas de parede ao longo das faces paralelas ao carregamento continuam a resistir à uma porção da compressão no plano da carga, ao mesmo tempo que a carga resistida pela região central diminui, ver Figura 2.23. A ruptura geralmente ocorre por flexão da região central que sofreu flambagem, por isso, a placa não sofre ruptura brusca.

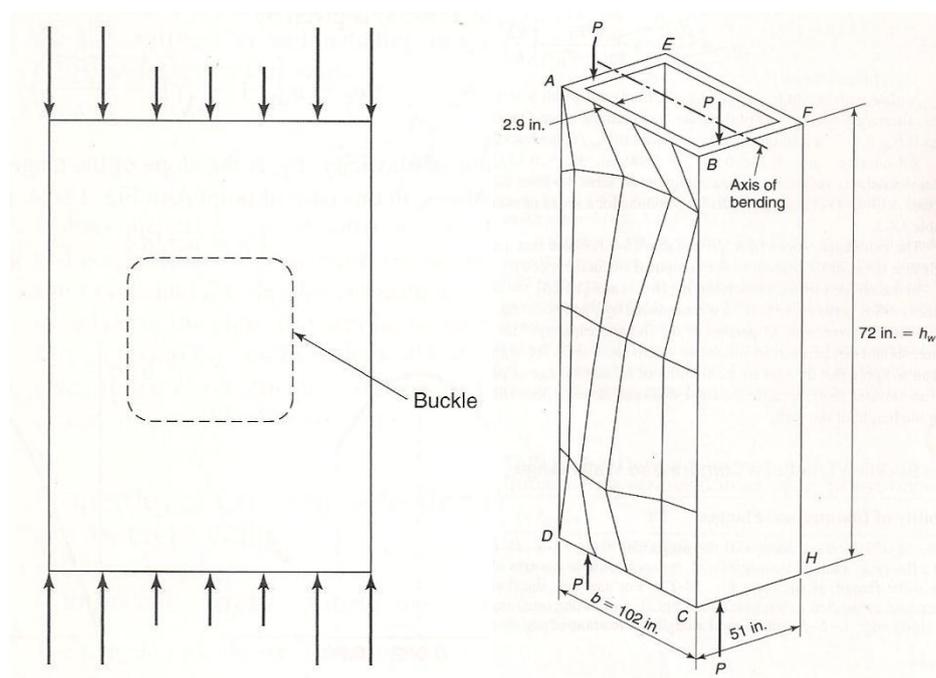


Figura 2.23. Comportamento pós-flambagem de placas de concreto armado (adaptada de Wight e MacGregor, 2009)

## 2.8 Kenneth Arnott (2005)

Com o objetivo de demonstrar que complexos sistemas de paredes podem ser satisfatoriamente idealizados e analisados utilizando simples modelos compostos por elementos de viga, Arnott (2005) fez algumas comparações entre diferentes formas de modelar uma parede de contraventamento.

O primeiro caso é um exemplo bastante simples, uma parede com 35 m de altura (10 andares de 3,5 m), 6 m de comprimento e 20 cm de espessura. Na

parte superior dessa parede são aplicadas duas cargas, uma vertical de 1000 kN e uma horizontal de 100 kN. Foram feito cinco diferentes modelos computacionais: o modelo 1 é o mais simples, no qual a parede é representada por uma única barra (modelo de viga) com seção transversal retangular com 20 cm de largura e 6 m de altura. Todos os outros quatro modelos utilizam elementos finitos de casca, no entanto, com diferentes refinamento de malha. A quantidade de elementos por pavimento varia de um (no modelo 2) até 81 (no modelo 5), ver Figura 2.24. Os deslocamentos laterais no topo da parede são mostrados na Tabela 2.5.

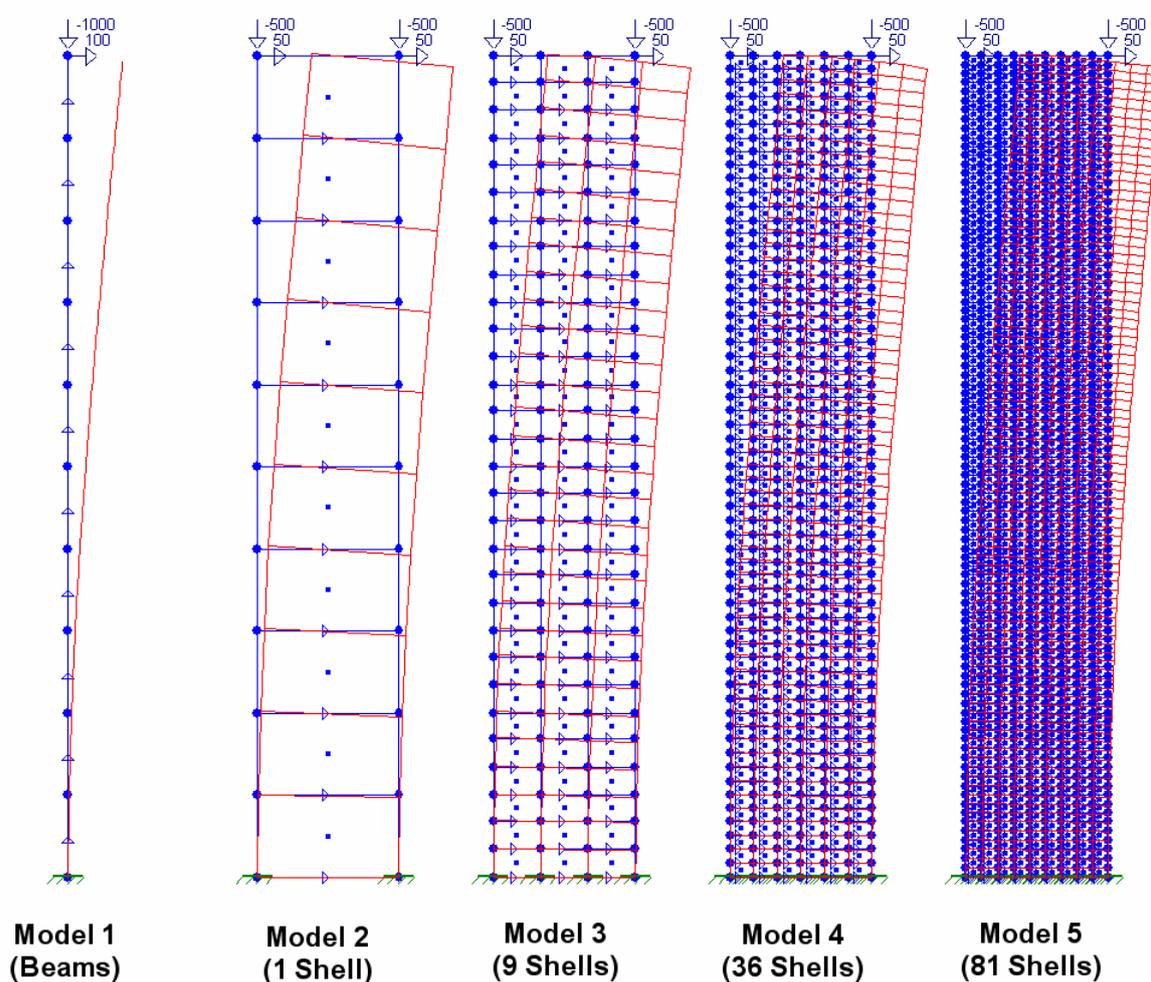


Figura 2.24. Discretização da parede de contraventamento (Arnott, 2005)

Tabela 2.5. Deslocamento lateral no topo da parede (Arnott, 2005)

| Modelo                          | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    |
|---------------------------------|------|------|------|------|------|
| Deslocamento<br>no topo<br>(mm) | 31,2 | 29,7 | 31,0 | 31,2 | 31,2 |

Arnott (2005) faz os seguintes comentários sobre os resultados obtidos neste exemplo:

- 1 - Considerando os efeitos globais, tais como o deslocamento horizontal da edificação, o modelo com elemento de barra dá o mesmo resultado que os modelos de casca mais refinados. Portanto, você não deve entrar no mundo dos elementos de casca esperando respostas diferentes daquelas obtidas pelas simulações tradicionais, nem mesmo um novo nível de precisão.
- 2 - Os resultados para os modelos de casca variam ligeiramente conforme o refinamento da malha. Esta é a primeira indicação de sensibilidade de malha e vale a pena notar que programas computacionais diferentes, usando diferentes tipos de elementos de casca e diferentes formulações, vão mostrar diferentes graus de sensibilidade de malha. Quando se utiliza elementos de casca é necessário verificar os resultados que você está obtendo e saber que eles são sensíveis ao refinamento da malha.
- 3 - Neste exemplo, um engenheiro de projetos provavelmente ficaria satisfeito em aceitar o resultado dado pelo Modelo 3 (com 9 elementos por pavimento). Isso está de acordo com uma visão generalizada de que as paredes de contraventamento podem ser adequadamente modeladas com elementos de casca com dimensões iguais a 1/3 ou 1/4 da altura do pavimento.
- 4 - Além de apresentar uma boa concordância na estimativa de deslocamentos laterais, o modelo de barra também produz informações adicionais que são utilizadas em projeto, como: esforços axiais,

esforços cortantes e momentos fletores na parede como um todo, os quais estão facilmente disponíveis. Quando são utilizados modelos de casca, todos os resultados no contorno dos elementos estão disponíveis, mas, se você quer saber os esforços de cálculo ao longo da parede inteira em alguma fase de projeto ou checar os resultados nodais nos elementos de casca, eles precisam ser integrados ao longo das linhas de corte desejadas (alguns softwares já fornecem esses recursos de maneira satisfatória).

No segundo exemplo foi feita a simulação de uma parede de contraventamento com aberturas ao longo da altura. As características desse exemplo são semelhantes às do exemplo anterior, as cargas aplicadas e as dimensões dos painéis são as mesmas, porém, existem aberturas significativas na parede em cada nível de pavimento (representando as portas), ver Figura 2.25. Inicialmente Arnott (2005) estudou a sensibilidade de malha elaborando quatro modelos com diferentes refinamentos de malha, variando de 7 elementos por pavimento (Modelo 1) até 567 (Modelo 4), conforme a Figura 2.25.

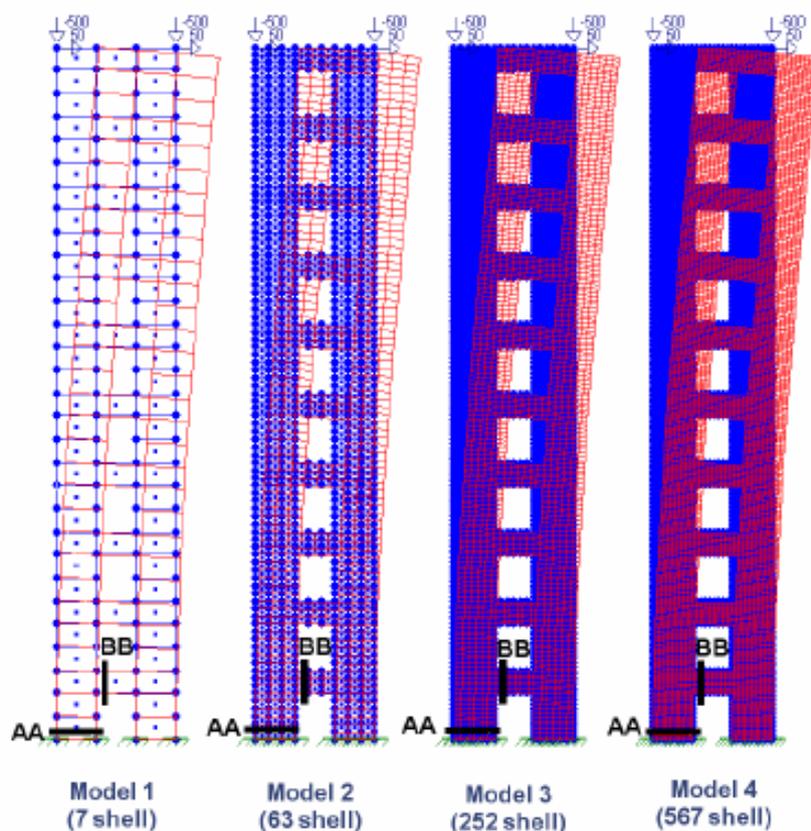


Figura 2.25. Modelos de casca para uma parede com aberturas (Arnott, 2005)

Os valores do deslocamento no topo da parede, do esforço normal, do esforço cortante e do momento fletor nas seções A-A e B-B estão na Tabela 2.6. De acordo com os resultados da Tabela 2.6, o Modelo 2 (com 63 elementos por pavimento) provavelmente é o mais adequado, pois possui uma quantidade de elemento por pavimento relativamente pequena e apresenta uma diferença nos resultados de menos de 5% quando comparado com o modelo mais refinado (com 567 elementos por pavimento).

Tabela 2.6. Comparação dos resultados dos modelos de casca para a parede com aberturas (Arnott, 2005)

| Modelo | Deslocamento<br>(mm) | Seção A-A      |                  |                   | Seção B-B      |                  |                   |
|--------|----------------------|----------------|------------------|-------------------|----------------|------------------|-------------------|
|        |                      | Normal<br>(kN) | Cortante<br>(kN) | Momento<br>(kN.m) | Normal<br>(kN) | Cortante<br>(kN) | Momento<br>(kN.m) |
| 1      | 33,6                 | 269            | 35               | 194               | 17             | 69               | 66                |
| 2      | 36,0                 | 256            | 40               | 225               | 12             | 60               | 58                |
| 3      | 36,6                 | 253            | 41               | 232               | 11             | 58               | 57                |
| 4      | 36,8                 | 252            | 41               | 235               | 10             | 58               | 56                |

Em seguida, Arnott (2005) fez uma série de comparações entre os modelos de casca e os modelos que utilizam elementos de viga. A figura 2.26 mostra os quatro tipos de modelos que foram analisados. No modelo 1, os painéis de cada lado das aberturas são modelados com elementos de casca e um elemento de viga é utilizado para fazer a ligação entre os painéis. A viga de ligação (lintel) tem as propriedades de uma seção retangular com 20 cm de espessura e 110 cm de altura. Para que a rigidez na região ligação entre o elemento de viga e a malha de elementos de casca seja bem representada no modelo foram introduzidos elementos rígidos na vertical (ao longo da altura da viga). Os resultados para esse modelo (ver Tabela 2.7) têm boa concordância com os resultados obtidos pelos modelos compostos exclusivamente por elementos de casca (ver Tabela 2.6).

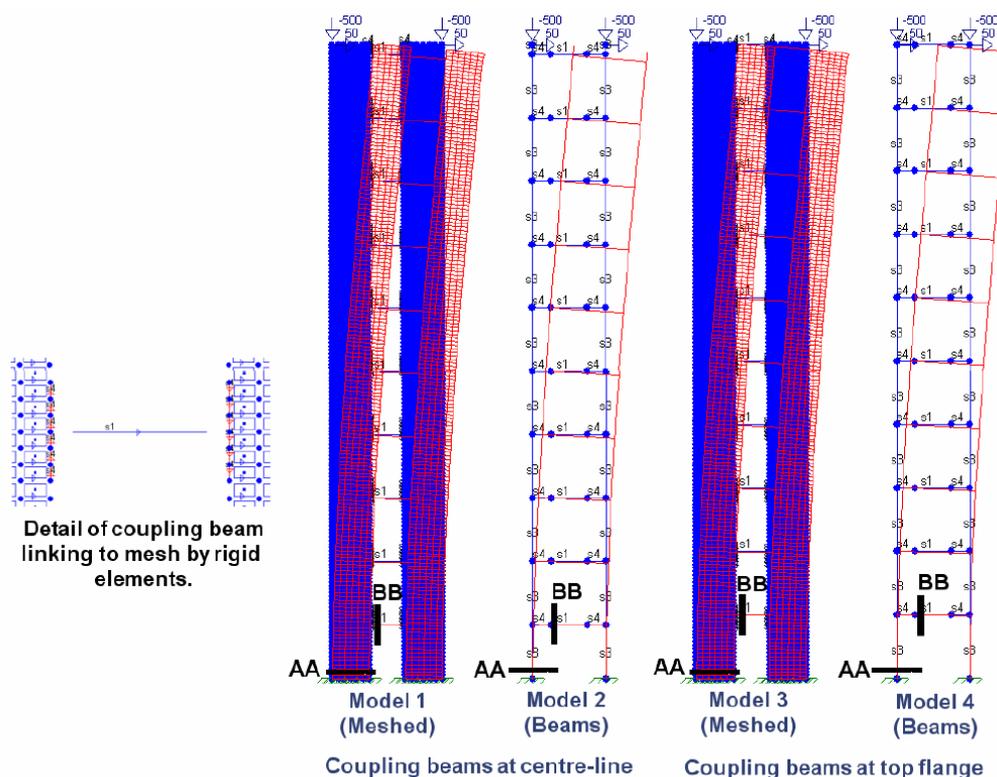


Figura 2.26. Modelagem opcional para uma parede com aberturas (Arnott, 2005)

No modelo 2 foram usados apenas elementos de viga na discretização da paredes e das vigas de ligação. Os elementos foram posicionados no centro de gravidade das seções transversais. A viga de ligação se estende de uma face à outra da abertura e um elemento rígido foi introduzido para fazer a união dessa com o elemento de viga que representa o pilar, conforme a Figura 2.27.

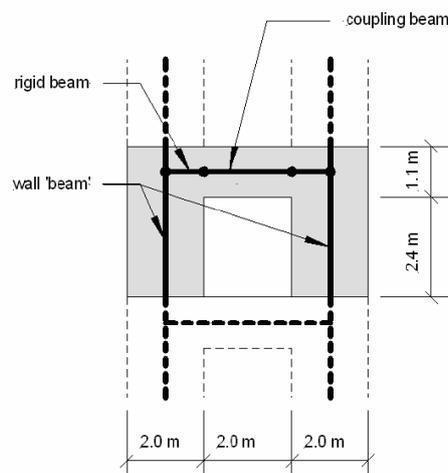


Figura 2.27. Detalhe da ligação no modelo de viga (Arnott, 2005)

Como pode ser visto na Tabela 2.7, o modelo composto exclusivamente por vigas apresenta bons resultados quando comparado com os modelos compostos apenas por elementos de casca (ver Tabela 2.6). Uma exceção ocorre nos valores do esforço normal, que são nulos no modelo de viga e possuem valores diferente de zero no modelo de casca. Essa diferença pode ser explicada pelo efeito de Poisson existente no modelo de casca, quando a parede é comprimida pela carga vertical sofre uma deformação na horizontal, resultando no aparecimento do esforço normal no lintel. Segundo Arnott (2005), esse efeito pode ser desprezado, pois a diferença no dimensionamento da peça não é significativo.

Tabela 2.7. Comparação dos resultados dos modelos opcionais para a parede com aberturas (Arnott, 2005)

| Modelo | Deslocamento (mm) | Seção A-A   |               |                | Seção B-B   |               |                |
|--------|-------------------|-------------|---------------|----------------|-------------|---------------|----------------|
|        |                   | Normal (kN) | Cortante (kN) | Momento (kN.m) | Normal (kN) | Cortante (kN) | Momento (kN.m) |
| 1      | 33,4              | 256         | 37            | 229            | 14          | 57            | 55             |
| 2      | 36,2              | 256         | 50            | 239            | 0           | 61            | 61             |
| 3      | 36,5              | 255         | 40            | 234            | 11          | 57            | 53             |
| 4      | 36,2              | 251         | 50            | 249            | 0           | 67            | 67             |

Os Modelos 3 e 4 da Figura 2.26 são semelhantes aos modelos 1 e 2, respectivamente, a única diferença é que nos primeiros (1 e 2) os elementos de vigas que representam os lintéis são posicionados no centro de gravidade da seção transversal, enquanto que nos modelos 3 e 4 eles são posicionados no topo da seção transversal.

## 2.9 Wallace e Moehle (2012)

Em virtude da significativa evolução na prática de projetos e de construção ao longo dos últimos 20 anos e com o objetivo de otimizar a economia e a segurança, os engenheiros fizeram diversas modificações nos limites de projeto de pilares-parede. Essas modificações resultaram em perfis mais esbeltos e submetidos à solicitações mais severas do que foram verificadas em ensaios de laboratórios ou experiências de campo. Por esses motivos, Wallace

e Moehle (2012) fizeram uma análise do desempenho de pilares-parede que foram submetidos a terremotos recentes (Chile-2010 e Nova Zelândia-2011) e a ensaios de laboratório, com o intuito de fazer uma avaliação para identificar possíveis falhas e propor algumas melhorias nas disposições do ACI. Fato que foi concretizado na edição de 2014 do ACI:318.

Os terremotos ocorridos no Chile (Fevereiro de 2010), na Nova Zelândia (fevereiro de 2011) e no Japão (Março de 2011) forneceram uma grande quantidade de dados sobre o desempenho dos edifícios modernos que utilizam paredes estruturais como principal elemento para resistir aos esforços horizontais. Embora raramente tenha sido observado o completo colapso do edifício, a expectativa geral de dano geralmente foi excedida.

Segundo Wallace e Moehle (2012), em 1996 o Chile adotou um novo código (NCh 433-1996) baseado no ACI 318-95 e produziu uma imensa quantidade de edifícios cada vez mais esbeltos atendendo basicamente as prescrições da norma de concreto armado americana, apenas o confinamento do elemento de extremidade não foi requerido. O terremoto de 2010 causou sérios danos a muitos desses edifícios, incluindo o esmagamento e a fragmentação do concreto, além da flambagem da armadura vertical, muitas vezes, sobre uma grande extensão horizontal da parede. Inspeções nas regiões das extremidades das paredes revelaram um espaçamento relativamente grande entre dos estribos (20 cm) e entre as barra horizontais (20 cm), bem como os ganchos a 90 graus, usados nos estribos e nas barras horizontais, que podem ter aberto devido ao esmagamento do concreto e/ou flambagem da armadura vertical, ver Figura 1.12 (página 14). Algumas das falhas são atribuídas a falta de armadura transversal com menor espaçamento na extremidade da parede, o que não foi exigido pelo código chileno, em virtude do bom desempenho apresentado pelos edifícios no terremoto ocorrido em 1985. Em alguns casos, foi observada a instabilidade lateral (flambagem) de uma grande extensão horizontal da seção da parede, ver Figura 1.11(página 13); antes dos terremotos do Chile e da Nova Zelândia, esta falha por flambagem global havia sido observada principalmente em testes de laboratório (por exemplo, Thomsen e Wallace, 2004). Levantamentos detalhados realizados como parte do ATC-94

(2011), apud Wallace e Moehle (2012), indicam que a flambagem global da parede não foi provocada pelo escoamento da armadura (como inicialmente tinha sido suspeitado com base em pesquisas anteriores), mas ao invés disso, foi resultado da instabilidade lateral das bordas previamente esmagadas.

O terremoto ocorrido no ano de 2011 em Christchurch, Nova Zelândia, provocou muitas rupturas em paredes de forma semelhante às ocorridas no terremoto no Chile em 2010, sugerindo que as deficiências observadas não são isoladas.

Segundo Wallace e Moehle (2012), as análises experimentais em paredes estruturais nos EUA têm se concentrado em preocupações relacionadas ao comportamento de paredes com seções retangulares e em forma de T submetidas a carregamento uniaxial e biaxial, com emendas na região de rótulas plástica, com elevadas solicitações transversais, e com vigas de ligação. Todos estes estudos incluíram ensaios quase estáticos.

Johnson (2010), apud Wallace e Moehle (2012), apresenta os resultados de ensaios isolados de paredes esbeltas em balanço realizados para investigar o comportamento de detalhes de ancoragem. Foram ensaiadas três paredes, a primeira com armadura vertical contínua, a segunda com armadura emendada com luva, e a terceira com armadura emendada por traspasse. Apesar das seções transversais das paredes serem retangulares, foram usadas diferentes quantidades de armadura vertical nas extremidades com o intuito de simular o comportamento de seções de parede em forma de T. Durante os ensaios foram observados o deslocamento no topo da parede, a evolução da fissuração e a forma de ruptura, ver Figura 2.28.

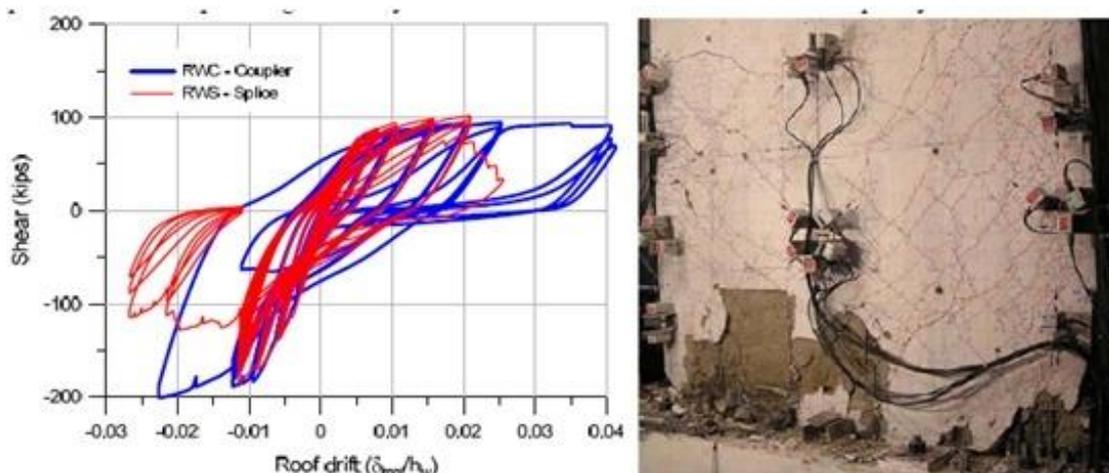


Figura 2.28. Diagrama carregamento/deslocamento e parede rompida no final do ensaio (adaptada de Wallace e Moehle, 2012)

Nagae, et al. (2011), apud Wallace e Moehle (2012) apresentam os resultados obtidos em ensaios realizados no laboratório "E-Defense", localizado na cidade de Miki, no Japão. Foram construídos dois protótipos de um edifício de 4 pavimentos, um executado com concreto convencional e outro usando concreto de alto desempenho, ambos com paredes de seções retangulares, ver Figura 2.29.



Figura 2.29. Protótipo de um edifício de 4 pavimentos no Laboratório E-Defense (<http://peer.berkeley.edu/events/2013/nees-edefense>)

No protótipo executado com concreto convencional, as paredes de concreto tiveram confinamento superior aos exigidos pelas normas dos EUA. Elas

forams submetida a uma carga axial de baixa intensidade, aproximadamente  $0,03A_gf'_c$ , ( $A_g$  - área da seção transversal da parede;  $f'_c$  - resistência característica à compressão do concreto) e ainda assim a extremidade comprimida apresentou esmagamento localizado e flambagem lateral, ver Figura 2.30. Nagae, et al. (2011), apud Wallace e Moehle (2012), observaram que o deslocamento/fragmentação da região da borda foi acompanhada pela flambagem lateral da zona comprimida, semelhante ao que foi observado no Chile e na Nova Zelândia.

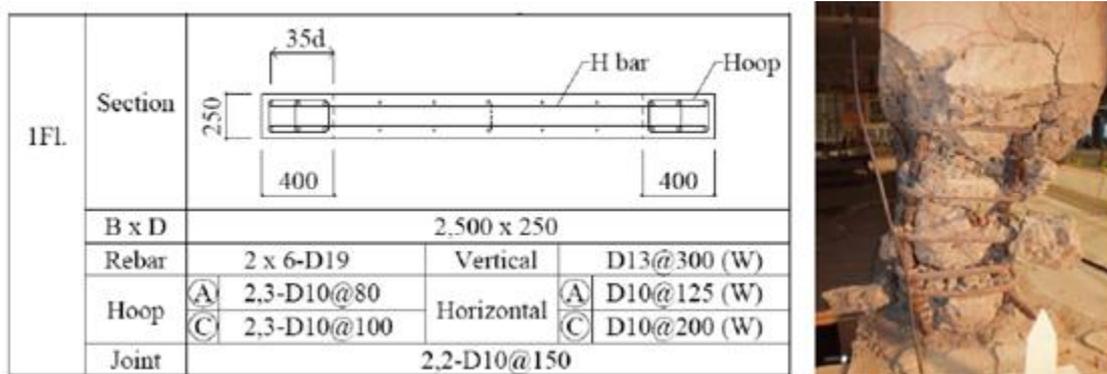


Figura 2.30. Detalhamento da armadura e forma de ruptura de uma parede do protótipo ensaiado no E-Defense (Wallace e Moehle, 2012)

Estudos experimentais realizados por Moehle em 2010, apud Wallace e Moehle (2012), também mostraram uma tendência de flambagem em uma região na extremidade de paredes esbeltas. Dois mecanismos de flambagem foram observados, o primeiro ocorre quando um segmento de parede é submetido a uma deformação plástica de tração, a extremidade pré-fissurada torna-se um elemento relativamente flexível que pode sofrer flambagem. O segundo modo de flambagem começa com o destacamento do concreto do cobrimento, deixando um núcleo relativamente esbelto que tende a flambar lateralmente, deslocando o restante da parede. Esse último modo de flambagem foi amplamente observado nas seções de reconhecimento do terremoto ocorrido no Chile em 2010 e também nos ensaios realizados no E-Defense.

Segundo Wallace e Moehle (2012), o desempenho de parede em terremotos e em estudos experimentais levantaram uma série de preocupações na

elaboração de projeto. No Chile, as rupturas frágeis nas extremidades das paredes foram provavelmente influenciadas pelo nível de tensão axial (possivelmente levando a ruptura por compressão), por demandas de deslocamento maiores do que as esperadas, pelo uso de paredes com seções transversais assimétricas e pela falta de reforço transversal pouco espaçados nas extremidades das paredes. Um aspecto particularmente importante observado nos ensaios é que a ruptura de paredes relativamente esbeltas desenvolvem um comportamento dúctil na compressão, desde que respeitados os requisitos especiais prescritos pelo ACI 318 (2011).

Para limitar as falhas por instabilidade, Wallace e Moehle (2012) sugeriram que devem ser considerados limites para esbeltez da parede, semelhante ao que era feito no Uniform Building Code (1997), que impunha um limite máximo para a esbeltez igual a 16 (altura livre/espessura). Como já foi dito anteriormente, esse limite foi adotado na edição de 2014 do ACI318. Com base em observações em terremotos e testes recentes, provavelmente um limite inferior deva ser usado dentro das zonas de plastificação, o valor máximo igual a 10, foi recomendado por Moehle et al. (2011), apud Wallace e Moehle (2012).

### **2.10 Parra e Moehle (2014)**

Parra e Moehle (2014) apresentam uma formulação para flambagem de seções submetidas a ciclos de deformações plásticas de tração e compressão. Em seguida, essa formulação é aplicada em ensaios de prismas de concreto armado e num edifício chileno (Alto Huerto), que sofreu flambagem em uma parede após o terremoto de 2010.

Como já foi comentado anteriormente, a esbeltez dos pilares-parede tem aumentado muito nos últimos anos, segundo Parra e Moehle (2014), no Chile é comum encontrar pilares-parede retangulares com espessura variando entre 15 e 20 cm, resultando em esbeltezes ( $h_u/b$ ) de piso-a-piso superiores a 16. Estas paredes podem ser susceptíveis à flambagem. Foram observados exemplos deste comportamento após o terremoto do Chile em 2010.

Quando partes da seção de uma parede são sujeitas à deformações de compressão, surge a possibilidade de flambagem lateral. De acordo com Paulay e Priestley (1993) e Chai e Elayer (1999), apud Parra e Moehle (2014), apesar da flambagem da parede ocorrer na extremidade comprimida da parede, ela pode ser fortemente influenciada pela magnitude da deformação de tração experimentada pela parede num carregamento prévio, no sentido oposto. Isto ocorre porque as deformações residuais de tração, num prévio escoamento da armadura longitudinal, deixaram a extremidade da parede com fissuras abertas, resultando numa redução da rigidez lateral.

Considerando uma parede de vários andares, como mostrado na Figura 2.31, a fundação e as lajes proporcionam apoio lateral em todos os níveis dos andares. Assim, a altura livre da parede pode ser igual a altura livre do andar,  $h_u$ . Um comprimento efetivo  $kh_u$  pode ser definido com base nas restrições a rotação nos diferentes níveis de piso. Na análise feita por Parra e Moehle (2014), que está concentrada em paredes muito esbeltas, eles consideraram razoável supor que a parede está engastada no topo e na base da altura livre. Deste modo,  $k$  foi tomado igual a 0,5.

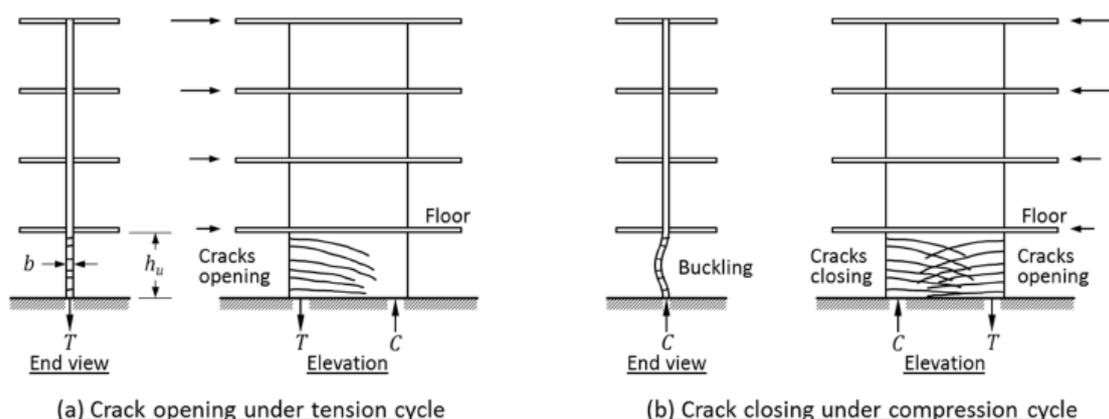


Figura 2.31. Vista global da instabilidade lateral nas extremidades de pilares-parede previamente tracionados (Parra e Moehle, 2014)

Quando as extremidades de um pilar-parede são tracionadas e comprimidas alternadamente, como acontece num edifício submetido a um tremor de terra, e ocorre o escoamento por tração em qualquer das extremidades, uma seção

fissurada é produzida, com uma abertura de fissura que dependente da magnitude da deformação da armadura tracionada. Em uma parede que sofreu um prévio escoamento por tração, o fechamento da fissura sob reversão da deformação pode exigir o escoamento da armadura longitudinal por compressão. Em uma parede com duas malhas de armadura, qualquer leve assimetria na armadura é provável que resulte em um escoamento de uma malha antes da outra, levando a curvatura fora do plano e uma tendência de flambagem. A estabilidade da parede depende da magnitude da deformação prévia de tração e da esbeltez da parede  $h_v/b$ . Parra e Moehle (2014) usam a relação entre a esbeltez crítica e a máxima deformação prévia de tração como uma aproximação de projeto.

Os resultados dos estudos experimentais sobre flambagem de pilares feitos por Chai e Elayer (1999), apud Parra e Moehle (2014), foram utilizados para avaliar a formulação de flambagem aplicada ao Edifício Alto Huerto (Chile), foram utilizados procedimentos diferentes para estimar as deformações exigidas nos pilares-parede. Estes valores foram comparados com o limite estabelecido pela teoria de flambagem. Isto permite que seja feita uma avaliação sobre possibilidade das seções sofrerem flambagem antes do esmagamento do concreto.

A Figura 2.32 serve como ilustração para explicar alguns detalhes da formulação de flambagem proposta por Parra e Moehle (2014). A flambagem lateral da parede está limitada à altura livre do andar, ver Figura 2.32a. É assumido que a parede foi previamente flexionada de tal forma que ocorreu o escoamento à tração na extremidade do pilar-parede, ver Figura 2.32b, em um metro de comprimento (medido na direção horizontal) do elemento de extremidade foram desenvolvidas a força de tração  $T$ , a tensão máxima de tração  $f_{sm}$ , e deformação de tração  $\epsilon_{sm}$ . Após a reversão da deformação, imediatamente antes do escoamento por compressão na mesma extremidade do pilar-parede, a armadura longitudinal será descarregada quando a deformação por compressão for  $\epsilon_s = f_{sm}/E_s$  e recarregada quando a deformação de compressão for igual a deformação de escoamento da armadura ( $-\epsilon_y$ ), de tal forma que a deformação residual de tração será igual

a, aproximadamente,  $\epsilon_{res} = \epsilon_{sm} - (f_{sm}/E_s) - \epsilon_y$ . Para simplificar o modelo, a deformação residual de tração foi aproximada por  $\epsilon_{res} \approx \epsilon_{sm} - 0,005$ . Invariavelmente, uma malha de armadura escoará antes da outra, produzindo a curvatura  $\Phi$ , como mostrado na Figura 2.32d, e o deslocamento fora do plano, como ilustrado na Figura 2.32a e 2.32c. A estabilidade da parede depende da magnitude do máximo deslocamento lateral relativo ( $\delta$ ), que está relacionado com a máxima deformação prévia de tração  $\epsilon_{sm}$ , resultando na curvatura mostrada na Figura 2.32d.

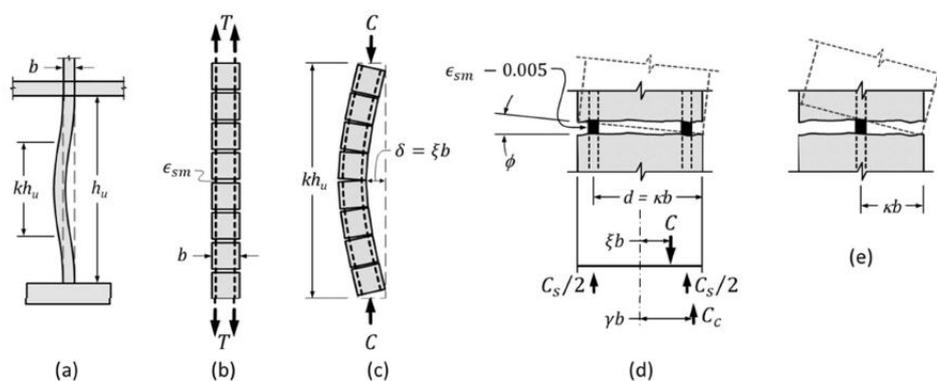


Figura 2.32. Detalhe da flambagem lateral na extremidade de um pilar-parede previamente tracionado (Parra e Moehle, 2014)

Para estimar as condições de estabilidade, Parra e Moehle (2014) primeiro fazem uma aproximação para o comprimento efetivo (comprimento de flambagem). Para uma parede de vários andares com altura total ( $l_w$ ) não inferior a altura livre do primeiro andar ( $h_u$ ), é razoável assumir que a região plastificada por flexão se estende ao longo da altura do primeiro andar. Supondo o engastamento nas partes superior e inferior, com uma forma de flambagem harmônica simples, o comprimento efetivo de flambagem do pilar-parede é  $kh_u = 0,5h_u$ , ver Figura 2.32a. Em seguida eles fazem a dedução da Equação 2.24, que relaciona a esbeltez crítica com a comprimento efetivo de flambagem do pilar-parede. A dedução dessa equação é feita supondo que a armadura longitudinal é deformada até atingir a tensão de escoamento e assumindo que a força de compressão no concreto é representada pelo diagrama retangular de tensões, com tensão média igual a  $0.85f'_c$ , chegando a seguinte expressão:

$$\frac{b_{cr}}{kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0,005}{\kappa \xi}} \quad (\text{Equação 2.24})$$

As principais variáveis que aparecem na Equação 2.32 são a esbeltez da parede ( $kh_u/b$ ), a máxima deformação de tração na armadura longitudinal ( $\varepsilon_{sm}$ ), o parâmetro relativo a altura útil da armadura longitudinal ( $\kappa$ ) e o parâmetro  $\xi$ . O parâmetro  $\kappa$  pode ser obtido a partir de  $d = \kappa b$ , podendo ser adotado  $\kappa \approx 0,8$  para paredes finas com duas camadas de armadura e 0,5 para as paredes com uma única camada de armadura. A partir disto, é evidente que as paredes com duas malhas de armaduras longitudinais são inerentemente mais estáveis do que as paredes com uma única malha. O parâmetro  $\xi$  está relacionado com a taxa mecânica armadura, que é um parâmetro inconveniente para uma fase preliminar de projeto. Segundo Parra e Moehle (2014), os valores usuais para desse parâmetro são:  $0,4 \leq \sqrt{\xi} \leq 0,6$ .

Adotando  $\kappa = 0,8$  e  $\sqrt{\xi} = 0,5$ , a Equação 2.24 para paredes com duas malhas de armadura torna-se:

$$\frac{b_{cr}}{\kappa h_u} = 0,7 \sqrt{\varepsilon_{sm} - 0,005} \quad (\text{Equação 2.25})$$

Se a perda do revestimento ocorrer antes da flambagem da parede (isto ocorre geralmente quando a deformação de compressão está entre 0,003 e 0,005), é mais razoável usar  $\nu = 1$  e  $b_{cr}$  igual à largura do núcleo confinado (distância entre as faces externas das barras verticais).

Para geometrias típicas de parede esbeltas, nas quais as extremidades podem ser consideradas como engastadas, o valor de  $\nu$  é igual 0,5. Assim, a Equação 2.25 torna-se:

$$\frac{b_{cr}}{h_u} = 0,35 \sqrt{\varepsilon_{sm} - 0,005} \quad (\text{Equação 2.26})$$

De acordo com Parra e Moehle (2014), considerando-se um baixo ciclo de fadiga, normalmente a máxima deformação de tração na armadura longitudinal é de aproximadamente  $\epsilon_{sm}=0,05$ . Quando esse valor de deformação é colocado na Equação 2.26, obtém-se  $h_u/b_{cr}=13$ .

As deduções destas equações baseiam-se numa extremidade de parede idealizada, submetida a uma deformação de compressão uniforme igual à máxima. Na verdade, as extremidades das parede têm gradiente de deformação ao longo do seu comprimento, o que tenderia a um enrijecimento maior da extremidade da parede. Isto sugere que estes resultados sejam conservadores para extremidades de paredereais.

Parra e Moehle (2014), comparam os resultados da Equação 2.25 com os resultados obtidos nos ensaios em seções prismáticas submetidas a ciclos de tração e compressão feitos por Chai e Elayer (1999), apud Parra e Moehle (2014). Esse dados são bastante relevantes, nesses ensaios aumentou-se gradualmente as deformações de tração e de compressão até ocorrer a flambagem do corpo de prova. A Figura 2.33 compara os resultados da Equação 2.25 com dados de ensaio de seções prismáticas que sofreram flambagem após ser submetidas a uma deformação de tração igual a  $\epsilon_{sm}$ . Todos os corpos de prova tiveram condições de contorno articuladas ( $k=1$ ). Os resultados sugerem que a Equação 2.25 seja uma aproximação razoável para descrever o comportamento de prismas.

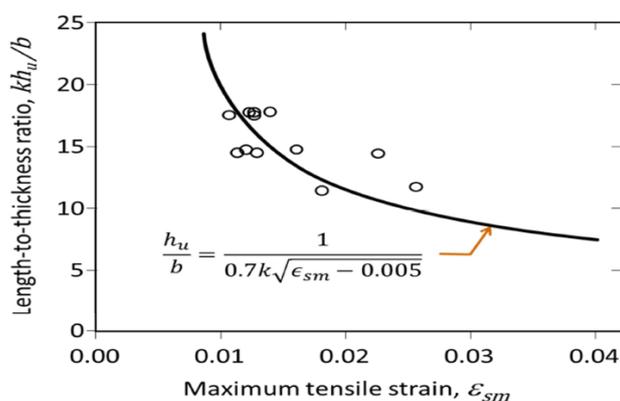


Figura 2.33. Flambagem de seções prismáticas (Parra e Moehle, 2014)

Parra e Moehle (2014), também fizeram uma comparação dos resultados obtidos por meio da Equação 2.25 com os danos observados no Edifício Alto Huerto (localizado em San Pedro de la Paz), causados pelo terremoto ocorrido em 2010 no Chile.

O Edifício Alto Huerto foi severamente danificado após o terremoto do Chile em 27 de fevereiro de 2010. O edifício foi projetado durante os anos de 2007 e 2008 e foi construído em 2009, ele tem quinze andares e dois níveis de subsolo. O sistema de contraventamento para resistir a esforços sísmicos é composto de paredes de concreto armado com 20 cm de espessura. O sistema estrutural para resistir a esforços gravitacionais é compreendido pelas paredes associadas a alguns pilares de concreto armado. A altura típica do andar é de 2,55 m. O edifício sofreu uma grande variedade de danos durante o terremoto de 2010, o principal dano foi caracterizado pelo esmagamento de paredes no primeiro andar ou nos níveis dos subsolos. Algumas paredes, apresentaram flambagem fora do plano, ver Figura 2.34.



(a) East view



(b) 1st story, axis Ñ, between 3 and 5

Figura 2.34. Vista geral e parede rompida do Edifício Alto Huerto (Parra e Moehle, 2014)

A parede mostrada na Figura 2.34b foi a que mostrou mais claramente a flambagem lateral. Parra e Moehle (2014) implementaram no software

PERFORM 3D um modelo não-linear para representar essa parede. Modelos simplificados que integram curvatura ao longo da altura, incluindo um modelo de plastificação, também foram utilizados por eles. Todos os modelos produziram a mesma conclusão. Especificamente, para o carregamento lateral que provoca tração na mesa, a parede sofre esmagamento quando o deslocamento lateral relativo for de aproximadamente 0,005. De acordo com o modelo de flambagem apresentado nesse item, é necessária uma deformação de tração prévia com valor máximo  $\varepsilon_{sm} \sim 0,03$  para reduzir a rigidez por causa fissuração da parede de tal forma que cause flambagem fora do plano. Para chegar a uma deformação de tração de  $\varepsilon_{sm} \sim 0,03$  é requerido um deslocamento lateral relativo no topo da parede em torno de 0,014. Embora este valor de deformação seja plausível, levando em conta o espectro de resposta para o local, ele é aproximadamente três vezes a deformação necessária para provocar o esmagamento da parede. Portanto, segundo Parra e Moehle (2014), parece muito mais provável que a parede tenha primeiro sofrido esmagamento, para o carregamento que a colocou em compressão, e, em seguida, a seção danificada sofreu flambagem. Se for assumido que a fragmentação do cobrimento de concreto deixa um núcleo intacto, o modelo de flambagem indica que seção reduzida estaria propensa a sofrer flambagem com uma deformação no topo igual a 0,005.

Parra e Moehle (2014) concluem que as extremidades de paredes podem apresentar flambagem global quando sujeitas a tremores de terra. A tendência de flambagem depende principalmente da esbeltez  $h_v/b$ . Com base neste estudo, parece mais provável que a flambagem é uma ruptura secundária que ocorre após o esmagamento da extremidade da parede, deixando uma seção transversal ainda menor e lateralmente mais instável, definida pelo núcleo de concreto. Eles sugerem que normas devam ter um limite para a esbeltez das paredes determinado por  $h_v/b \leq 16$ , para que as paredes mantenham o seu cobrimento de concreto. O mesmo limite poderia ser aplicado em paredes de concreto que têm deslocamento do cobrimento, substituindo largura da parede pela largura do núcleo confinado. O limite acima mencionado é aplicável às paredes com duas malhas de armadura distribuídas, no caso de

paredes com uma única camada de armadura esse limite dever ser mais rigoroso.

### **2.11 Sritharan et al. (2008)**

Em um projeto colaborativo que envolve pesquisadores da Universidade de Minnesota (UMN), Iowa State University (ISU) e da Universidade de Puerto Rico em Mayagüez, bem como um engenheiro consultor da Nakaki Bashaw Group, Inc., na Califórnia, cinco paredes estruturais de concreto foram projetadas e testadas nas instalações do Multi-axial Subassemblage Testing (MAST) na UMN. O MAST é uma das 15 instalações experimentais estabelecidas pela National Science Foundation (NSF), como parte da Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES). O programa experimental incluiu ensaios com carga unidirecional em três paredes retangulares e ensaios de carga multi-direcional em duas paredes com seção transversal em forma de T. O relatório produzido por Sritharan et al. (2008) concentrou-se na análise numérica pré-ensaio e/ou pós-ensaio de todas as cinco paredes. Essas análises foram realizadas utilizando modelos baseados em fibras por meio de um programa aberto de elementos finitos, o OpenSees. Esses modelos foram destinados a capturar tanto as respostas globais como as respostas locais das paredes, pois uma compensação de erros pode levar a boa previsão das respostas globais sem capturar adequadamente os efeitos locais.

Segundo Sritharan et al. (2008), em grandes ou moderados sismos, as partes inferiores dos pilares-paredes são projetadas considerando flexão inelástica. Nesta região, especialmente nas extremidades da seção transversal, os pilares-parede são submetidos a grandes deformações de compressão e tração oriundas da flexão, portanto, requerem um reforço transversal especial.

Um comportamento confiável de pilares-parede submetidos a carga lateral é, portanto, ditado pelos elementos de extremidade a serem devidamente reforçados para garantir um projeto satisfatório e um desempenho aceitável. Um detalhamento adequado da armadura transversal em elementos de extremidade permite que o concreto alcance elevadas deformações de

compressão, devido aos efeitos de confinamento, e ajuda a prevenir a flambagem da armadura longitudinal. Se uma quantidade elevada de armadura transversal é usada, a parede terá um bom desempenho sob cargas sísmicas; no entanto, o custo total da parede irá aumentar e também surgirão dificuldades executivas. Caso exista uma quantidade de armadura lateral insuficiente, isso pode causar ruptura prematura do pilar-parede devido ao esmagamento do concreto ou à flambagem da armadura longitudinal, causando uma rápida perda de resistência. Neste contexto, se o comportamento da parede sob cargas laterais puder ser previsto com precisão no processo de projeto, o projetista pode desenvolver sistemas de contraventamento compostos por pilares-parede eficientes e econômicos e que serão suficientes para resistir a grandes deformações nos edifícios.

Vários métodos têm sido utilizados para analisar pilares-parede e prever seu comportamento sob cargas cíclicas com reversão de sentido. Esses métodos vão desde cálculos relativamente simples, baseados em relações momento-curvatura até modelos sofisticados de análise geral de elementos finitos.

Sritharan et al. (2008) apresentaram diferentes abordagens analíticas disponíveis na literatura para modelar a resposta de pilares-parede. Segundo eles, qualquer destas técnicas pode ser utilizada tanto para seções transversais retangulares como para seções compostas. Pilares-parede foram modelados e analisados usando diversas abordagens diferentes por vários investigadores. Ao invés de fazer uma extensa listagem de todos os estudos analíticos feitos em pilares-parede, Sritharan et al. (2008) fizeram um resumo das várias abordagens de modelagem utilizadas para estudos de pilares-parede e comentários sobre as vantagens e desvantagens de quatro tipos de modelagem.

### **2.11.1 Modelos Tridimensionais - Elementos Sólidos**

O comportamento dos pilares-parede tem sido simulado utilizando elementos sólidos ou tridimensionais (3D) com o objetivo de analisar comportamento desses elementos estruturais sob cargas laterais. Esta abordagem de

modelagem tem a vantagem de permitir que a deformação, e a correspondente tensão, possam variar em toda a seção sem que o usuário tenha que especificar uma distribuição específica, como em uma abordagem na qual admite-se a hipótese de que as seções planas permanecem planas após a deformação. Além disso, a rigidez ao cisalhamento do pilar-parede é determinada para cada elemento individual. Nessa abordagem, as armaduras longitudinais e transversais podem ser colocadas ao longo do elemento sólido ou podem ser discretamente modeladas usando elementos de treliça. A natureza tridimensional do modelo permite que cargas laterais bidirecionais possam ser aplicadas no pilar-parede. No entanto, os elementos sólidos têm algumas desvantagens significativas. Eles necessitam da incorporação de um complexo modelo material 3D para o concreto, que seja capaz de modelar com precisão o início, a propagação e a orientação das fissuras que se formam nos elementos de concreto, bem como o histórico de carregamento e descarregamento. Um grande número de elementos sólidos pode ser necessário para modelar com precisão o concreto e a armadura de uma parede, o que pode exigir um esforço computacional significativo para executar a análise. A consideração adequada dos efeitos da penetração das fissuras é um grande desafio a ser superado e que, muitas vezes, é ignorado na análise.

### **2.11.2 Modelos Bidimensionais - Estado Plano de Tensão, Estado plano de Deformação, ou Elemento de Casca**

Modelos consideram o estado plano de tensão, estado plano de deformação e modelos que usam elementos de casca também têm sido utilizados para simular a resposta de paredes estruturais, nesses casos são elementos bidimensionais (2D). Essa abordagem tem algumas das mesmas vantagens e desvantagens do elemento sólido. Um modelo de concreto 2D confiável é necessário para a análise e deve incluir os efeitos de fissuração e regras apropriadas para carga e descarga. Além da necessidade de implantação de um modelo relativamente complexo para o concreto e de um grande número de elementos, estes modelos são limitados apenas para carregamento unidirecional. Semelhante a elementos sólidos, a implementação dos efeitos de penetração das fissuras é difícil e, geralmente, são ignorados.

### 2.11.3 Macro Modelos

Elementos de macro modelo são um tipo de elemento que ao invés de especificar comportamentos microscópicos, tais como relações tensão-deformação, os parâmetros de resposta globais são diretamente especificados. Tipicamente, os macro modelos aglomeram vários comportamentos em um elemento para simplificar e aumentar a eficiência computacional da análise. Os elementos do macro modelo são usados para capturar as regiões de comportamento não linear, enquanto elementos lineares são usados para regiões que permanecerão elásticas durante a análise.

Um exemplo de um elemento de macro modelo é o Multiple-Vertical-Line-Element- Models (MVLEM). Esse tipo de modelagem simula o comportamento de paredes retangulares, utilizando uma série de molas verticais e de cisalhamento ligadas por vigas rígidas na parte superior e na parte inferior do elemento. A Figura 2.35 apresenta esquematicamente o MVLEM. As características de força-deslocamento das molas podem ser definidas para incluir as várias componentes da resposta das paredes estruturais.

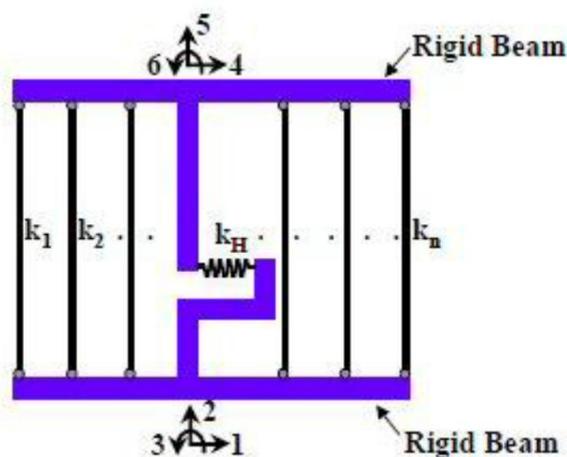


Figura 2.35. Modelo MVLEM (Sritharan et al., 2008)

Uma "viga com rótulas" é outro exemplo de macro modelo usado para simular paredes estruturais. Segundo Bolander e Wright(1991), apud Sritharan et al., (2008), este modelo incorpora todo o comportamento não-linear nas extremidades, por meio da utilização de molas axiais e rotacionais. O

comportamento de mola é então definido para fornecer os mais diversos tipos de resposta que seja desejado pelo usuário.

A principal vantagem dos macromodelos é que eles são computacionalmente muito eficientes e proporcionam uma boa simulação do comportamento global da parede. No entanto, macro modelos exigem experiência e conhecimento para determinar as relações de força-deslocamento para as molas, ao invés de relações tensão-deformação do material que são mais familiares para a maioria dos engenheiros. Além disso, a fissuração e outros comportamentos são agrupados no comportamento da mola, levando a uma simulação potencialmente imprecisa para as respostas locais.

#### **2.11.4 Elementos de Barra**

Elementos de barra com seções baseadas em comportamento de fibras têm sido utilizados para simular a resposta de paredes estruturais. Estes modelos permitem que o usuário especifique o comportamento tensão-deformação uniaxial para a armadura longitudinal, bem como para o concreto confinado e não confinado incluindo os efeitos na direção transversal. Uma grande variedade de modelos estão disponíveis e podem ser utilizados para caracterizar o comportamento de diferentes materiais, a fim de capturar as respostas da seção transversal e do elemento com boa precisão. Uma vez que o modelo é baseado no comportamento tensão-deformação uniaxial de um grupo de fibras, os modelos são mais fáceis de serem construídos e compreendidos do que os modelos citados anteriormente. De acordo com Sritharan et al., (2008), uma desvantagem dos elementos barrabaseados em fibra é que a distribuição de tensão no nível de seção é tipicamente pré-definida. Além disso, alguns elementos exigem que a deformação por cisalhamento seja tratada separadamente. Nesses casos, o elemento de barra considera apenas a deformação de flexão e a deformação axial, a rigidez de cisalhamento não está incluída na rigidez do elemento. Com o objetivo de incluir os efeitos de deformação por cisalhamento, um modelo material separado deve ser utilizado para definir uma relação global entre a força de cisalhamento e a deformação do elemento de barra. O modelo material para o

cisalhamento pode ser colocado em paralelo ao modelo de barra, incluindo assim a rigidez de cisalhamento na matriz de rigidez global da estrutura.

Sritharan et al. (2008) escolheram elementos finitos baseados em fibra para modelar e analisar os pilares-parede. No modelo de fibra a seção de concreto armado de um elemento estrutural é representada por um grupo de fibras uniaxiais no qual o comportamento uniaxial do concreto ou do aço é associado à essas fibras. Os efeitos tridimensionais no comportamento do material normalmente são incorporados no comportamento uniaxial do material a fim de melhorar a precisão da análise. Taucer et al. (1991), apud Sritharan et al. (2008), utilizaram este conceito para desenvolver um elemento de barra para a análise da resposta sísmica de sistemas estruturais e demonstraram que ele melhora significativamente a eficiência computacional em relação às abordagens tradicionais de elementos finitos. A principal vantagem de usar este elemento de fibra é que ele permite o uso das relações tensão-deformação uniaxiais que estão bem estabelecidas, proporcionando respostas força-deslocamento precisas para elementos estruturais sob cargas laterais. Uma hipótese inerente utilizada no elemento de fibra é que as seções planas permanecem planas após a deformação por flexão. Quando a seção transversal de um elemento estrutural não satisfaz essa hipótese, essa suposição pode levar a deformações e curvaturas imprecisas nas seções críticas. Consequentemente, a análise levaria a uma estimativa imprecisa da ruptura e das respostas força-deslocamento, pois elas são significativamente dependentes das respostas locais nas regiões críticas. Outra desvantagem desse tipo de análise é que normalmente ela ignora os efeitos da perda de aderência da armadura longitudinal resultante da penetração das fissuras.

#### **2.11.5 Análise de Pilar-Parede Usando Elementos de Barra**

Sritharan et al. (2008) utilizaram elemento de barra baseado em fibra para fazer a análise numérica de cinco pilares-parede diferentes, três com seção transversal retangular e dois com seção transversal em forma de T. Eles compararam os resultados com a análise experimental dessas mesmas paredes, executada no Laboratório MAST, da Universidade de Minnesota.

A análise de pilares-parede submetidos a carregamento no plano ou carregamento multi-direcional requer que uma série de questões sejam tratadas no desenvolvimento do modelo de análise. Segundo Sritharan et al. (2008), as principais questões são:

- 1) comportamento não linear do material, incluindo os efeitos de fissuração e confinamento de concreto, bem como escoamento e encruamento da armadura;
- 2) deformação por cisalhamento;
- 3) interação entre as deformações por cisalhamento e por flexão;
- 4) os efeitos da defasagem por cisalhamento na mesa de pilares-parede não retangulares (por exemplo, parede com seção transversal em forma de T);
- 5) os efeitos da penetração da fissura na interface parede-fundação;
- 6) influência de detalhes de ancoragem utilizados na armadura longitudinal (por exemplo, acopladores, emendas por traspasse, etc.).

#### **2.11.5.1 Configuração do Ensaio e Protocolo de Carregamento**

Será apresentado aqui apenas um resumo dos estudos referentes aos três pilares-parede com seções transversais retangulares. Eles eram quase idênticos, exceto pelo fato de possuírem diferentes detalhes de ancoragem para a armadura longitudinal na interface do pilar-parede com a fundação. Estes ensaios tinham o objetivo de analisar o impacto dos diferentes detalhes de ancoragem sobre as respostas das paredes. Na prática, os pilares-parede de concreto armado são projetados com emendas convencionais por traspasse na base, enquanto que as pesquisas experimentais em pilares-parede geralmente têm eliminado quaisquer emendas e este detalhe, muitas vezes, influencia na resposta do pilar-parede de concreto armado. Os pilares-parede retangulares

foram projetados para examinar a influência dos três seguintes diferentes detalhes de ancoragem das barras longitudinais: 1) armadura longitudinal contínua, sem quaisquer emendas; 2) emendas com luvas; e 3) emendas convencional por traspasse dimensionadas de acordo com o ACI.

Quando os pilares-parede foram detalhados, as armaduras nas duas extremidades eram diferentes, de tal modo que a resposta da parede não é simétrica para diferentes sentidos de carregamento. De acordo com Johnson (2007), apud Sritharan et al. (2008), essa situação corresponde aos casos de mesa tracionada e de mesa comprimida de um pilar-parede com seção transversal em forma T carregada na direção da alma. Todos os três pilares-parede retangulares foram sujeitos a um carregamento cíclico com inversão completa. As simulações numéricas de todos os pilares-parede foram realizadas utilizando o programa computacional OpenSees. Para assegurar que o modelo de análise havia capturado satisfatoriamente a resposta medida, ambos os parâmetros global e local, bem como as diferentes componentes de deslocamento foram comparadas com os resultados experimentais.

As características geométricas dos três pilares-parede são mostradas nas Figuras 2.36 e 2.37, todos os três tinham 254 pol (645 cm) de altura, 90 pol (229 cm) de comprimento e 6 pol (15 cm) de espessura. Uma vez que estas paredes foram projetadas para ter a resistência semelhante a de uma parede com seção transversal em forma T submetida à flexão, isso resultou em dois detalhamentos diferentes para as armaduras nas extremidades da seção transversal. A distribuição da armadura longitudinal na seção transversal para os três pilares-parede também pode ser vista nas Figuras 2.36 e 2.37. Observa-se que na extremidade esquerda a armadura longitudinal é composta por três barras de aço em cada face, sendo duas #6 (20 mm) e uma #5 (16 mm), distantes uma da outra de 3,5 pol (9 cm). Essas barras longitudinais são travadas lateralmente por estribos e grampos de barra #2 (6,3 mm) com espaçamento vertical igual a 2 pol (5 cm). Na extremidade direita a armadura longitudinal é composta por quatro barras de aço #9 (25 mm) em cada face, distantes uma da outra de 4 pol (10 cm), sendo que as duas mais externas estão travadas lateralmente por estribos de barra #2 (6,3 mm) com

espaçamento vertical igual a 2 pol (5 cm). Na região entre os reforços de extremidade a armadura longitudinal é composta quatro barras #4 (12,5 mm) em cada face, distantes uma da outra de 18 pol (46 cm) sem qualquer travamento lateral, pois a armadura horizontal existente, #3 (10 mm) a cada 7,5 pol (19 cm), não possui capacidade para garantir o travamento das barras internas e, além disso, ela passa por dentro de algumas barras longitudinais.

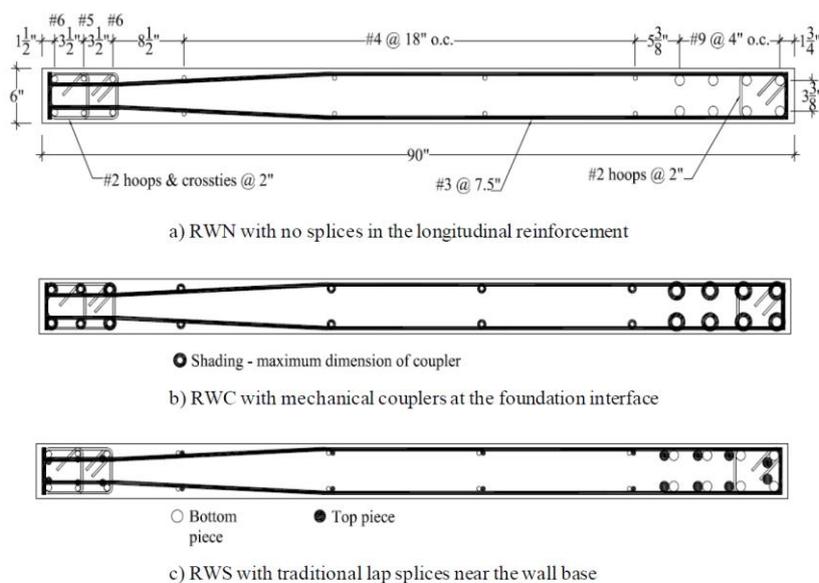


Figura 2.36. Detalhes das armadura na seção transversal dos pilares-parede (Sritharan et al, 2008)

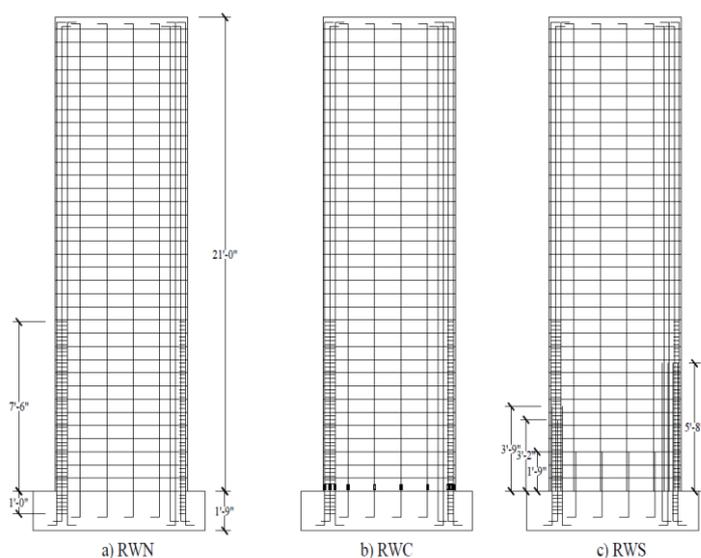


Figura 2.37. Detalhes das armadura ao longo da altura dos pilares-parede (Sritharan et al, 2008)

Um esquema da configuração do ensaio é mostrado na Figura 2.38. O bloco de base de cada pilar-parede foi firmemente fixado ao chão por meio de protensão e o topo do pilar foi travado transversalmente. Os pilares-parede foram submetidos a uma carga cíclica com inversão, usando um macaco hidráulico com 220 kip (979 kN) de capacidade de carga, fixado horizontalmente na parede de reação do MAST. Em cada caso, os deslocamentos cíclicos invertidos predeterminados foram aplicados nos pilares-parede a uma altura de 240 pol (610 cm), medidos a partir da interface da base do pilar-parede com o bloco.

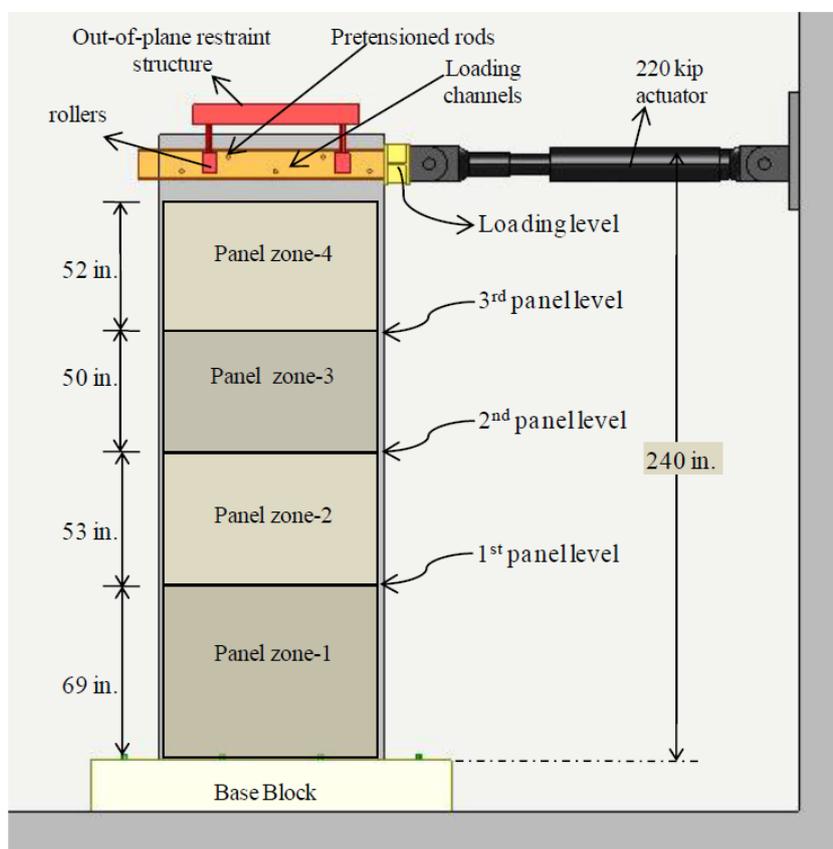


Figura 2.38. Esquema do ensaio realizado nos pilares-parede com seções transversais retangulares (Sritharan et al, 2008)

Ignorando a influência dos detalhes de ancoragem, os valores iniciais dos deslocamentos aplicados nos ensaios foram escolhidos com base em uma resposta força-deslocamento prevista a partir de uma análise de momento-curvatura da seção transversal. Todos os três pilares-parede foram submetidos

ao mesmo histórico de deslocamento até ao início da ruptura. O histórico dos deslocamentos aplicados é mostrado na Figura 2.39. Com o objetivo de monitorar as componentes de deformação e a ruptura ao longo da altura, os pilares-parede foram divididos em quatro painéis, ver Figura 2.38. Além de gravar o deslocamento da parede na altura do carregamento, o deslocamento lateral foi monitorado em cada um dos painéis durante os ensaios.

De acordo com Sritharan et al (2008), todos os três pilares-parede sofreram ruptura por flambagem na região confinada. Os históricos de carregamento após o início da ruptura foram diferentes para cada pilar-parede devido ao estado de dano de cada um no momento da flambagem.

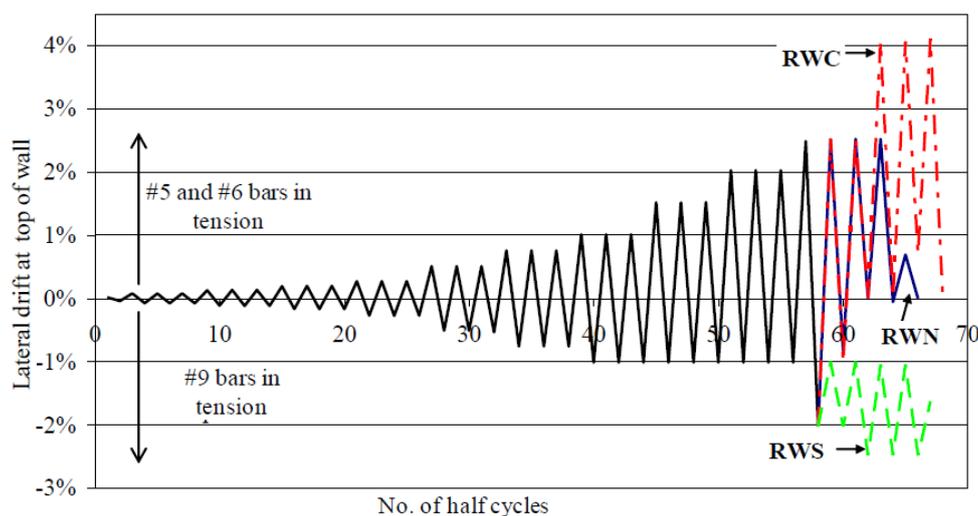


Figura 2.39. Protocolos de deslocamentos usados nos ensaios de pilares-parede com seções transversais retangulares (Sritharan et al, 2008)

### 2.11.5.2 Modelos Numéricos

O comportamento dos três pilares-parede com seções transversais retangulares submetidos à carga lateral foi analiticamente investigado utilizando elementos de barra baseados em fibra, disponíveis no OpenSees. A modelagem utilizou elementos não-lineares.

Segundo Sritharan et al (2008) o bloco de base de cada pilar-parede foi rigidamente ligado ao piso, o deslocamento lateral e a rotação do bloco em

relação ao piso foram monitorados durante o ensaio. Uma vez que estas medições foram consideradas negligenciáveis, o bloco de base foi representado com um nó (o nó 1 da Figura 2.40) no modelo de análise e os seus graus de liberdade foram restringidos em todas as direções.

A fim de capturar as respostas globais e locais do pilar-parede com precisão, o modelo de análise deve captar satisfatoriamente as componentes individuais de deformação devido à flexão, ao cisalhamento e à fissuração. Será mostrado aqui o modelo analítico desenvolvido por Sritharan et al (2008) para representar o pilar-parede com armadura longitudinal contínua (sem emendas). A Figura 2.40 é uma representação esquemática do modelo feito no OpenSees, que consiste de cinco elementos de barra ao longo da altura da parede.

Um modelo de fibra foi utilizado para representar a seção transversal do pilar-parede. Os detalhes das seções das fibras usadas para os elementos de barra não lineares são apresentados na Figura 2.40. As seções transversais do pilar-parede nas regiões confinadas e não confinadas foram discretizadas usando fibras de aproximadamente 0,2x0,2 pol (0,5x0,5 cm). As fibras do concreto confinado e não confinado foram modeladas de acordo com o modelo modificado de confinamento de Chang e Mander. A Figura 2.41 mostra o comportamento do concreto no modelo proposto por Chang e Mander.

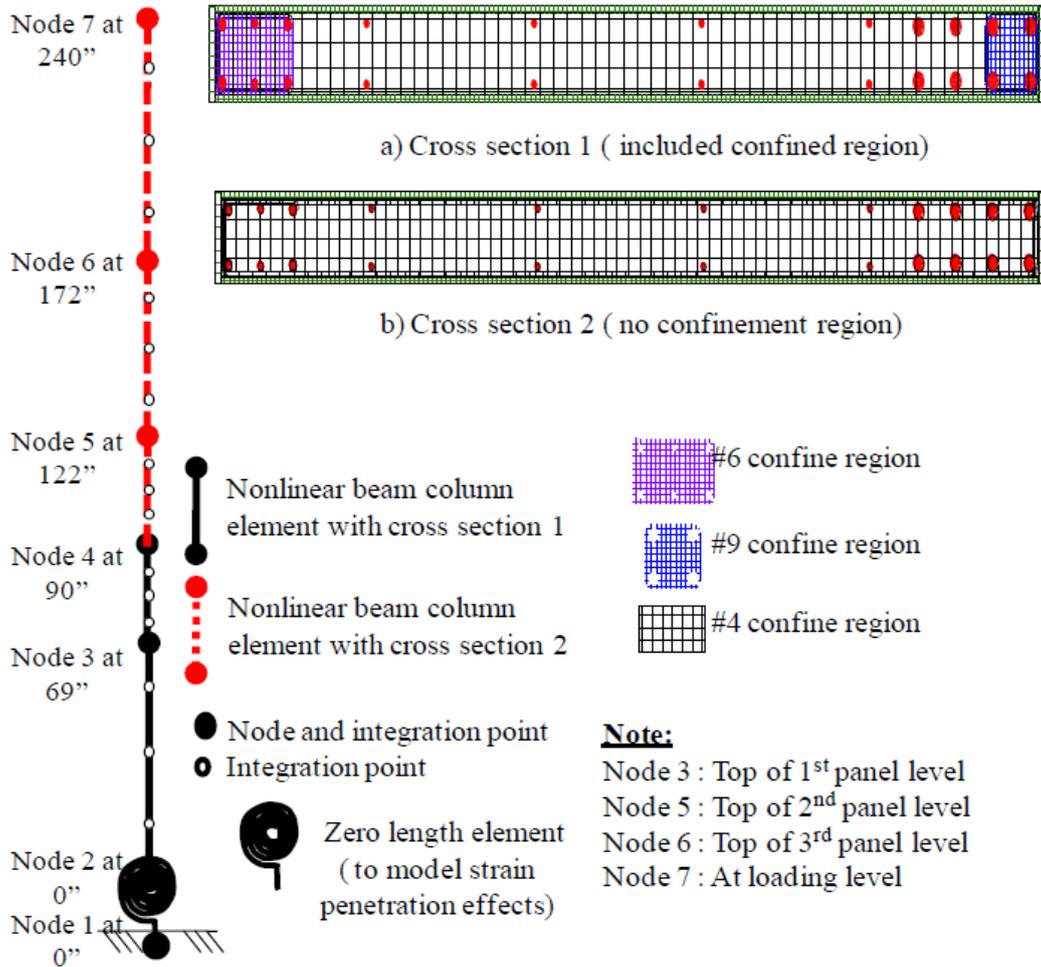


Figura 2.40. Esquema do modelo não-linear para o pilar-parede (Sritharan et al, 2008)

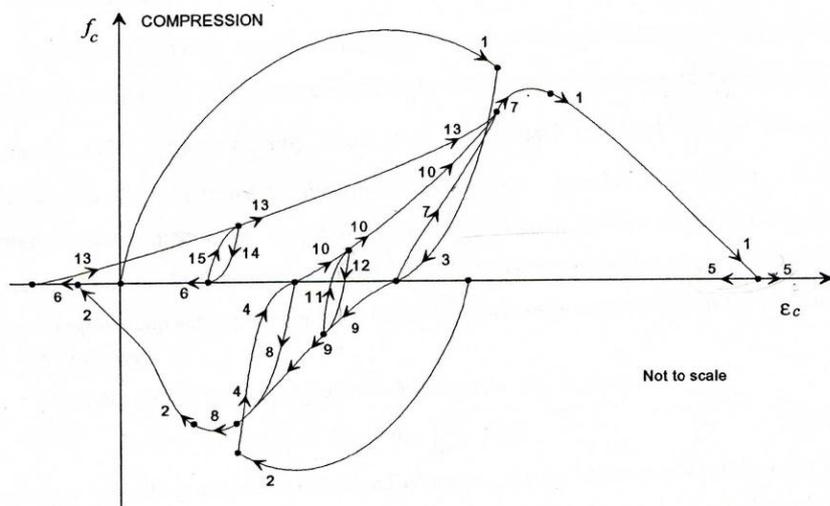


Figura 2.41. Comportamento do concreto no modelo proposto por Chang e Mander (Sritharan et al, 2008)

### **2.11.5.3 Comparação dos Resultados**

Sritharan et al, 2008, compararam as respostas do modelo analítico do OpenSees com as respostas observadas experimentalmente. Além da resposta global, a precisão das respostas locais foi examinada, incluindo a resposta força-deslocamento em diferentes níveis dos painéis dos pilares-parede. Eles também apresentaram uma comparação entre as contribuições das várias componentes de deformação (experimentais e calculadas), do deslocamento lateral no primeiro painel inferior e no painel superior do pilar-parede.

Os elementos de barrabaseados em comportamento de fibra capturaram adequadamente a resposta global cíclica força-deslocamento para todos os três pilares-parede retangulares. As forças de pico calculadas tiveram uma diferença de 5% em relação aos valores experimentais, enquanto a rigidezes de carga, descarga e recarga foram simuladas com boa precisão. A rigidez inicial das paredes também foi bem capturada.

A resposta global para o deslocamento lateral das paredes retangulares foi decomposta em componentes de deformação devido à flexão, cisalhamento e penetração da fissura, para validar ainda mais os modelos do OpenSees. Os modelos analíticos capturaram as deformações de flexão na parte superior da parede com uma boa precisão. Eles também capturaram as deformações devido ao cisalhamento e penetração de fissura na parte superior da parede com precisão suficiente.

Sritharan et al, 2008 concluíram que os modelos analíticos capturaram satisfatoriamente a resposta global total, bem como as contribuições devidas à flexão, cisalhamento e penetração das fissuras.

## **2.12 Considerações Sobre a Revisão Bibliográfica**

Neste item enumeram-se as principais informações obtidas na revisão bibliográfica e que serviram como base para a realização deste trabalho.

- 1 – A Hipótese de Bernoulli, na qual a seção plana permanece plana após a deformação, é adotada por todas as referências.
- 2 – A situação de projeto de pilares-parede no Brasil é bastante diferente da situação de outros países, principalmente em relação aos esforços solicitantes. Na maioria dos países das Américas, Europa, Ásia e Oceania os pilares-parede devem resistir aos esforços oriundos de abalos sísmicos enquanto que no Brasil a maior parte de seu território se encontra numa região em que os efeitos dos terremotos podem ser desprezados.
- 3 – A significativa diferença nos carregamentos é refletida nos esforços solicitantes e, conseqüentemente, na forma de tratar os pilares-parede. A Tabela 2.8 mostra as dimensões das seções transversais e os valores do esforço normal adimensional dos pilares-parede analisados por Araújo (2007), França e Kimura (2006), Arnott (2005), Naga et al (2011) e Sritharan et al (2008), onde percebe-se uma enorme diferença nos valores do esforço normal adimensional de cálculo ( $v_d$ ).

$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (\text{Equação 2.27})$$

onde:

$N_d$  é o esforço normal de cálculo;

$A_c$  é a área da seção transversal de concreto;

$f_{cd}$  - a resistência característica do concreto.

A Tabela 2.8. Dimensões das seções e esforço normal adimensional

|                 | b (cm) | h (cm) | b/h | $v_d$ |
|-----------------|--------|--------|-----|-------|
| Araújo          | 360    | 20     | 18  | 0,88  |
| França e Kimura | 300    | 20     | 15  | 0,68  |
| Anott           | 600    | 20     | 30  | 0,04  |
| Nagae et al     | -      | -      | -   | 0,03  |
| Sritharan       | 229    | 15     | 15  | 0,00  |

- 4 – Todas as referências estrangeiras desprezam o momento fletor em torno do eixo de menor inércia da seção transversal, fazendo a análise da flexão composta reta em torno do eixo de maior inércia, diferente do que ocorre nas referências nacionais, onde sempre é feita a análise da flexão composta oblíqua (nem que seja para um valor mínimo de momento em torno do eixo de menor inércia).
- 5 – De acordo com o ACI 318:2014, o comprimento do elemento especial de extremidade é determinado em função da profundidade da linha neutra, pressupondo que a mesma se encontra dentro da seção transversal. Caso o pilar-parede esteja submetido a um elevado valor de esforço normal adimensional e a linha neutra se encontre fora da seção transversal o elemento especial pode corresponder a toda seção do pilar-parede.
- 6 – O motivo para se ter uma atenção especial com a armadura transversal em pilares-parede por parte da NBR6118 é a preocupação com a possibilidade do aparecimento de momentos fletores horizontais, enquanto que nas referências internacionais o objetivo da armadura transversal é garantir o confinamento e a integridade do núcleo de concreto nas extremidades das seções.
- 7 – Parra e Moehle (2014) observaram dois mecanismos de flambagem nos pilares-parede. O primeiro ocorre após a extremidade do pilar-parede ter sido submetida a uma deformação plástica de tração que provoca a fissuração e, conseqüentemente, uma diminuição de rigidez. O segundo mecanismo de flambagem é iniciado com o destacamento do concreto do cobrimento da armadura, resultando em um núcleo relativamente esbelto que tende a sofrer flambagem. Eles concluem que o mecanismo de flambagem é uma forma de ruptura secundária, que ocorre após a diminuição da rigidez da extremidade do pilar-parede.
- 8 – Nota-se uma grande preocupação com o aparecimento de elevadas deformações de tração nas extremidade de pilares-parede, isso pode

ser percebido na formulação proposta por Parra e Moelhe (2014), na qual é incluído um termo relativo à máxima deformação por tração na armadura longitudinal.

- 9 – É importante ressaltar que o ACI 318:2014 só exige elementos especiais de extremidade em pilares-parede que participem do sistema de contraventamento de estruturas que estejam situadas em zonas sujeitas a abalos sísmicos, o que seria dispensado para a maior parte do território brasileiro.

### 3 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE SEGUNDO A NBR6118:2014

#### 3.1 Introdução

Conforme citado anteriormente, a NBR6118:2014 permite que, para a determinação dos esforços solicitantes, os pilares-parede sejam modelados como elementos lineares dentro do conjunto resistente da estrutura, desde que, tenham a garantia de que a forma de suas seções transversais sejam mantidas por meio de travamentos adequados nos diversos pavimentos e que os efeitos de 2ª ordem locais e localizados sejam convenientemente avaliados.

A NBR6118:2014 determina que os efeitos locais de 2ª ordem em pilares-parede sejam obtidos da mesma maneira que é feita para os pilares convencionais e fornecem processo aproximado para a determinação dos efeitos localizados de 2ª ordem, no qual o pilar-parede é decomposto em faixas verticais que devem ser analisadas como pilares isolados, conforme descrição feita no Item 2.2 do Capítulo 2.

#### 3.2 Esbeltez dos Pilares e Pilares-Parede

Em relação à necessidade de consideração dos efeitos de 2ª ordem em pilares, a NBR6118:2014 define o seguinte valor para o índice de esbeltez limite:

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5e_1/h}{\alpha_b} \text{ (Equação 3.1)}$$

onde:

$e_1/h$  - é a excentricidade relativa de 1ª ordem na extremidade do pilar na qual ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto;

$\alpha_b$  - é um coeficiente que leva em conta a vinculação dos extremos do tramo do pilar e a forma do diagrama de momento fletor de 1ª ordem.

Os valores do índice de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ) devem obedecer o seguinte intervalo:

$$35 < \lambda_1 \leq 90$$

Conforme a NBR6118:2014, o coeficiente  $\alpha_b$  é determinado da seguinte maneira:

a) para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4 \quad (\text{Equação 3.2})$$

sendo

$$0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

onde

$M_A$  e  $M_B$  são os momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para  $M_A$  o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para  $M_B$  o sinal positivo, se tracionar a mesma face que o  $M_A$ , e negativo, em caso contrário.

b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

c) Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (\text{Equação 3.3})$$

sendo

$$0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

onde

$M_A$  é o momento de 1ª ordem no engaste e  $M_C$  é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido no item 3.4 deste capítulo.

$$\alpha_b = 1,0$$

O índice de esbeltez de um pilar é definido por:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (\text{Equação 3.4})$$

onde:

$l_e$  - é o comprimento de efetivo ou comprimento de flambagem do pilar;

$i$  - é o raio de giração da seção transversal.

A NBR6118:2014 faz diferentes exigências no dimensionamento de um pilar em função do valor do seu índice de esbeltez. Quando o valor do índice de esbeltez do pilar é menor que o valor do índice de esbeltez limite, ou seja,  $\lambda < \lambda_1$ ,

a análise dos efeitos locais de 2ª ordem é dispensada. Nos casos em que essa análise é necessária, é permitido fazer a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem por meio de métodos aproximados ou pelo método geral, dependendo do valor do índice de esbeltez do pilar.

No método geral os esforços são obtidos levando em conta a deformação da estrutura, considerando as não linearidades físicas e geométricas. Esse método é iterativo, nele o carregamento é aplicado por meio de incrementos de carga. Para cada etapa de carregamento calcula-se o deslocamento de uma seção de referência levando em consideração, além dos efeitos de 1ª ordem, o deslocamento obtido na etapa anterior.

A NBR6118:2014 permite a utilização de três métodos aproximados: o método do pilar-padrão com curvatura aproximada; o método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada; e o método do pilar-padrão acoplado a diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$ . A permissão para a utilização dos métodos aproximados depende do valor do índice de esbeltez, da forma seção transversal e da armadura ao longo do eixo do pilar.

O método do pilar-padrão com curvatura aproximada só pode ser empregado quando:

- 1- o valor do índice de esbeltez for menor ou igual a 90 ( $\lambda \leq 90$ );
- 2- a seção transversal for constante ao longo do eixo do pilar, podendo ter forma qualquer;
- 3- a armadura for constante e simétrica ao longo do eixo do pilar;

O método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada só pode ser empregado quando:

- 1- o valor do índice de esbeltez for menor ou igual a 90 ( $\lambda \leq 90$ );

2- a seção transversal for retangular e constante ao longo do eixo do pilar;

3- a armadura for constante e simétrica ao longo do eixo do pilar;

O método do pilar-padrão acoplado a diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  só pode ser empregado quando:

1- o valor do índice de esbeltez for menor ou igual a 140 ( $\lambda \leq 140$ );

2- a seção transversal for constante ao longo do eixo do pilar, podendo ter forma qualquer;

3- a armadura for constante e simétrica ao longo do eixo do pilar;

É importante ressaltar que nos casos onde o valor do índice de esbeltez for maior que 90 ( $\lambda > 90$ ), é necessária a consideração dos efeitos provocados pela fluência do concreto, determinados de acordo com o item 3.6 deste capítulo. Além disso, apenas o método geral e o método do pilar-padrão acoplado a diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  podem ser usados. Quando  $\lambda > 140$ , somente o método geral é permitido e, os esforços solicitantes finais de cálculo devem ser multiplicados por um coeficiente adicional igual a:

$$\gamma_{n1} = 1 + [0,01(\lambda - 140)/1,4] \quad (\text{Equação 3.5})$$

O método geral pode ser utilizado para qualquer valor de índice de esbeltez, apesar da norma estabelecer que não sejam usados pilares com  $\lambda > 200$ , ela abre uma exceção para os casos onde o esforço de compressão é baixo, nos quais a força normal é menor que  $0,10f_{cd}A_c$ , onde  $f_{cd}$  é a resistência característica de cálculo do concreto e  $A_c$  é a área bruta da seção transversal.

Para pilares-parede, a verificação dos efeitos localizados de 2ª ordem é obrigatória sempre que o valor do índice de esbeltez da lâmina do pilar-parede ( $\lambda_i$ ), determinado conforme Equação 2.2, for maior ou igual a 35 ( $\lambda_i \geq 35$ ).

Portanto, não é permitida a utilização do índice de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ) para verificação da possibilidade de dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem em pilares-parede.

A NBR6118:2014 permite a utilização do processo aproximado, descrito no item 2.2, para a determinação dos efeitos localizados de 2ª ordem. No entanto, ele só é válido para os casos nos quais o índice de esbeltez for menor que 90. Portanto, o campo de aplicação do processo aproximado está restrito aos casos em que a seguinte expressão seja satisfeita:

$$35 < \lambda_i < 90$$

Não é feita nenhuma limitação em relação ao índice de esbeltez máximo específico para pilar-parede, por isso, subentende-se que sejam adotados os mesmos limites para pilares convencionais com  $\lambda_i \leq 200$ , podendo ser utilizados valores ainda maiores quando o esforço normal na lâmina do pilar-parede for baixo. Porém, não é apresentada nenhuma sugestão de como proceder para determinar os efeitos localizados de 2ª ordem de maneira mais precisa para os casos em que o processo aproximado não pode ser utilizado, ou seja, quando  $\lambda_i \geq 90$ .

### 3.3 Imperfeições Geométricas

De acordo com a NBR6118:2014 as imperfeições geométricas são classificadas em globais e locais. Essas imperfeições são oriundas das falhas que ocorrem durante o processo construtivo das estruturas de concreto armado, elas são inevitáveis, e por isso, sempre devem ser consideradas. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), as imperfeições geométricas locais podem ser causadas, por exemplo, em virtude de falhas na posição e na forma do eixo da peça, na forma e nas dimensões da seção transversal e na distribuição da armadura.

A imperfeição global deve ser levada em conta na determinação dos esforços por meio de um desaprumo na edificação. As imperfeições locais devem ser consideradas por meio de um desaprumo ou falta de retilidade do eixo do pilar, ver Figura 3.1.

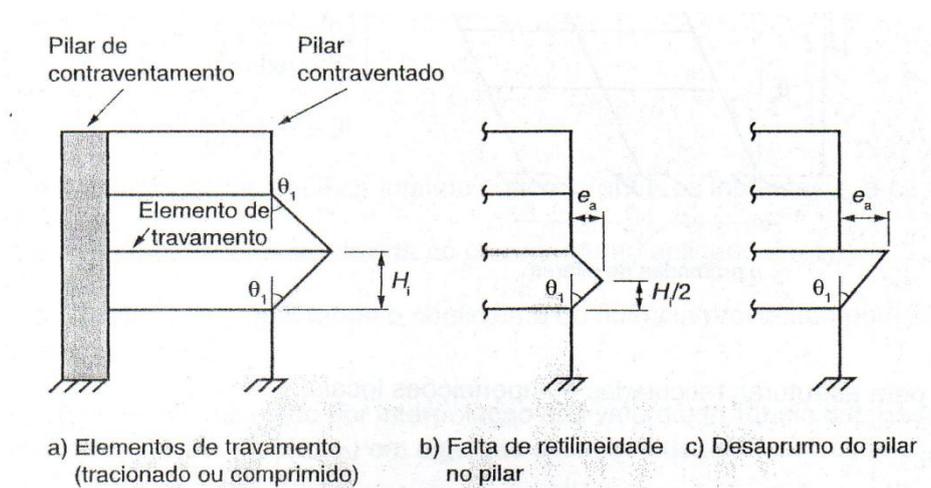


Figura 3.1. Imperfeições geométricas locais (NBR6118:2014)

As imperfeições locais são levadas em conta por meio da introdução de uma excentricidade aplicada ao esforço normal, denominada de excentricidade acidental ( $e_a$ ). Essa excentricidade é determinada pelas seguintes equações:

1- Falta de retilidade no eixo do pilar

$$e_a = \theta_1 \left( \frac{l}{2} \right) \quad (\text{Equação 3.6})$$

2- Desaprumo do pilar

$$e_a = \theta_1 l \quad (\text{Equação 3.7})$$

sendo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{l}} \quad (\text{Equação 3.8})$$

com:

$$\frac{1}{300} \leq \theta_1 \leq \frac{1}{200}$$

onde:

$l$  - é a altura de um pavimento, em metros (m);

$\theta_1$  - é o ângulo de desaprumo do pilar.

Fazendo uma comparação entre as Equações 3.6 e 3.7 observa-se que o valor da excentricidade provocada pelo o desaprumo é o dobro do valor da excentricidade provocada por falta de retilineidade. No entanto, a NBR6118:2014 admite que, nos casos usuais de estruturas reticuladas, seja suficiente a consideração apenas da falta de retilineidade ao longo do lance do pilar. Apesar dela não esclarecer quais são os casos usuais, subte-se que são aqueles casos nos quais a execução do pilar ao longo do lance não apresenta nenhuma dificuldade específica, além daquelas que normalmente ocorrem.

### 3.4 Momento Mínimo

A NBR6118:2014 admite que o efeito das imperfeições locais nos pilares e pilares-parede esteja atendido se o valor do momento total de 1ª ordem, obtido da soma dos momentos iniciais de 1ª ordem com o efeito das imperfeições geométricas, for maior que o valor do momento mínimo definido pela Equação 3.9.

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (\text{Equação 3.9})$$

onde:

$h$  - é a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m).

No caso de pilares retangulares, a NBR6118:2014 permite que a verificação do momento mínimo seja feita separadamente para cada uma das direções principais, ou seja, a seção transversal não precisa resistir a uma flexão composta oblíqua solicitada ao mesmo tempo pelos momentos mínimos nas duas direções principais. No entanto, ela sugere que a envoltória dos momentos resistentes englobe a envoltória mínima de 1ª ordem, obtida por meio da equação 3.10 e mostrada na Figura 3.2.

$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}}\right)^2 = 1 \text{ (Equação 3.10)}$$

onde:

$M_{1d,min,xx}$  e  $M_{1d,min,yy}$  são os momentos mínimos em torno dos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente;

$M_{1d,min,x}$  e  $M_{1d,min,y}$  são as componentes em flexão oblíqua dos momentos mínimos em torno dos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente.

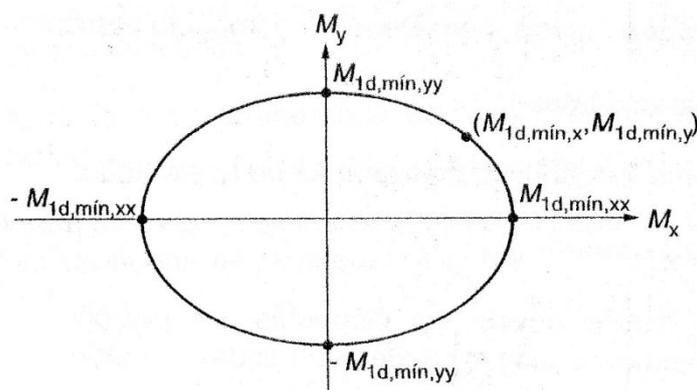


Figura 3.2. Envoltória mínima de 1ª ordem (NBR6118:2014)

### 3.5 Efeitos Locais de 2ª Ordem

Conforme exposto no Item 3.2, a NBR6118:2014 permite fazer a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem por meio de métodos aproximados ou pelo método geral, dependendo do valor do índice de esbeltez do pilar. É permitida a utilização de três métodos aproximados: o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, o método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada; e o método do pilar-padrão acoplado a diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$ .

Neste item serão apresentados apenas os procedimentos necessários para a aplicação destes métodos, pois os limites de aplicação de cada um deles já foram mostrados no Item 3.2.

#### 3.5.1 Métodos aproximados

Todos os métodos aproximados permitidos pela NBR6118:2014 são baseados no método do pilar-padrão que é um pilar em balanço, ver Figura 3.3, no qual a sua linha elástica é representada por uma função senoidal e a curvatura é aproximada pela segunda derivada da equação da linha elástica. Com essas hipóteses, é possível obter a Equação 3.11, que determina o valor da flecha máxima, denominada de excentricidade de 2ª ordem ( $e_2$ ). Esta equação é uma função linear da curvatura da seção na base do pilar.

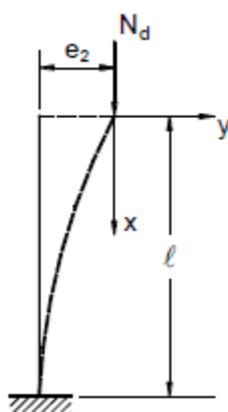


Figura 3.3. Pilar-padrão

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r}\right)_{base} \quad (\text{Equação 3.11})$$

onde:

$l_e$  - é o comprimento de flambagem, que no caso de pilar em balanço é igual a  $2l$ ;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{base}$  - é a curvatura na base do pilar (seção crítica).

Os momentos fletores de 2ª ordem são obtidos por meio da multiplicação do esforço normal atuante no pilar pela excentricidade de 2ª ordem, conforme a Equação 3.12.

$$M_2 = Ne_2 = N \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r}\right)_{base} \quad (\text{Equação 3.12})$$

Na determinação dos efeitos de 2ª ordem por meio dos métodos aproximados é considerado o comportamento não linear do pilar, tanto a não linearidade geométrica, que leva em conta a deformação da estrutura na determinação dos esforços solicitantes, como também a não linearidade física, que está relacionada ao comportamento do material, representado pelo seu diagrama tensão-deformação.

Todos os métodos aproximados permitidos pela NBR6118:2014 levam em conta a não linearidade geométrica por meio do pilar-padrão, no qual a aproximação consiste na consideração de que a deformação da barra seja uma função senoidal. A diferença entre eles está na forma de considerar a não linearidade física.

### 3.5.1.1 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Neste método, a não linearidade física é levada em conta por meio de uma expressão aproximada para a curvatura na seção crítica. O momento total, contabilizando os efeitos de 1ª e 2ª ordens, é determinado pela seguinte expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10r} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (\text{Equação 3.13})$$

Na Equação 3.13 o primeiro termo à direita da igualdade representa os efeitos de 1ª ordem e o segundo termo representa os efeitos de 2ª ordem.

A curvatura na seção crítica é aproximada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (\text{Equação 3.14})$$

com:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (\text{Equação 3.15})$$

$\nu$  - é a força normal adimensional;

$h$  - é altura da seção na direção considerada.

### 3.5.1.2 Método do pilar-padrão com rigidez $\kappa$ aproximada

Neste método, a não linearidade física é levada em conta por meio de uma expressão aproximada para a rigidez da seção crítica. O momento total, contabilizando os efeitos de 1ª e 2ª ordens, é determinado pela seguinte expressão:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa/\nu}} \geq M_{1d,A} \quad (\text{Equação 3.16})$$

Nesse caso, não é possível identificar diretamente a parcela referente a contribuição dos efeitos de 2ª ordem no valor do momento total. No entanto, isso pode ser facilmente obtido por meio da diferença entre o momento total e a parcela referente aos efeitos de 1ª ordem, representada pelo numerador da Equação 3.16.

O valor da rigidez aproximada é determinado por:

$$\kappa_{aprox} = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{hN_d} \right) \nu \text{ (Equação 3.17)}$$

Segundo a NBR6118:2014, em um processo de dimensionamento, toma-se  $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$ . Em um processo de verificação, onde a armadura é conhecida,  $M_{Rd,tot}$  é o momento resistente calculado com essa armadura e com  $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$ .

A princípio, em caso de dimensionamento, a aplicação desse método para o cálculo do momento total requer a utilização das Equações 3.16 e 3.17 de maneira iterativa. Um procedimento bastante adequado no qual, normalmente, é necessário um pequeno número de iterações, consiste em adotar o valor do momento de 1ª ordem na seção crítica como uma primeira aproximação para o valor de  $M_{Rd,tot}$  na determinação do valor da rigidez aproximada, ou seja, fazer  $M_{Rd,tot} = \alpha_b M_{1d,A}$ . No entanto, a iteratividade desse processo pode ser eliminada pela seguinte formulação direta:

$$A \cdot M_{Sd,tot}^2 + B \cdot M_{Sd,tot} + C = 0 \text{ (Equação 3.18)}$$

onde:

$$A = 5h \text{ (Equação 3.19)}$$

$$B = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \text{ (Equação 3.20)}$$

$$C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \text{ (Equação 3.21)}$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \text{ (Equação 3.22)}$$

### 3.5.1.3 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas $M, N, 1/r$

Neste método, a não linearidade física é levada em conta de maneira mais refinada do que nos outros métodos simplificados apresentados, por meio do valor da rigidez da seção crítica obtido no diagrama  $M, N, 1/r$ . A obtenção desse valor de rigidez é feita em função da rigidez secante na seção crítica.

O diagrama  $M, N, 1/r$  relaciona a variação na curvatura de um seção de concreto armado em função da variação do momento atuante na mesma, para um certo valor de esforço normal aplicado. Para a montagem do diagrama  $M, N, 1/r$  é necessário conhecer as dimensões da seção, a resistência do concreto, a disposição da armadura e as características do aço utilizado.

Diferente do que ocorre na aplicação dos outros métodos aproximados apresentados, nos quais é possível a obtenção dos esforços totais de maneira relativamente simples, por meio de um cálculo manual, nesse método é importante o uso de computadores, pois, caso contrário, a montagem do diagrama  $M, N, 1/r$  demandaria muito tempo e inviabilizaria a sua utilização.

Segundo a NBR6118:2014, na montagem do diagrama  $M, N, 1/r$  é permitido adotar a formulação de segurança na qual se calculam os efeitos de 2ª ordem das cargas majoradas de  $\gamma_f/\gamma_{f3}$ , que posteriormente são majoradas de  $\gamma_{f3}$ , com  $\gamma_{f3}=1,1$ . Onde  $\gamma_f$  é o coeficiente de ponderação das ações e  $\gamma_{f3}$  é a parcela do coeficiente de ponderação das ações que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto, do ponto de vista das solicitações.

A Figura 3.4 mostra de maneira genérica, as características gerais da relação momento-curvatura para um certo valor de esforço normal.

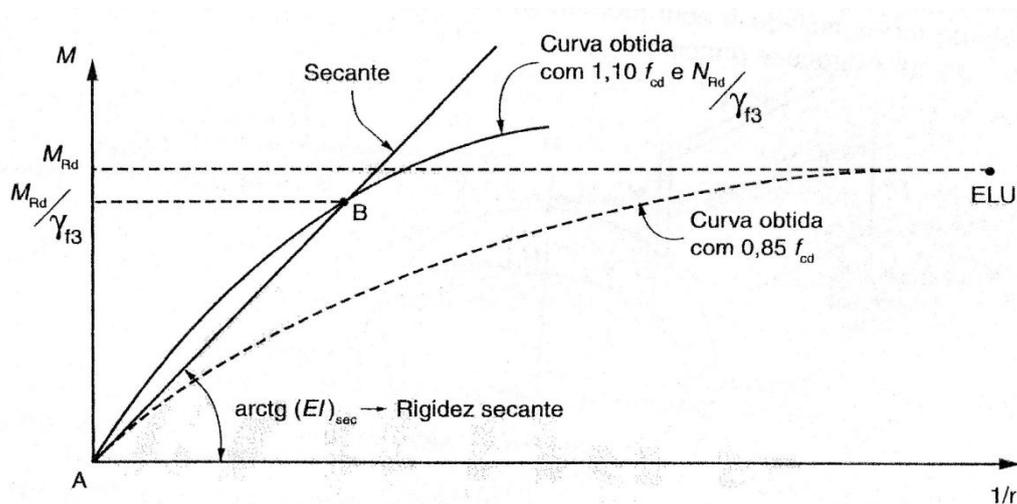


Figura 3.4. Relação momento-curvatura (NBR6118:2014)

A curva cheia AB, é obtida considerando o valor de esforço normal igual a  $N_{Rd}/\gamma_{f3}$  e a tensão de pico igual a  $1,10f_{cd}$ , já incluído o efeito de carga mantida (efeito Rüsç). A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir o esforço resistente  $M_{Rd}$  correspondente a  $N_{Rd}$ .

A curva AB, a favor da segurança, pode ser linearizada pela reta AB, que é caracterizada pela rigidez secante  $(EI)_{sec}$ , que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua. A rigidez secante adimensional é definida pela seguinte expressão:

$$\kappa_{sec} = \frac{(EI)_{sec}}{A_c h^2 f_{cd}} \text{ (Equação 3.23)}$$

O valor do momento total é obtido pela Equação 3.16, substituindo a rigidez aproximada ( $\kappa$ ) pelo valor da rigidez secante adimensional ( $\kappa_{sec}$ ).

#### 3.5.1.4 Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos a flexão composta oblíqua

No caso de flexão composta oblíqua, é permitida a utilização de qualquer um dos métodos apresentados anteriormente, desde que respeitadas as suas

restrições nas duas direções principais. Os efeitos de 2ª ordem são obtidos separadamente para cada direção principal, no entanto, devem ser aplicados simultaneamente no dimensionamento da seção.

Segundo a NBR6118:2014, uma vez obtida a distribuição de momentos totais, em cada direção, deve ser verificada, para cada seção ao longo do eixo, se a composição desses momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas duas extremidades do tramo do pilar e em um ponto intermediário onde se admite atuar concomitantemente os momentos totais nas duas direções principais.

### 3.5.2 Método geral

De acordo com a NBR6118:2014, o método geral consiste na análise não linear de 2ª ordem efetuada com uma discretização adequada da barra, considerando a relação momento-curvatura real em cada seção e a não linearidade geométrica de maneira não aproximada.

O método geral pode ser usado para qualquer valor de índice de esbeltez, sendo obrigatória a sua utilização nos casos em que o valor do índice de esbeltez for maior que 140 ( $\lambda > 140$ ). Além disso, em função das limitações dos métodos aproximados, o método geral deve ser usado sempre que a seção transversal e/ou a armadura sofrer(em) variação ao longo do tramo, ou quando a armadura não for simétrica.

No método geral a determinação dos esforços é feita levando em conta as deformações ao longo do tramo do pilar, considerando as não linearidades físicas e geométricas de maneira não aproximada. A não linearidade física é considerada por meio do mesmo diagrama  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  utilizado no método simplificado do pilar-padrão, no entanto, ao invés de determinar a rigidez secante apenas na seção crítica, ela pode ser obtida para cada seção do tramo do pilar, de acordo a solicitação atuante na mesma.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), o método geral envolve equações diferenciais que geralmente não têm solução direta conhecida, portanto, é necessário empregar soluções numéricas para o cálculo. Existem diversos processos que podem ser utilizados na aplicação do método geral, um processo bastante utilizado nos sistemas computacionais é o  $P-\delta$ .

O  $P-\delta$  é um processo iterativo no qual o carregamento da estrutura é aplicado de forma incremental e para cada etapa de carregamento são obtidas as deformadas da estrutura levando em consideração, além dos efeitos de 1ª ordem, os efeitos de 2ª ordem referentes à etapa anterior. Por se tratar de um processo iterativo, é necessária a definição do número máximo de iterações e um valor de tolerância para a diferença entre os valores obtidos.

Com a utilização do método geral pode-se verificar a estabilidade do pilar, se o processo atingir o número máximo de iterações com acréscimos de deslocamento maior que o valor definido para a tolerância, não houve convergência e o pilar é instável, caso contrário, é estável.

### 3.6 Consideração da Fluência

Segundo a NBR6118:2014, a consideração da fluência deve obrigatoriamente ser realizada em pilares com índice de esbeltez maior do que 90 ( $\lambda > 90$ ) e pode ser efetuada de maneira aproximada, considerando a excentricidade adicional  $e_{cc}$  dada a seguir:

$$e_{cc} = \left( \frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left( 2,718^{\frac{\varphi N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right) \quad (\text{Equação 3.24})$$

sendo:

$$N_e = \frac{10E_c I_c}{l_e^2} \quad (\text{Equação 3.25})$$

onde:

$e_a$ - é a excentricidade devida a imperfeições locais;

$M_{sg}$  e  $N_{sg}$ - são os esforços solicitantes devidos à combinação quase permanente;

$\varphi$  - é o coeficiente de fluência;

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$I_c$ - é o momento de inércia da seção transversal;

$l_e$ - é o comprimento equivalente.

A consideração do efeito de 2ª ordem deve ser feita como se fosse um efeito imediato, que se soma à excentricidade de 1ª ordem.

## **4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS**

### **4.1 Introdução**

Os primeiros passos para a realização de uma simulação numérica são a definição dos modelos que serão utilizados e a escolha do programa computacional. Foi visto no Capítulo 2 que os principais modelos computacionais utilizados para a simulação numérica de pilares-paredes são os modelos tridimensionais (elementos sólidos), bidimensionais (tensões planas, deformações planas, cascas), macro-modelos e modelos com elementos de barras. Neste trabalho foram utilizados modelos tridimensionais, modelos com elementos de barra com uma única barra (vertical) e modelos com elementos de barra composto por uma malha de barras (verticais e horizontais).

Tendo em vista os objetivos deste trabalho e em virtude da dificuldade na determinação dos esforços solicitantes numa seção transversal nos modelos tridimensionais, pois seria necessário fazer a integração das tensões ao longo da seção, esses modelos foram usados apenas para a validação dos resultados dos modelos mais simples (modelo de barra e modelo de malha).

Foram utilizados dois programas computacionais comerciais, o MIDAS-FEA para as simulações numéricas com elementos tridimensionais e o CAD-TQS para as simulações com elementos de barra. Vale ressaltar que só foi possível a utilização do CAD-TQS mediante a implementação de algumas rotinas específicas para este trabalho, que não se encontram disponíveis na versão comercial do programa. As implementações dessas rotinas foram gentilmente feitas pela equipe técnica da empresa TQS.

### **4.2 Modelos com Elementos de Barra**

#### **4.2.1 Modelo com Barra Única**

Os modelos que utilizam uma única barra para representar um lance de um pilar foram usados tanto para simular toda a seção do pilar-parede como se fosse uma única barra, como também na simulação das faixas isoladas dos pilares-parede obtidas por meio do processo aproximado da NBR6118:2014, sendo cada faixa representada por uma barra isolada. Nesse modelo cada nó possui seis graus de liberdade, conforme a figura abaixo.

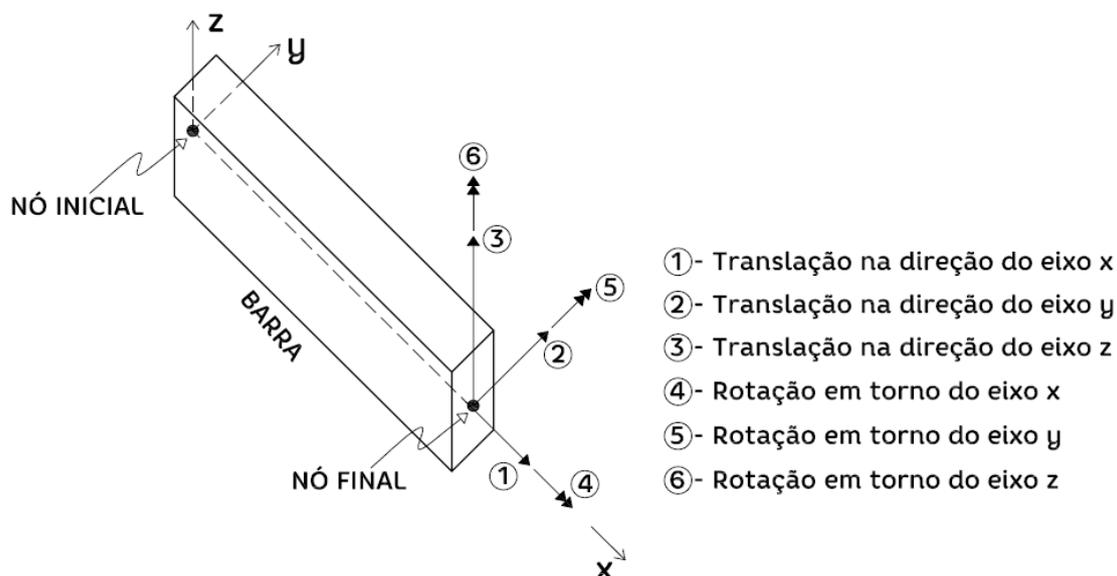


Figura 4.1. Graus de liberdade das barras

Nos modelos que utilizam elementos de barra foram consideradas as não linearidades físicas e geométricas. Foi utilizado o Método Geral, no qual a não linearidade geométrica foi levada em conta por meio do processo iterativo  $P-\delta$  e a não linearidade física foi considerada através do diagrama  $M, N, 1/r$ .

A consideração da não linearidade física foi um ponto no qual ocorreu a necessidade de solicitar um ajuste no modelo de malha disponível no CAD-TQS, pois a rigidez secante obtida para a seção por meio da linearização do diagrama  $M, N, 1/r$  utiliza o valor do momento máximo de cálculo resistido pela seção ( $M_{Rd}$ ) e não o valor do momento solicitante de cálculo na seção ( $M_{Sd}$ ). Esse é o procedimento recomendado pela NBR6118:2014 e pode ser adotado em projetos sem problema algum pois ele é conservador, no entanto, a

utilização deste procedimento pode provocar inconsistência nos resultados, fato que ocorreu neste trabalho.

Ao utilizar o  $M_{Rd}$ , ao invés de  $M_{Sd}$ , pode ocorrer que uma seção transversal sofra uma diminuição na rigidez secante quando a sua taxa de armadura for aumentada, isso pode acontecer por causa do acréscimo no valor do  $M_{Rd}$  em função do aumento na taxa de armadura. Essa diminuição na rigidez secante resulta num acréscimo nos valores dos momentos fletores.

As Figuras 4.2 e 4.3 mostram os diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  em torno do eixo de menor inércia de uma seção transversal retangular (14x42 cm) de concreto armado com resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) igual a 25 MPa, submetida a um esforço normal de cálculo ( $N_d$ ) igual a 630 kN para duas diferentes configurações de armadura ( $A_s$ ), a primeira composta por 4 barras de 10 mm de aço CA50 e a segunda com 6 barras de 25 mm de aço CA50. Esses diagramas foram montados utilizando a formulação disponível no trabalho de Ribeiro (2011).

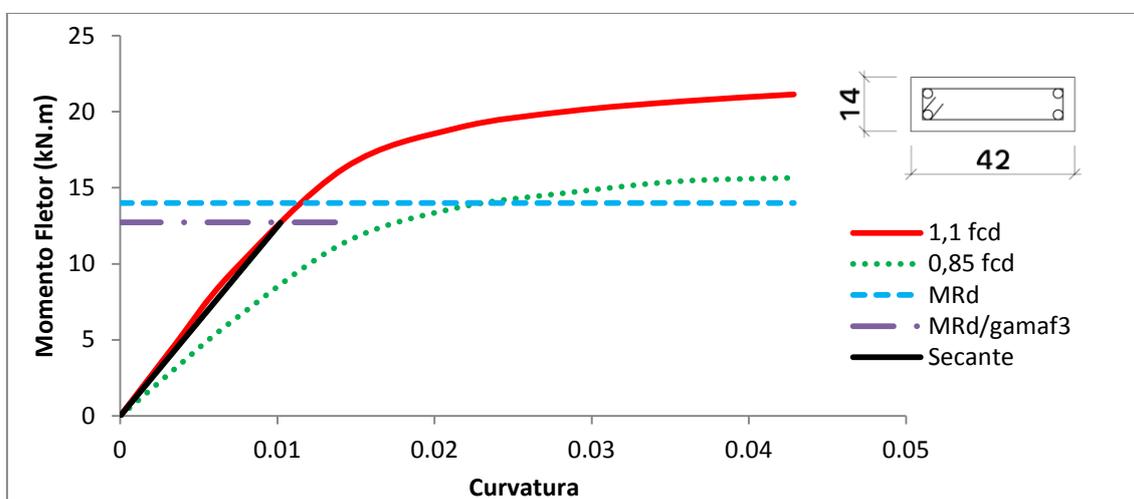


Figura 4.2. Diagrama  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$  - 4 barras de 10 mm

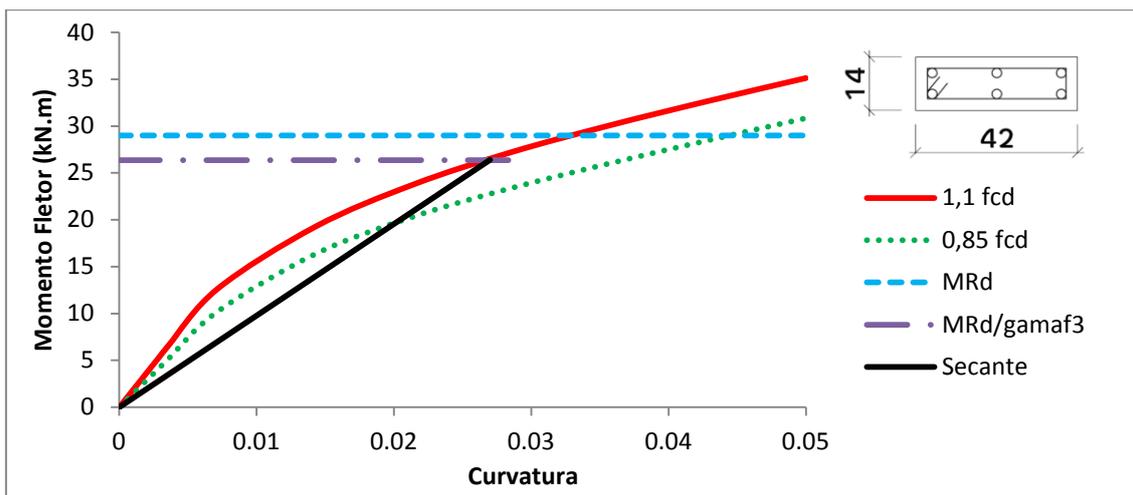


Figura 4.3. Diagrama  $M, N, 1/r$  - 6 barras de 25 mm

A partir destes diagramas foram calculados os valores das rigidezes secante para  $M_{Rd}$ . No primeiro caso, o valor obtido para rigidez secante foi igual a 65,7 kN.m<sup>2</sup> e para o segundo caso o valor encontrado foi igual a 45,7 kN.m<sup>2</sup>. Apesar do resultado parecer estranho, pois a rigidez secante para a seção com menor quantidade de armadura é maior que a rigidez secante para a seção com maior quantidade de armadura, ele é justificado pela diferença nos valores de  $M_{Rd}$ . No primeiro caso o  $M_{Rd}=14$  kN.m enquanto que no segundo caso  $M_{Rd}=29$  kN.m.

A variação do valor da rigidez secante em função da taxa de armadura é fortemente dependente do valor do esforço normal na seção. A Figura 4.4 mostra essa variação na mesma seção transversal acima descrita para três diferentes valores de esforço normal de cálculo.

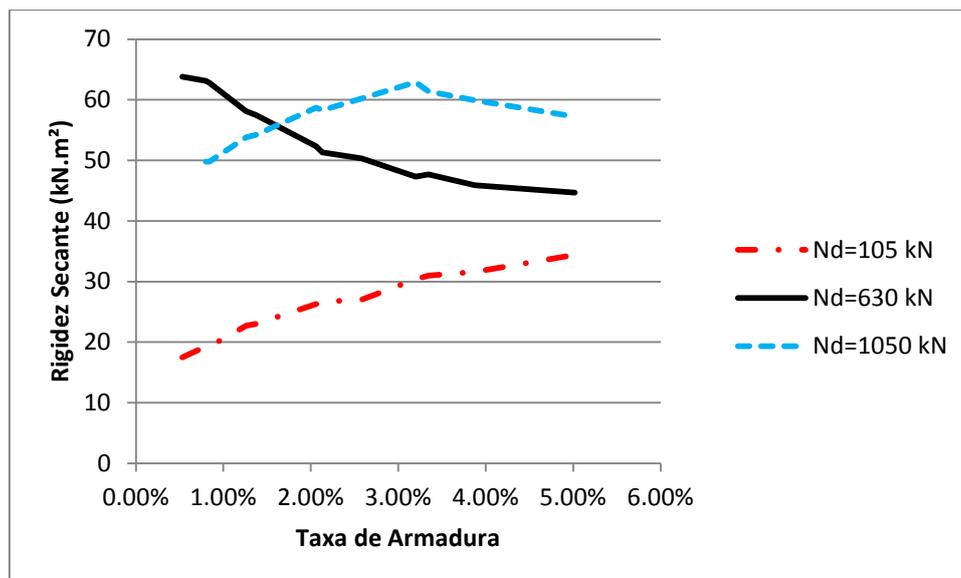


Figura 4.4. Rigidez Secante x Taxa de Armadura

Na figura acima pode-se perceber três comportamentos diferentes: para o valor do esforço normal de cálculo igual a 105 kN, o valor da rigidez secante sempre aumenta com o acréscimo de armadura; no caso de  $N_d=630$  kN o valor da rigidez secante sempre diminui com o acréscimo de armadura; e quando  $N_d=1050$  kN o valor da rigidez secante possui um trecho com variação crescente até um determinado valor de taxa de armadura, a partir do qual a variação passa a ser decrescente.

Caso seja utilizado o  $M_{Sd}$  é impossível ocorrer essa diminuição na rigidez com o acréscimo de armadura, pois o momento utilizado para a determinação da rigidez secante será o mesmo, independente da taxa de armadura da seção. A Figura 4.5 ilustra o que foi descrito acima, nela estão os gráficos de Momento Fletor versus Curvatura obtidos para o valor de tensão de pico igual a  $1,1 f_{cd}$  e as retas secantes para os dois diferentes casos de distribuição de armadura.

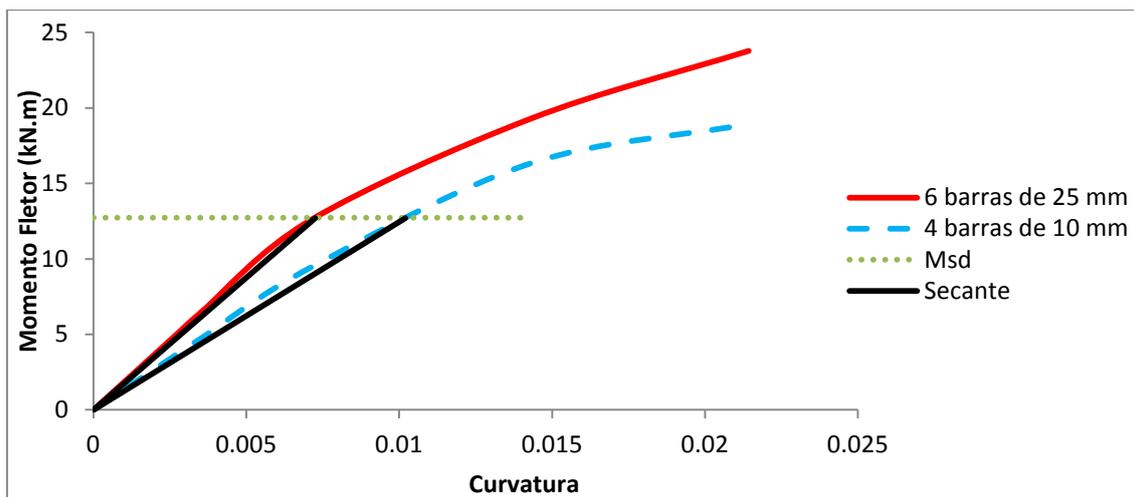


Figura 4.5. Comparação entre os diagrama  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$

#### 4.2.2 Modelo de Malha

Esse modelo é composto por uma malha de barras verticais e horizontais. Nele cada barra vertical representa uma faixa do pilar-parede obtida através do processo aproximado da NBR6118:2014. Cada barra vertical foi dividida em dez elementos e os nós desses elementos estão ligados aos nós da faixa adjacente por meio de barras horizontais, impedindo que uma faixa se deforme de maneira independente das outras. Com isso elimina-se um ponto no qual o processo aproximado da NBR6118:2014 é bastante criticado, talvez o ponto mais criticado de todos.

Nesse modelo as não linearidades físicas e geométricas das barras verticais são levadas em conta da mesma maneira que no modelo de barra única e as barras horizontais são consideradas elásticas e lineares com as características da seção bruta de concreto.

As características das barras horizontais foi um outro ponto no qual ocorreu a necessidade de implementação de um ajuste no programa CAD-TQS. Como não era possível a aplicação de um carregamento auto equilibrado no programa, estavam aparecendo efeitos indesejáveis nos modelos por causa da contribuição do cisalhamento das barras horizontais. Isso resulta numa

migração da carga normal aplicada no topo de uma barra vertical para as barras verticais adjacentes.

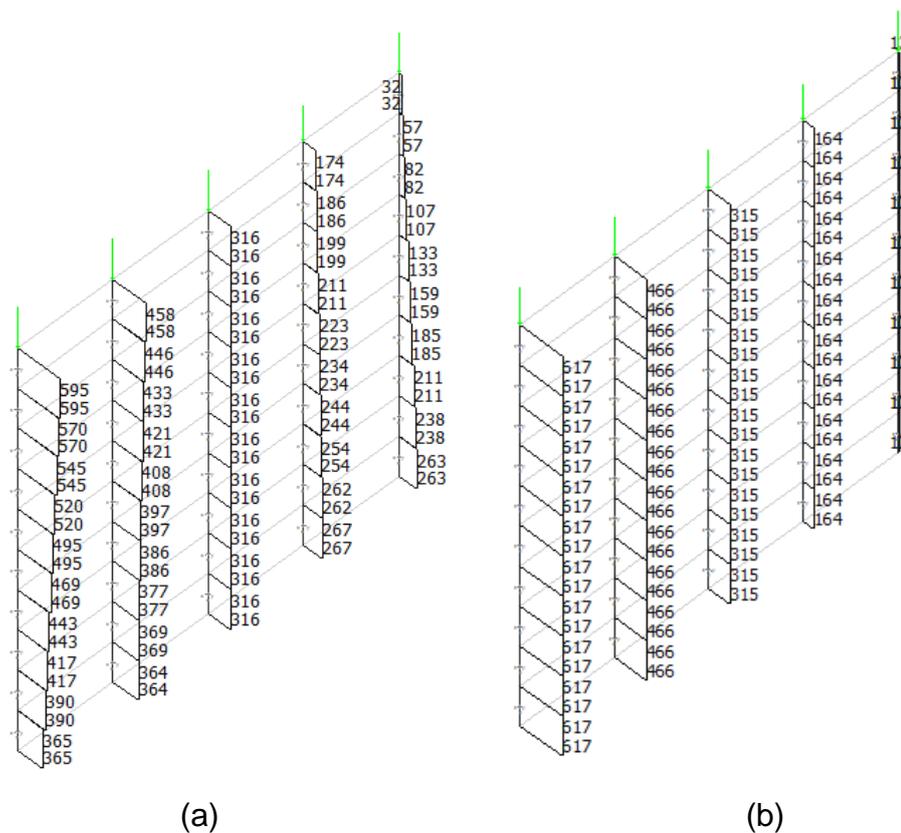


Figura 4.6. Diagramas de esforço normal

A Figura 4.6 mostra o modelo de um pilar-parede composto por cinco barras verticais. Pode ser percebido na Figura 4.6(a) que o valor do esforço normal varia ao longo das barras verticais. Esse comportamento não é compatível com a hipótese na qual a seção plana permanece plana após a deformação. Para que os valores dos esforços normais fossem constantes ao longo da barra vertical foi necessário fazer um ajuste no modelo. Esse ajuste foi feito por meio da redução da inércia à flexão vertical das barras horizontais a um valor praticamente nulo, dividindo-se o valor do momento de inércia à flexão em torno do eixo  $y$  da barra horizontal (ver Figura 4.1) por 10.000.000. A Figura 4.6(b) mostra o diagrama de esforço normal obtido com modelo ajustado, nela os valores dos esforços normais são constantes ao longo das barras verticais.

### 4.3 Modelos Tridimensionais

Os modelos tridimensionais foram feitos utilizando o programa computacional MIDAS-FEA, no qual o concreto foi modelado por meio de elementos sólidos hexaédricos com oito nós e as barras de aços foram modeladas por meio do elemento Line 3D, no qual é definido o eixo da barra e o programa converte automaticamente a linha em elemento sólido. Com o intuito de evitar problemas com a introdução do carregamento foram criados, no topo e na base dos pilares, blocos rígidos também modelados por meio de elementos sólidos hexaédricos.

O material usado para a representar o comportamento do concreto foi o Total Strain Crack no qual é necessária a introdução dos valores do módulo de elasticidade, do coeficiente de Poisson e das relações constitutivas que definem o comportamento do concreto. Quando o concreto está submetido a deformações de compressão a relação constitutiva foi definida por meio da função de Thorenfeldt, na qual é necessária apenas a definição do valor da tensão máxima de compressão no concreto ( $f_c$ ). Nos casos de deformações de tração a relação constitutiva foi definida por meio da função de Brittle, na qual é necessária apenas a definição do valor da tensão máxima de tração no concreto ( $f_t$ ). A Figura 4.7 mostra os diagramas tensão-deformação para as duas funções citadas acima.

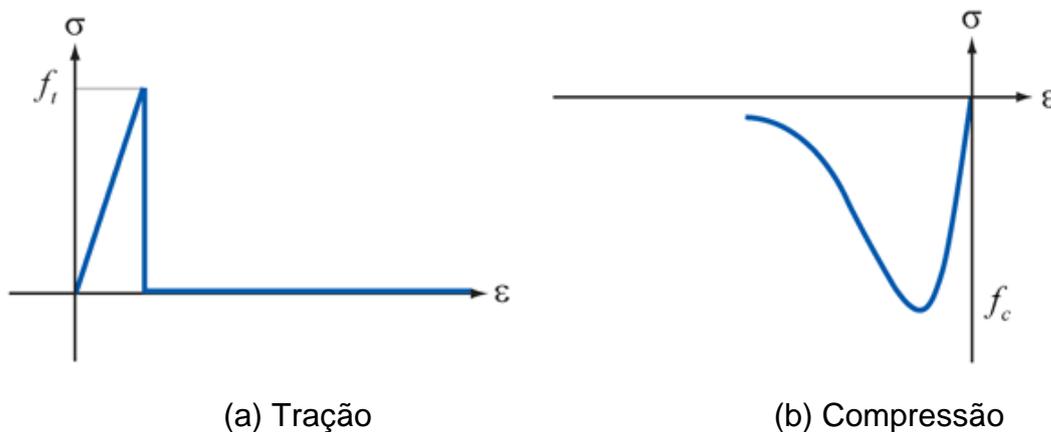


Figura 4.7. Diagramas tensão-deformação do concreto

Para representar o comportamento do aço e do bloco rígido foi usado o modelo de Von Mises, no qual é necessário especificar o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a tensão de escoamento.

#### 4.4 Validação dos Modelos Computacionais

Com o objetivo de fazer a validação dos modelos computacionais foram usados os resultados do trabalho experimental desenvolvido por Melo (2009). Nesse trabalho foi feita a análise experimental de 24 pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. O programa experimental foi composto por três séries de ensaios, sendo dez pilares na Série 1, sete na Série 2 e sete na Série 3. Os pilares foram identificados com a seguinte nomenclatura: PFN e-L, onde:

PFN - pilar à flexo-compressão normal;

e - valor da excentricidade na direção da menor inércia, em milímetros;

L - comprimento do pilar, em metros.

A Tabela 4.1 mostra as características dos pilares ensaiados. Vale ressaltar que os pilares submetidos a compressão centrada apresentam a mesma nomenclatura.

Todos esses pilares tinham seção transversal 12 x 25 cm, armadura longitudinal composta por seis barras de aço CA-50 com 10 mm de diâmetro e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com 5 mm de diâmetro com espaçamento igual a 10 cm, ver Figura 4.8.

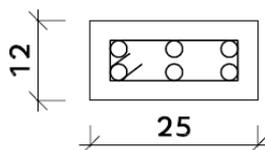


Figura 4.8. Seção transversal dos pilares

Tabela 4.1. Características dos pilares ensaiados (Melo, 2009)

| Série    | Pilares    | e (mm) | e/h  | $\lambda$ | L (mm) | $A_c$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $\rho$ (%) |
|----------|------------|--------|------|-----------|--------|--------------------------|--------------------------|------------|
| 1        | PFN 0-3    | 0      | 0    | 92,7      | 3000   | 300                      | 4,71                     | 1,57       |
|          | PFN 6-3    | 6      | 0,05 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN12-3    | 12     | 0,10 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 15-3   | 15     | 0,13 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 18-3   | 18     | 0,15 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 24-3   | 24     | 0,20 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 30-3   | 30     | 0,25 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 40-3   | 40     | 0,33 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 50-3   | 50     | 0,42 |           |        |                          |                          |            |
| PFN 60-3 | 60         | 0,50   |      |           |        |                          |                          |            |
| 2        | PFN 0-2,5  | 0      | 0    | 71,5      | 2500   | 300                      | 4,71                     | 1,57       |
|          | PFN 15-2,5 | 15     | 0,13 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 24-2,5 | 24     | 0,20 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 30-2,5 | 30     | 0,25 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 40-2,5 | 40     | 0,33 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 50-2,5 | 50     | 0,42 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 60-2,5 | 60     | 0,50 |           |        |                          |                          |            |
| 3        | PFN 0-2    | 0      | 0    | 52,2      | 2000   | 300                      | 4,71                     | 1,57       |
|          | PFN 15-2   | 15     | 0,13 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 24-2   | 24     | 0,20 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 30-2   | 30     | 0,25 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 40-2   | 40     | 0,33 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 50-2   | 50     | 0,42 |           |        |                          |                          |            |
|          | PFN 60-2   | 60     | 0,50 |           |        |                          |                          |            |

Foram feitas simulações numéricas apenas dos casos onde realmente a seção estava submetida à flexão composta normal, totalizado 21 casos, pois três casos eram de compressão centrada (*PFN 0-3*, *PFN 0-2,5* e *PFN 0-2*). Nessas simulações foram usados os modelos tridimensionais e os modelos com elementos de barra única, sem levar em conta as armaduras transversais.

A Figura 4.9 ilustra o modelo tridimensional do caso *PFN 24-2*, nela é apresentada uma visão geral da malha de elementos finitos (a), das linhas que representam as barras de aço (b) e um detalhe do bloco rígido com a introdução do carregamento (c). O modelo é composto por dois blocos rígidos com dimensões iguais a 12 x 25 x 12 cm (x,y,z), um no topo e outro na base, além do trecho central com dimensões iguais a 12 x 25 x 176 cm (x,y,z).

A malha foi gerada automaticamente pelo programa tomando como referência uma dimensão igual a 4 cm para os elementos. Desta forma cada bloco rígido é composto por 128 elementos e o trecho central é composto por 1888 elementos.

A introdução do carregamento foi feita por meio da aplicação de cargas concentradas nos nós dos dois blocos rígidos (topo e base). A carga vertical foi aplicada nos nós ao longo do eixo na direção  $x$  que fica no meio da seção transversal e o momento foi aplicado por meio de um binário ao longo dos eixos na direção  $x$  que ficam nas bordas da seção transversal. Para que as cargas concentradas se uniformizassem em um pequeno trecho e para que as deformações desses elementos fossem muito pequenas, foi utilizado nos blocos rígidos um material elástico linear com elevado valor de módulo de elasticidade, igual a 100.000 GPa.

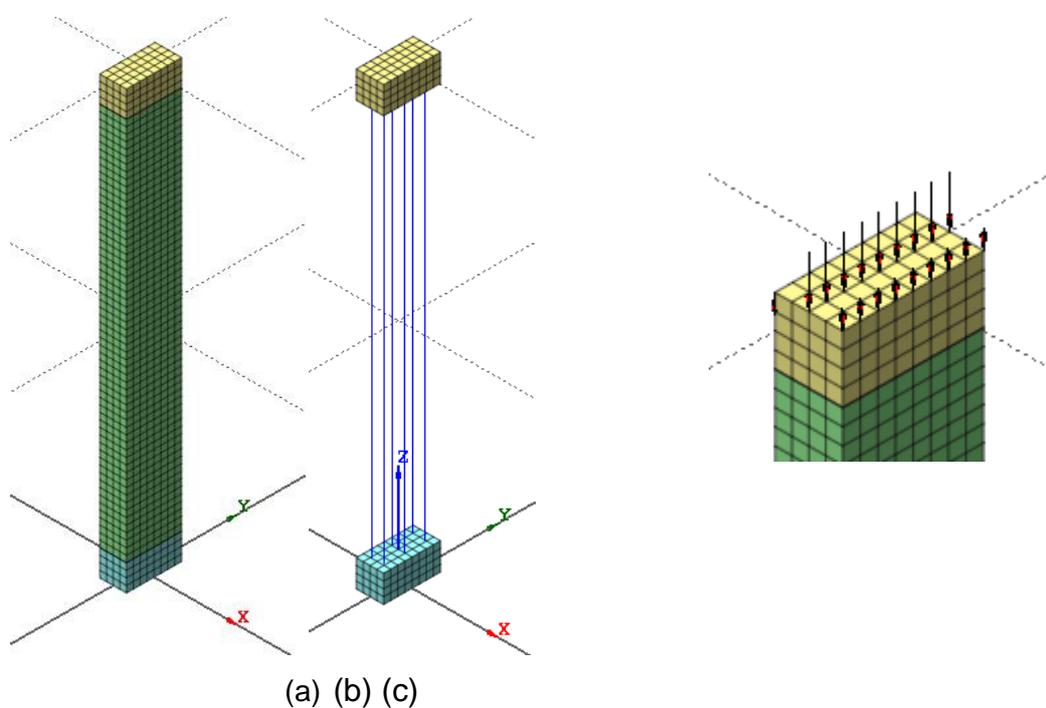


Figura 4.9. Modelo tridimensional do caso *PFN 24-2*

A introdução das condições de contorno foi feita por meio da aplicação de restrições nos nós dos blocos rígidos. As condições de contorno representam um pilar birrotulado, para isso foram impostas restrições aos nós situados ao longo do eixo na direção  $x$  que fica no meio da seção transversal. Foram impedidas as translações nas direções dos eixos  $x$  e  $y$ , deixando livres as rotações em torno dos três eixos ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ) e a translação na direção do eixo  $z$ .

As características dos materiais que representam o concreto e o aço foram obtidas por meio de ensaios de corpos de prova realizados por Melo (2009). No caso *PFN 24-2*, a resistência do concreto foi igual a 38,5 MPa, o módulo de elasticidade do concreto foi igual a 20,6 GPa, a tensão de escoamento do aço foi igual a 595 MPa e o módulo de elasticidade do aço foi igual a 190 GPa.

Para a validação dos modelos numéricos foi feita uma comparação entre os valores dos deslocamentos horizontais máximos. Nos modelos numéricos o valor da carga de ruptura (obtida nos ensaios) foi dividida em 20 incrementos de carga e foi feita uma análise não linear com um número máximo de iterações igual a 100. A Figura 4.10 mostra a deformação do pilar *PFN 24-2* no instante da ruína e as Figuras 4.11 e 4.12 representam os deslocamentos na direção x obtidos por meio das simulações numéricas para os modelos tridimensionais e de elementos de barra, respectivamente.



Figura 4.10. Ruína do pilar PFN 24-2

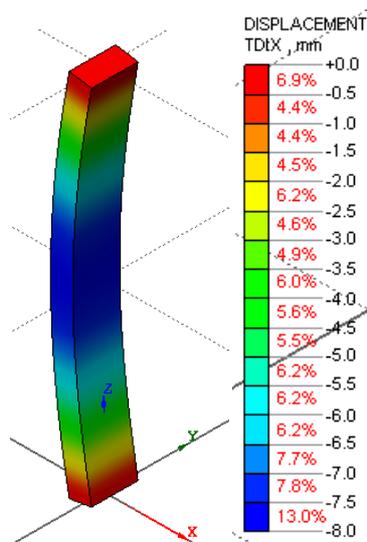


Figura 4.11. Deslocamentos na direção x - Modelo 3D

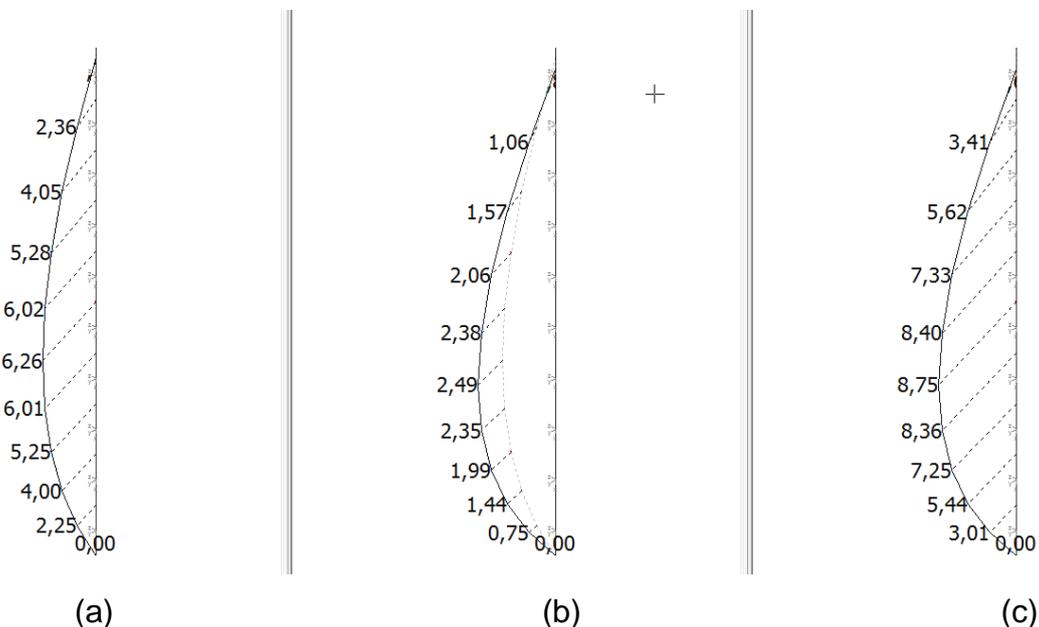


Figura 4.12. Deslocamento no Modelo de Barra. (a) 1ª ordem, (b) 2ª ordem e (c) total

Conforme dito anteriormente, foram feitas simulações para 21 casos. Os diagramas com a comparação dos resultados da relação carga vertical-deslocamento horizontal obtidos na análise experimental, análise numérica com elementos tridimensionais (3D) e análise numérica com elementos de barra estão nas Figuras 4.13 a 4.33.

A Figura 4.13 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 52,2 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,13.

Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 655kN e 15 mm para a análise experimental; 629 kN e 12 mm para o modelo 3D; 563 kN e 8 mm para o modelo de barra.

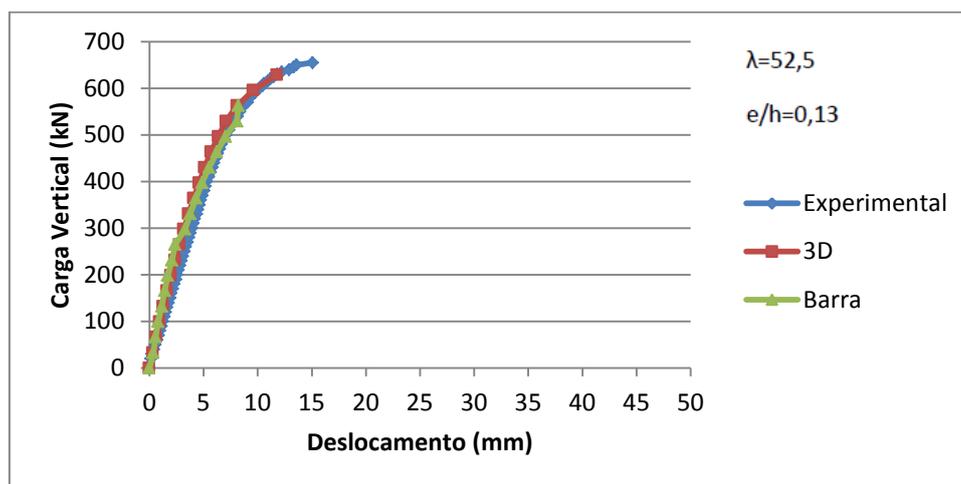


Figura 4.13. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 15-2*

A Figura 4.14 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 52,2 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,20. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos até um valor de carga vertical igual a 300 kN, a partir desse ponto os deslocamentos no modelo 3D são um pouco menores do que nos outros dois modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 440 kN e 14 mm para a análise experimental; 456 kN e 8 mm para o modelo 3D; 410 kN e 9 mm para o modelo de barra.

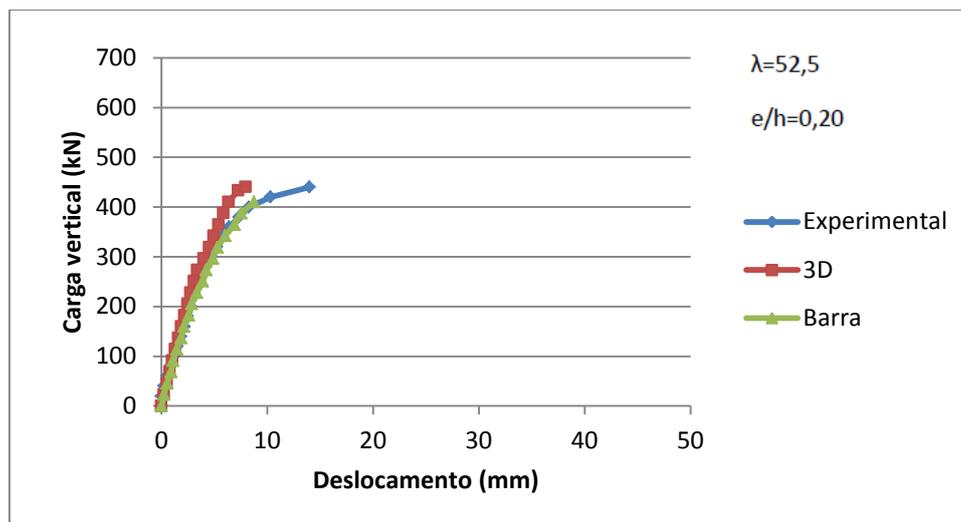


Figura 4.14. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 24-2

A Figura 4.15 representa o caso do pilar com índice de esbelteza igual a 52,2 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,25. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos até um valor de carga vertical igual a 200 kN, a partir desse ponto os deslocamentos no modelo de são um pouco menores do que nos outros dois modelos que têm deslocamentos praticamente iguais até um valor de carga vertical igual a 290 kN, a partir desse ponto o modelo 3D apresenta deslocamentos um pouco menores do que o modelo experimental. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 310 kN e 19 mm para a análise experimental; 317 kN e 13 mm para o modelo 3D; 317 kN e 9 mm para o modelo de barra.

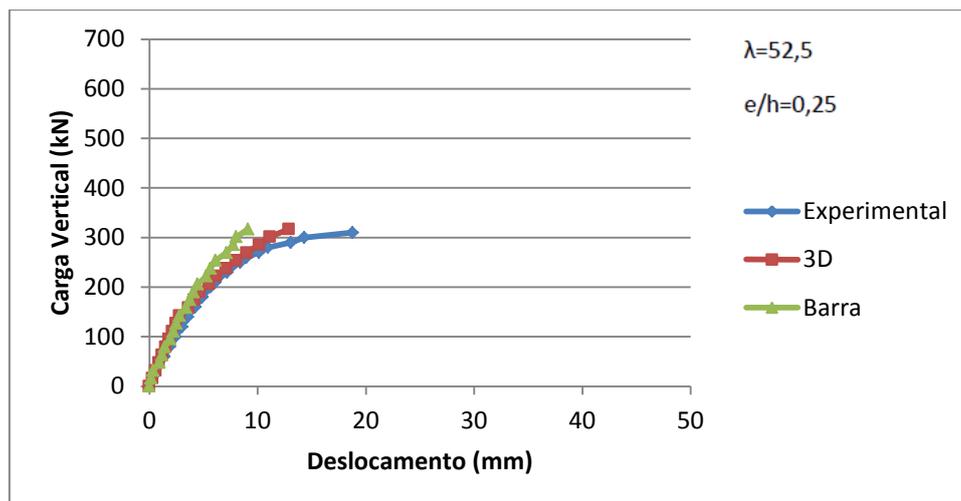


Figura 4.15. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 30-2*

A Figura 4.16 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 52,2 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,33. Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 290 kN e 28 mm para a análise experimental; 279 kN e 28 mm para o modelo 3D; 249 kN e 14 mm para o modelo de barra.

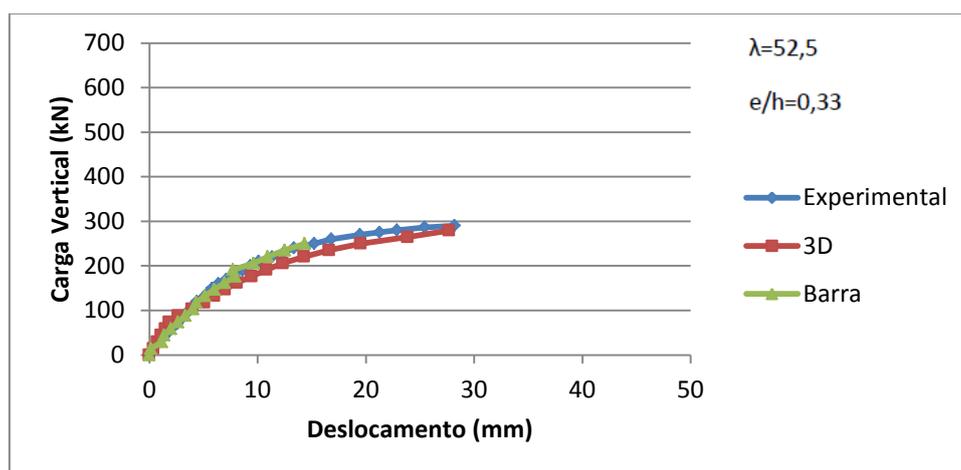


Figura 4.16. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 40-2*

A Figura 4.17 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 52,2 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,42.

Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 230 kN e 32 mm para a análise experimental; 220 kN e 32 mm para o modelo 3D; 197 kN e 17 mm para o modelo de barra.

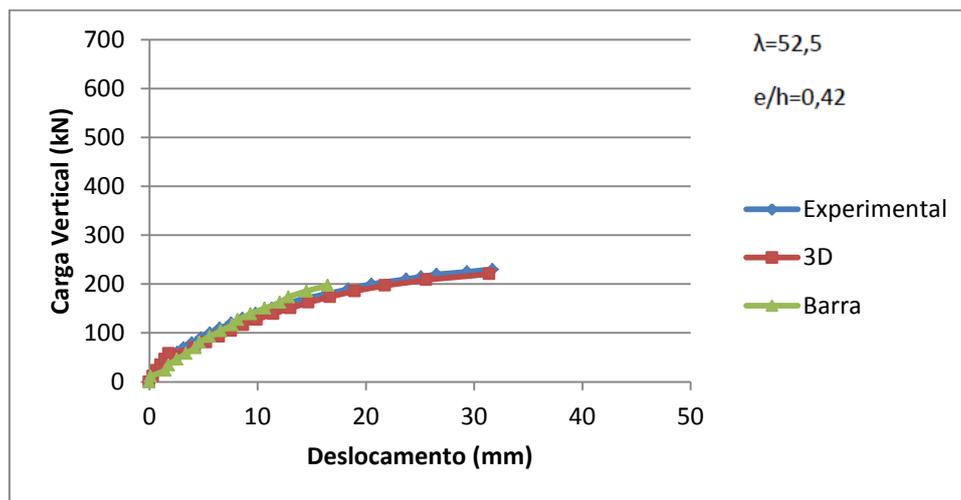


Figura 4.17. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 50-2*

A Figura 4.18 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 52,2 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,50. Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 195 kN e 34 mm para a análise experimental; 188 kN e 32 mm para o modelo 3D; 159 kN e 17 mm para o modelo de barra.

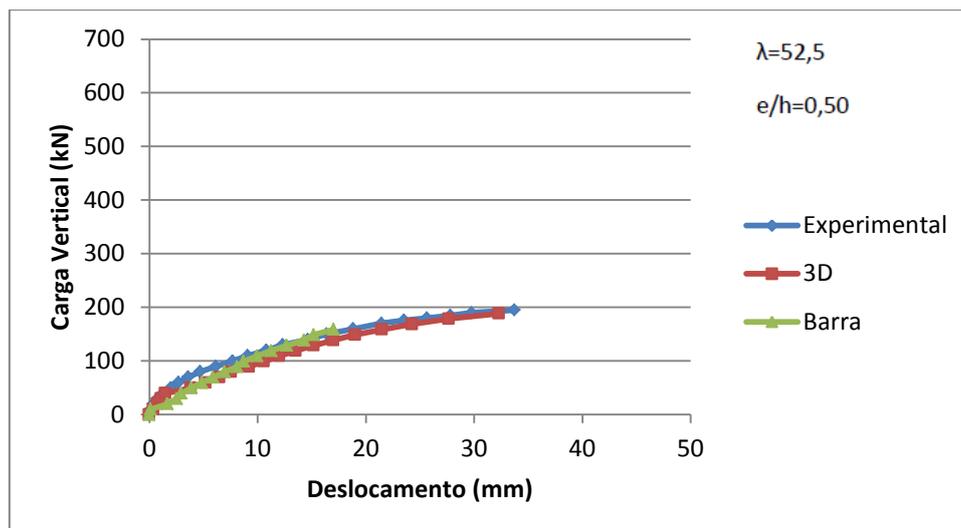


Figura 4.18. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 60-2*

A Figura 4.19 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 71,5 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,13. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos até um valor de carga vertical igual a 300 kN, a partir desse ponto os deslocamentos no modelo de malha são um pouco maiores do que nos outros dois modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 670 kN e 15 mm para a análise experimental; 603 kN e 11 mm para o modelo 3D; 503 kN e 12 mm para o modelo de barra.

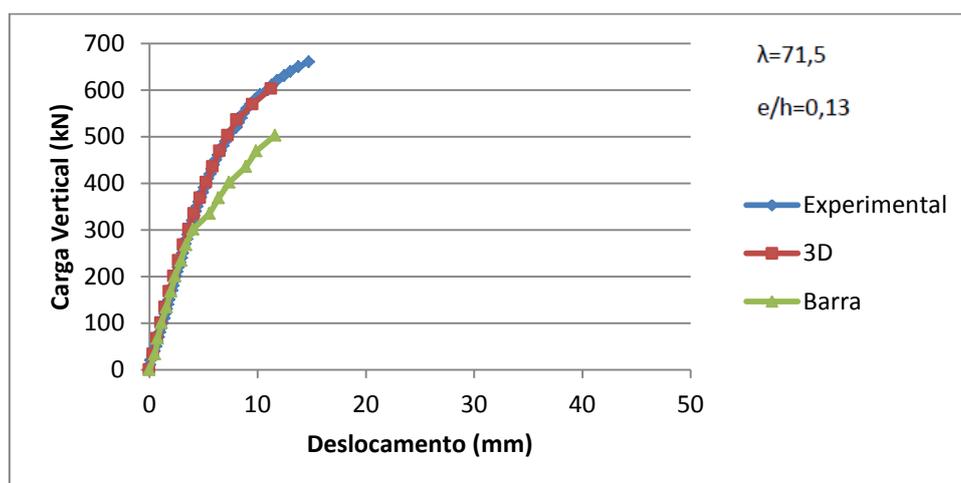


Figura 4.19. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 15-2,5*

A Figura 4.20 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 71,5 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,13. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os modelos numéricos e o modelo experimental apresenta deslocamentos um pouco maiores. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 350 kN e 15 mm para a análise experimental; 361 kN e 12 mm para o modelo 3D; 361 kN e 10 mm para o modelo de barra.

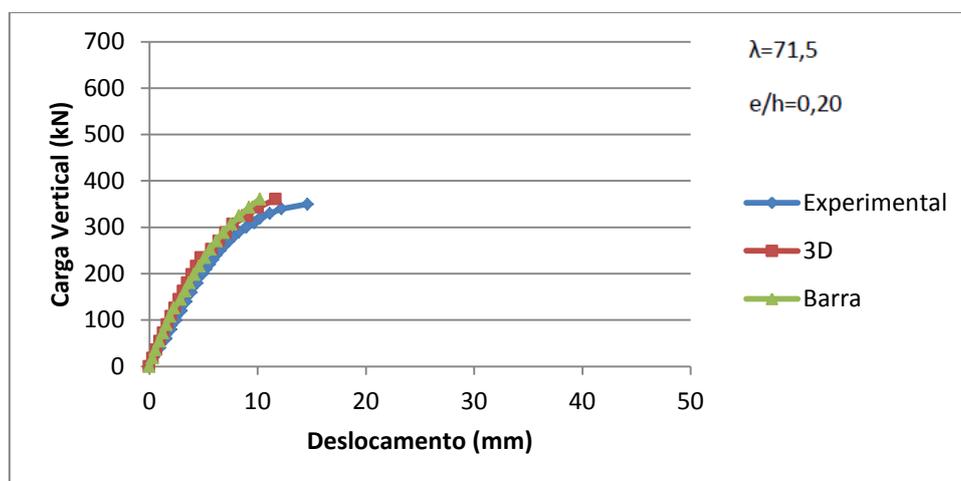


Figura 4.20. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 24-2,5

A Figura 4.21 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 71,5 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,20. O modelo de barra e o modelo experimental apresentam um boa concordância nos valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta, enquanto que o modelo 3D apresenta deslocamentos um pouco menores. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 330 kN e 20 mm para a análise experimental; 336 kN e 8 mm para o modelo 3D; 319 kN e 17 mm para o modelo de barra.

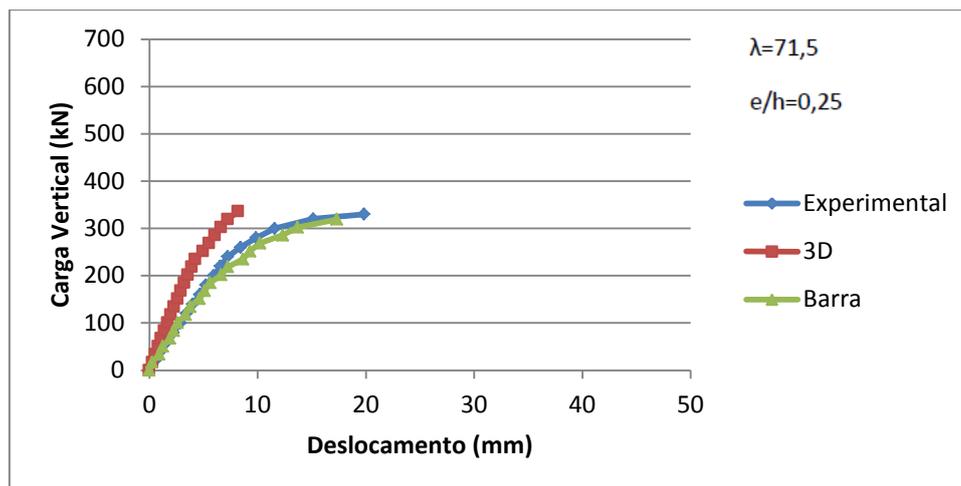


Figura 4.21. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 30-2,5*

A Figura 4.22 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 71,5 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,33. Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 240 kN e 27 mm para a análise experimental; 234 kN e 33 mm para o modelo 3D; 221 kN e 18 mm para o modelo de barra.

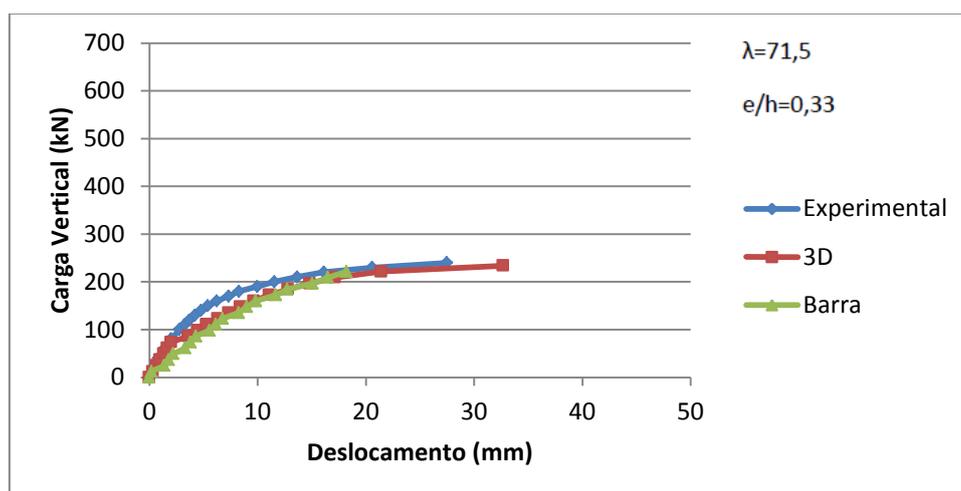


Figura 4.22. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 40-2,5*

A Figura 4.23 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 71,5 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,42.

Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 200 kN e 44 mm para a análise experimental; 192 kN e 39 mm para o modelo 3D; 182 kN e 24 mm para o modelo de barra.

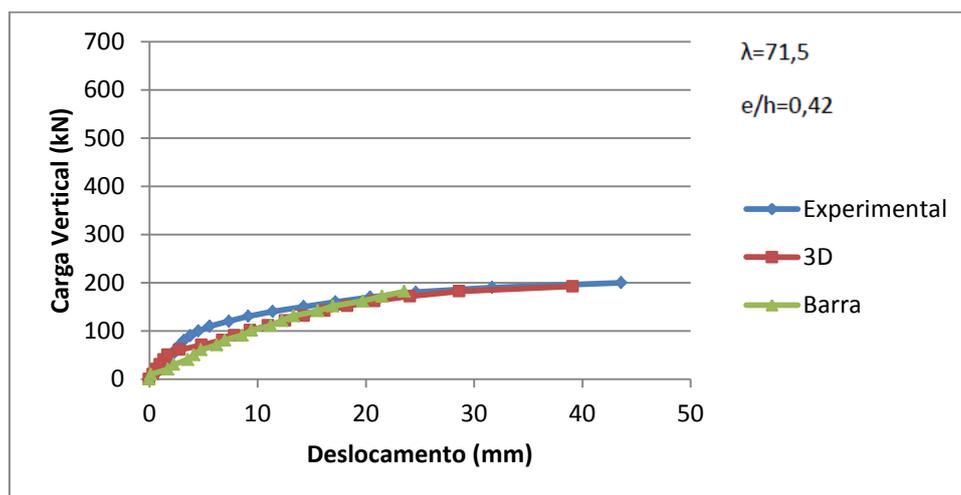


Figura 4.23. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 50-2,5

A Figura 4.24 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 71,5 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,50. Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 160 kN e 40 mm para a análise experimental; 165 kN e 40 mm para o modelo 3D; 148 kN e 25 mm para o modelo de barra.

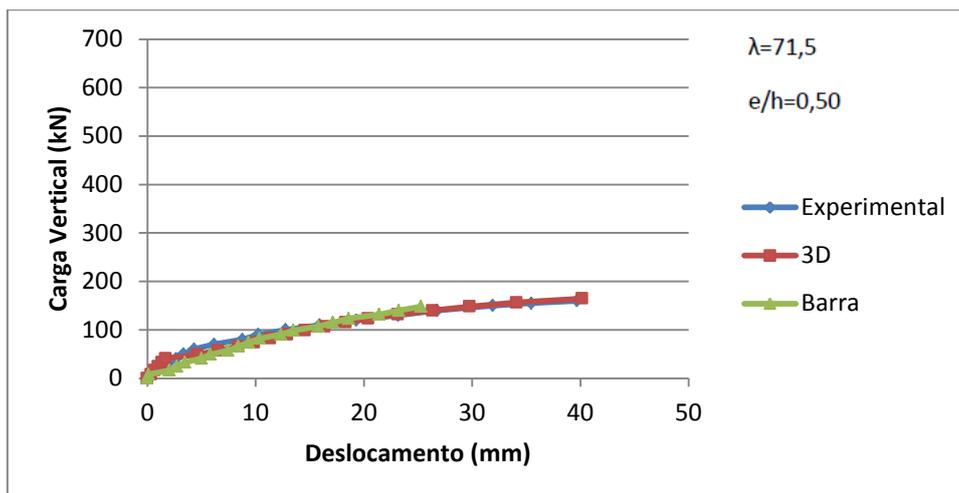


Figura 4.24. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 60-2,5*

A Figura 4.25 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,05. Nessa figura observa-se que não há uma boa concordância entre resultados obtidos. Os três modelos apresentam diferenças significativas entre os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta, sendo o modelo 3D mais rígido do que o modelo experimental e esse mais rígido do que o modelo de barra. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 650 kN e 22 mm para a análise experimental; 652 kN e 8 mm para o modelo 3D; 489 kN e 26 mm para o modelo de barra.

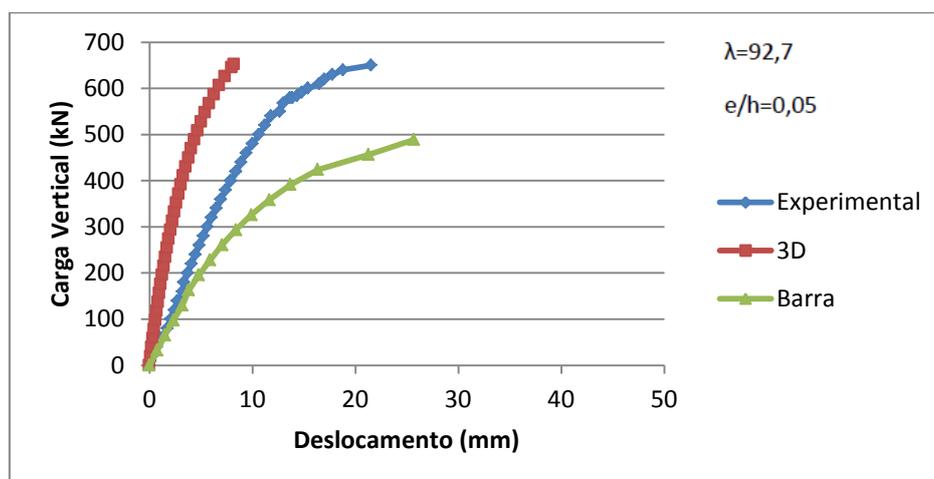


Figura 4.25. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 6-3*

A Figura 4.26 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,10. Nessa figura observar-se que não há uma boa concordância entre resultados obtidos. Os três modelos apresentam diferenças significativas entre os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta, sendo o modelo de barra muito menos rígido do que os outros dois modelos e o modelo 3D um pouco mais rígido do que o modelo experimental. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 530 kN e 19 mm para a análise experimental; 535 kN e 11 mm para o modelo 3D; 255 kN e 21 mm para o modelo de barra.

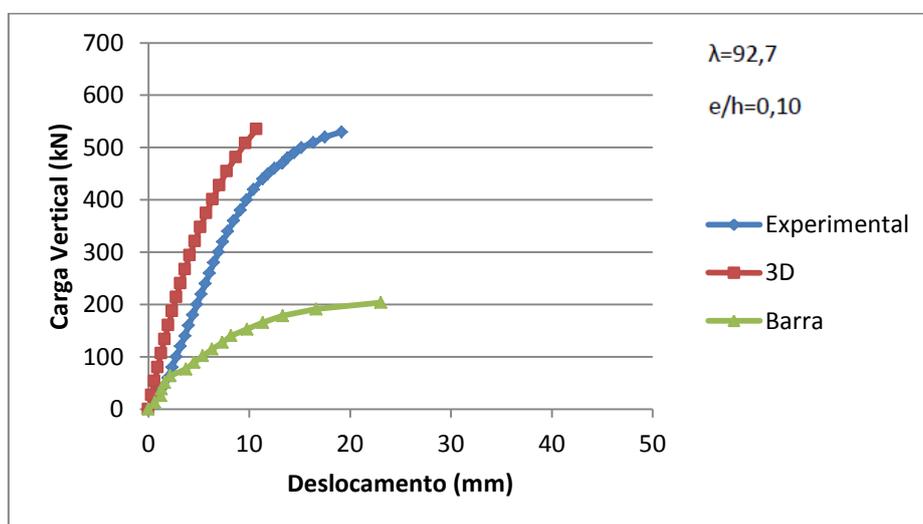


Figura 4.26. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 12-3

A Figura 4.27 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,13. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos até um valor de carga vertical igual a 150 kN, a partir desse ponto os deslocamentos no modelo experimental são um pouco menores do que nos outros dois modelos e a partir de um valor de carga vertical igual a 380 kN o modelo de barra apresenta valores um pouco maior do que os outros dois modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 404 kN e 9 mm para a análise experimental; 447 kN e 14 mm para o modelo 3D; 402 kN e 21 mm para o modelo de barra.

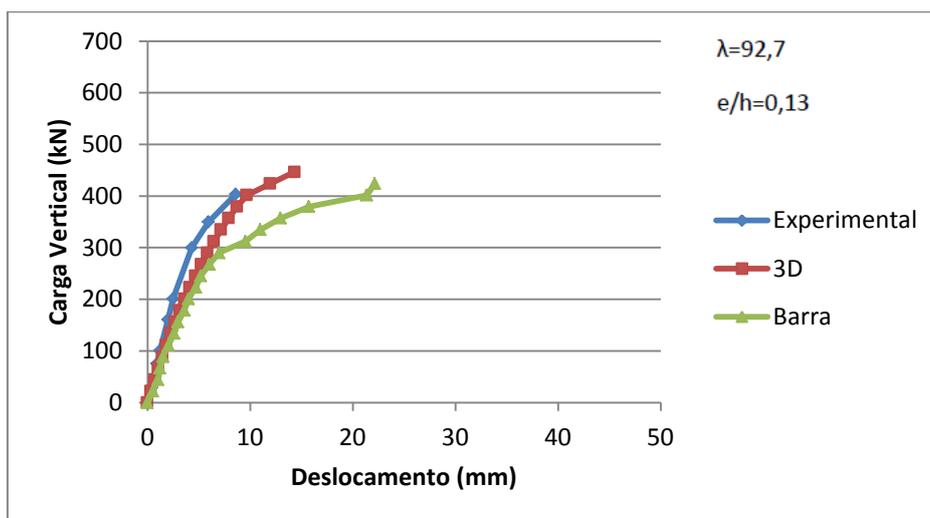


Figura 4.27. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 15-3

A Figura 4.28 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,15. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para os três modelos até um valor de carga vertical igual a 200 kN, a partir desse ponto os deslocamentos no modelo de barra são um pouco maiores do que nos outros dois modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 460 kN e 16 mm para a análise experimental; 414 kN e 14 mm para o modelo 3D; 370 kN e 20 mm para o modelo de barra.

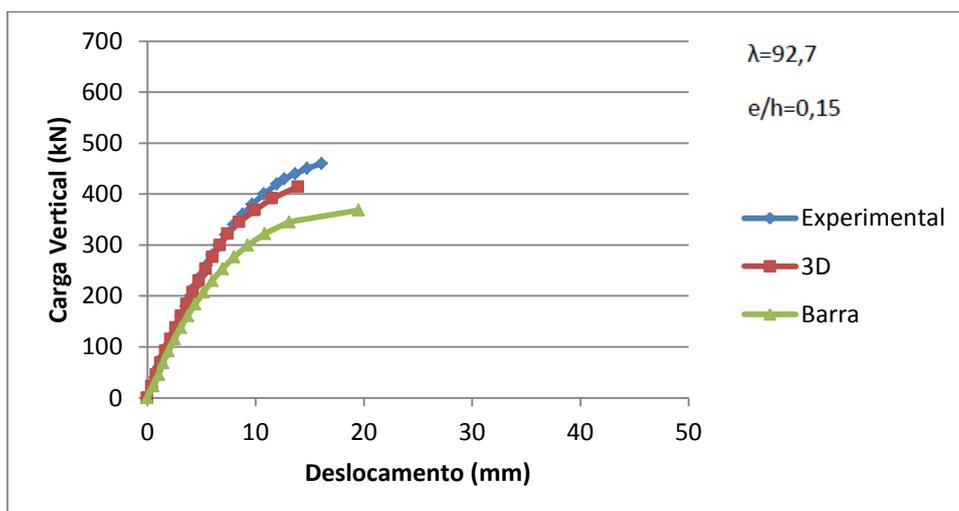


Figura 4.28. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 18-3

A Figura 4.29 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,20. Nessa figura observar-se que não há uma boa concordância entre resultados obtidos. O modelo de barra apresenta valores para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta um pouco maiores do que o modelo 3D e o modelo experimental apresenta um comportamento diferente de todos os outros ensaios, com um elevado valor de deslocamento no início do ensaio, sugerindo algum problema na execução do mesmo. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 236 kN e 32 mm para a análise experimental; 241 kN e 8 mm para o modelo 3D; 241 kN e 11 mm para o modelo de barra.

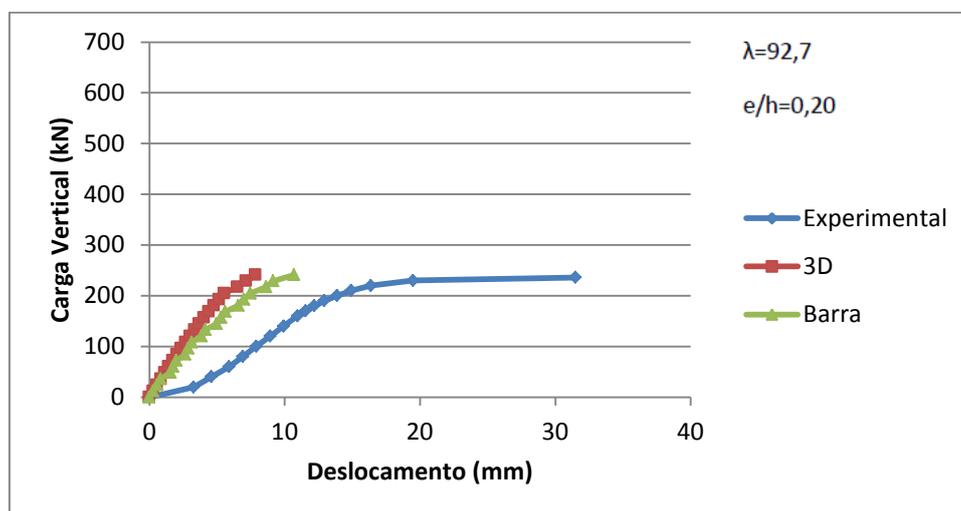


Figura 4.29. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 24-3

A Figura 4.30 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,25. Nessa figura observa-se uma boa concordância entre resultados obtidos. Os valores obtidos pelo modelo de barra para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são um pouco maiores do que nos outros dois modelos. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 200 kN e 9 mm para a análise experimental; 229 kN e 18 mm para o modelo 3D; 255 kN e 30 mm para o modelo de barra.

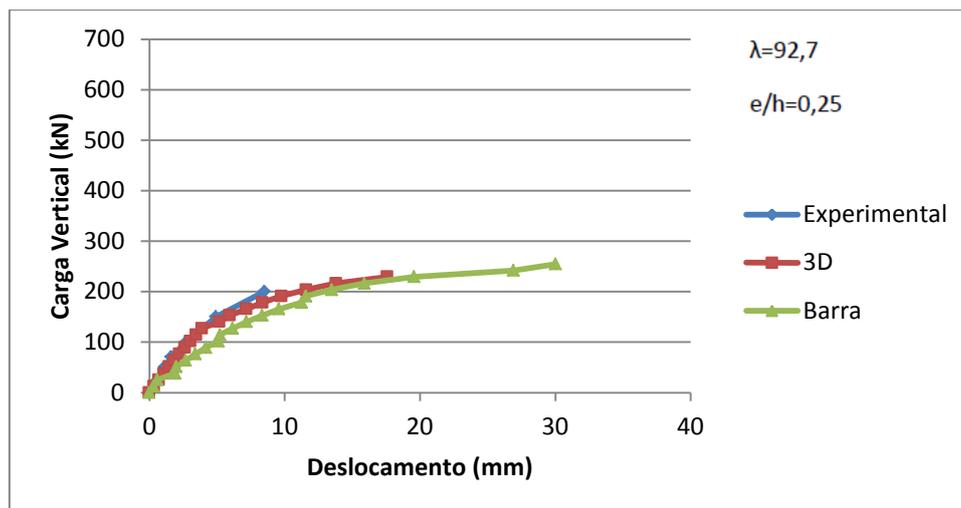


Figura 4.30. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 30-3

A Figura 4.31 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,33. Os valores obtidos para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são praticamente os mesmos para o modelo experimental e para o modelo 3D até um valor de carga vertical igual a 90 kN, com o modelo de barra apresentando valores um pouco maiores. A partir desse ponto os valores dos deslocamentos no modelo 3D se aproximam valores do modelo de barra e os valores do modelo experimental são um pouco maiores. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 150 kN e 12 mm para a análise experimental; 170 kN e 27 mm para o modelo 3D; 170 kN e 23 mm para o modelo de barra.

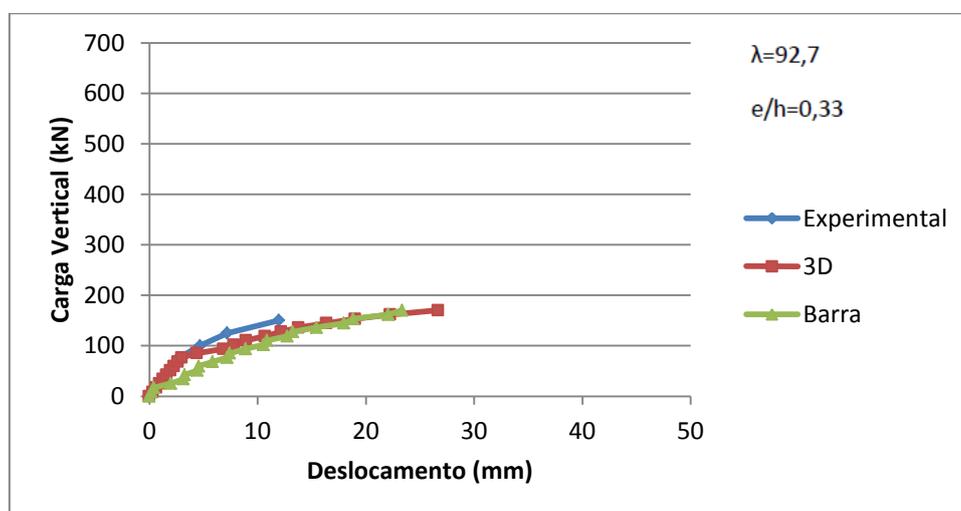


Figura 4.31. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 40-3

A Figura 4.32 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,42. Nessa figura observa-se que não há uma boa concordância nos resultados. O comportamento do modelo 3D é bem diferente do comportamento dos outros dois modelos. Inicialmente os valores obtidos pelo modelo de barra para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são um pouco maiores do que os valores do modelo experimental, chegando a valores praticamente iguais para os valores finais. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 151 kN e 39 mm para a análise experimental; 155 kN e 15 mm para o modelo 3D; 155 kN e 38 mm para o modelo de barra.

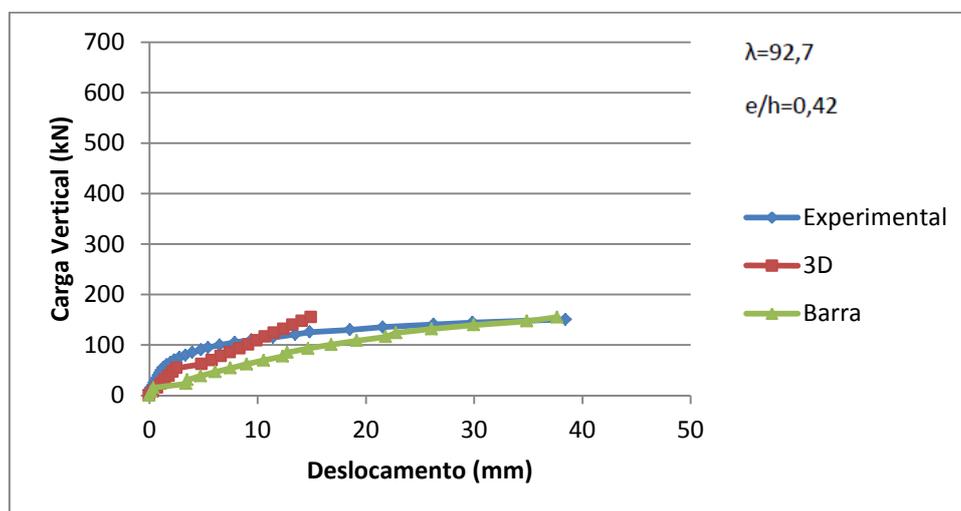


Figura 4.32. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - PFN 50-3

A Figura 4.33 representa o caso do pilar com índice de esbeltez igual a 92,7 submetido à uma força normal com excentricidade relativa ( $e/h$ ) igual a 0,42. Nessa figura observa-se que não há uma boa concordância nos resultados. O comportamento do modelo 3D é bem diferente do comportamento dos outros dois modelos. Os valores obtidos pelo modelo de barra para os deslocamentos horizontais à medida que o valor da força aumenta são um pouco maiores do que os valores do modelo experimental. Os valores das cargas de ruptura e os respectivos deslocamentos foram: 110 kN e 23 mm para a análise experimental; 131 kN e 19 mm para o modelo 3D; 131 kN e 37 mm para o modelo de barra.

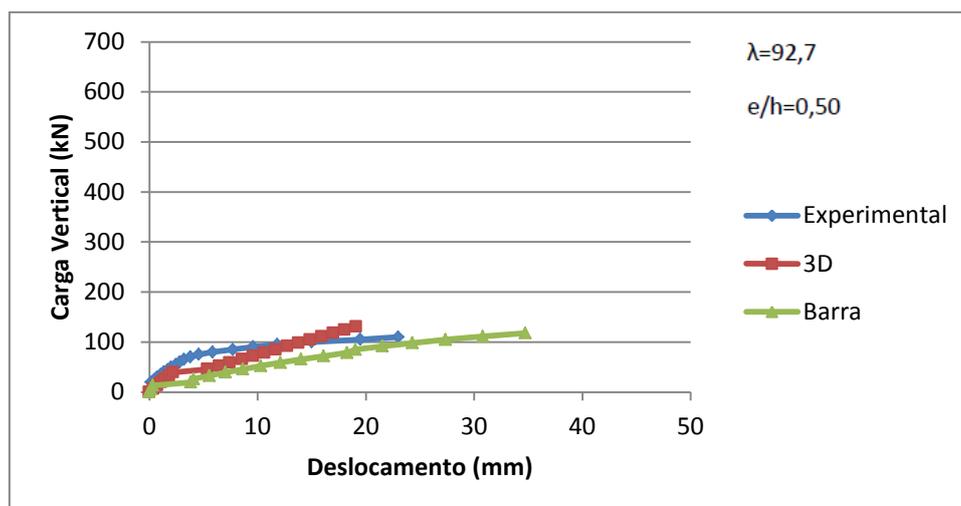


Figura 4.33. Diagrama Carga-Deslocamento máximo - *PFN 60-3*

Ao analisar os diagramas carga-deslocamento máximo observa-se que, de maneira geral, os modelos computacionais possuem uma boa concordância com os resultados experimentais, tanto na forma do diagrama como também nos valores obtidos para os deslocamentos máximos. Em alguns casos os valores obtidos para os deslocamentos são praticamente os mesmos, por exemplo o caso *PFN 15-2* mostrado na Figura 4.13.

É possível perceber que nos pilares que possuem menor altura ( $h=2,0$  m e  $h=2,5$ m), conseqüentemente menor índice de esbeltez ( $\lambda=52,2$  e  $\lambda=71,5$ , respectivamente), os resultados computacionais têm uma concordância melhor com os resultados experimentais do que nos pilares mais esbeltos ( $\lambda=92,7$ ). Por exemplo, nos casos *PFN 6-3* e *PFN 12-3*, mostrados nas Figuras 4.25 e 4.26, apesar das formas dos diagramas serem coerentes, os valores dos deslocamentos máximos são bastante diferentes.

É importante observar que na grande maioria dos casos os modelos numéricos possuem resultados conservadores, ou seja, os valores para os deslocamentos máximos obtidos computacionalmente são maiores que os obtidos na análise experimental, principalmente nos modelos de barra.

Diante disso, visto que o modelo de barra isolada de maneira geral apresenta um bom comportamento na simulação de um pilar convencional, conclui-se ser razoável a utilização desse modelo para representar as barras verticais do modelo de malha para a simulação dos pilares-parede.

#### 4.5 Definição dos Casos Analisados

A definição dos casos analisados foi baseada nas seguintes variáveis que podem ter influenciado o comportamento dos pilares-parede: relação entre as dimensões da seção transversal ( $b/h$ ); valor do índice de esbeltez ( $\lambda$ ); valor do esforço normal adimensional de cálculo ( $v_d$ ); e valor do momento fletor adimensional de cálculo em torno do eixo de maior inércia da seção transversal ( $\mu_{bd}$ ).

Foram estudadas seções transversais com os seguintes valores da relação entre as dimensões da seção transversal:  $b/h=5$ ;  $b/h=7,5$ ;  $b/h=10$ ; e  $b/h=15$ . Para cada valor de  $b/h$  foram feitos seis modelos numéricos diferentes, com o valor da esbeltez variando dentro dos limites especificados pela NBR6118:2014 para a utilização do processo simplificado:  $\lambda=36$ ;  $\lambda=50$ ;  $\lambda=60$ ;  $\lambda=70$ ;  $\lambda=80$ ; e  $\lambda=90$ . Dessa forma obteve-se um total 24 modelos computacionais.

Cada modelo foi processado para seis diferentes valores de esforço normal adimensional de cálculo, dentro de limites normalmente utilizados na elaboração de projetos:  $v_d=0,1$ ;  $v_d=0,3$ ;  $v_d=0,5$ ;  $v_d=0,7$ ;  $v_d=0,9$ ;  $v_d=1,1$ . Para cada valor de  $v_d$  foram aplicados dez diferentes valores de  $\mu_{bd}$ .

O valor do momento fletor adimensional máximo aplicado na seção foi determinado em função do surgimento de tensões de tração provocadas por ele, visto que essa é uma das preocupações apresentadas na revisão bibliográfica. Esse valor foi obtido multiplicando-se o valor do esforço normal por uma excentricidade relativa ( $e/b$ ) aproximadamente igual 1/5, que é um pouco maior do que a excentricidade relativa que define o núcleo central de inércia de uma seção retangular. Dessa maneira, apesar de surgir tensões de

tração na seção transversal elas são de baixa intensidade, de tal forma que em todosos casos analisados a barra que representa a faixa da extremidade tracionada pelo momento fletor permaneceu com esforço normal de compressão. Esse valor máximo de momento fletor adimensional foi dividido em dez parcelas de momento, totalizando 1.440 casos analisados.

Cada um desses casos foram analisados por três diferentes modelos de barra. No primeiro modelo o pilar-parede é analisado como se fosse um pilar convencional, sendo representado por uma única barra vertical. No segundo modelo o pilar-parede é analisado conforme o modelo simplificado da NBR6118:2014, ou seja, ele é representado por um modelo composto por barras verticais independentes, no qual cada barra representa uma faixa do pilar-parede. No terceiro modelo o pilar-parede é analisado utilizando o modelo de malha, no qual as barras verticais que representam as faixas estão ligadas por meio de barras horizontais.

Em todos os casos foram aplicados momentos fletores adimensionais de cálculo em torno do eixo de menor inércia da seção transversal ( $\mu_{hd}$ ) iguais aos momentos mínimos especificados pela NBR6118:2014, conforme a Equação 3.9.

As definições das geometrias dos modelos, das resistências do concreto e dos cobrimentos das armaduras levaram em consideração as recomendações da NBR6118:2014. Com intuito de utilizar valores coerentes com a prática de projeto e que fossem de certa forma conservadores foi adotado o menor valor permitido pela NBR6118:2014 para a menor dimensão dos pilares-parede, ou seja,  $h=14$  cm. A resistência característica adotada para o concreto foi 25 MPa, que é o menor valor recomendado pela NBR6118:2014 para estruturas de concreto sem revestimento situadas em zonas urbanas. Foi considerado o valor de 3 cm para o cobrimento das armaduras (c).

Para esses valores de  $h$  e de  $c$ , tem-se uma armadura com uma eficiência relativamente baixa, pois a distância dessa para o centro de gravidade da seção é pequena, confirmando o caráter conservador dessa situação. No

entanto, pode-se questionar o valor adotado para o cobrimento das armaduras, pois se a estrutura estivesse localizada numa região onde agressividade ambiental fosse mais forte, seria necessário um cobrimento mais elevado o que resultaria numa eficiência da armadura ainda menor. Porém, nessas situações dificilmente são adotados valores de  $h$  igual ao mínimo.

Com a definição do valor de  $h$  ficaram automaticamente definidos os valores de  $b$ , em função da relação  $b/h$ , e também os valores dos comprimentos de flambagem, em função dos valores de  $\lambda$ . Definidas as dimensões das seções transversais e a resistência do concreto ficaram também automaticamente definidos os esforços solicitantes, em função dos valores adimensionais do esforço normal e do momento fletor.

As Tabelas 4.2 a 4.5 mostram as características de todos os modelos que foram analisados. Pode ser visto na Tabela 4.3 que o valor da relação  $b/h$  é ligeiramente superior ao valor limite ( $b/h=5$ ), esse foi o artifício adotado para que o programa CAD-TQS considerasse automaticamente o pilar como sendo um pilar-parede, se esse valor fosse exatamente igual a 5 o pilar seria analisado como pilar convencional. Por motivo semelhante, o menor valor adotado para esbeltez foi ligeiramente superior ao valor limite ( $\lambda=35$ ), caso contrário os efeitos de 2ª ordem seriam desprezados. O valor máximo da esbeltez foi igual a 90, pois esse é o limite permitido para a utilização do processo simplificado da NBR6118:2014.



Tabela 4.3. Características dos modelos PP7 a PP12 ( $b/h=7,5$ )

|      | b (m) | h (m) | b/h  | $\lambda_h$ | $v_d$ | $\mu_{hd}$ | $\mu_{bd}$ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------|-------|-------|------|-------------|-------|------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|      |       |       |      |             |       |            | 1          | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     | 10    |
| PP7  | 1,05  | 0,14  | 7,50 | 36          | 0,10  | 0,014      | 0,002      | 0,004 | 0,006 | 0,008 | 0,010 | 0,012 | 0,014 | 0,016 | 0,018 | 0,020 |
|      |       |       |      | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |      |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP8  | 1,05  | 0,14  | 7,50 | 36          | 0,30  | 0,041      | 0,006      | 0,012 | 0,018 | 0,024 | 0,030 | 0,036 | 0,042 | 0,048 | 0,054 | 0,060 |
|      |       |       |      | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |      |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP9  | 1,05  | 0,14  | 7,50 | 36          | 0,50  | 0,068      | 0,010      | 0,020 | 0,030 | 0,040 | 0,050 | 0,060 | 0,070 | 0,080 | 0,090 | 0,100 |
|      |       |       |      | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |      |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP10 | 1,05  | 0,14  | 7,50 | 36          | 0,70  | 0,096      | 0,014      | 0,028 | 0,042 | 0,056 | 0,070 | 0,084 | 0,098 | 0,112 | 0,126 | 0,140 |
|      |       |       |      | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |      |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP11 | 1,05  | 0,14  | 7,50 | 36          | 0,90  | 0,123      | 0,018      | 0,036 | 0,054 | 0,072 | 0,090 | 0,108 | 0,126 | 0,144 | 0,162 | 0,180 |
|      |       |       |      | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |      |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP12 | 1,05  | 0,14  | 7,50 | 36          | 1,10  | 0,151      | 0,022      | 0,044 | 0,066 | 0,088 | 0,110 | 0,132 | 0,154 | 0,176 | 0,198 | 0,220 |
|      |       |       |      | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |      | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |      |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |

Tabela 4.4. Características dos modelos PP13 a PP18 ( $b/h=10$ )

|      | b (m) | h (m) | b/h | $\lambda_h$ | $v_d$ | $\mu_{hd}$ | $\mu_{bd}$ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------|-------|-------|-----|-------------|-------|------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|      |       |       |     |             |       |            | 1          | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     | 10    |
| PP13 | 1,40  | 0,14  | 10  | 36          | 0,10  | 0,01       | 0,002      | 0,004 | 0,006 | 0,009 | 0,011 | 0,013 | 0,015 | 0,017 | 0,019 | 0,021 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |     |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP14 | 1,40  | 0,14  | 10  | 36          | 0,30  | 0,04       | 0,006      | 0,013 | 0,019 | 0,026 | 0,032 | 0,039 | 0,045 | 0,051 | 0,058 | 0,064 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |     |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP15 | 1,40  | 0,14  | 10  | 36          | 0,50  | 0,07       | 0,011      | 0,021 | 0,032 | 0,043 | 0,054 | 0,064 | 0,075 | 0,086 | 0,096 | 0,107 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |     |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP16 | 1,40  | 0,14  | 10  | 36          | 0,70  | 0,1        | 0,015      | 0,030 | 0,045 | 0,060 | 0,075 | 0,090 | 0,105 | 0,120 | 0,135 | 0,150 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |     |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP17 | 1,40  | 0,14  | 10  | 36          | 0,90  | 0,12       | 0,019      | 0,039 | 0,058 | 0,077 | 0,096 | 0,116 | 0,135 | 0,154 | 0,174 | 0,193 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |     |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP18 | 1,40  | 0,14  | 10  | 36          | 1,10  | 0,15       | 0,024      | 0,047 | 0,071 | 0,094 | 0,118 | 0,141 | 0,165 | 0,189 | 0,212 | 0,236 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 90   |       |       |     |             |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |

Tabela 4.5. Características dos modelos PP19 a PP24 ( $b/h=15$ )

|      | b (m) | h (m) | b/h | $\lambda_h$ | $V_d$ | $\mu_{hd}$ | $\mu_{bd}$ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------|-------|-------|-----|-------------|-------|------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|      |       |       |     |             |       |            | 1          | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     | 10    |
| PP19 | 2,10  | 0,14  | 15  | 36          | 0,10  | 0,01       | 0,002      | 0,004 | 0,006 | 0,008 | 0,010 | 0,011 | 0,013 | 0,015 | 0,017 | 0,020 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP20 | 2,10  | 0,14  | 15  | 36          | 0,30  | 0,04       | 0,006      | 0,011 | 0,017 | 0,023 | 0,029 | 0,034 | 0,040 | 0,046 | 0,051 | 0,060 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP21 | 2,10  | 0,14  | 15  | 36          | 0,50  | 0,07       | 0,010      | 0,019 | 0,029 | 0,038 | 0,048 | 0,057 | 0,067 | 0,076 | 0,086 | 0,095 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP22 | 2,10  | 0,14  | 15  | 36          | 0,70  | 0,1        | 0,013      | 0,027 | 0,040 | 0,053 | 0,067 | 0,080 | 0,093 | 0,107 | 0,120 | 0,133 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP23 | 2,10  | 0,14  | 15  | 36          | 0,90  | 0,12       | 0,017      | 0,034 | 0,051 | 0,069 | 0,086 | 0,103 | 0,120 | 0,137 | 0,154 | 0,171 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| PP24 | 2,10  | 0,14  | 15  | 36          | 1,10  | 0,15       | 0,021      | 0,042 | 0,063 | 0,084 | 0,105 | 0,126 | 0,147 | 0,168 | 0,189 | 0,210 |
|      |       |       |     | 50          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 60          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 70          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 80          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|      |       |       |     | 90          |       |            |            |       |       |       |       |       |       |       |       |       |

A metodologia adotada para a realização das simulações numéricas foi a seguinte: para cada caso, o primeiro passo foi a determinação da armadura fazendo o dimensionamento do pilar-parede como se fosse um pilar convencional, levando em conta apenas os efeitos locais de 2ª ordem, ou seja, sem considerar os efeitos de 2ª ordem localizados. No segundo passo, foi feita a análise do pilar-parede por meio do processo aproximado da NBR6118:2014 e no terceiro passo, foi feita a análise do pilar-parede através do modelo de malha.

Em todos os casos foram utilizadas as armaduras determinadas no primeiro passo, mesmo que estas não fossem suficientes para resistir aos esforços

determinados pelos modelos usados nos segundos e terceiros passos. Dessa forma os efeitos de 2ª ordem localizados tanto para o modelo de barra isolada como para o modelo de malha sempre são determinados de maneira conservadora.

O tipo de aço utilizado foi o CA-50 e as taxas de armaduras utilizadas atenderam os limites especificados pela NBR6118:2014. Os valores das taxas de armadura variaram de um valor mínimo igual a 0,48% até um valor máximo de 8%.

## 5 ANÁLISES DOS RESULTADOS

### 5.1 Introdução

Na análise dos efeitos de 2ª ordem foi feita uma comparação dos valores dos momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem) na faixa externa mais comprimida dos pilares-paredes. Os valores obtidos pelo modelo de barra única (pilar convencional) foram comparados com os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas, conforme o processo aproximado da NBR6118:2014, e com os valores obtidos pelo modelo de malha. Para isso, os valores obtidos no modelo de barra única foi dividido pelo número de barras verticais dos outros modelos.

Foi percebido em diversos casos que as faixas das extremidades apresentaram deslocamentos muito diferentes dos deslocamentos da faixa adjacente, fato que é impossível de acontecer nos pilares-parede reais e que comprova a deficiência do processo simplificado. Esse comportamento foi observado tanto nas faixas extremas comprimidas pelo momento fletor como também nas faixas tracionadas por ele. Com a utilização do modelo de malha essa deficiência é sanada, como pode ser visto nas Figuras 5.1 e 5.2. Nessas figuras as barras da extremidade esquerda são comprimidas pelo momento fletor e as barras da extremidade direita são tracionadas.

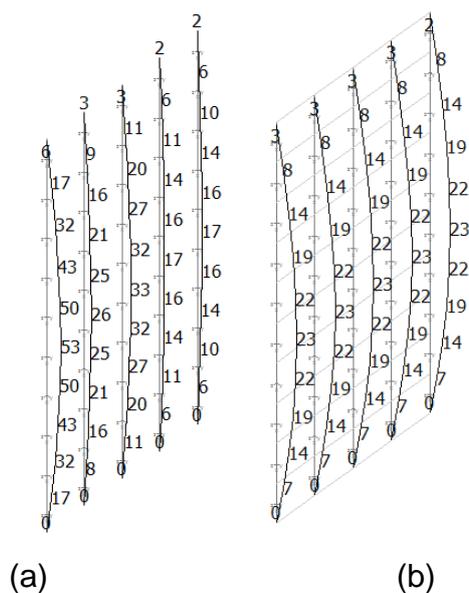


Figura 5.1. Deslocamento (mm) - Caso *PP21* ( $\lambda=90$ ;  $\mu_{bd}=0,029$ ) - (a) Barras independentes; (b) Malha

Nota-se na Figura 5.1 que para o modelo de barras independentes o deslocamento máximo da barra mais comprimida é igual a 53 mm, valor mais de duas vezes maior do que o valor da barra adjacente que é igual a 26 mm e mais de três vezes maior do que o valor da barra da extremidade oposta que é igual a 17 mm. No caso do modelo de malha os valores dos deslocamentos máximo são os mesmos para todas as barras, iguais a 23 mm.

A Figura 5.2 mostra que para o modelo de barras independentes o deslocamento máximo da barra da extremidade tracionada pelo momento fletor é igual a 11 mm, valor mais de cinco vezes maior do que o valor das outras barras que são iguais a 2 mm. No caso do modelo de malha os valores dos deslocamentos máximo são iguais a 2 mm para todas as barras.

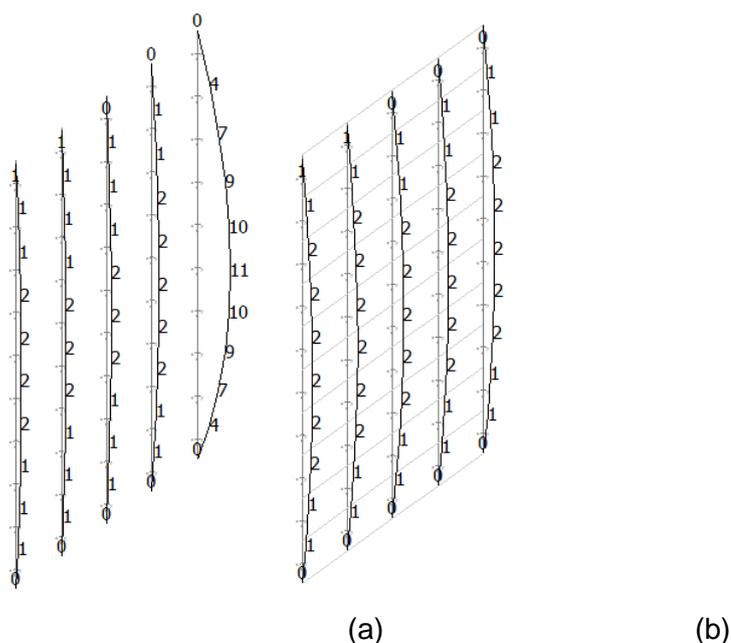


Figura 5.2. Deslocamento (mm) - Caso *PP19* ( $\lambda=80$ ;  $\mu_{bd}=0,020$ ) - (a) Barras independentes; (b) Malha

Com o intuito de fazer a comprovação dos resultados obtidos pelo modelo de malha foram também feitas análises utilizando modelos tridimensionais para esses dois casos. Os resultados obtidos são mostrados nas Figuras 5.3 e 5.4.

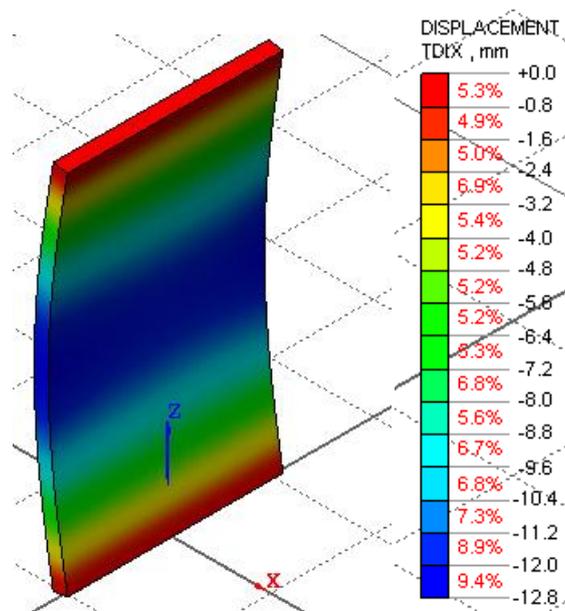


Figura 5.3. Deslocamento (mm) - Caso *PP21* ( $\lambda=90$ ;  $\mu_{bd}=0,029$ ) - Modelo 3D

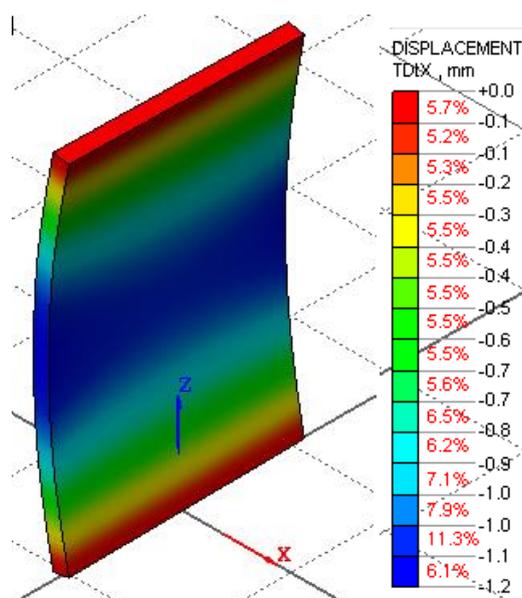


Figura 5.4. Deslocamento (mm) - Caso *PP19* ( $\lambda=80$ ;  $\mu_{bd}=0,020$ ) - Modelo 3D

Da mesma forma que nos modelos de malha, nos modelos tridimensionais os valores dos deslocamentos máximos são praticamente os mesmos ao longo de todo o comprimento da seção transversal. Para o caso *PP21* ( $\lambda=90$ ;  $\mu_{bd}=0,029$ ) o resultado obtido para o nó situado no eixo da seção transversal na extremidade comprimida pelo momento fletor foi igual a 12,79 mm e o resultado obtido para o nó situado no eixo da seção transversal da extremidade tracionada pelo momento fletor foi igual a 12,81 mm. Para o caso *PP19* ( $\lambda=80$ ;

$\mu_{bd}=0,020$ ) o resultado obtido para o nó situado no eixo da seção transversal na extremidade comprimida pelo momento fletor foi igual a 1,19 mm e o resultado obtido para o nó situado no eixo da seção transversal na extremidade tracionada pelo momento fletor foi igual a 1,17 mm.

## 5.2 Momento Fletor na Direção Vertical

Conforme dito no item anterior, para fazer a análise da influência dos efeitos localizados de 2ª ordem no valor do momento fletor total na direção vertical dos pilares-parede foi feita uma comparação dos resultados obtidos de três maneiras diferentes. Quando o pilar-parede é analisado por uma barra única (como se fosse um pilar convencional) não existem efeitos localizados de 2ª ordem. Ao fazermos a comparação dos resultados obtidos por esse modelo com os resultados obtidos pelos modelos de barras isoladas e de malha conseguimos determinar a influência dos efeitos de 2ª ordem localizados. Ou seja, as diferenças nos valores dos momentos fletores obtidos por esses dois últimos modelos em relação aos valores obtidos pelo primeiro modelo são oriundas dos efeitos localizados de 2ª ordem.

Neste item os resultados são apresentados por meio de gráficos que mostram a variação do momento fletor máximo na barra da extremidade mais comprimida em função das principais variáveis que podem interferir nos resultados, que são: a relação entre as dimensões da seção transversal ( $b/h$ ); a esbelteza ( $\lambda$ ); o esforço normal adimensional de cálculo ( $v_d$ ); e o momento fletor adimensional de cálculo em torno do eixo de maior inércia da seção transversal ( $\mu_{bd}$ ).

Inicialmente será mostrada a variação no valor do momento fletor total de cálculo, incluídos os efeitos de 1ª ordem, 2ª ordem locais e 2ª ordem localizados em função da variação do momento fletor adimensional em torno do eixo de maior inércia da seção transversal para os diversos valores da relação  $b/h$ ,  $\lambda$  e  $v_d$ .

Pode-se perceber que no caso do *PP1*, mostrado na Figura 5.5, quando a esbeltez é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações à medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são praticamente os mesmos para os três modelos. Quando o valor da esbeltez aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos à medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e os valores determinados pelos três modelos já não coincidem mais, sendo os valores dos modelos de barras isoladas (NBR) e de malha maiores que os valores obtidos pelo modelo de barra única (Pilar), indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

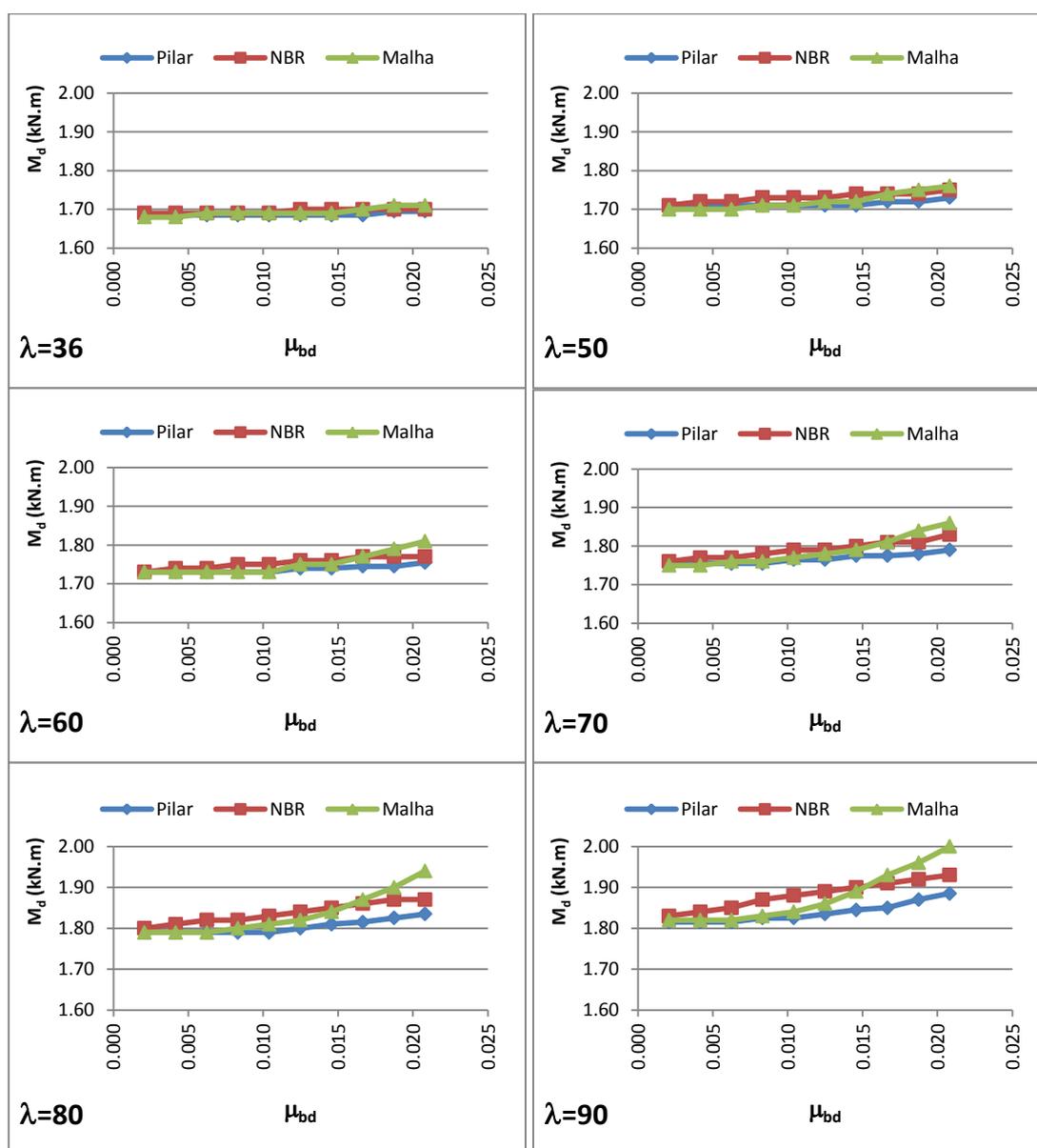


Figura 5.5. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso *PP1* ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,1$ )

Com o intuito de quantificar os efeitos localizados de 2ª ordem, foram construídos diagramas que relacionam os valores dos momentos fletores obtidos pelos modelos de barra única com os valores obtidos pelos outros dois modelos, nos quais os eixos verticais representam os valores dos momentos fletores obtidos pelos modelos de barras isoladas e de malha divididos pelos valores obtidos pelo modelo de barra única ( $M_d/M_{d,PILAR}$ ).

Analisando os diagramas da Figura 5.6 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são praticamente os mesmos, pois as relações entre eles são muito próximas de 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,03 para o modelo de barra isolada e 1,06 para o modelo de malha.

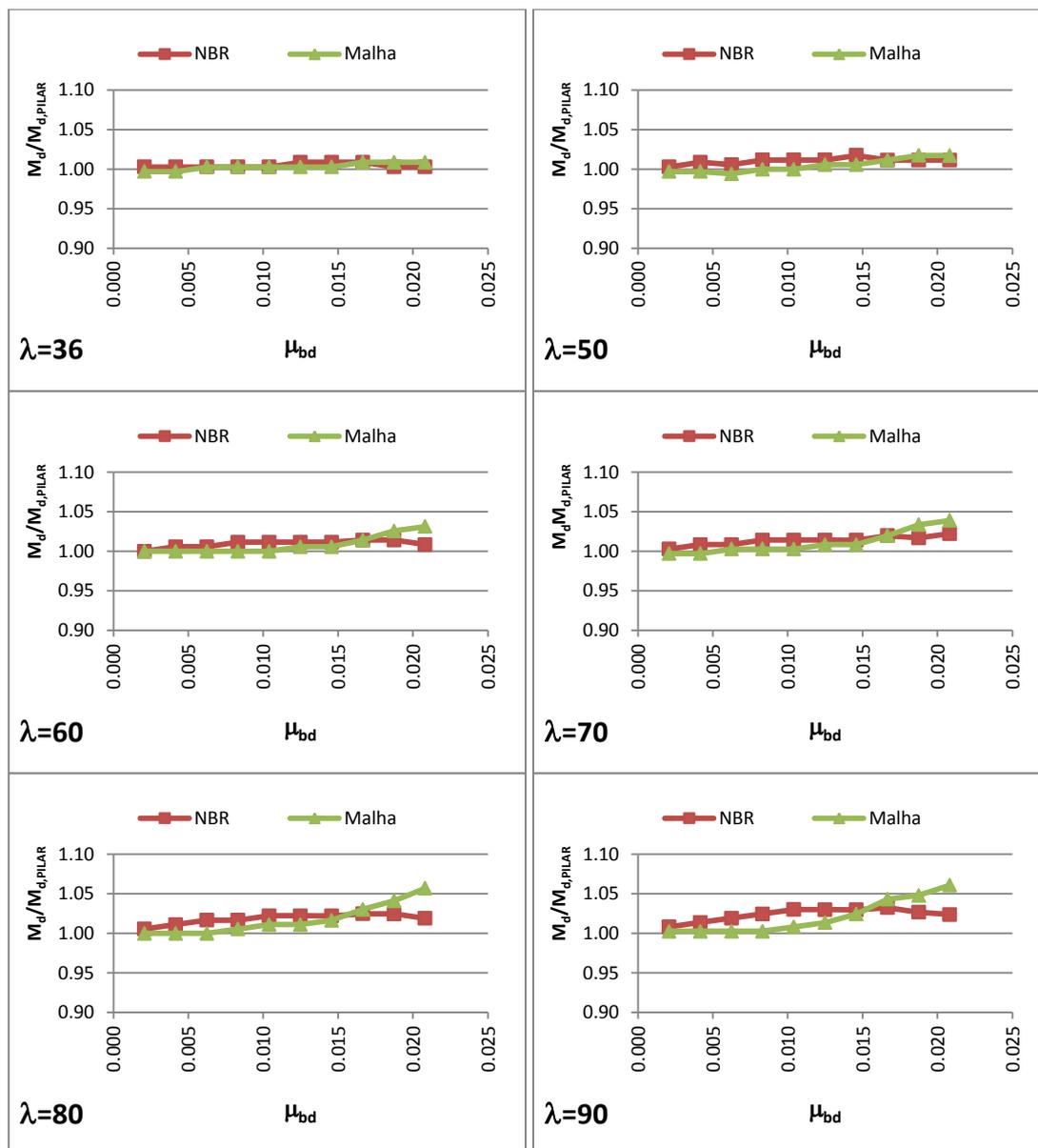


Figura 5.6. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP1$  ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,1$ )

Pode-se perceber que no caso do  $PP2$ , mostrado na Figura 5.7, quando a esbeltez é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações à medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são ligeiramente diferentes para os três modelos. Quando o valor da esbeltez aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos maiores a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

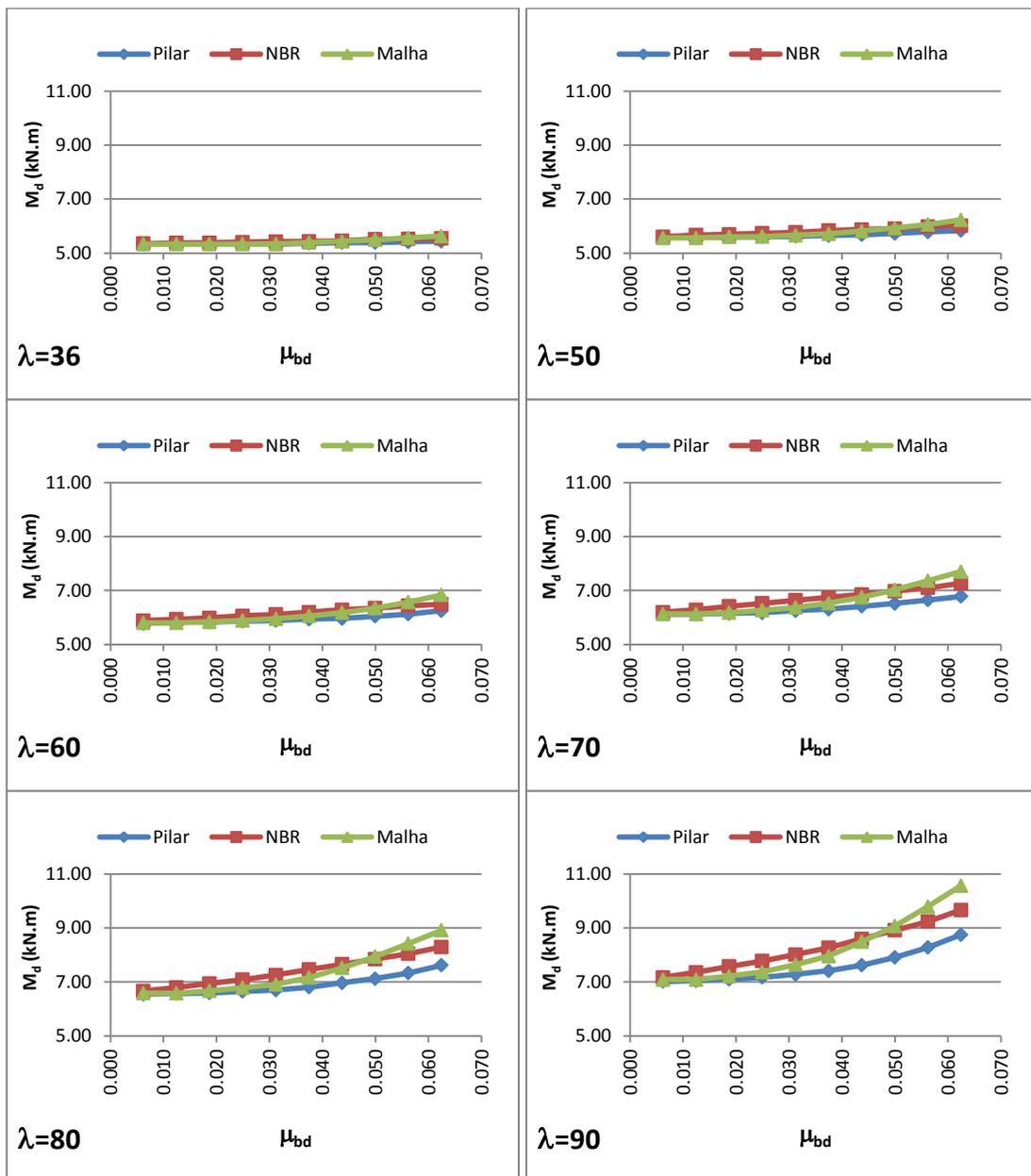


Figura 5.7. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP2$  ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,3$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.8 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são ligeiramente diferentes, pois as relações entre eles são um pouco maiores que 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d / M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,10 para o modelo de barra isolada e 1,21 para o modelo de malha.

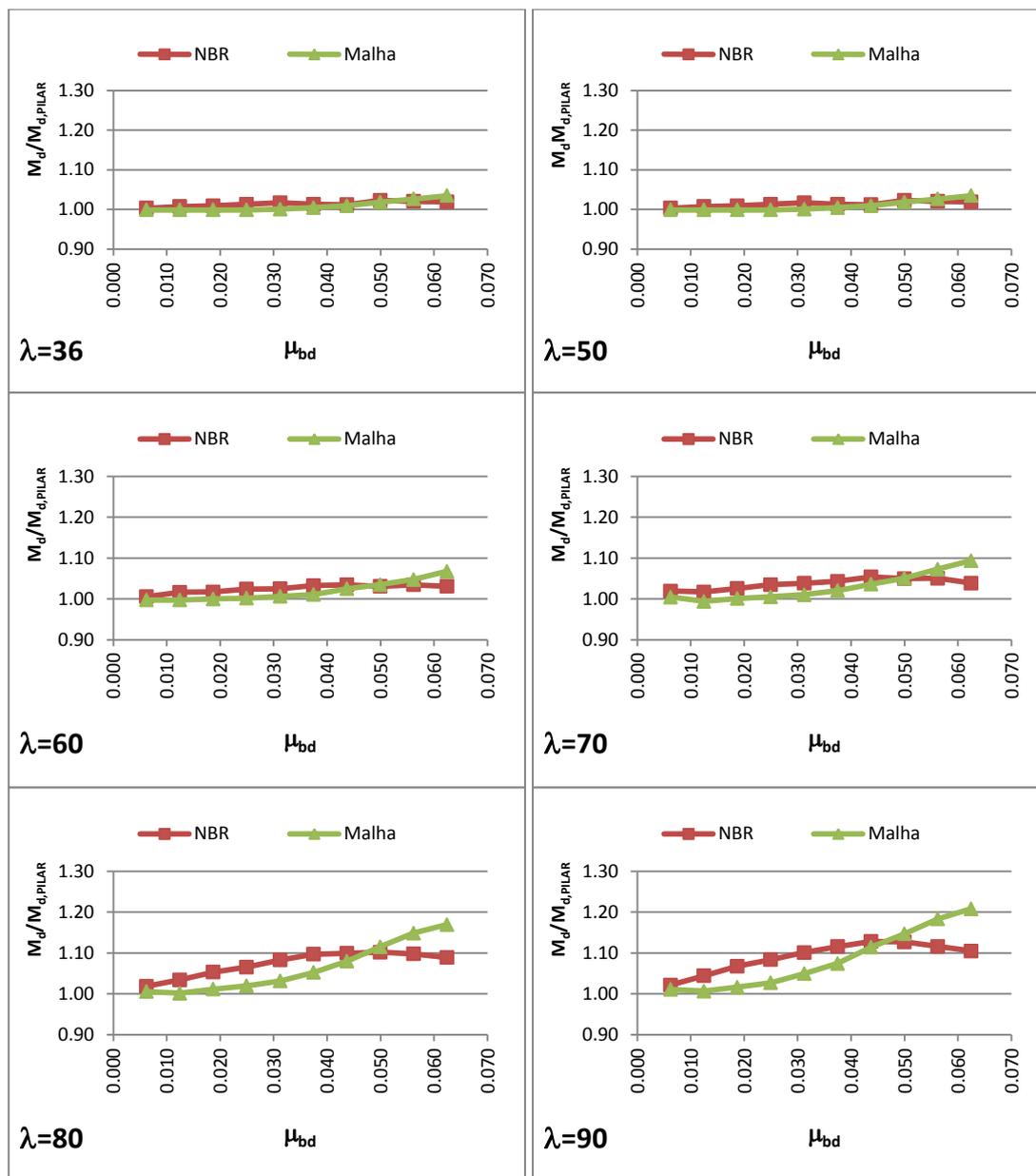


Figura 5.8. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP2* ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,3$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP3*, mostrado na Figura 5.9, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos aos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbelte. Quando o valor da esbelte é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbelte aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

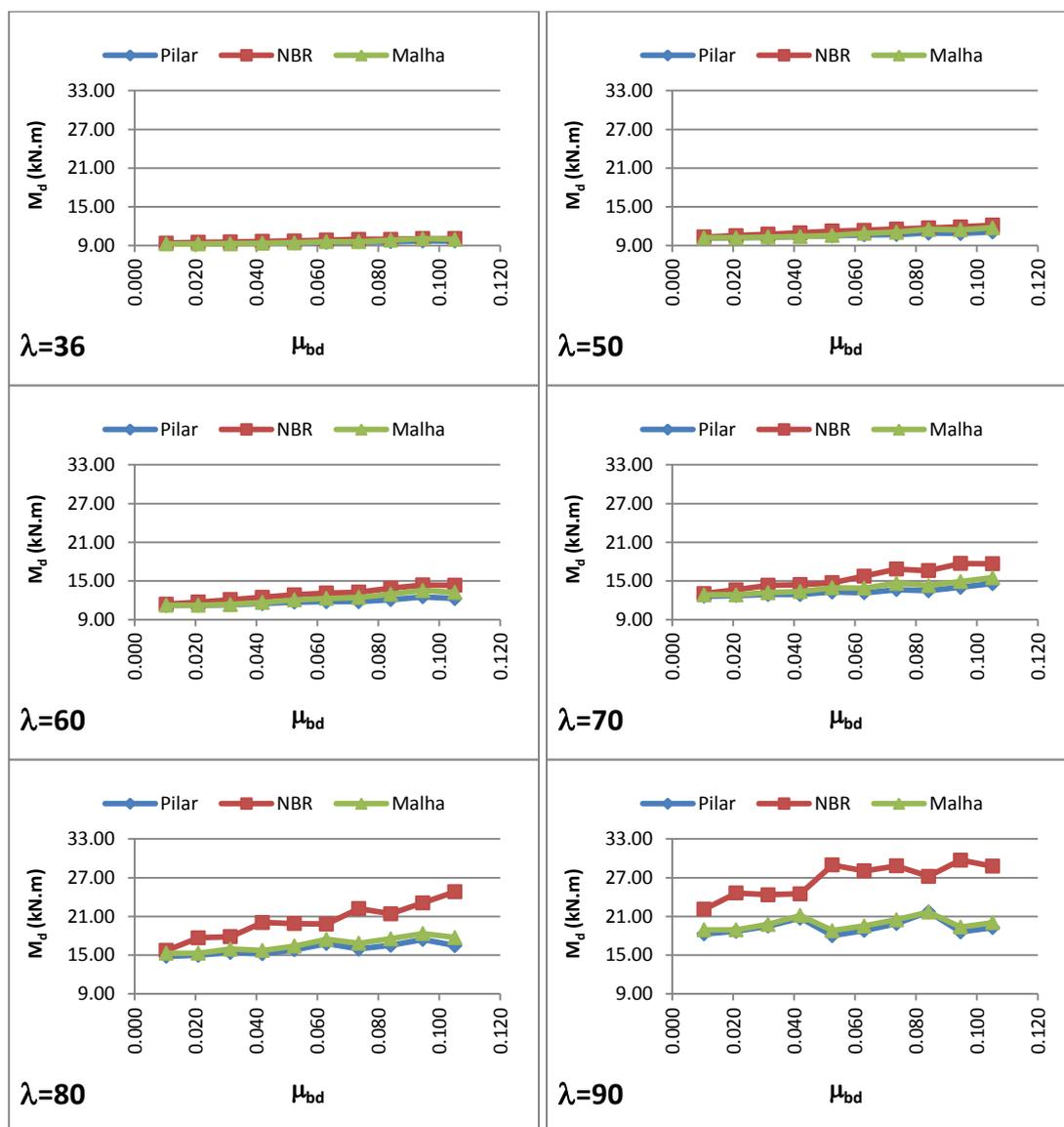


Figura 5.9. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP3$  ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,5$ )

É possível perceber na Figura 5.9 (principalmente no caso onde o  $\lambda=90$ ) que em algumas ocasiões os valores dos momentos fletores determinados por meio do modelo de barra única e do modelo de malha diminuem com o acréscimo de  $\mu_{bd}$ , o que pode parecer estranho. No entanto, esse comportamento é justificado pela necessidade de acréscimo na armadura do pilar-parede (dimensionado como pilar convencional) para que ele possa resistir aos esforços solicitantes. Quando a armadura do pilar-parede é alterada a sua rigidez aumenta e, conseqüentemente, os momentos fletores diminuem.

Nota-se também que o mesmo não acontece com o modelo de barra isolada pois, às vezes, apesar da armadura total aumentar, a quantidade de barras na faixa da extremidade permanece a mesma. Nesses casos as rigidezes das barras desse modelo diminuem enquanto que nos outros modelos as rigidezes aumentam, resultando em diferenças significativas nos valores das relações  $M_d/M_{d,PILAR}$ , que podem ser vistas na Figura 5.10.

É importante salientar que nos casos onde isso ocorre as taxas de armadura são bastante elevadas. Nos casos onde a esbeltez é igual a 90 os valores das taxas de armadura variam de 4 a 5%. Apesar desses valores estarem dentro dos limites especificados pela NBR6118:2014, que permite uma variação de 0,4 a 8%, valores acima de 4% dificilmente são utilizados em projeto, por causa da necessidade de emendar as barras de aço. As emendas normalmente são feitas por traspasse (somente em casos especiais são feitas emendas por solda ou com luvas) resultando numa quantidade de armadura na região das emenda igual ao dobro da quantidade de armadura fora dessa região. Portanto, se a taxa de armadura fora da região das emendas for maior que 4% resultará num valor maior que 8% na região das emendas, acima do limite permitido pela NBR6118:2014.

Analisando os diagramas da Figura 5.10 é possível observar que nos casos onde a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbeltez, o modelo de barra isolada apresenta elevados valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a um valor máximo igual a 1,61. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  relativamente baixos, atingindo um valor máximo igual a 1,08.

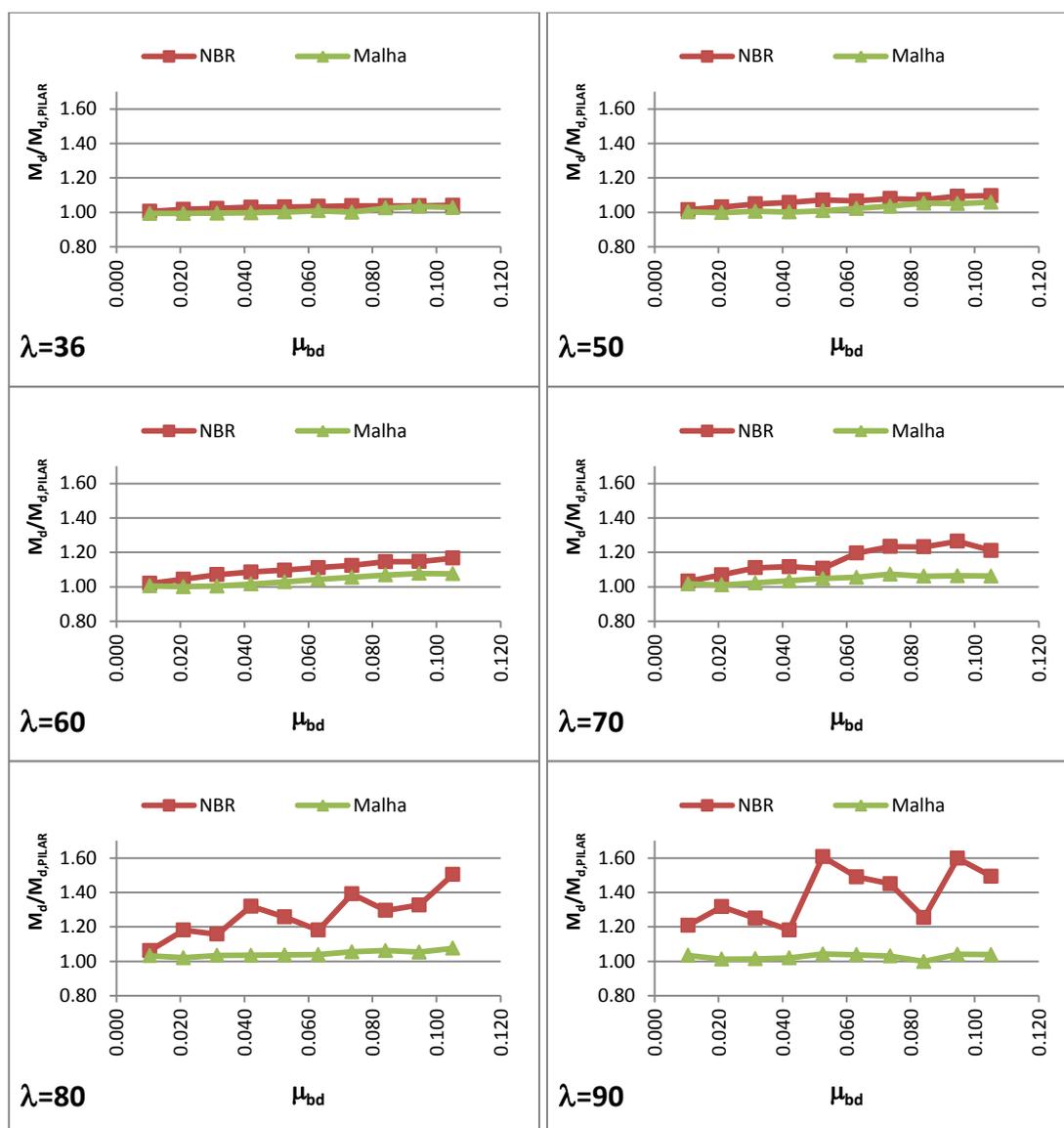


Figura 5.10. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP3* ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,5$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP4*, mostrado na Figura 5.11, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos aos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbeltez aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha. Na Figura 5.11 não existem resultados para os casos onde  $\lambda=90$  pois

seria necessária uma taxa de armadura superior a 8% para que o pilar-parede resistisse aos esforços solicitantes.

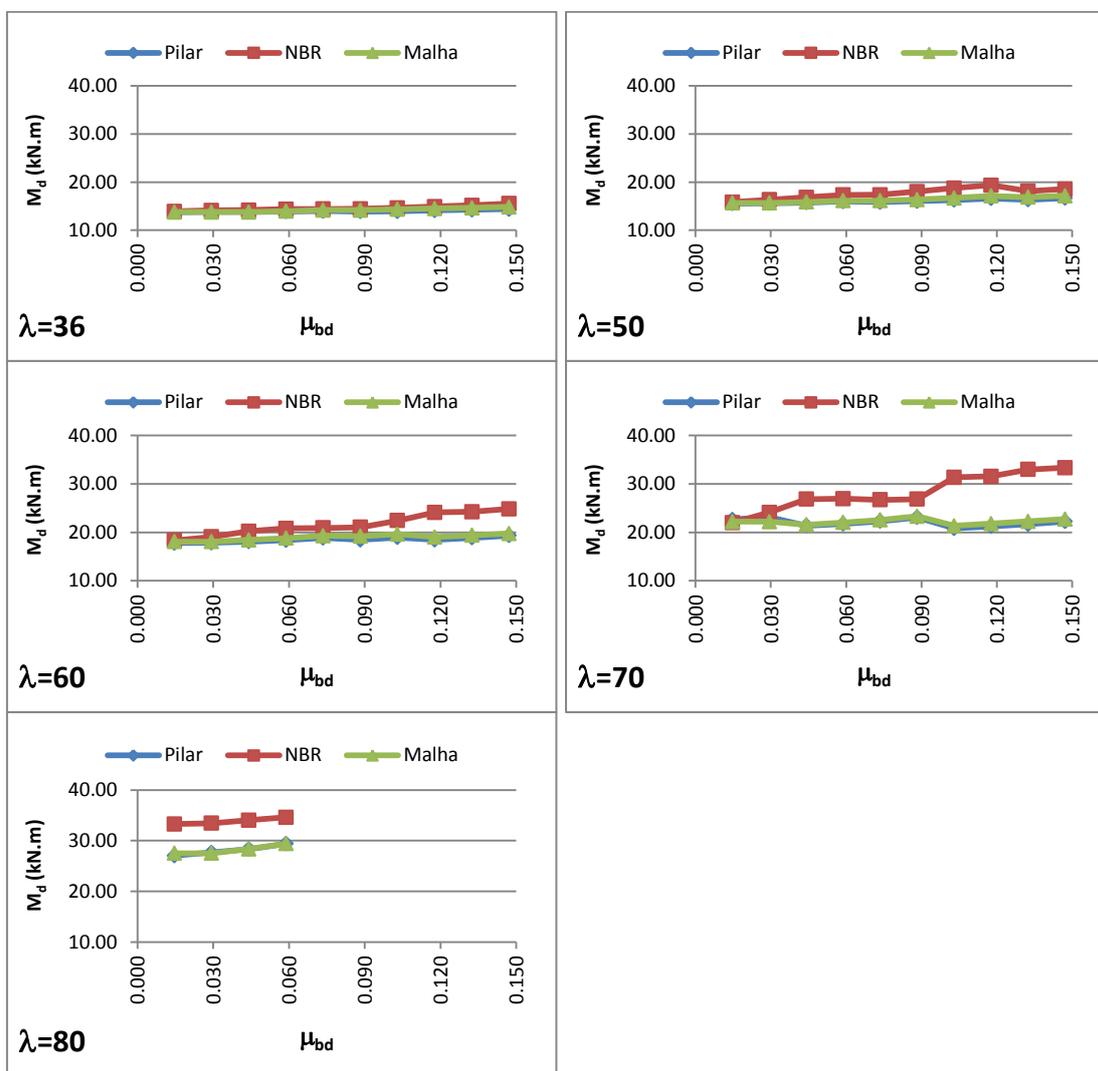


Figura 5.11. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso *PP4* ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,7$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.12 é possível observar que nos casos onde a esbelteza é pequena os valores obtidos pelos três modelos possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta elevados valores para a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  à medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a um valor máximo igual a 1,52. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando baixos valores para a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,04.

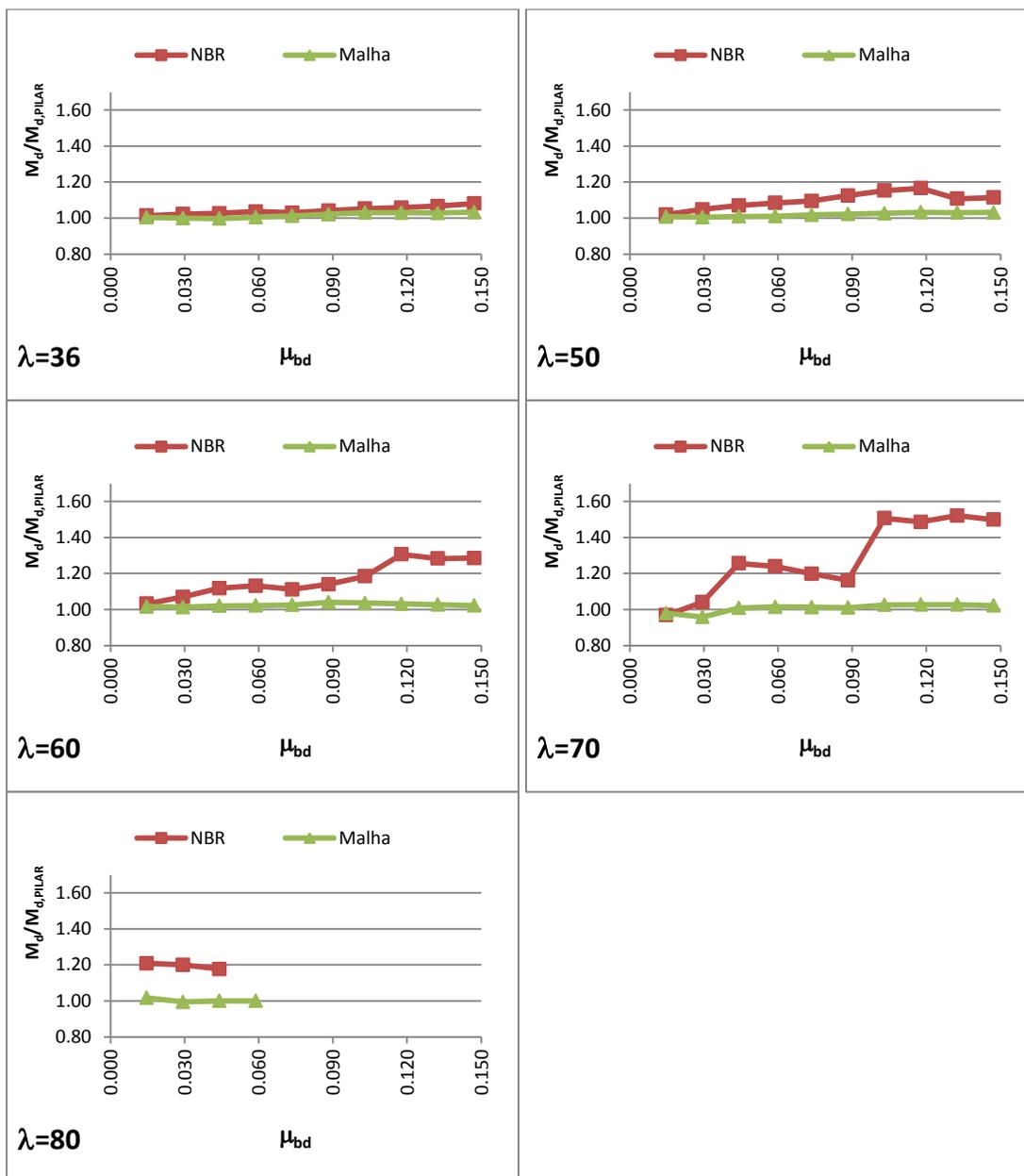


Figura 5.12. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP4* ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,7$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP5*, mostrado na Figura 5.13, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos aos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbeltez aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

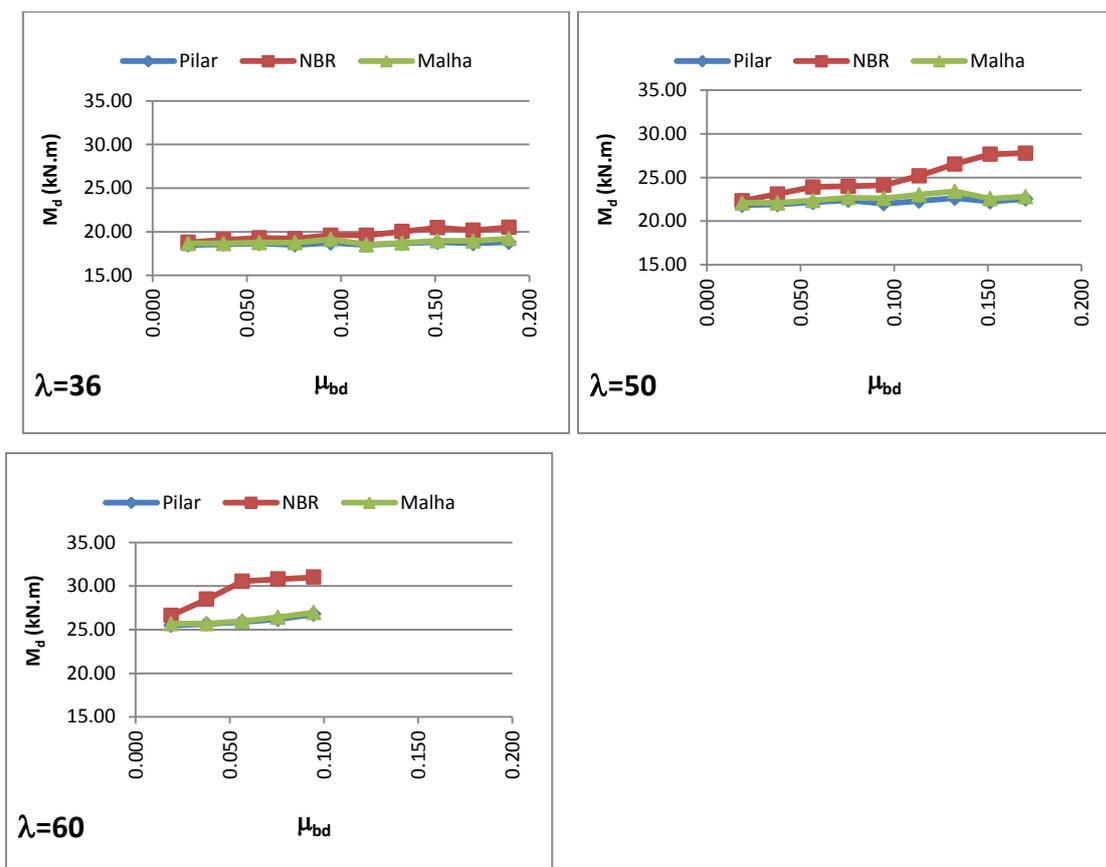


Figura 5.13. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso *PP5* ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,9$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.14 é possível observar que em todos os casos os valores obtidos pelo modelo de malha é praticamente igual aos valores obtido pelo modelo de barra isolada, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,04. O modelo de barra isolada apresenta valores mais elevados para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a uma valor máximo igual a 1,24.

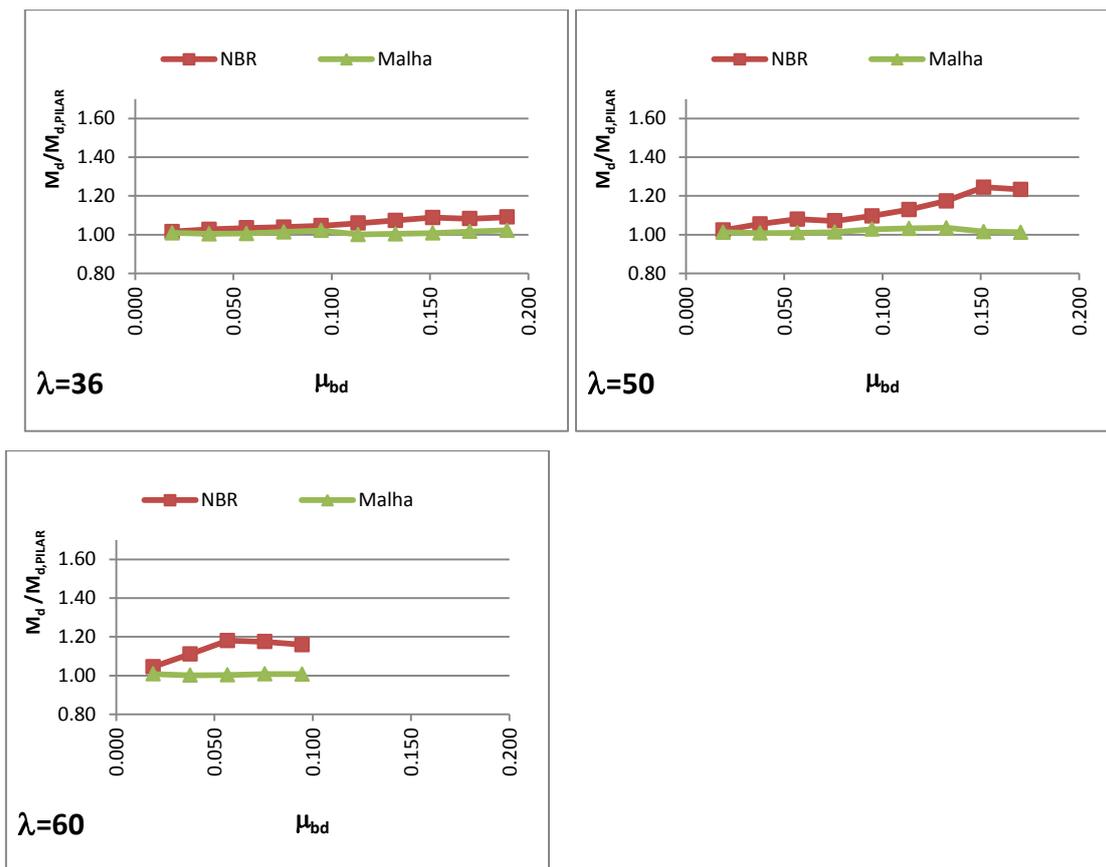


Figura 5.14. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso PP5 ( $b/h=5$ ;  $v_d=0,9$ )

Pode-se perceber na Figura 5.15, que no caso do PP6 só existem resultados para um valor de esbelteza ( $\lambda=36$ ) e para seis valores de  $\mu_{bd}$ . Isso ocorre por causa do elevado valor do esforço normal adimensional de cálculo ( $v_d=1,1$ ). Os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são praticamente os mesmos valores obtidos pelo modelo de barra única, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,01. Os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são mais elevados do que os valores obtidos pelos outros dois modelos, atingindo um valor máximo valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , igual a 1,09.

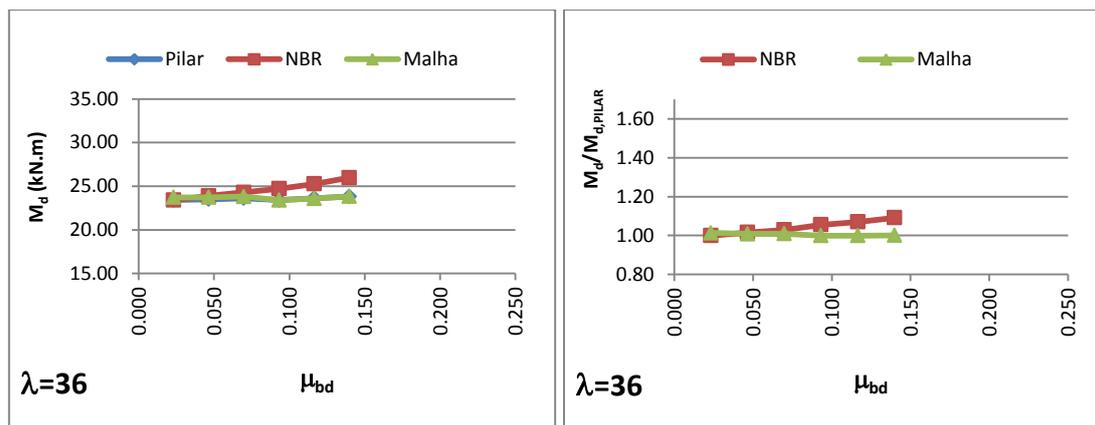


Figura 5.15. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  e  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP6* ( $b/h=5$ ;  $v_d=1,1$ )

As Figuras 5.5 a 5.15 são referentes aos casos *PP1* a *PP6*, em todos esses casos a relação  $b/h$  permaneceu constante e igual a 5. A partir de agora serão apresentados os resultados obtidos para uma nova série de pilares-parede, do caso *PP7* até o caso *PP12*, nos quais o valor da relação  $b/h$  também é a mesma para todos os caso da série, porém com  $b/h=7,5$ .

Pode-se perceber que no caso do *PP7*, mostrado na Figura 5.16, quando a esbeltez é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são praticamente os mesmos para os três modelos. Quando o valor da esbeltez aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e os valores determinados pelos três modelos já não coincidem mais, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

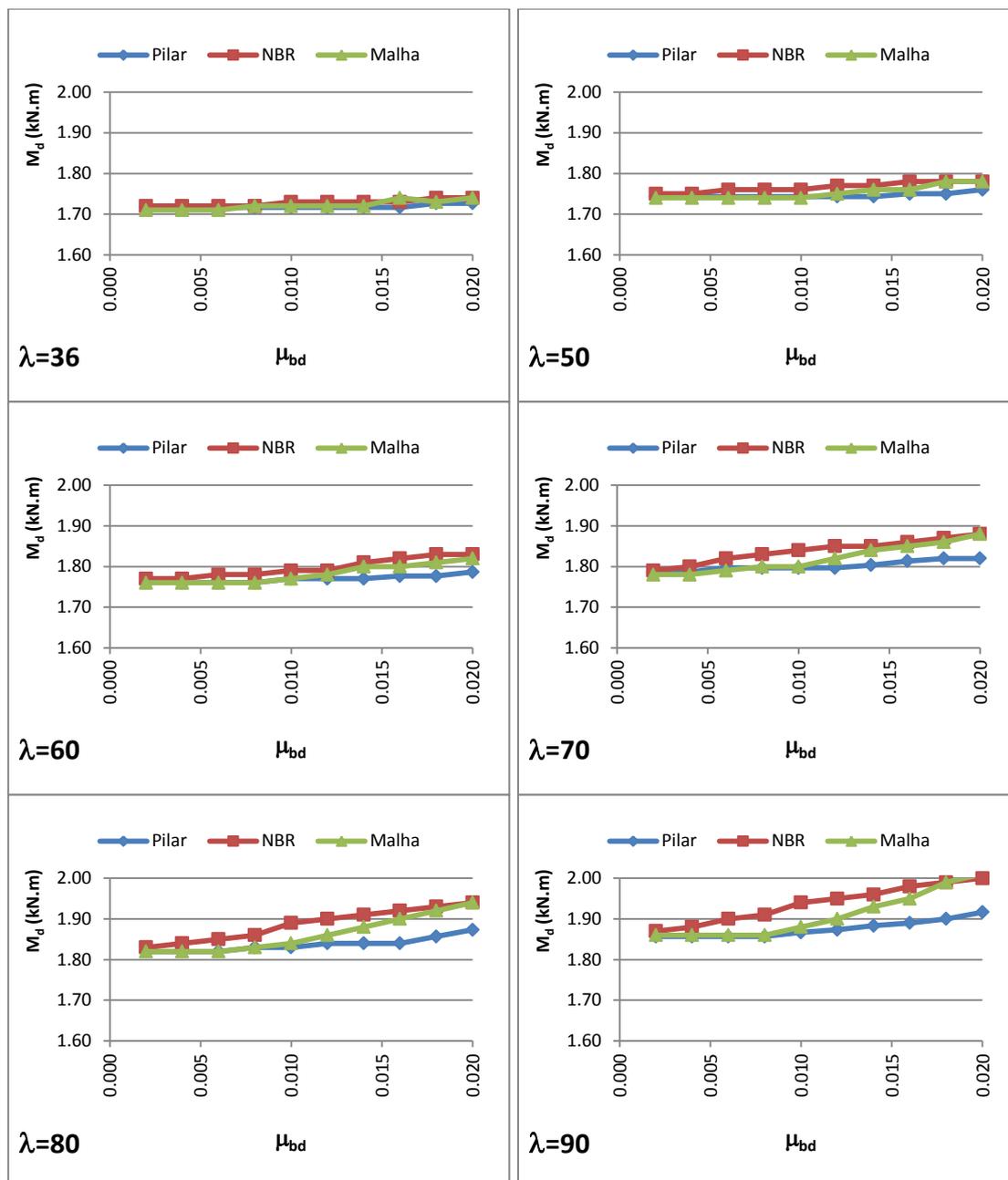


Figura 5.16. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP7$  ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,1$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.17 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são praticamente os mesmos, pois as relações entre eles são muito próximas de 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,05 para os dois modelos.

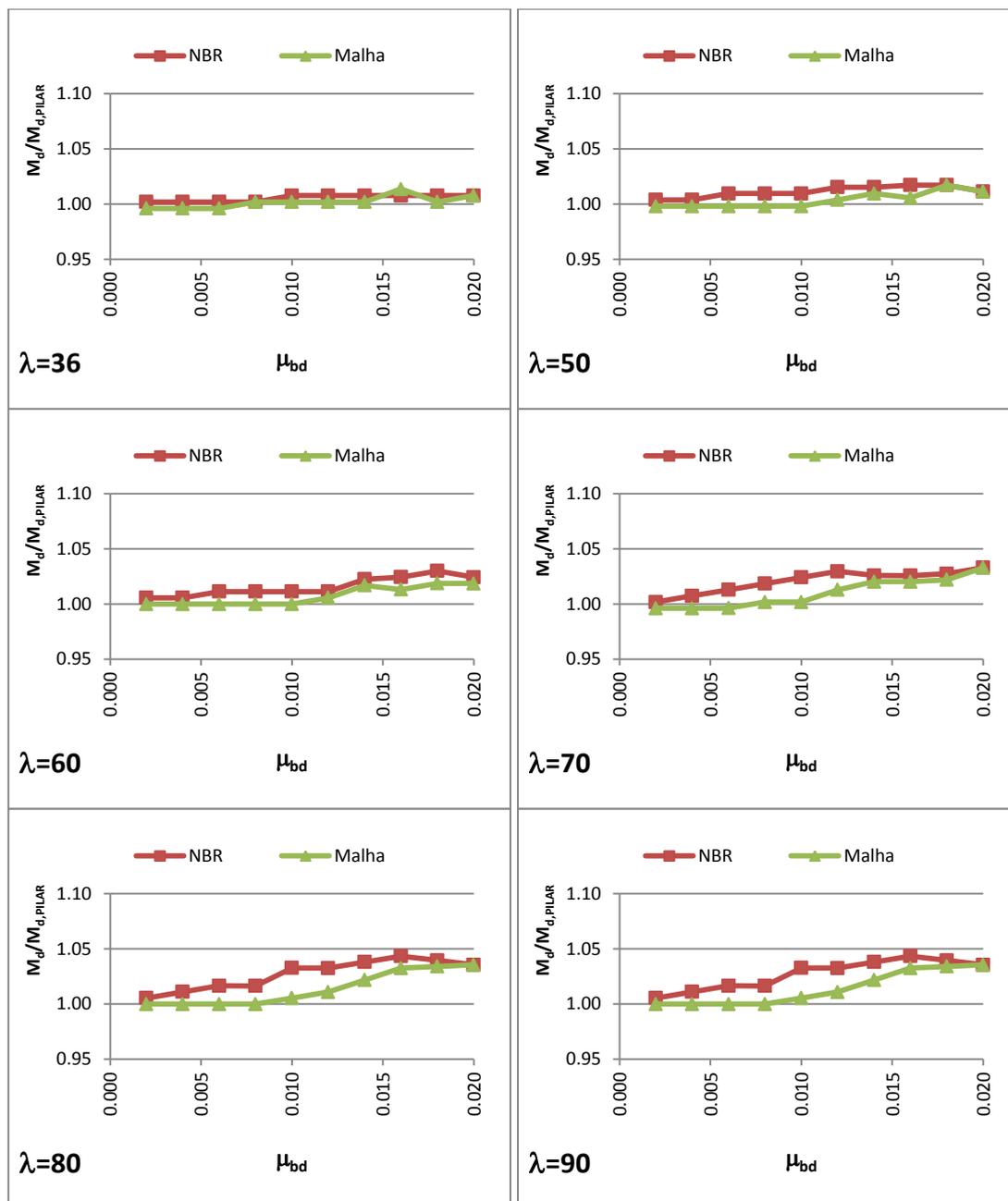


Figura 5.17. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP7* ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,1$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP8*, mostrado na Figura 5.18, quando a esbelteza é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são ligeiramente diferentes para os três modelos. Quando o valor da esbelteza aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos maiores a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo

modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

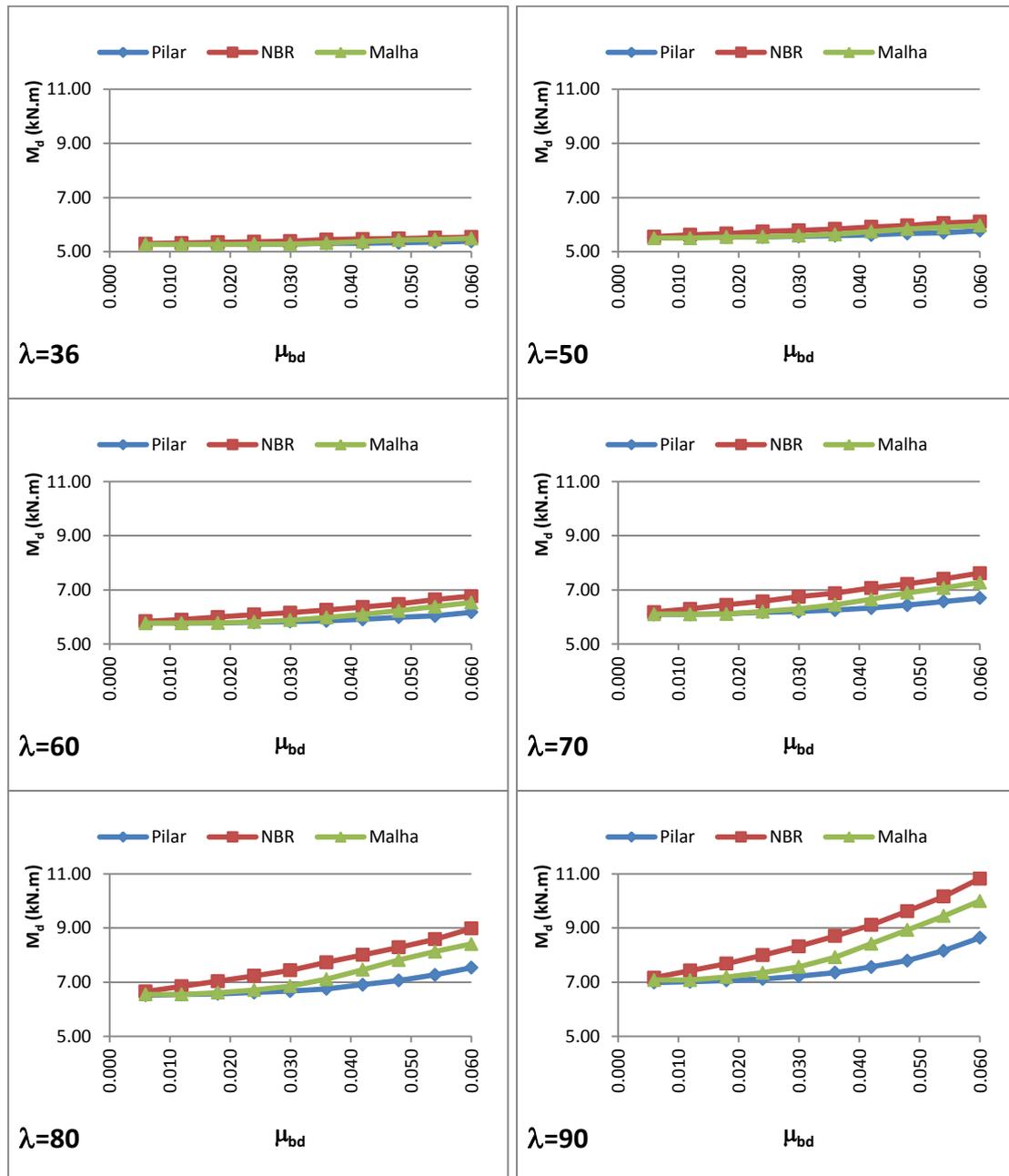


Figura 5.18. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso PP8 ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,3$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.19 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são ligeiramente diferentes, pois as relações entre eles são um pouco maiores que 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação

$M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,25 para o modelo de barra isolada e 1,16 para o modelo de malha.

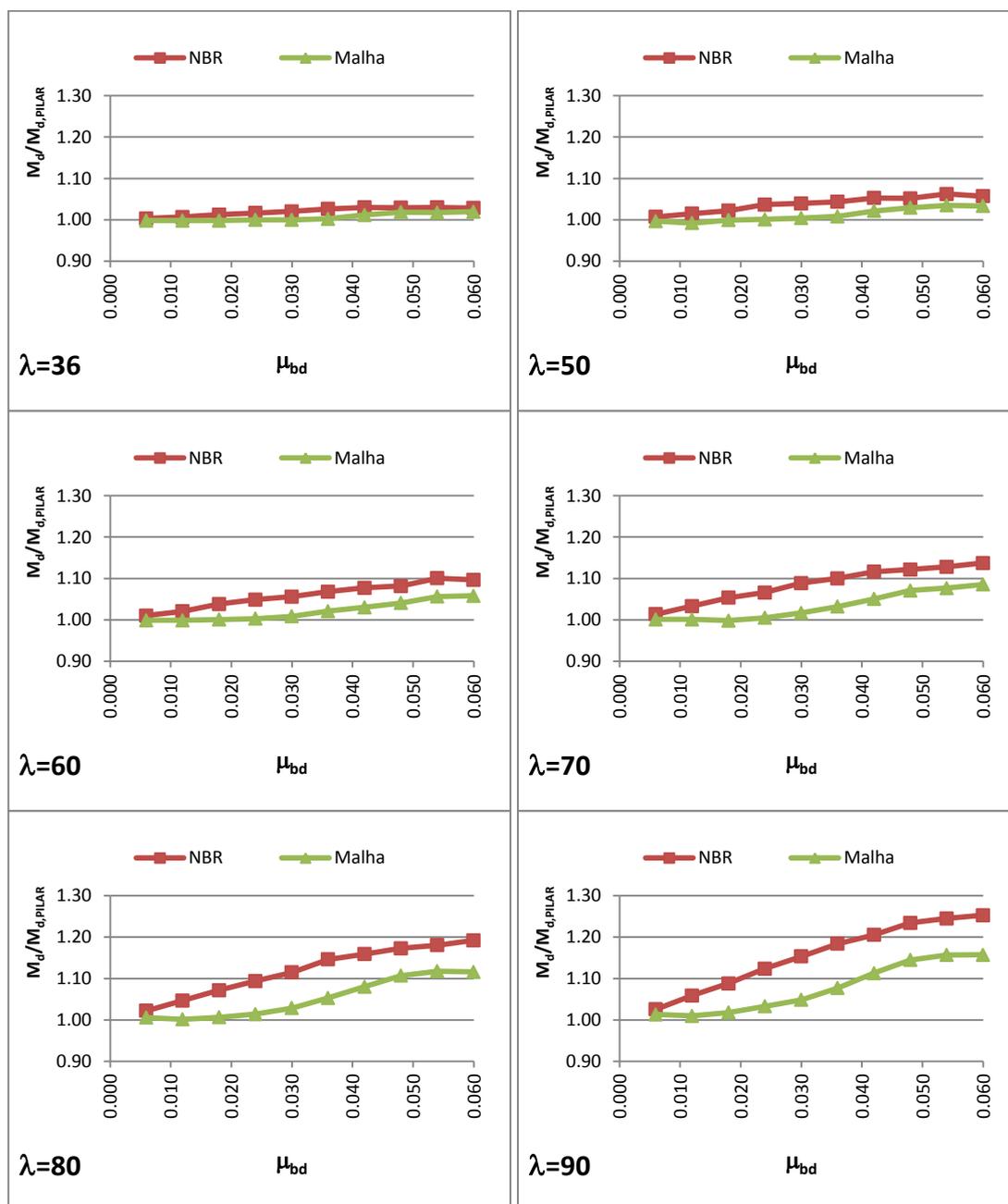


Figura 5.19. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP8* ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,3$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP9*, mostrado na Figura 5.20, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois

modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbelteza aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

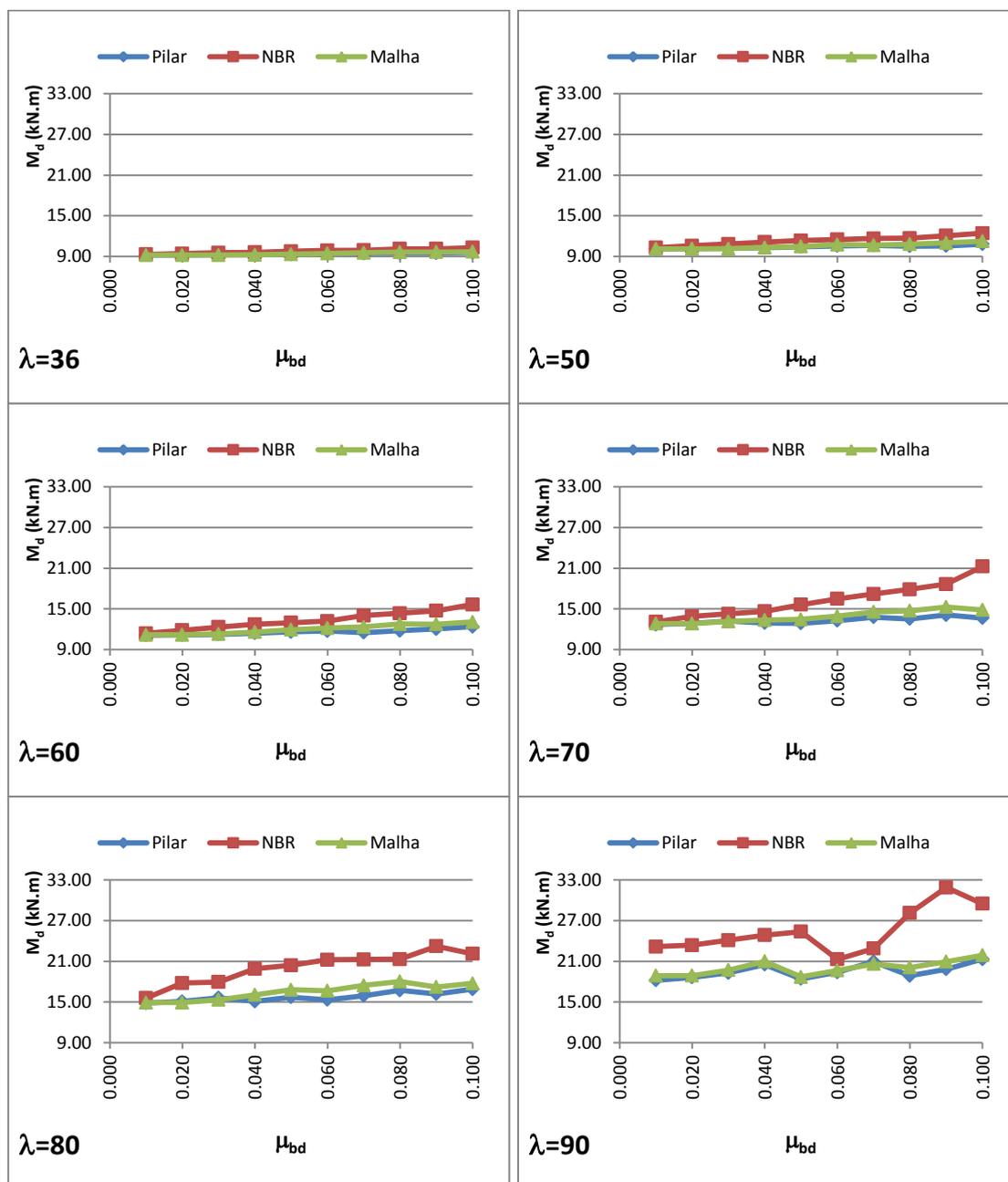


Figura 5.20. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP9$  ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,5$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.21 é possível observar que nos casos onde a esbelteza é pequena os valores obtidos pelos três modelos possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra

isolada apresenta elevados valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a um valor máximo igual a 1,61. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  relativamente baixos, atingindo um valor máximo igual a 1,10.

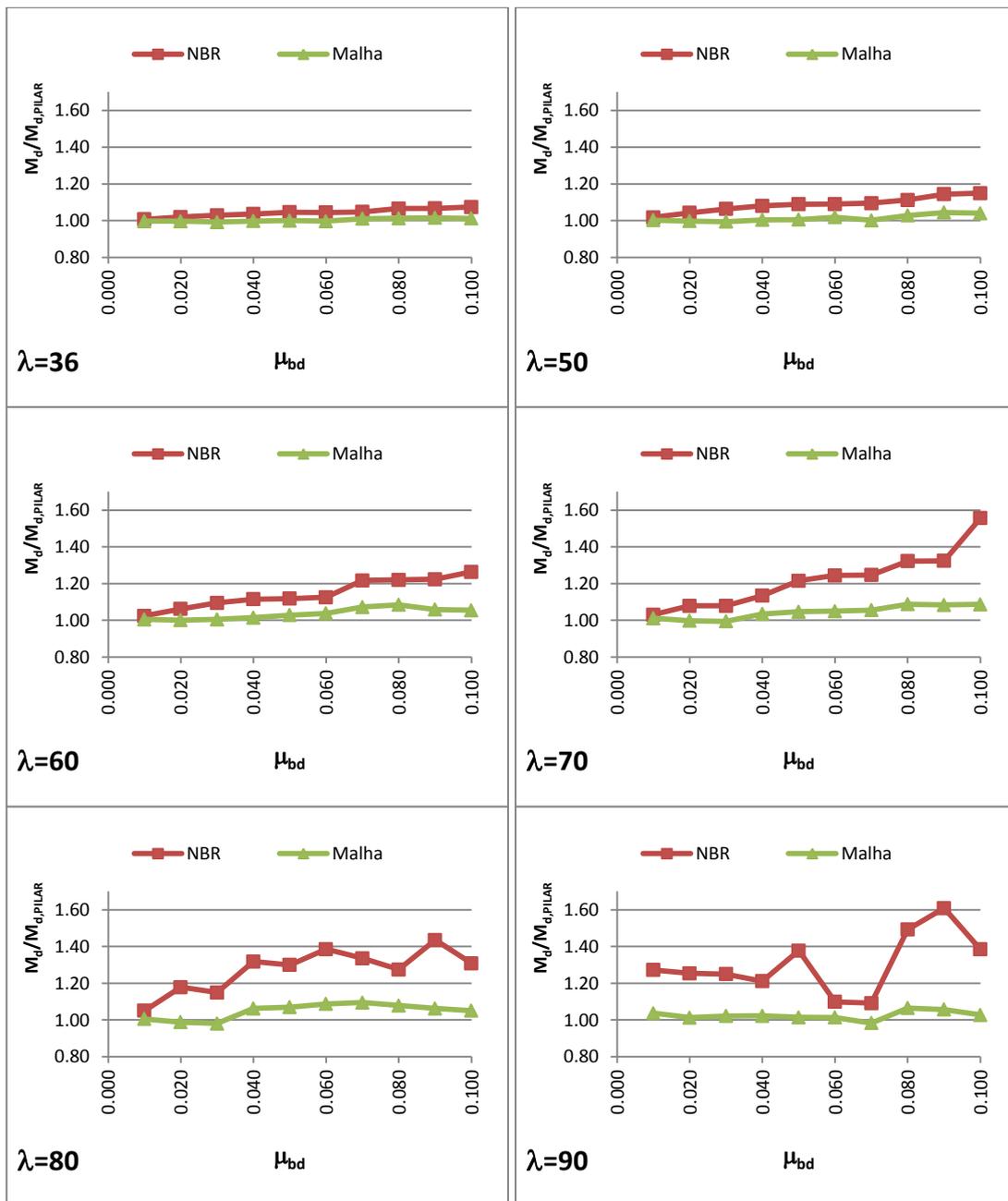


Figura 5.21. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP9* ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,5$ )  
 Pode-se perceber que no caso do *PP10*, mostrado na Figura 5.22, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo

modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbelteza aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

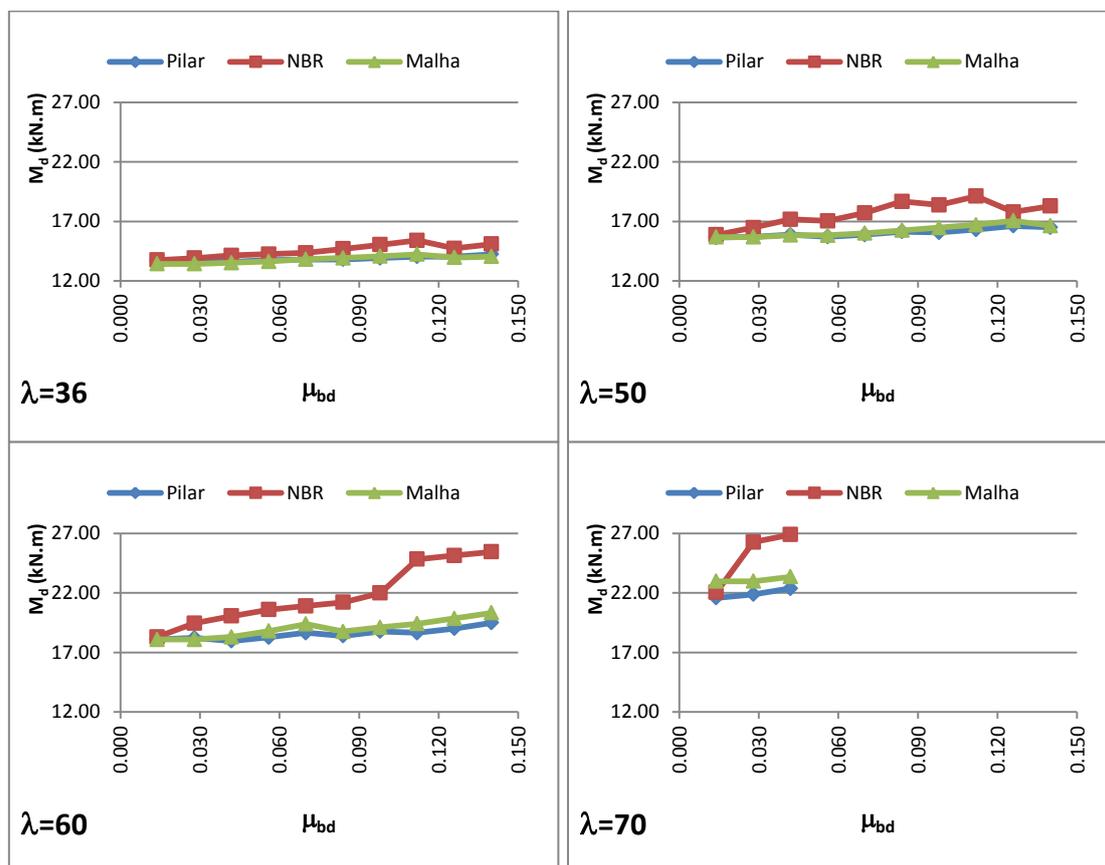


Figura 5.22. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso PP10 ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,7$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.23 é possível observar que nos casos onde a esbelteza é pequena os valores obtidos pelos três modelos possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta elevados valores para a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a um valor máximo igual a 1,33. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando baixos valores para a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,06.

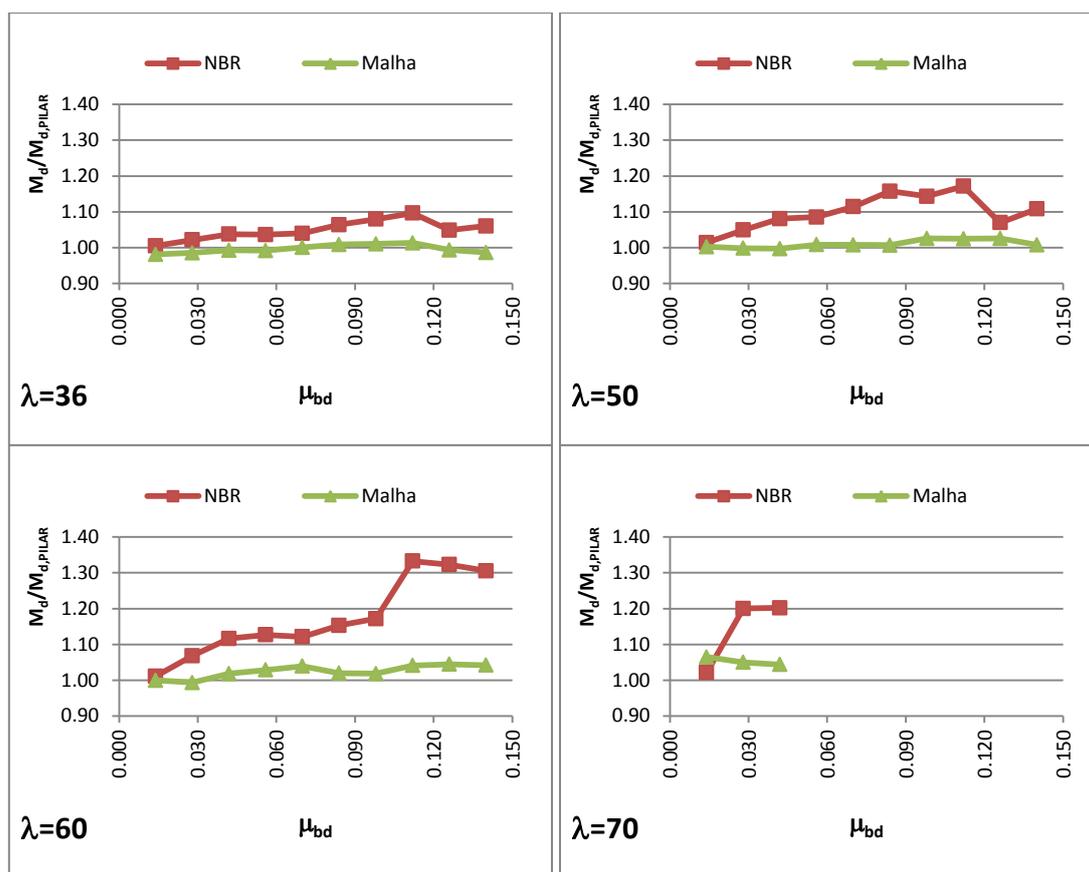


Figura 5.23. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP10$  ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,7$ )

Pode-se perceber que no caso do  $PP11$ , mostrado na Figura 5.24, só existem resultados para o caso de esbelteza igual a 36 e para apenas sete valores de  $\mu_{bd}$ . Os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,03. Os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são um pouco maiores do que os valores dos outros dois modelos, apresentando um valor máximo para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  igual a 1,10.

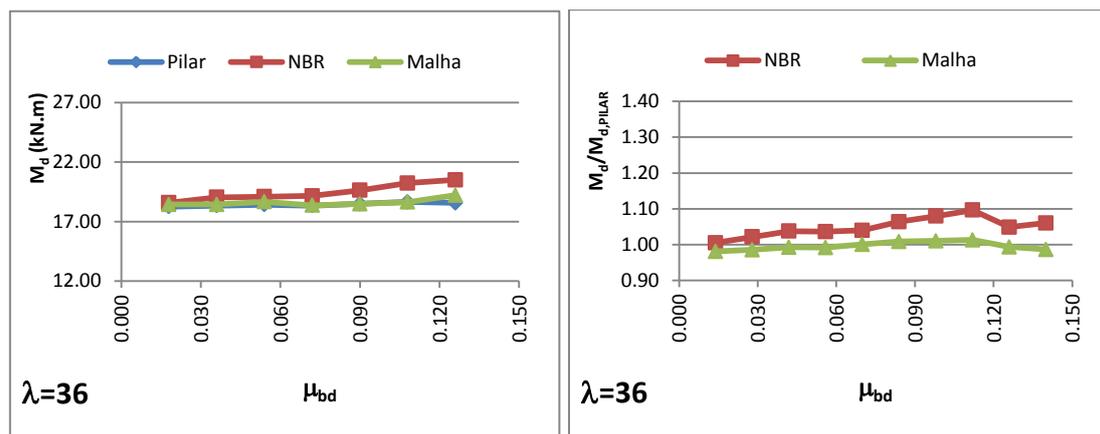


Figura 5.24. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  e  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP11* ( $b/h=7,5$ ;  $v_d=0,9$ )

Não foram obtidos resultados para o caso *PP12*, pois seria necessária uma taxa de armadura maior que 8% para que o pilar-parede resistisse aos esforços solicitantes.

A partir de agora serão apresentados os resultados obtidos para uma outra série de pilares-parede, do caso *PP13* até o caso *PP18*, nos quais o valor da relação  $b/h$  também é a mesma para todos os caso da séria, porém com  $b/h=10$ .

Pode-se perceber que no caso do *PP13*, mostrado na Figura 5.25, quando a esbeltez é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são praticamente os mesmos para os três modelos. Quando o valor da esbeltez aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e os valores determinados pelos três modelos já não coincidem mais, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

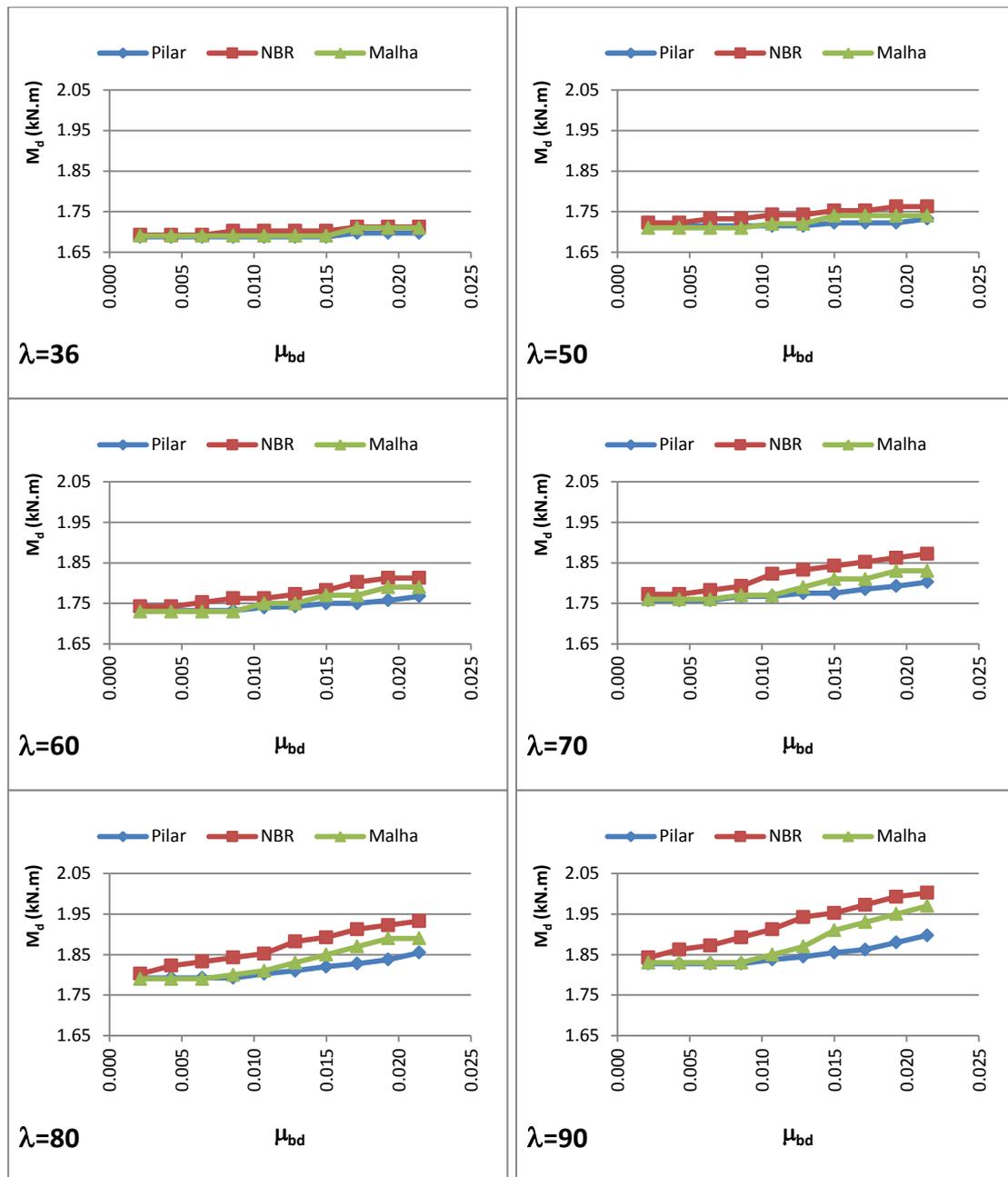


Figura 5.25. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP13$  ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,1$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.26 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são praticamente os mesmos, pois as relações entre eles são muito próximas de 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,06 para o modelo de barra isolada e 1,04 para o modelo de malha.

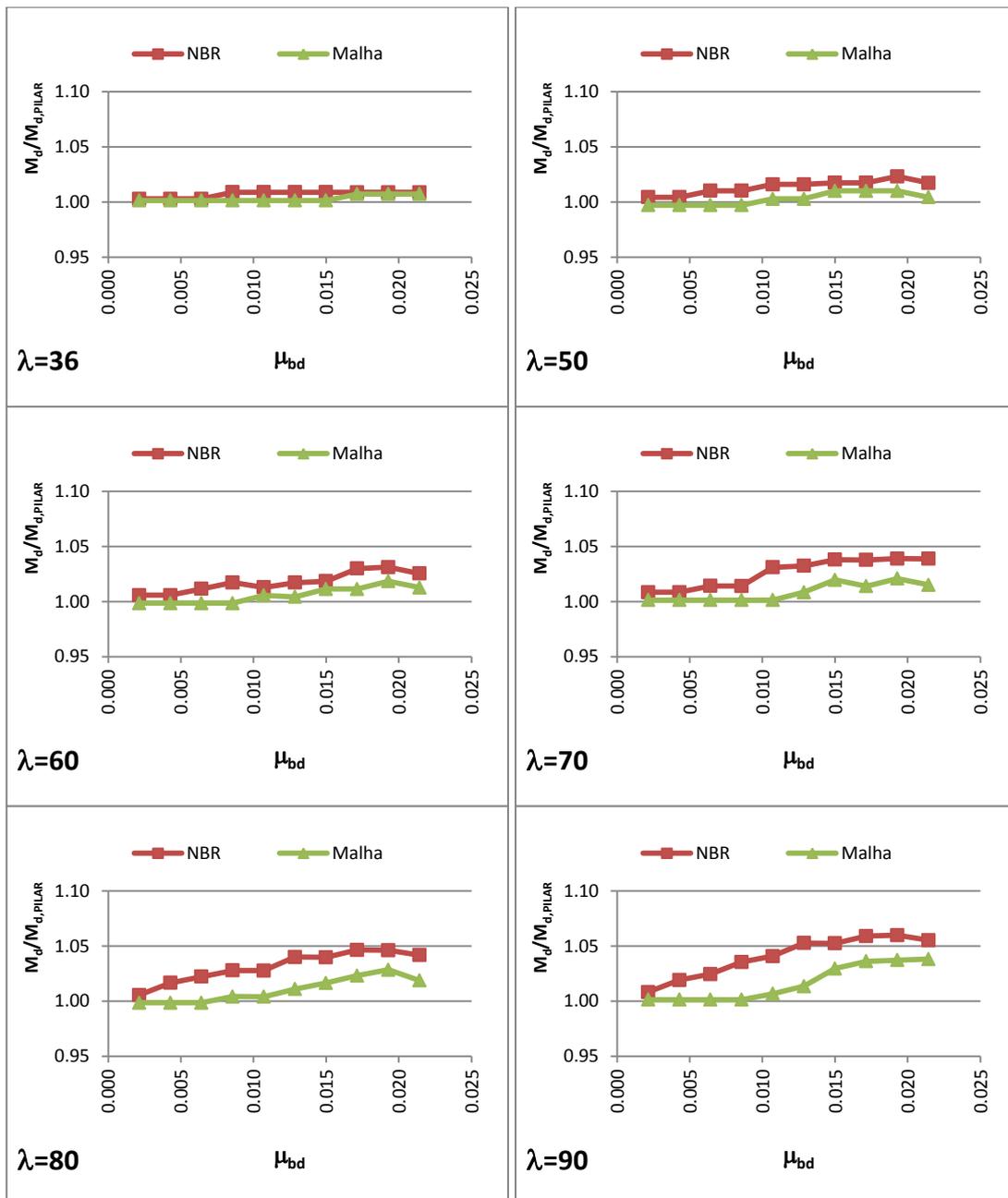


Figura 5.26. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP13* ( $b/h=10$ ;  $\nu_d=0,1$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP14*, mostrado na Figura 5.27, quando a esbelteza é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são ligeiramente diferentes para os três modelos. Quando o valor da esbelteza aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos maiores a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo

modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

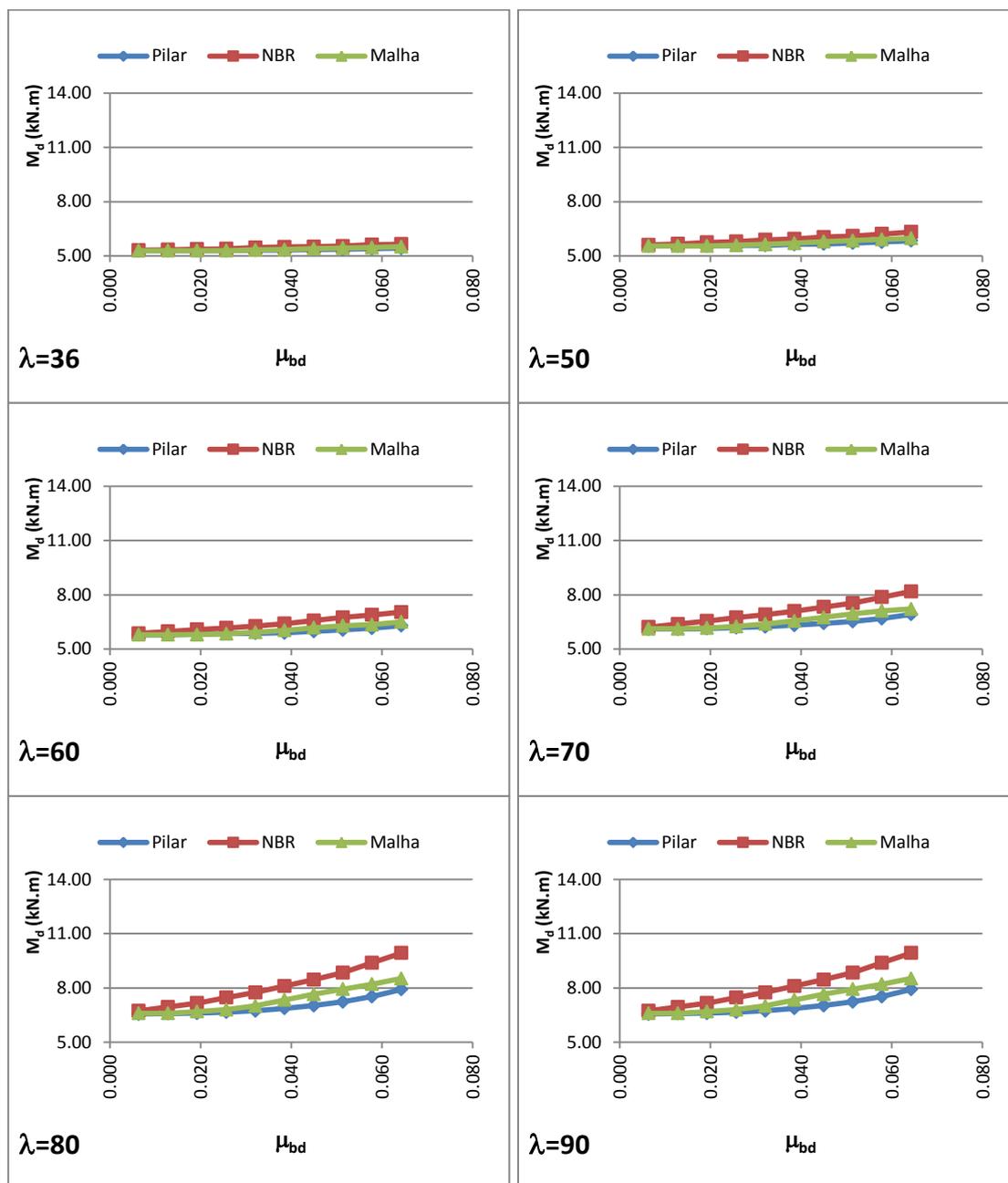


Figura 5.27. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP14$  ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,3$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.28 é possível confirmar que quando a esbelteza é pequena os valores obtidos pelos três modelos são ligeiramente diferentes, pois as relações entre eles são um pouco maiores que 1,0. Para maiores valores de esbelteza, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,35 para o modelo de barra isolada e 1,13 para o modelo de malha.

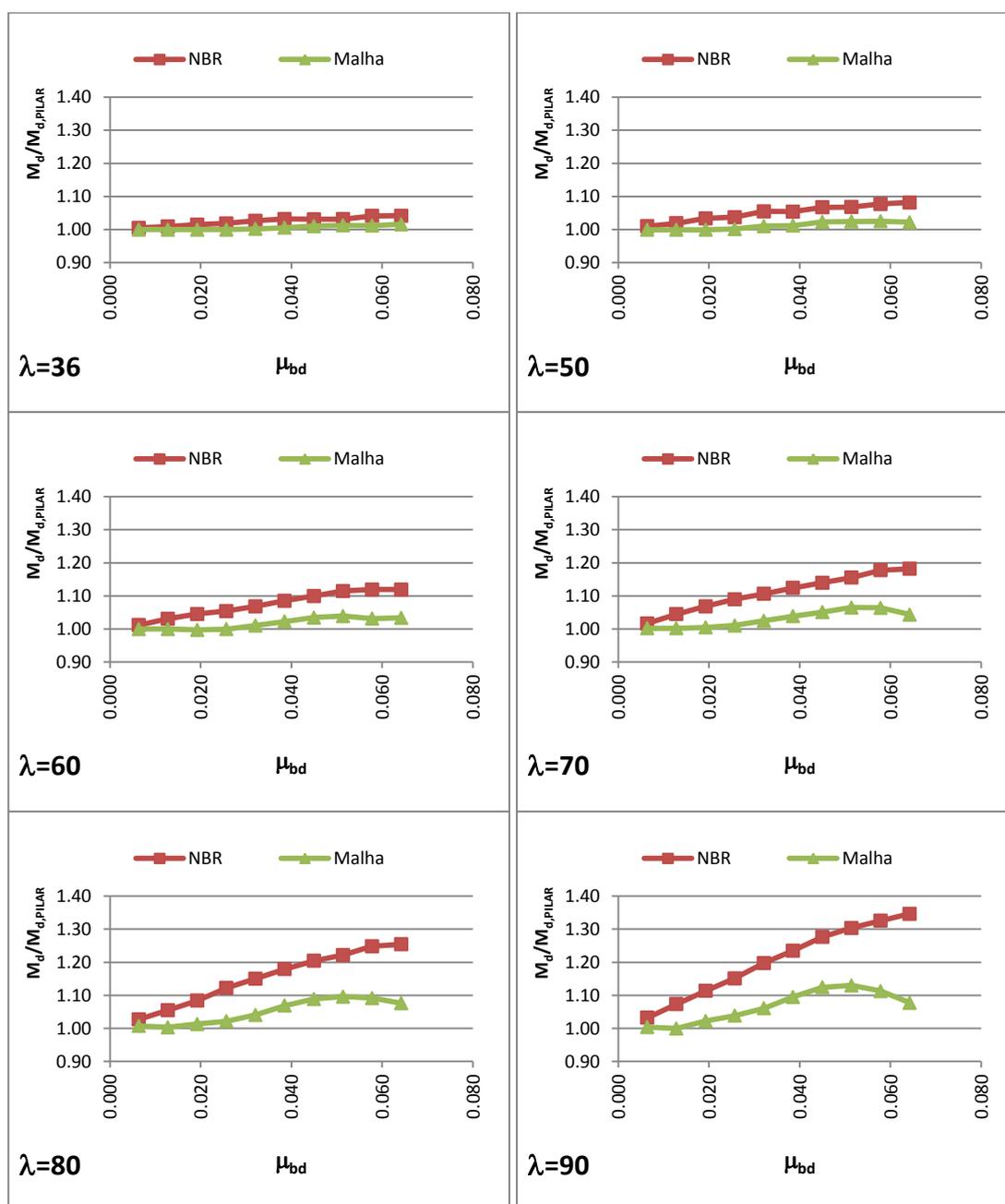


Figura 5.28. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP14* ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,3$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP15*, mostrado na Figura 5.29, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbeltez aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores

bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

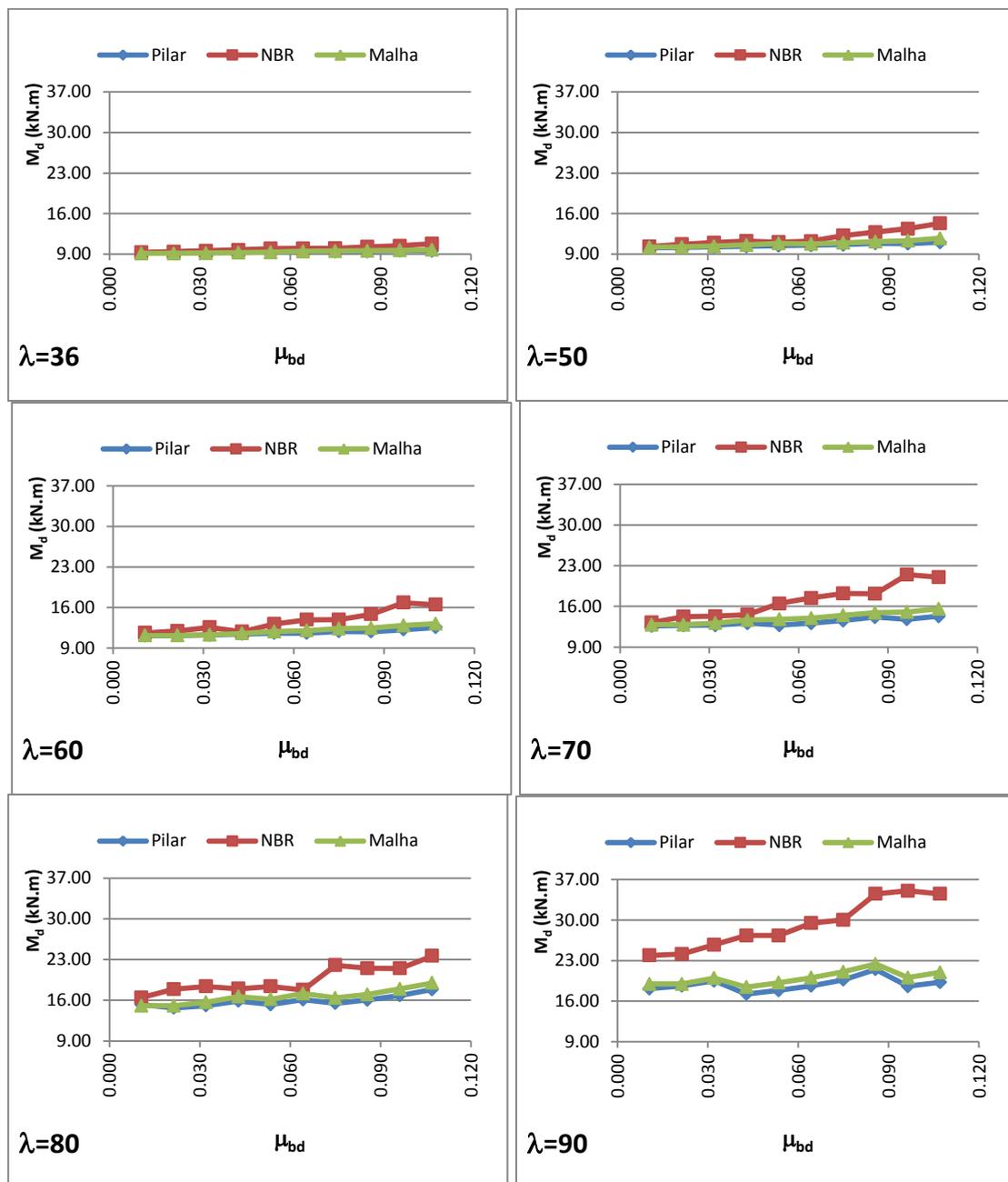


Figura 5.29. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP15$  ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,5$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.30 é possível observar que nos casos onde a esbelteza é pequena os valores obtidos pelos três modelos possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta elevados valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a um valor máximo igual a 1,89. O modelo de

malha se comporta de maneira diferente, apresentando valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  relativamente baixos, atingindo um valor máximo igual a 1,09.

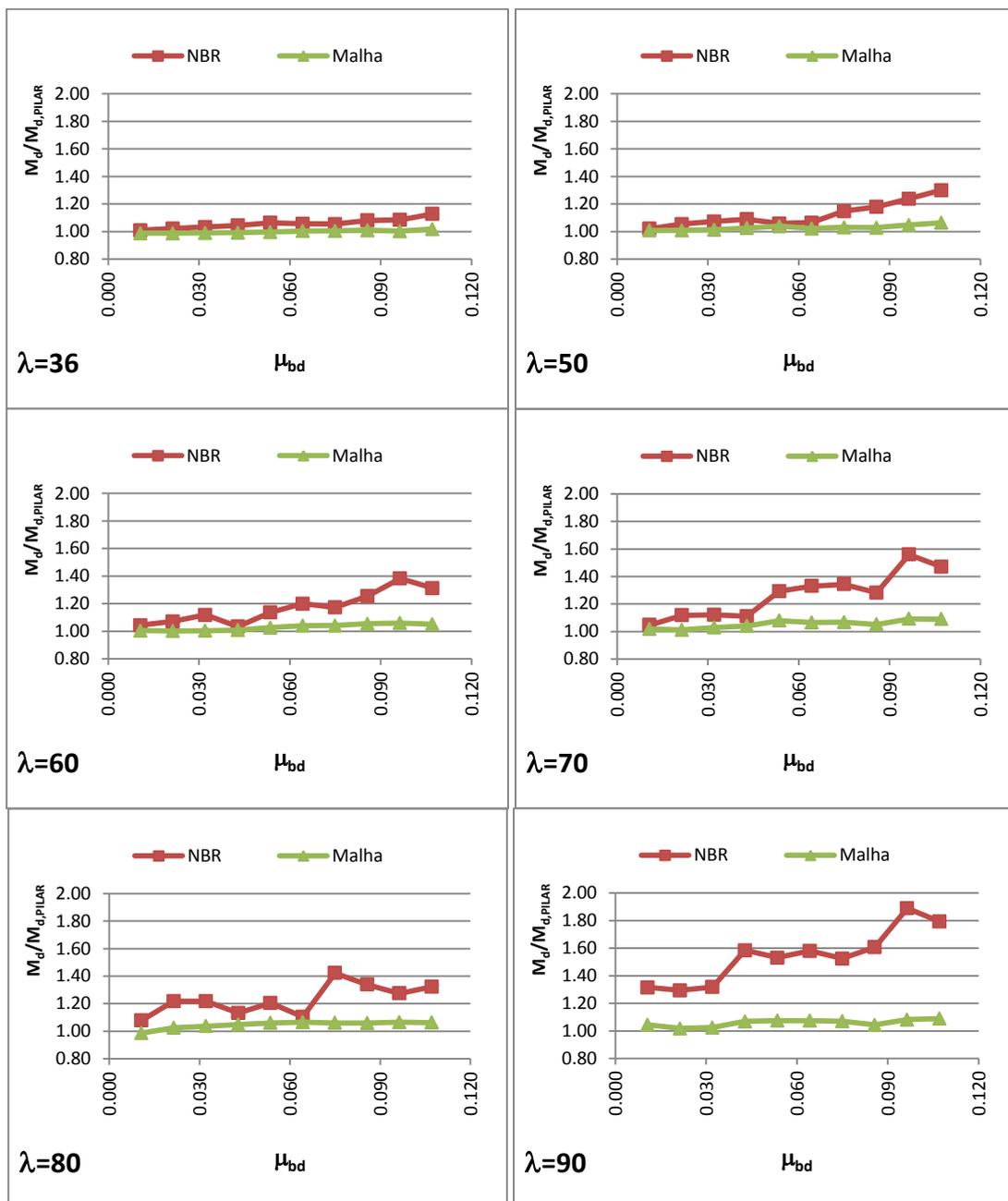


Figura 5.30. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP15* ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,5$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP16*, mostrado na Figura 5.31, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois

modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbelteza aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

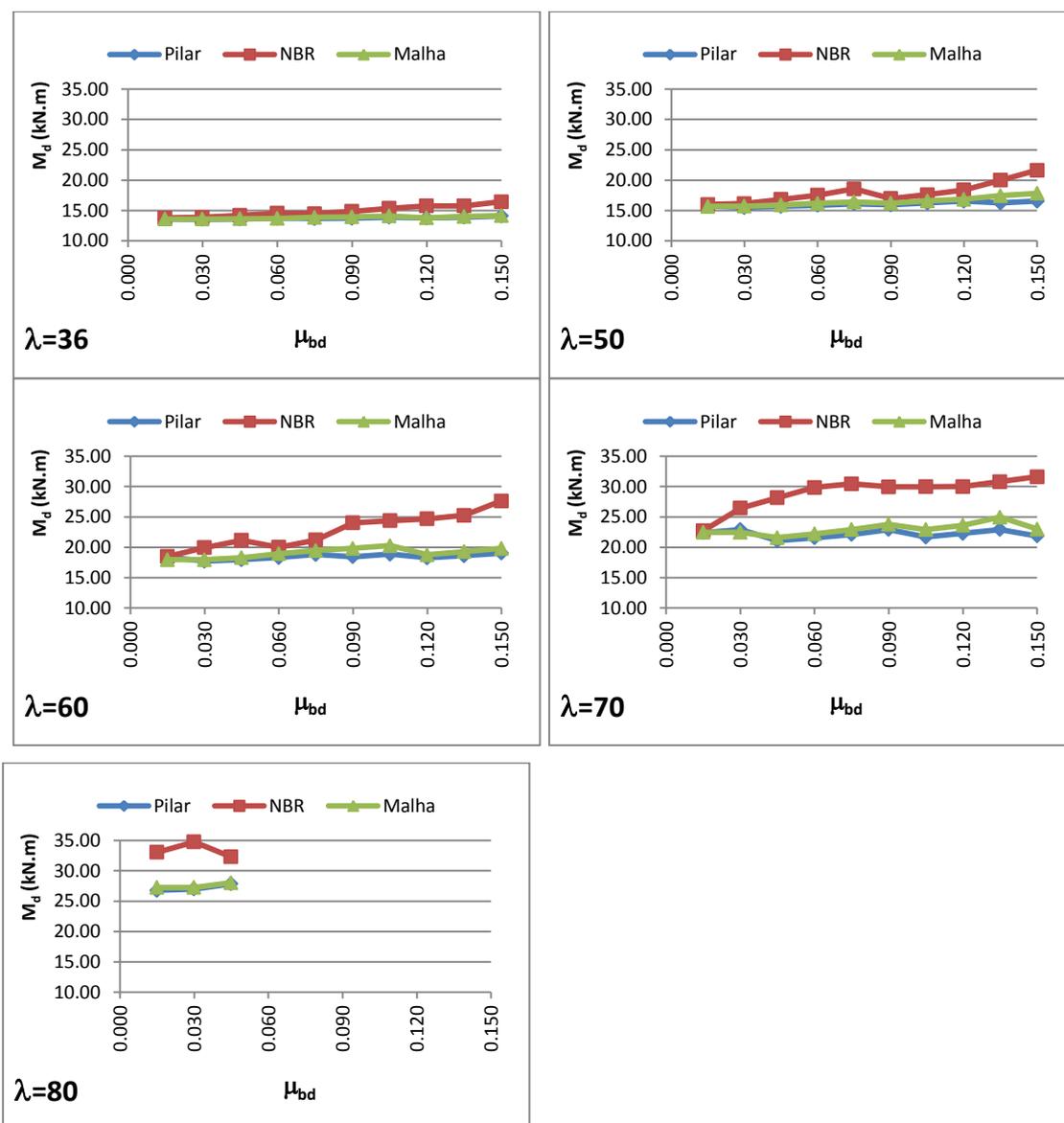


Figura 5.31. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso PP16 ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,7$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.32 é possível observar que, até mesmo nos casos onde a esbelteza é pequena, os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas é significativamente maior do que os dos outros dois modelos. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta valores ainda mais elevados para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do

$\mu_{bd}$  cresce, chegando a um valor máximo igual a 1,45. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,08.

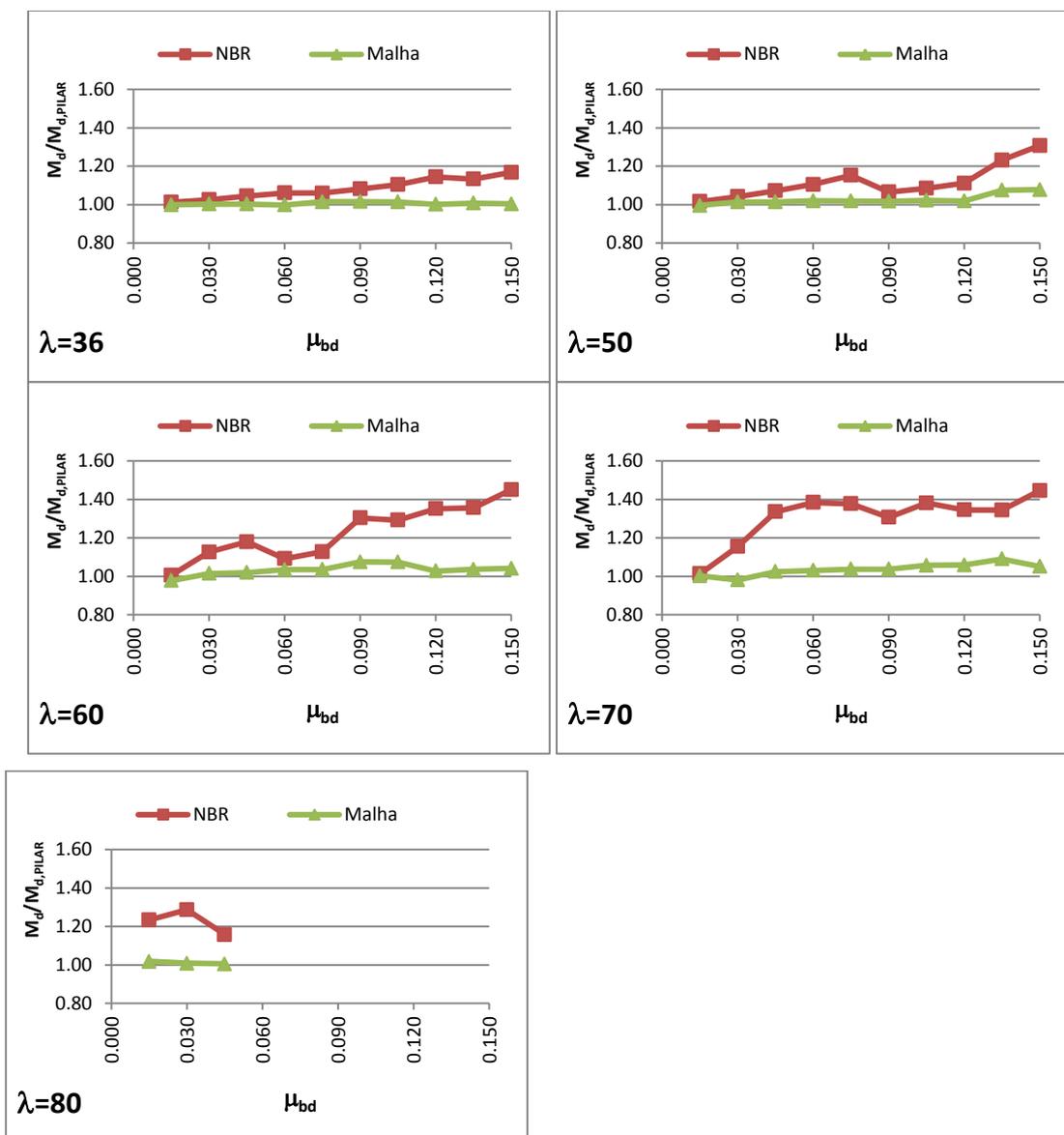


Figura 5.32. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP16* ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,7$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP17*, mostrado na Figura 5.33, só existem resultados para os casos de esbeltezes iguais a 36, 50 e 60. Os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única. Os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são maiores do que os valores dos outros dois modelos.

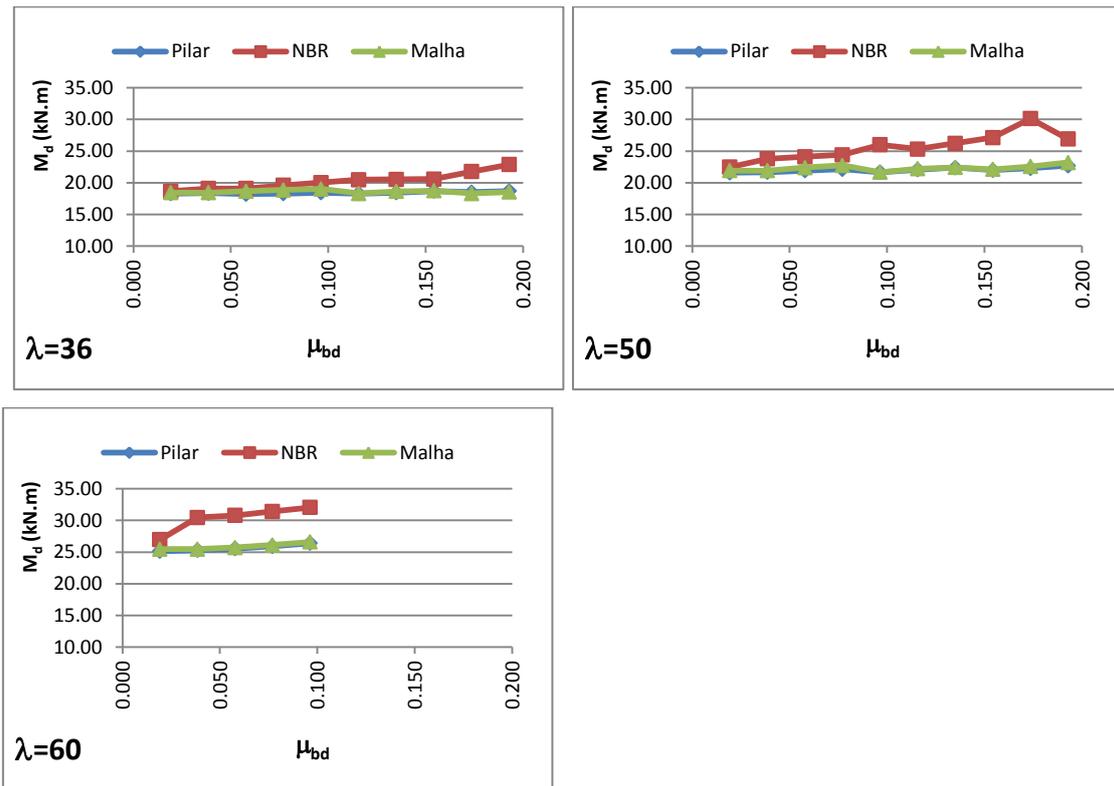


Figura 5.33. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso PP17 ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,9$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.34 é possível observar que, até mesmo nos casos onde a esbelteza é pequena, os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas é significativamente maior do que os dos outros dois modelos. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta valores ainda mais elevados para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a uma valor máximo igual a 1,35. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,03.

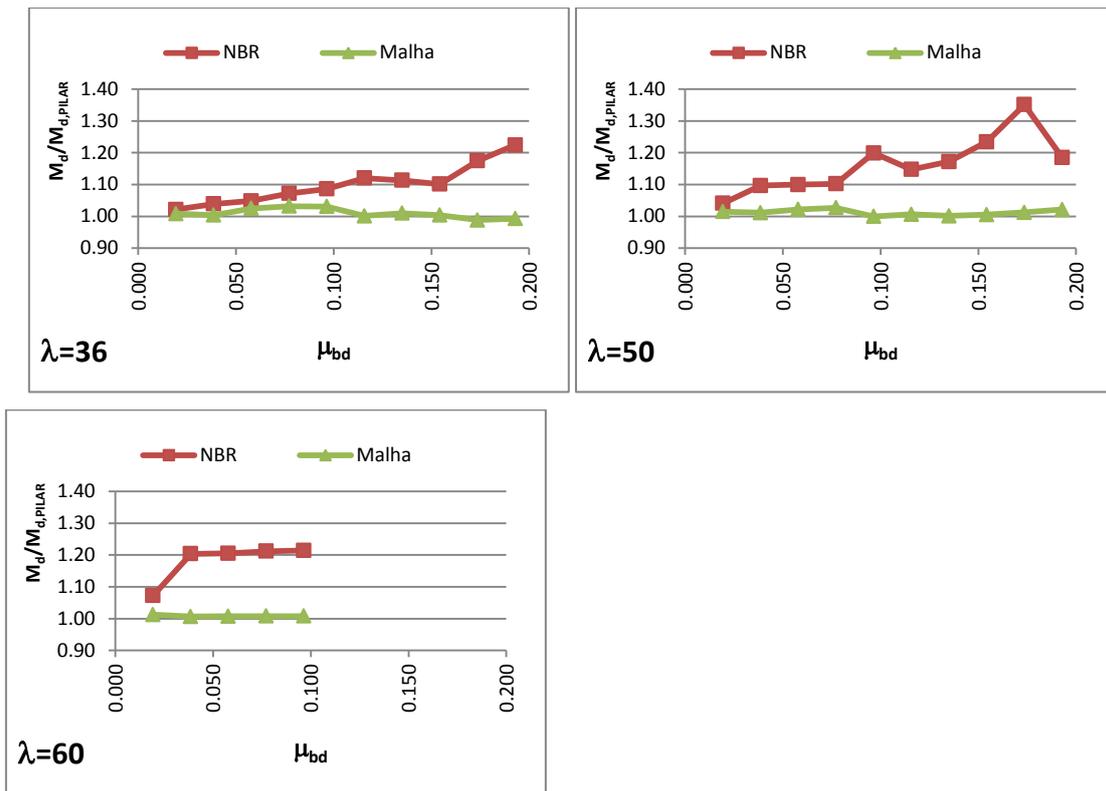


Figura 5.34. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso PP17 ( $b/h=10$ ;  $v_d=0,9$ )

Pode-se perceber que no caso do PP18, mostrado na Figura 5.35, só existem resultados para o caso de esbeltez igual a 36 e para apenas seis valores de  $\mu_{bd}$ . Os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única, apresentando valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  iguais a 1,01. Os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são um maiores do que os valores dos outros dois modelos, apresentando um valor máximo para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  igual a 1,13.

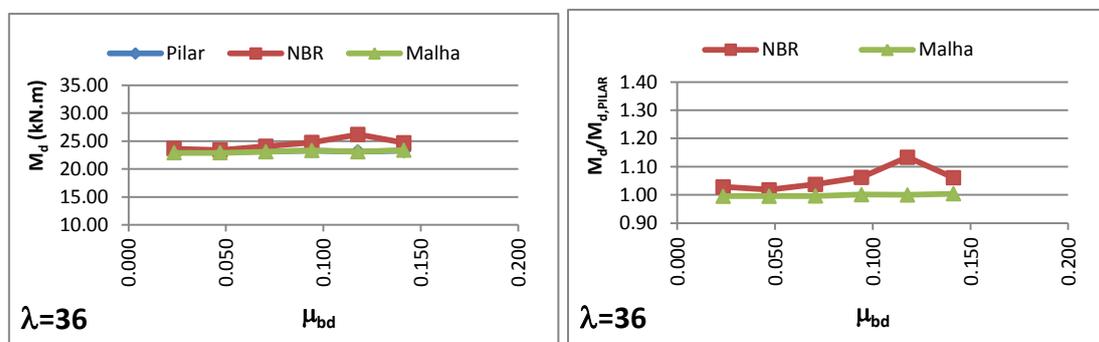


Figura 5.35. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  e  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso PP18 ( $b/h=10$ ;  $v_d=1,1$ )

A partir de agora serão apresentados os resultados obtidos para a última série de pilares-parede, do caso *PP19* até o caso *PP24*, nos quais o valor da relação  $b/h$  também é a mesma para todos os caso da série, porém com  $b/h=15$ .

Pode-se perceber que no caso do *PP19*, mostrado na Figura 5.36, quando a esbeltez é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são praticamente os mesmos para os três modelos. Quando o valor da esbeltez aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e os valores determinados pelos três modelos já não coincidem mais, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

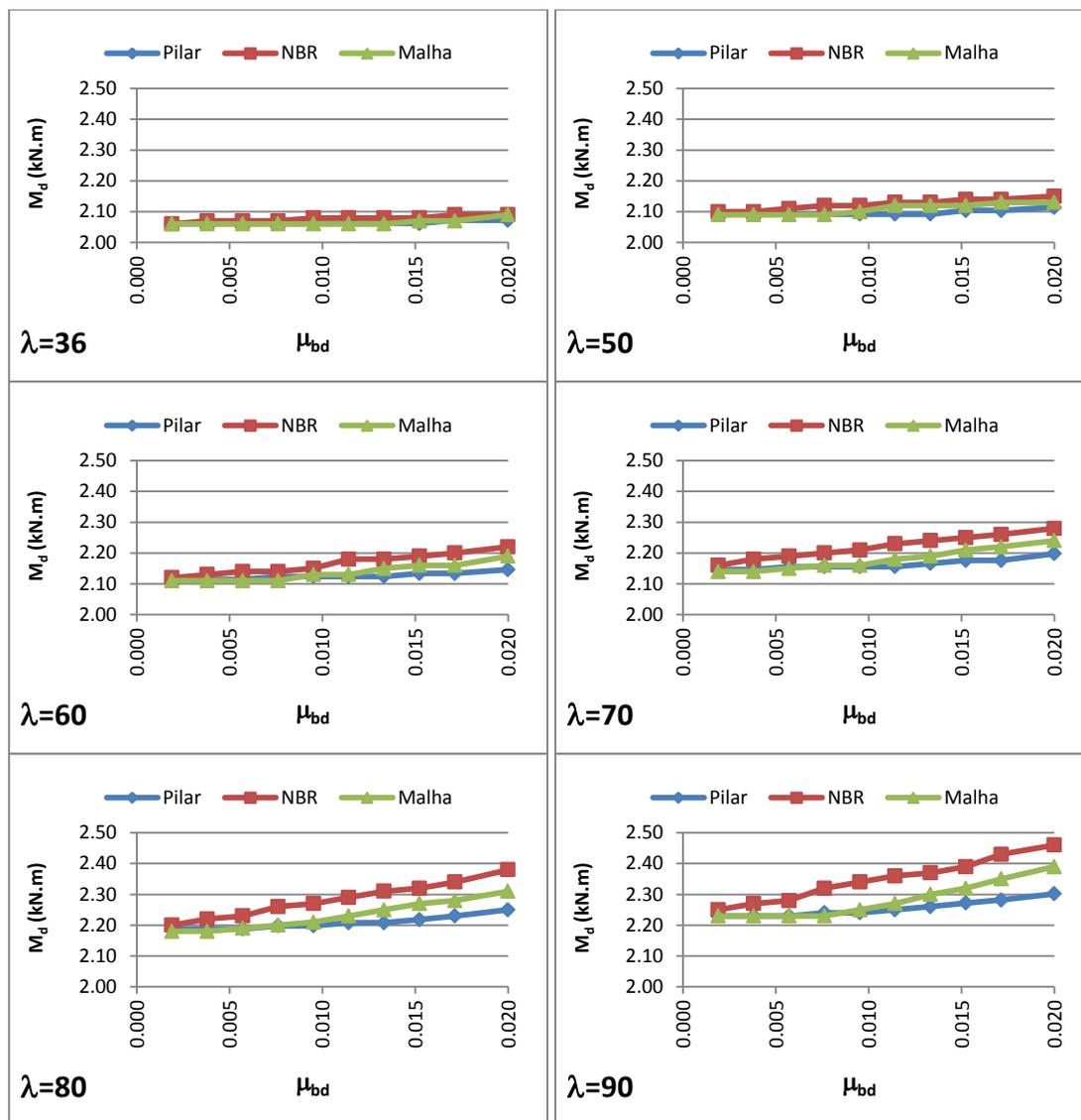


Figura 5.36. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP19$  ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,1$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.37 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são praticamente os mesmos, pois as relações entre eles são muito próximas de 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,07 para o modelo de barras isoladas e 1,04 para o modelo de malha.

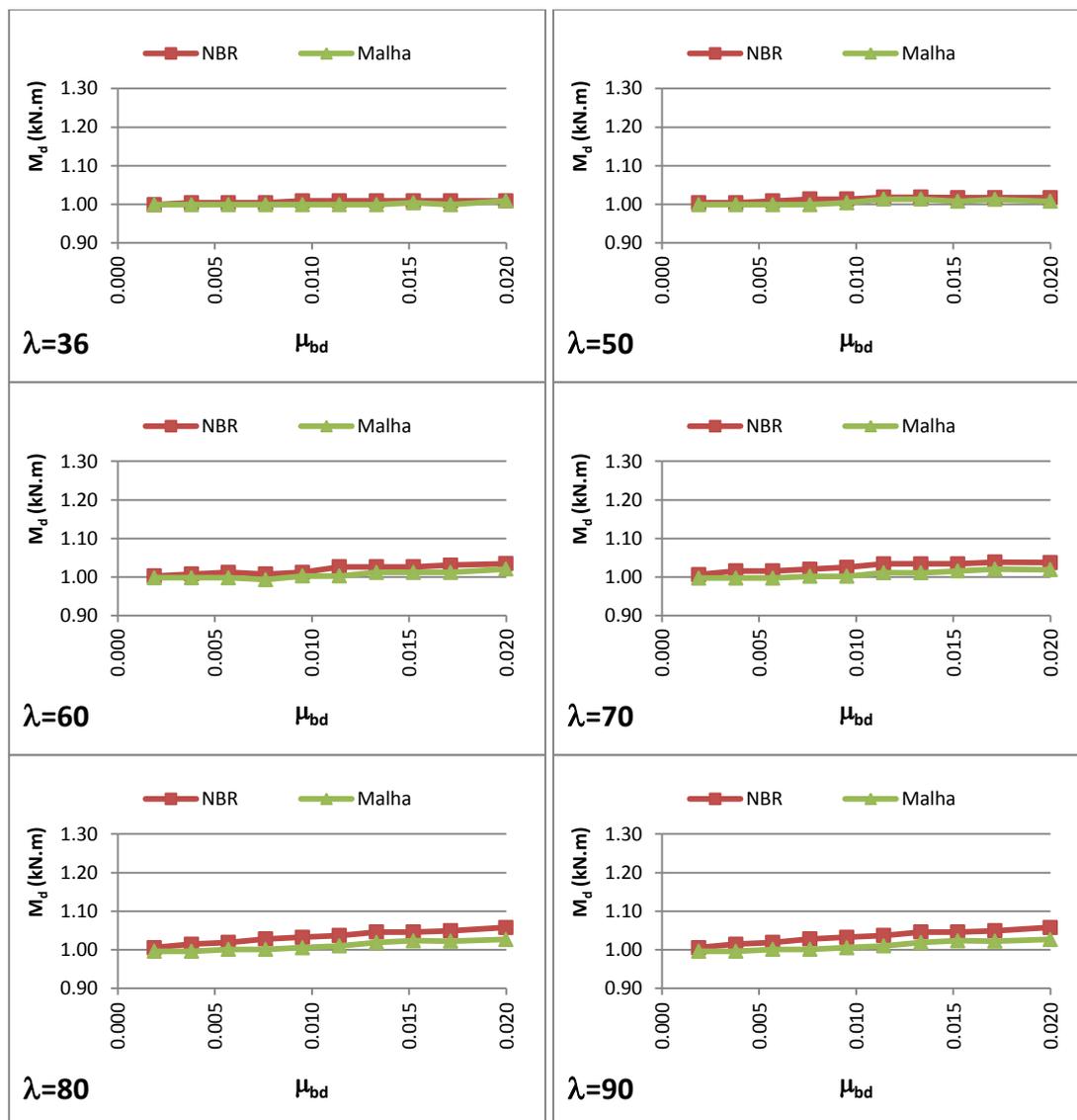


Figura 5.37. Diagramas  $M_d / M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP19* ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,1$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP20*, mostrado na Figura 5.38, quando a esbelteza é pequena os valores dos momentos fletores sofrem poucas alterações a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce e que os valores dos momentos fletores são ligeiramente diferentes para os três modelos. Quando o valor da esbelteza aumenta os valores dos momentos fletores passam a sofrer acréscimos maiores a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, sendo os valores dos modelos de barras isoladas e de malha maiores que os valores obtidos pelo modelo de barra única, indicando a existência dos efeitos localizados de 2ª ordem.

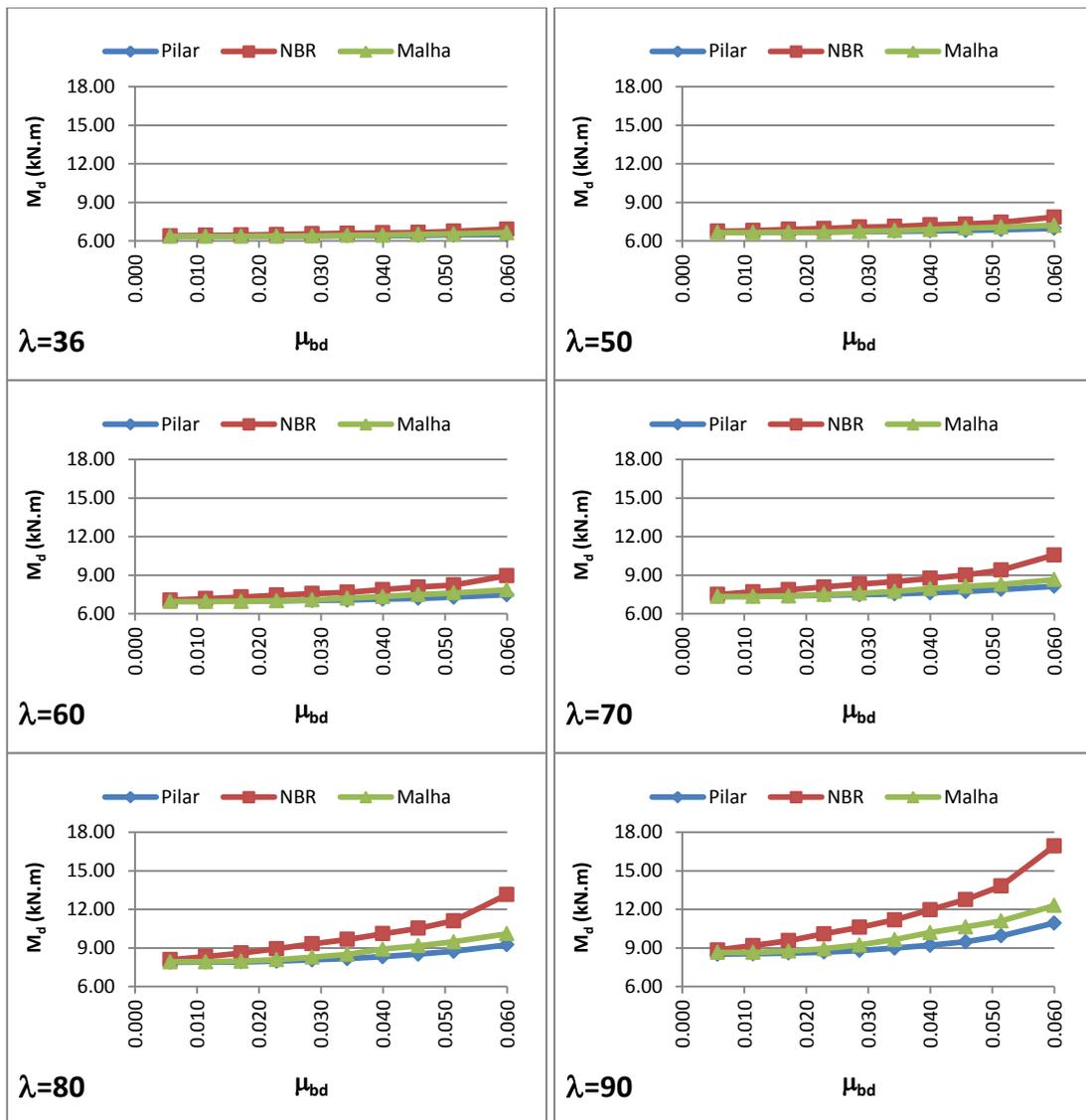


Figura 5.38. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP20$  ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,3$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.39 é possível confirmar que quando a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelos são ligeiramente diferentes, pois as relações entre eles são um pouco maiores que 1,0. Para maiores valores de esbeltez, a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  também aumenta, chegando a um valor máximo igual a 1,55 para o modelo de barra isolada e 1,13 para o modelo de malha.

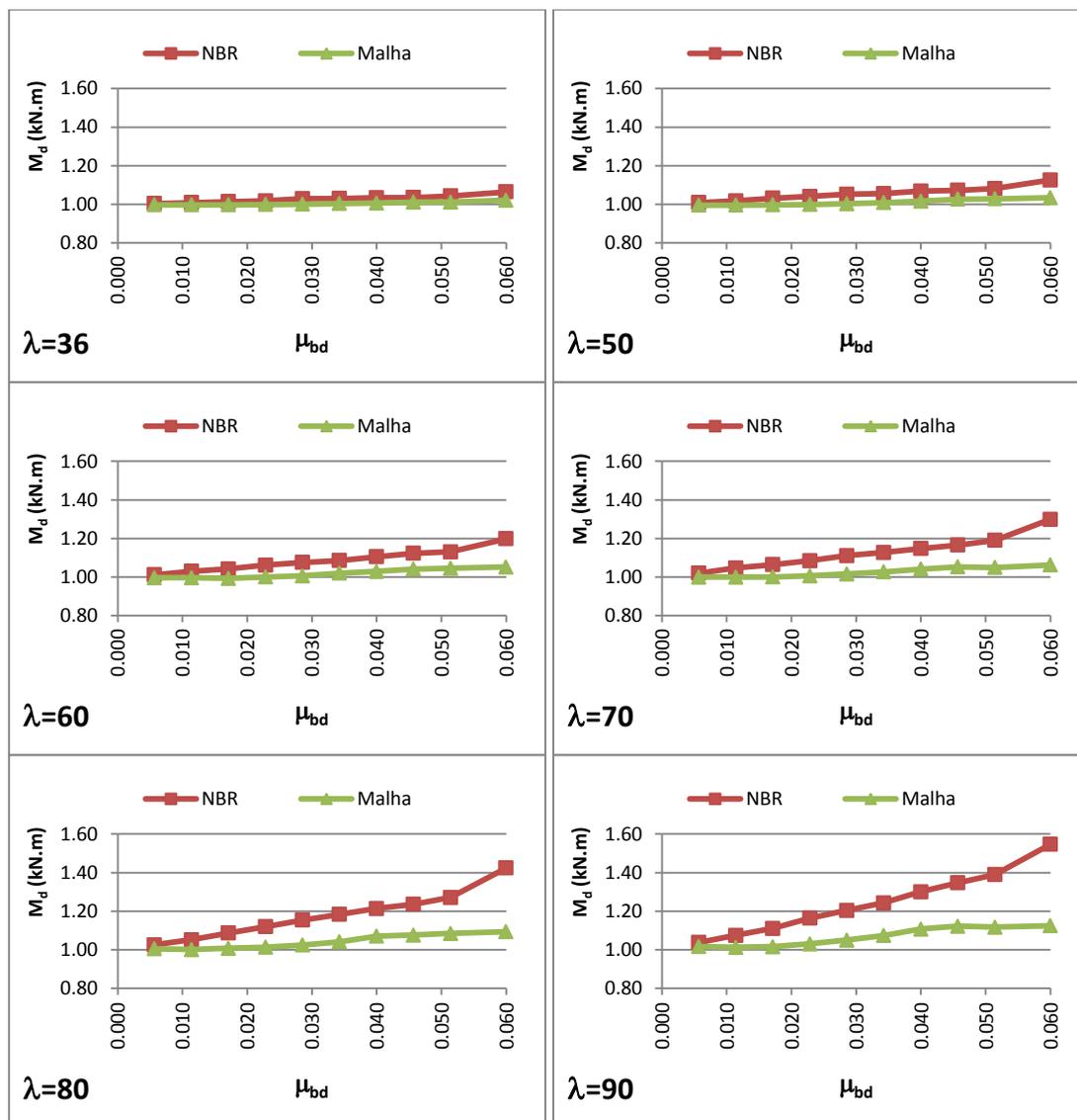


Figura 5.39. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP20$  ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,3$ )

Pode-se perceber que no caso do  $PP21$ , mostrado na Figura 5.40, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbeltez aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

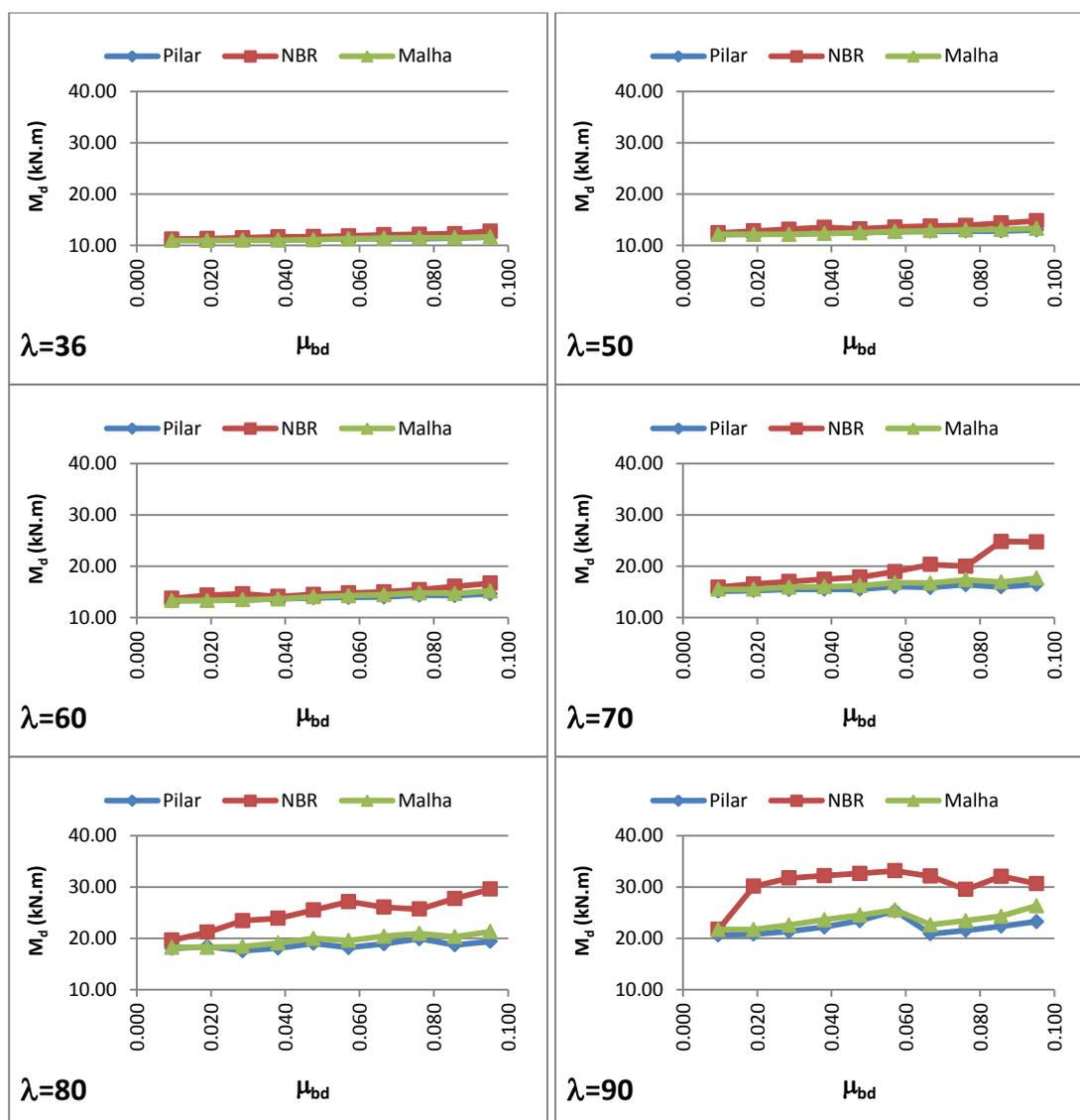


Figura 5.40. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP21$  ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,5$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.41 é possível observar que nos casos onde a esbelteza é pequena os valores obtidos pelos três modelo possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta elevados valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a uma valor máximo igual a 1,56. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  relativamente baixos, atingindo um valor máximo igual a 1,13.

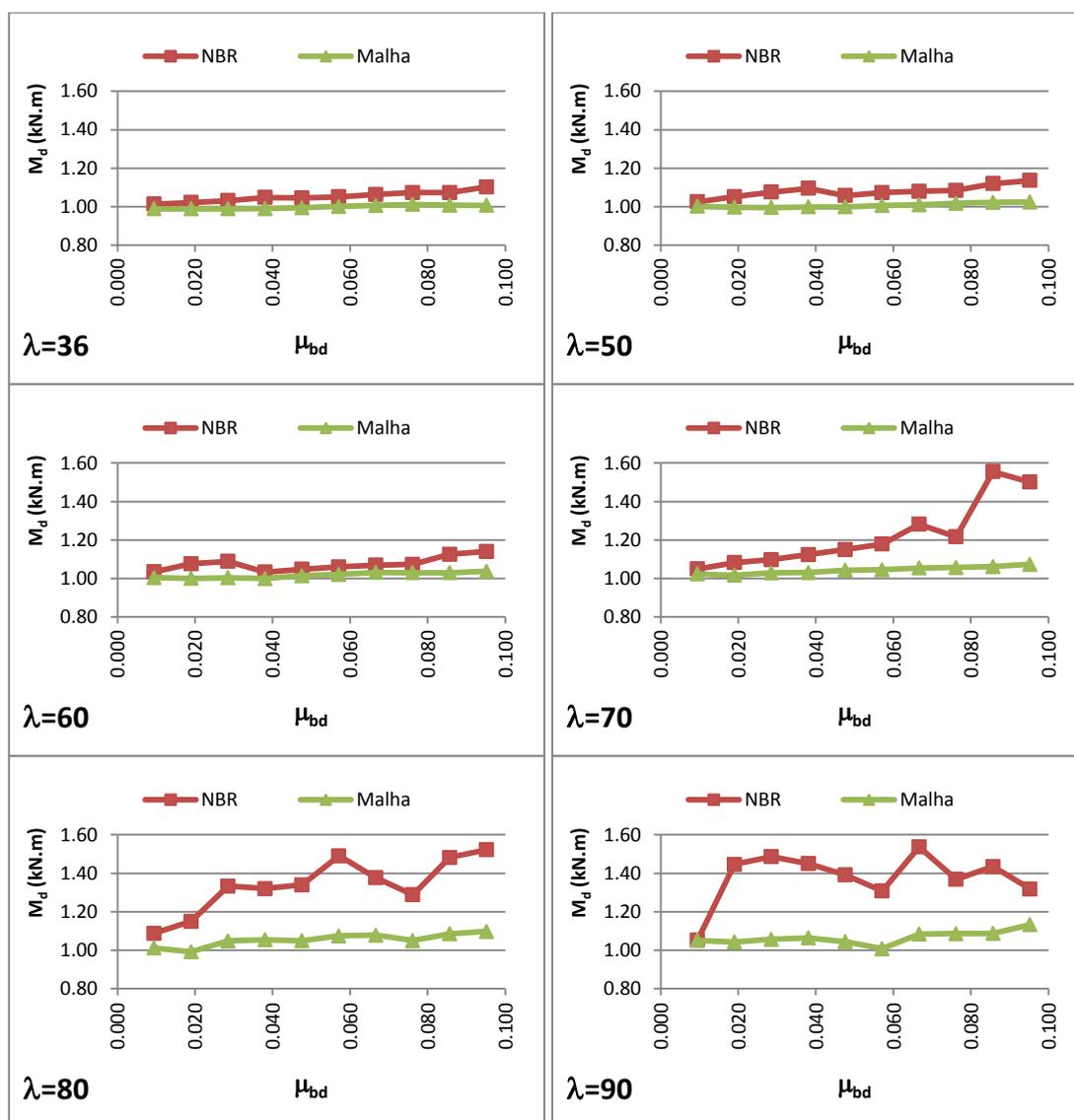


Figura 5.41. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP21* ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,5$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP22*, mostrado na Figura 5.42, os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única para todos os valores de esbeltez. Quando o valor da esbeltez é pequena, os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são muito próximos aos valores dos outros dois modelos, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . No entanto, quando a esbeltez aumenta os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas atingem valores bem maiores do que os valores obtidos pelos modelos de barra única e de malha.

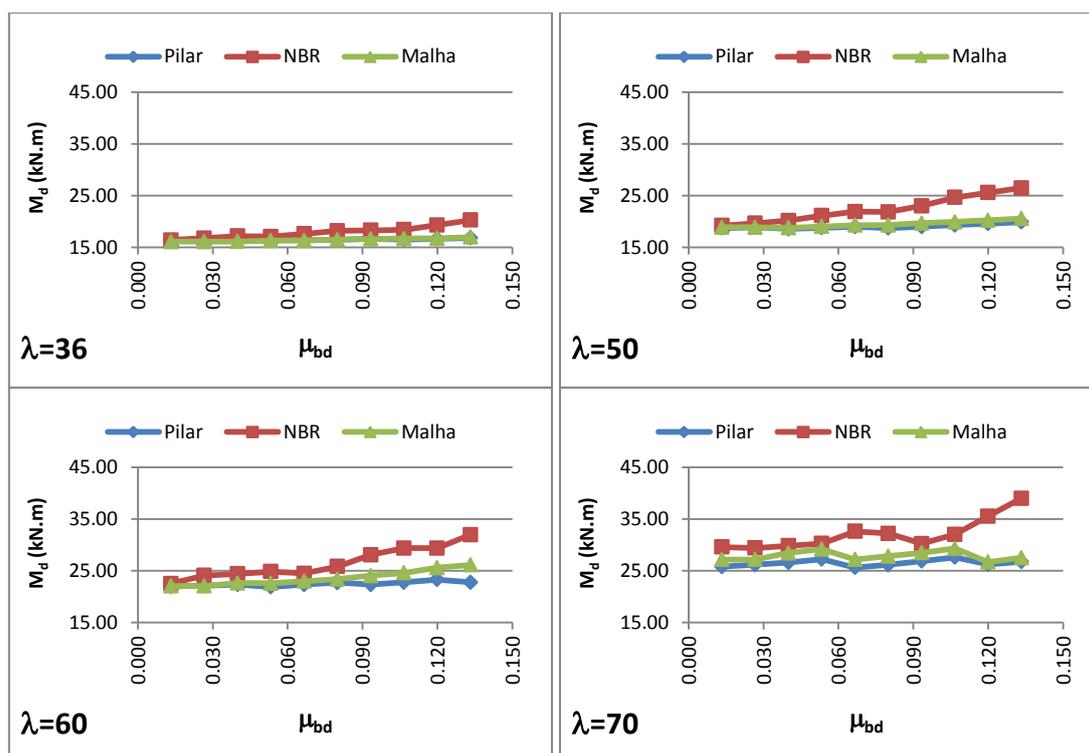


Figura 5.42. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso PP22 ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,7$ )

Analisando os diagramas da Figura 5.43 é possível observar que nos casos onde a esbeltez é pequena os valores obtidos pelos três modelo possuem uma pequena diferença. Para maiores valores de esbeltez, o modelo de barra isolada apresenta elevados valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a uma valor máximo igual a 1,46. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,07.

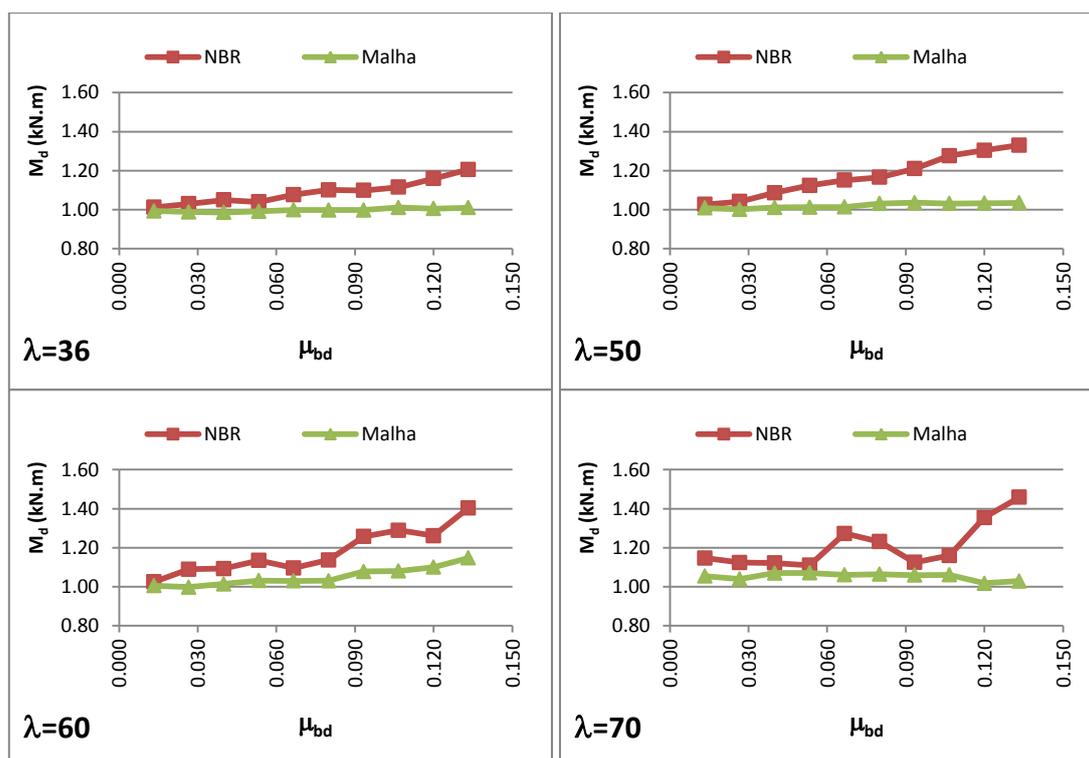


Figura 5.43. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP22* ( $b/h=15$ ;  $v_d=0,7$ )

Pode-se perceber que no caso do *PP23*, mostrado na Figura 5.44, só existem resultados para os casos de esbeltezes iguais a 36, 50 e 60. Os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única. Os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são maiores do que os valores dos outros dois modelos.

Analisando os diagramas da Figura 5.45 é possível observar que, até mesmos nos casos onde a esbelteza é pequena, os valores obtidos pelo modelo de barras isoladas é significativamente maior do que os dos outros dois modelos. Para maiores valores de esbelteza, o modelo de barra isolada apresenta valores ainda mais elevados para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  a medida que o valor do  $\mu_{bd}$  cresce, chegando a uma valor máximo igual a 1,29. O modelo de malha se comporta de maneira diferente, apresentando baixos valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,07.

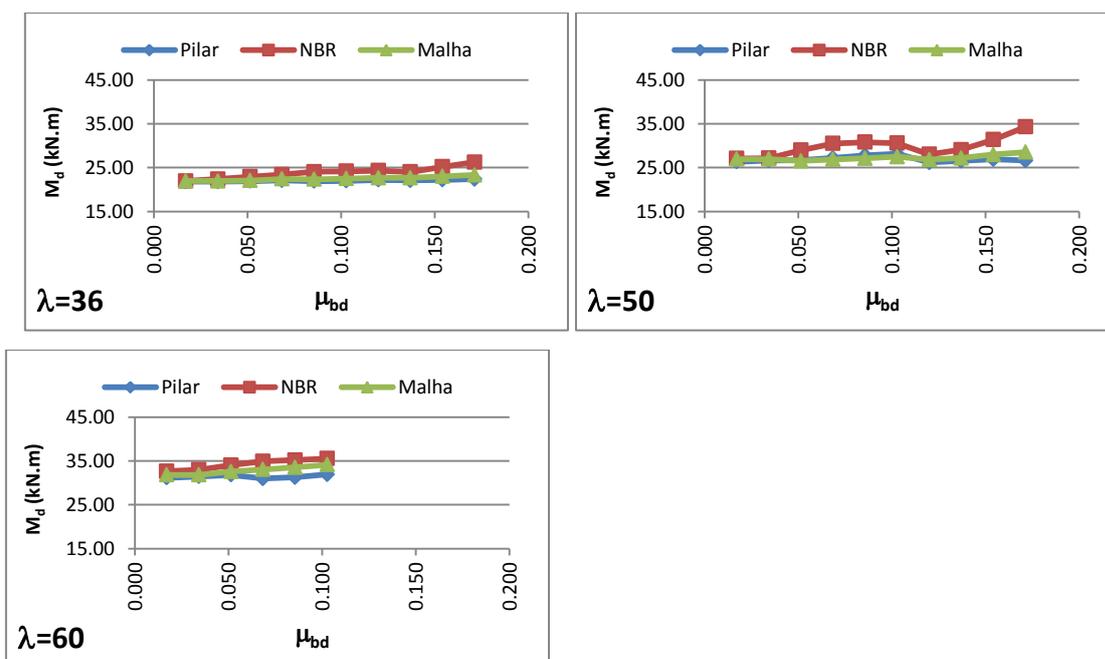


Figura 5.44. Diagramas  $M_d \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP23$  ( $b/h=15$ ;  $\nu_d=0,9$ )

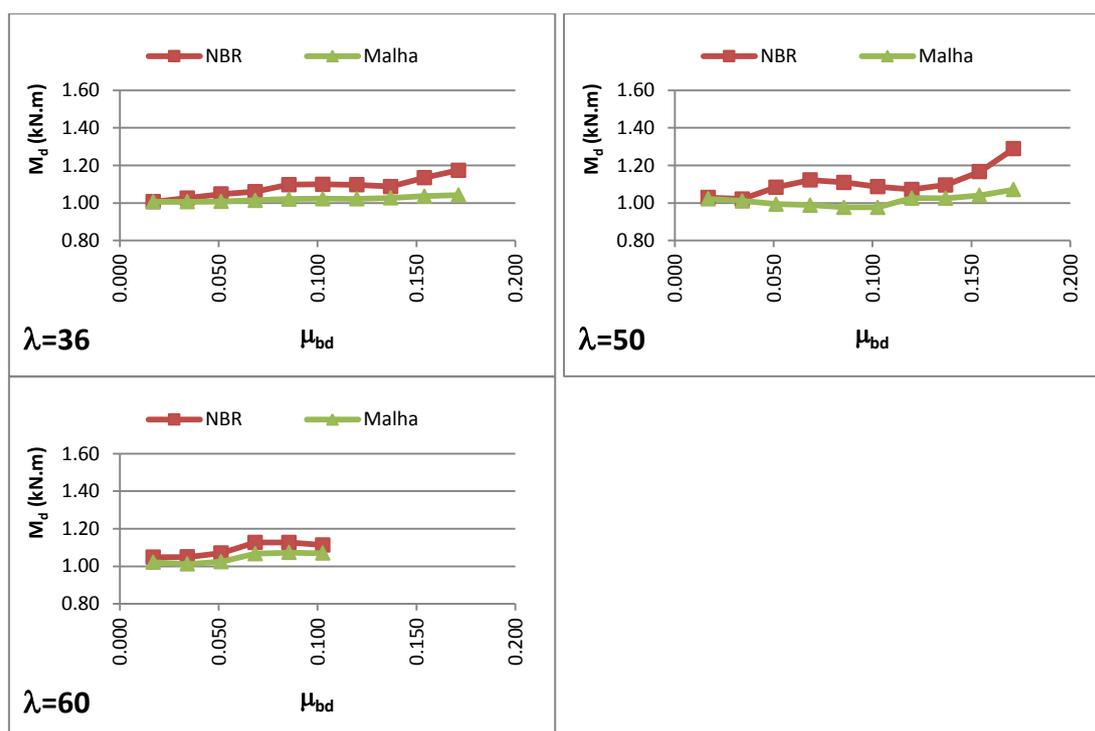


Figura 5.45. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso  $PP23$  ( $b/h=15$ ;  $\nu_d=0,9$ )

Pode-se perceber que no caso do  $PP24$ , mostrado na Figura 5.46, só existem resultados para o caso de esbelteza igual a 36 e para apenas sete valores de  $\mu_{bd}$ . Os valores dos momentos obtidos pelo modelo de malha são muito próximos dos valores obtidos pelo modelo de barra única, apresentando baixos

valores para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$ , atingindo um valor máximo igual a 1,05. Os valores dos momentos fletores obtidos pelo modelo de barras isoladas são um pouco maiores do que os valores dos outros dois modelos, apresentando um valor máximo para relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  igual a 1,07.

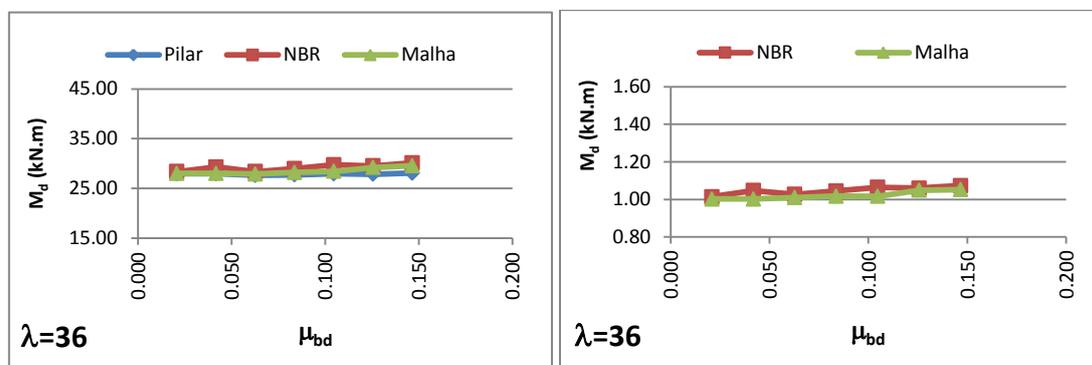


Figura 5.46. Diagramas  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  e  $M_d/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para o caso *PP24* ( $b/h=15$ ;  $v_d=1,1$ )

Com o intuito de analisar a influência da relação  $b/h$  nos efeitos localizados de 2ª ordem, foram elaborados os diagramas mostrados nas Figuras 5.47 a 5.51. Nesses diagramas o eixo vertical representa a relação  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  e o eixo horizontal representa os valores de  $\mu_{bd}$ .

A Figura 5.47 mostra os resultados obtidos para os casos *PP1* ( $b/h=5$ ), *PP7* ( $b/h=7,5$ ), *PP13* ( $b/h=10$ ) e *PP19* ( $b/h=15$ ), nos quais o valor do esforço normal adimensional é igual a 0,1. Pode-se perceber nessa figura que nos casos de pequenas esbeltezes os valores das relações  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  são muito próximos da unidade, para quaisquer valores de  $\mu_{bd}$ . Para esbeltezes maiores, a medida que o valor de  $\mu_{bd}$  aumenta, os valores das relações  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  também aumentam, atingindo um valor máximo igual a 1,07.

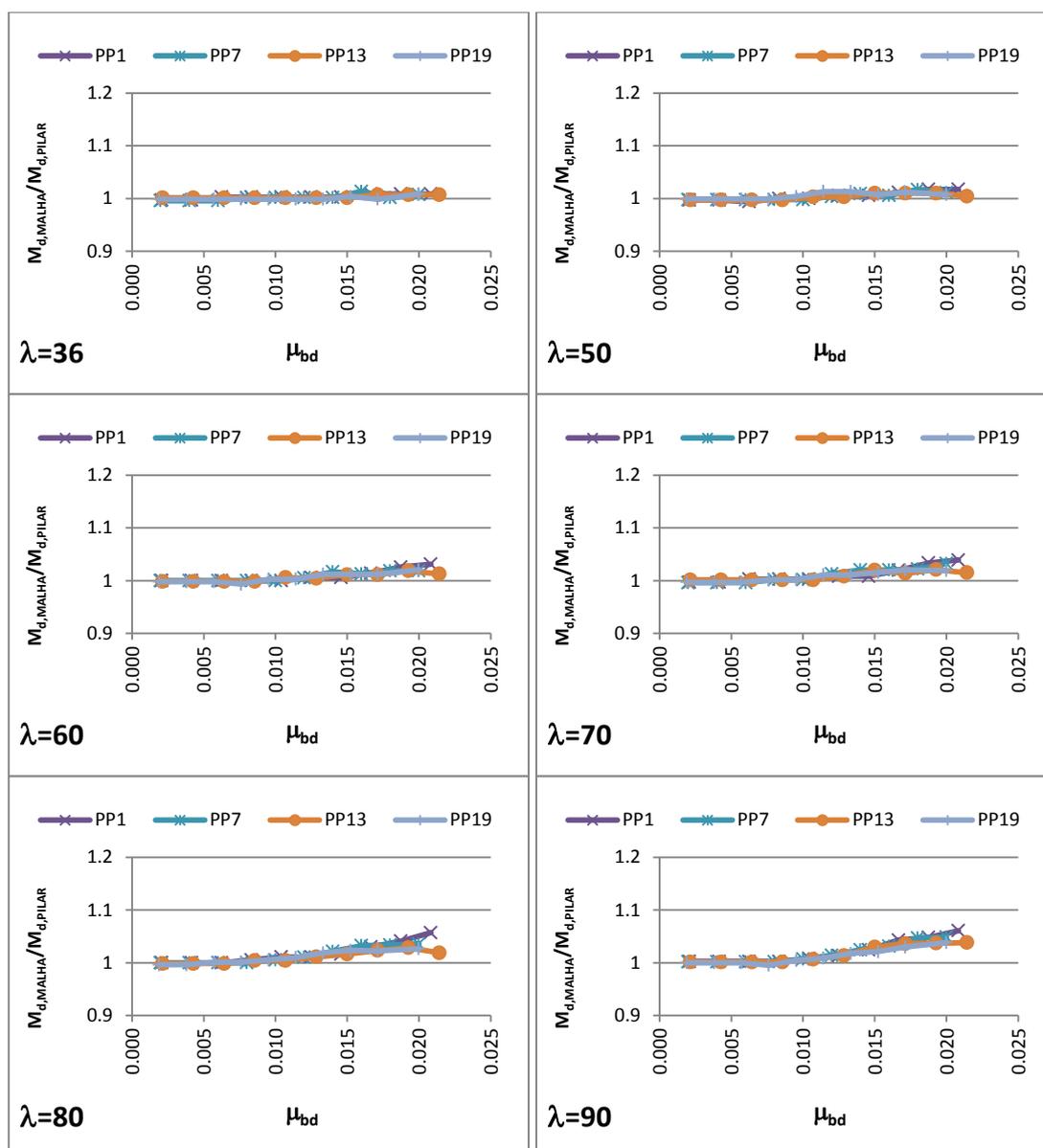


Figura 5.47. Diagramas  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para os casos onde  $v_d=0,1$

A Figura 5.48 mostra os resultados obtidos para os casos  $PP2$  ( $b/h=5$ ),  $PP8$  ( $b/h=7,5$ ),  $PP14$  ( $b/h=10$ ) e  $PP20$  ( $b/h=15$ ), nos quais o valor do esforço normal adimensional é igual a 0,3. Pode-se perceber nessa figura que até mesmo nos casos de pequenas esbeltezes os valores das relações  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  aumentam a medida que o valor de  $\mu_{bd}$  cresce. Nos casos de esbeltezes maiores os valores das relações  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  também são mais elevados, atingindo um valor máximo igual a 1,21.

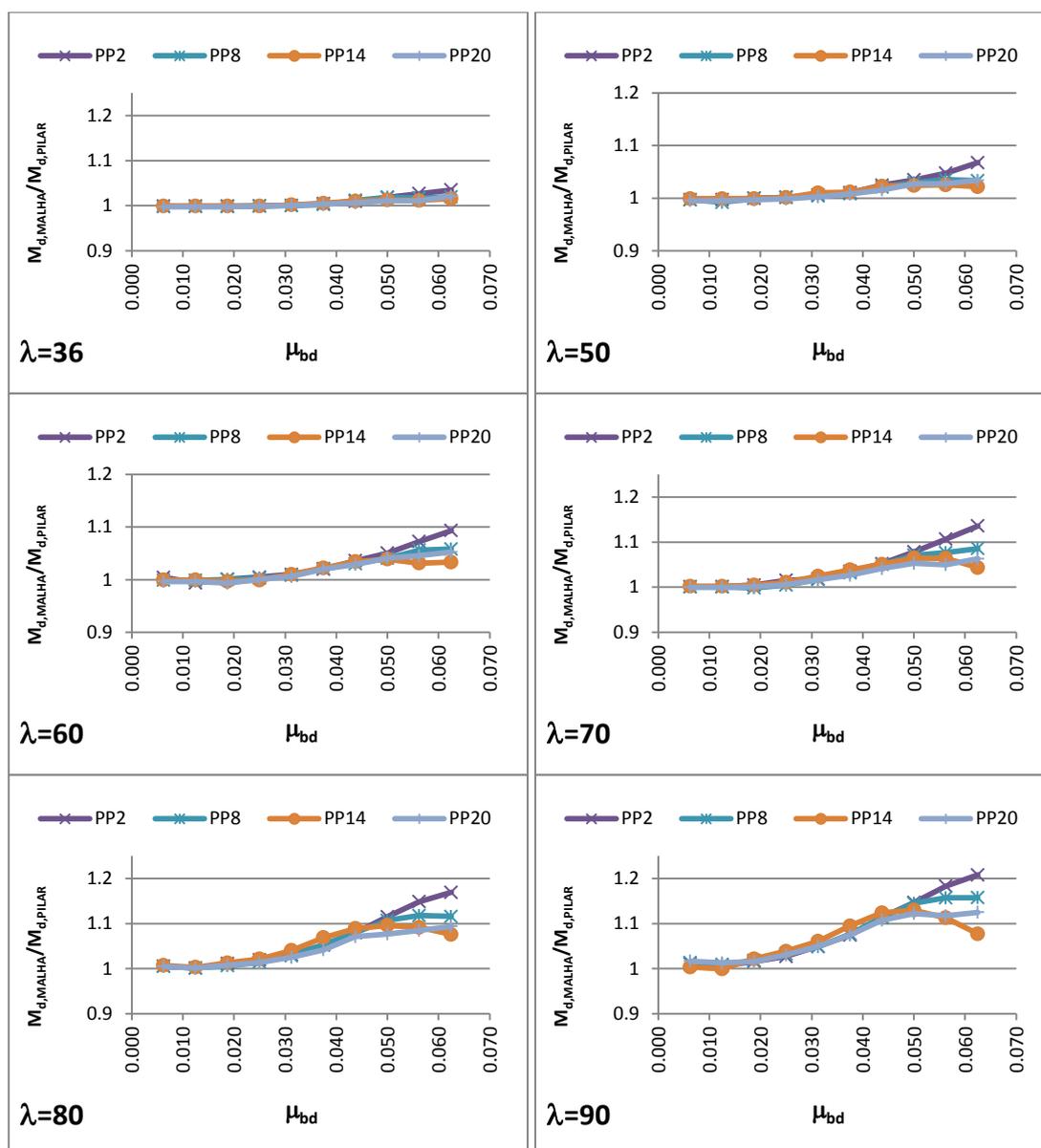


Figura 5.48. Diagramas  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para os casos onde  $v_d=0,3$

A Figura 5.49 mostra os resultados obtidos para os casos *PP2* ( $b/h=5$ ), *PP8* ( $b/h=7,5$ ), *PP14* ( $b/h=10$ ) e *PP21* ( $b/h=15$ ), nos quais o valor do esforço normal adimensional é igual a 0,5. Pode-se perceber nessa figura que até mesmo nos casos de pequenas esbeltezes os valores das relações  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  aumentam a medida que o valor de  $\mu_{bd}$  cresce. Nos casos de esbeltezes maiores os valores das relações  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR}$  também são mais elevados, atingindo um valor máximo igual a 1,13.

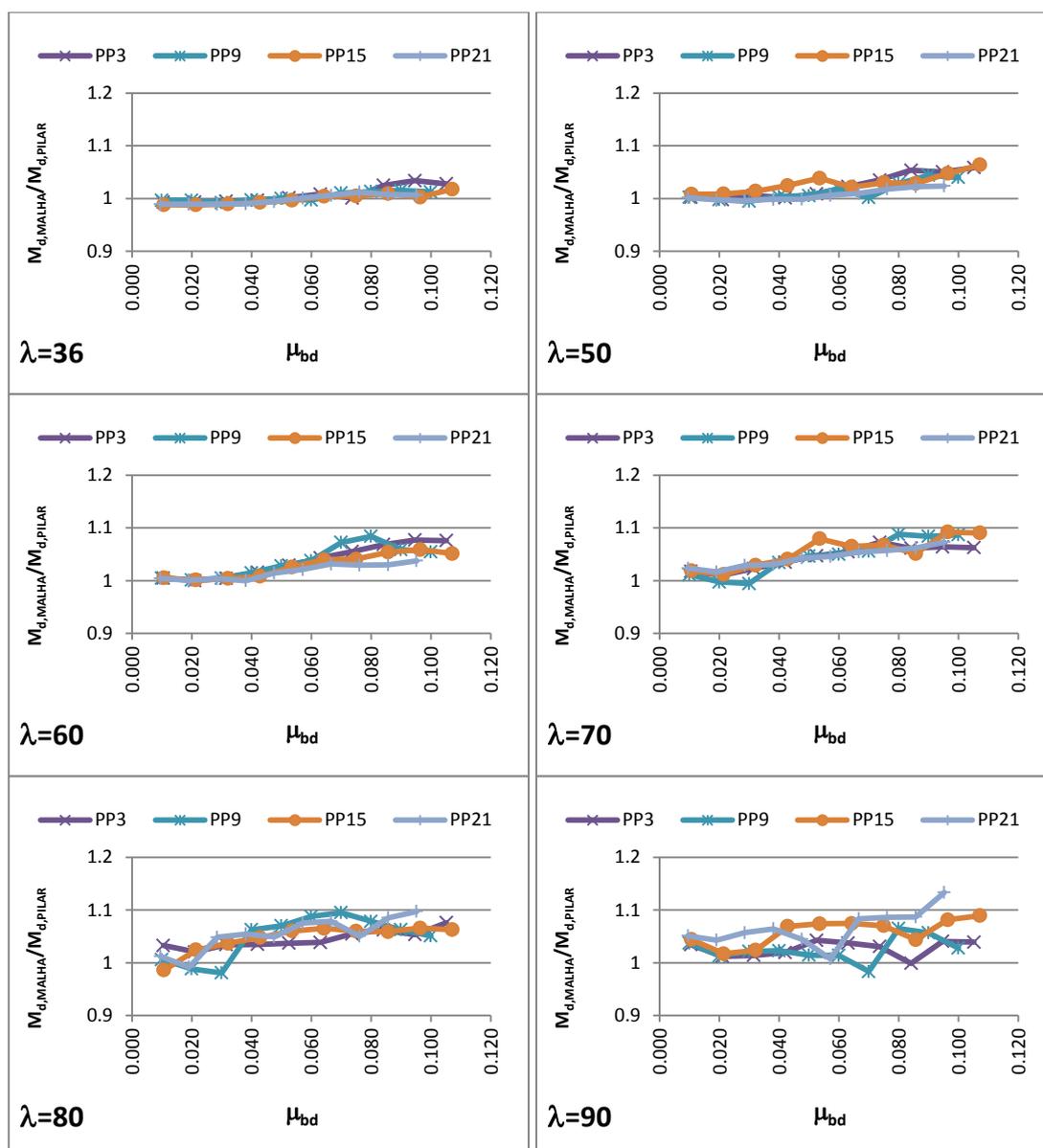


Figura 5.49. Diagramas  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para os casos onde  $v_d=0,5$

A Figura 5.50 mostra os resultados obtidos para os casos *PP4* ( $b/h=5$ ), *PP10* ( $b/h=7,5$ ), *PP16* ( $b/h=10$ ) e *PP22* ( $b/h=15$ ), nos quais o valor do esforço normal adimensional é igual a 0,7. Pode-se perceber nessa figura que até mesmo nos casos de esbeltezes elevadas os valores das relações  $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR}$  são baixos, atingindo um valor máximo igual a 1,09.

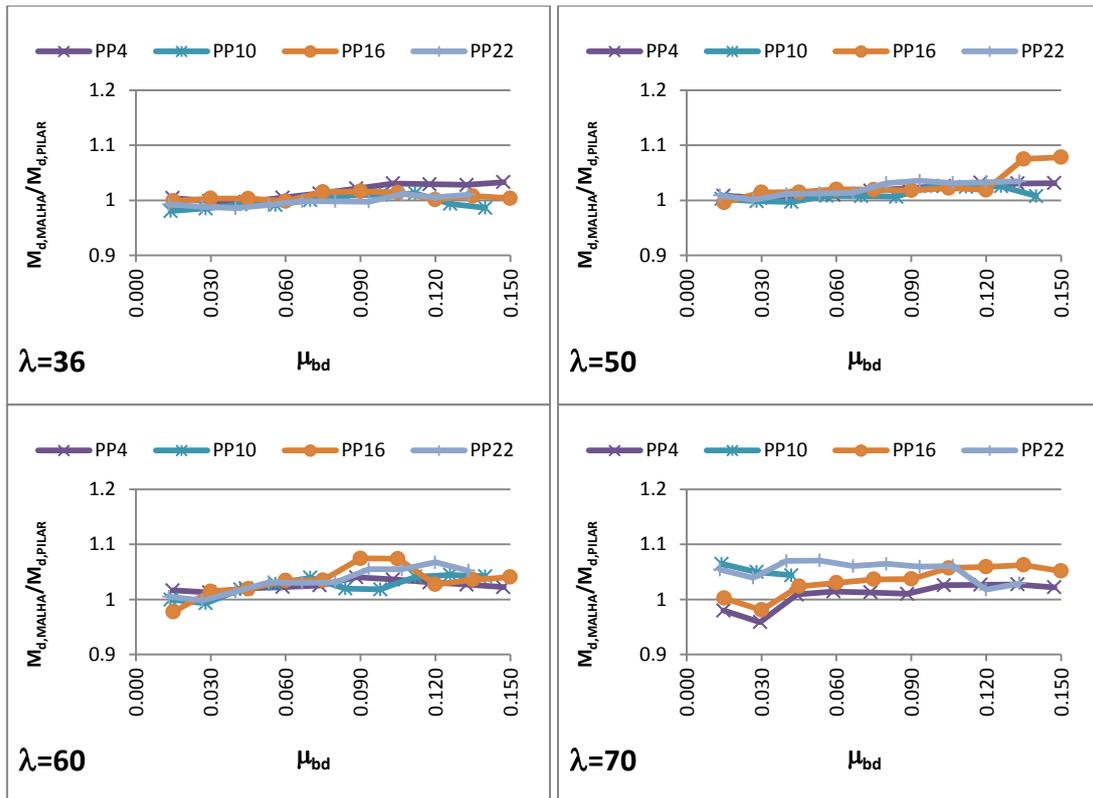


Figura 5.50. Diagramas  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para os casos onde  $v_d=0,7$

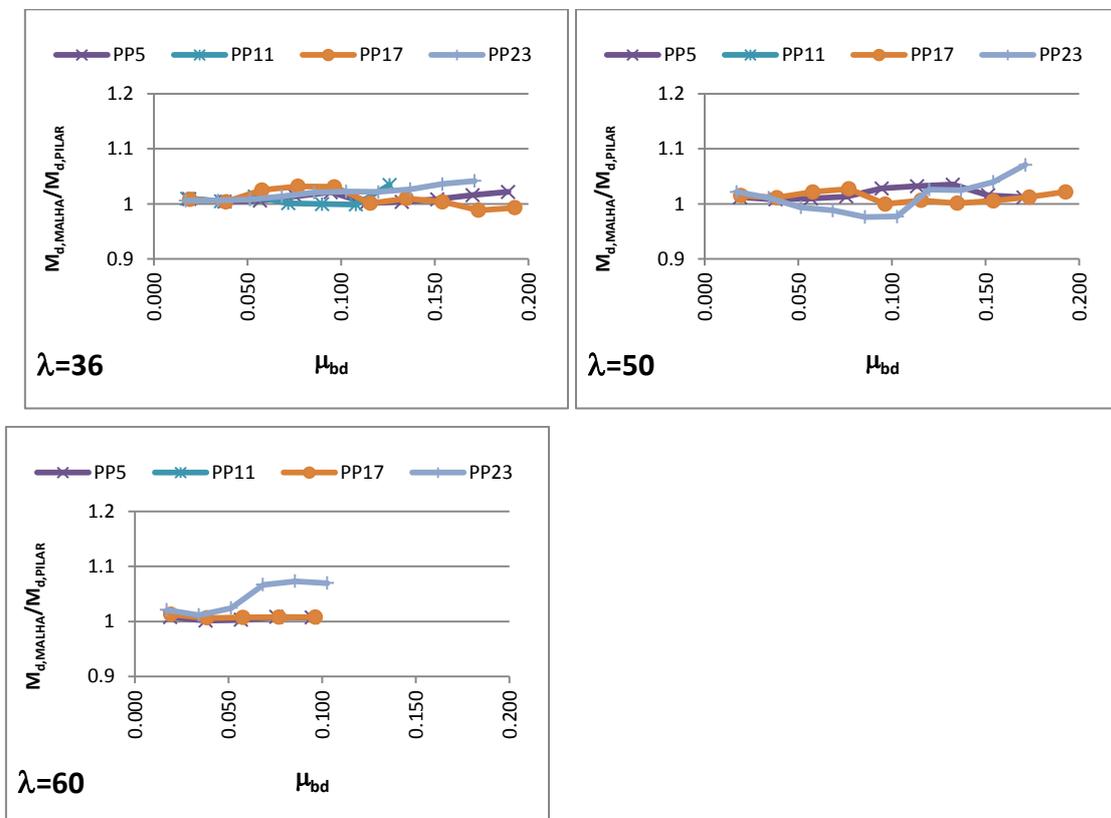


Figura 5.51. Diagramas  $M_{d,MALHA}/M_{d,PILAR} \times \mu_{bd}$  para os casos onde  $v_d=0,9$

A Figura 5.51 mostra os resultados obtidos para os casos *PP5* ( $b/h=5$ ), *PP11* ( $b/h=7,5$ ), *PP17* ( $b/h=10$ ) e *PP23* ( $b/h=15$ ), nos quais o valor do esforço normal adimensional é igual a 0,9. Pode-se perceber nessa figura que só foram obtidos resultados para os valores de esbeltezes iguais a 36, 50 e 60. Em todos os casos os valores das relações  $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR}$  são baixos, atingindo um valor máximo igual a 1,07.

A tabela 5.1 apresenta um resumo com os valores máximos obtidos para a relação  $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR}$ . Quase todos os casos possuem um valor baixo para essa relação, exceção feita aos casos onde  $v_d=0,3$ .

Tabela 5.1. Resumo dos valores de  $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR}$

| Valores de $M_{d,MALHA} / M_{d,PILAR}$ |      |      |      |      |        |
|--|------|------|------|------|--------|
| $v_d$                                  | b/h  |      |      |      | Máximo |
|  | 5    | 7,5  | 10   | 15   |        |
| 0,1                                    | 1,06 | 1,05 | 1,04 | 1,04 | 1,06   |
| 0,3                                    | 1,21 | 1,16 | 1,13 | 1,13 | 1,21   |
| 0,5                                    | 1,08 | 1,1  | 1,09 | 1,13 | 1,13   |
| 0,7                                    | 1,04 | 1,06 | 1,08 | 1,07 | 1,08   |
| 0,9                                    | 1,04 | 1,03 | 1,03 | 1,07 | 1,07   |
| 1,1                                    | 1,01 | -    | 1,01 | 1,05 | 1,05   |

A tabela 5.2 apresenta um resumo com os valores máximos obtidos para a relação  $M_{d,BARRA} / M_{d,PILAR}$ . Observa-se elevados valores para essa relação, atingindo um máximo igual a 1,89.

Tabela 5.2. Resumo dos valores de  $M_{d,BARRA} / M_{d,PILAR}$

| Valores de $M_{d,BARRA} / M_{d,PILAR}$ |      |      |      |      |        |
|--|------|------|------|------|--------|
| $v_d$                                  | b/h  |      |      |      | Máximo |
|  | 5    | 7,5  | 10   | 15   |        |
| 0,1                                    | 1,03 | 1,05 | 1,06 | 1,07 | 1,07   |
| 0,3                                    | 1,1  | 1,25 | 1,35 | 1,55 | 1,55   |
| 0,5                                    | 1,61 | 1,61 | 1,89 | 1,56 | 1,89   |
| 0,7                                    | 1,52 | 1,33 | 1,45 | 1,46 | 1,52   |
| 0,9                                    | 1,24 | 1,1  | 1,35 | 1,29 | 1,35   |
| 1,1                                    | 1,09 | -    | 1,13 | 1,07 | 1,13   |

### 5.3 Momento Fletor na Direção Horizontal

Das três diferentes maneiras utilizadas para a análise do momento fletor na direção vertical, apenas a simulação com o modelo de malha é capaz de detectar o surgimento de momento fletor na direção horizontal. Em nenhum dos casos analisados foi detectada a existência de momento fletor na horizontal com valores significativos.

As Figuras 5.52 e 5.53 mostram os deslocamentos e o diagrama de momento fletor horizontal para os casos *PP19* e *PP21*. Esses casos foram escolhidos para mostrar que não existem momentos fletores na horizontal porque eles apresentaram uma grande diferença nos deslocamentos máximos das barras verticais quando foram analisados pelo modelo de barras isoladas. Quando foram analisados com o modelo de malha os valores dos deslocamentos máximos foram os iguais para todas as barras, como pode ser visto nas Figuras 5.1 e 5.2, sugerindo que nesses casos as barras horizontais deveriam sofrer os maiores esforços para conseguir igualar os deslocamentos máximos em todas as barras verticais.

Observa-se nas Figuras 5.52 e 5.53 que os momentos fletores na direção horizontal são nulos. Apesar de não mostrar o diagrama de momento fletor nos modelos tridimensionais, é possível concluir que nesses modelos os momentos fletores também são nulos porque, como pode ser visto nas Figuras 5.3 e 5.4, os valores dos deslocamentos horizontais são praticamente iguais ao longo de uma seção transversal, mostrando que não existe curvatura na horizontal. O fato de não existir curvatura na horizontal significa que o momento na direção horizontal é nulo.

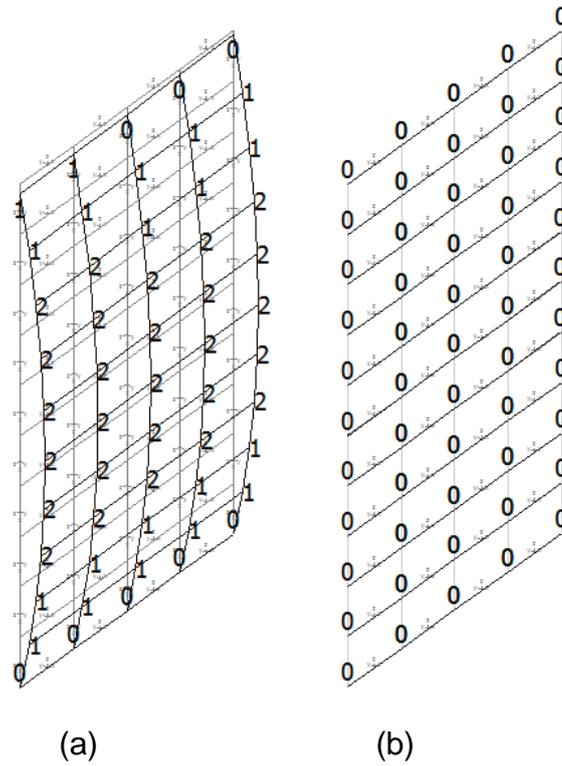


Figura 5.52. Caso *PP19* ( $\lambda=80$ ;  $\mu_{bd}=0,020$ ) - Modelo de malha  
 (a) Deslocamento (mm); (b) Momento Fletor na horizontal (kN.m)

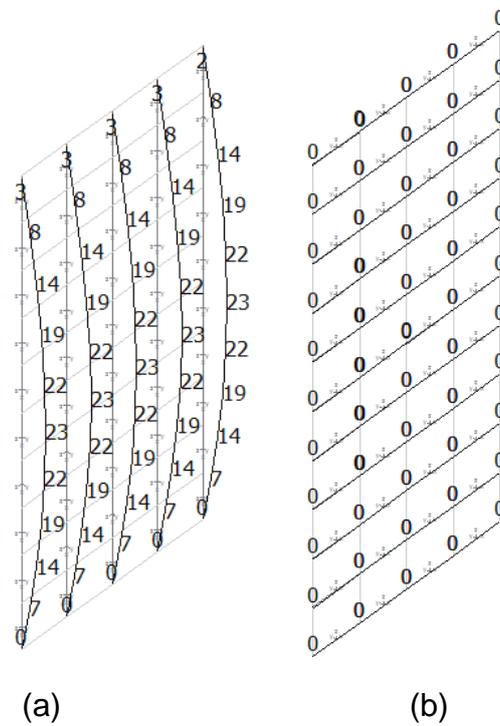


Figura 5.53. Caso *PP21* ( $\lambda=90$ ;  $\mu_{bd}=0,029$ ) - Modelo de malha  
 (a) Deslocamento (mm); (b) Momento Fletor na horizontal (kN.m)

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 6.1 Conclusões

As primeiras conclusões que podem ser obtidas neste trabalho são oriundas da revisão bibliográfica. A situação de projeto de pilares-parede no Brasil é bastante diferente da situação de outros países das Américas, Europa, Ásia e Oceania, principalmente em relação aos esforços solicitantes pois, na maioria desses países, os pilares-parede devem resistir aos esforços oriundos de abalos sísmicos enquanto que no Brasil a maior parte de seu território se encontra numa região em que os efeitos dos terremotos podem ser desprezados.

Ainda relacionado à revisão bibliográfica, é possível concluir que os cuidados especiais que se deve ter com a esbelteza e com as extremidades dos pilares-parede estão diretamente ligados à flambagem provocada pelos esforços oriundos de abalos sísmicos e que a ruptura por flambagem normalmente é precedida de um esmagamento da extremidade comprimida (com deslocamento do concreto do cobrimento) ou de uma elevada fissuração na extremidade provocada por grandes deformações de tração.

Em relação às simulações numéricas, é importante ressaltar que todas as conclusões estão restritas aos limites dos casos estudados. Apesar desses limites terem sido bastante abrangentes, qualquer extrapolação só pode ser feita mediante cuidadosa análise.

A primeira conclusão que pode ser tirada das simulações numéricas é que o modelo computacional composto por uma malha de barra (após terem sido feitos os ajustes) apresentou um comportamento adequado e, por isso, poderia ser uma boa alternativa para a simulação de pilares-parede.

De acordo com a expectativa, os efeitos de 2ª ordem (locais e localizados) são muitos pequenos nos casos onde as esbeltezas são baixas, próximas ao limite

de  $\lambda=35$ , confirmando a preconização da NBR6118:2014 que dispensa a análise desses efeitos quando a esbelteza é menor ou igual a esse limite.

Os efeitos localizados de 2ª ordem sofrem grande influência da esbelteza, do esforço normal e do momento fletor em torno do eixo de maior inércia, porém não apresentam variações significativas em função da relação entre as dimensões da seção transversal.

Os valores dos efeitos localizados de 2ª ordem obtidos pelo modelo de malha são relativamente baixos para a grande maioria dos casos. Os valores máximos obtidos para a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  utilizando esse modelo foram: 1,06 para os casos onde  $v_d=0,1$ ; 1,21 para os casos onde  $v_d=0,3$ ; 1,13 para os casos onde  $v_d=0,5$ ; 1,08 para os casos onde  $v_d=0,7$ ; 1,07 para os casos onde  $v_d=0,9$ ; 1,05 para os casos onde  $v_d=1,1$ . É importante frisar que para valores baixos de  $v_d$  os limites dos casos estudados foram determinados em função do aparecimento de tração na seção transversal e que nos casos onde os valores de  $v_d$  são elevados, apesar da premissa ser a mesma, os limites muitas vezes foram estabelecidos pela taxa máxima de armadura permitida pela NBR6118;2014.

O processo aproximado da NBR6118:2014 apresentou valores para os efeitos localizados de 2ª ordem bem maiores dos que os obtidos com o modelo de malha. Os valores máximos obtidos para a relação  $M_d/M_{d,PILAR}$  pelo processo aproximado da NBR6118:2014 foram: 1,07 para os casos onde  $v_d=0,1$ ; 1,55 para os casos onde  $v_d=0,3$ ; 1,89 para os casos onde  $v_d=0,5$ ; 1,52 para os casos onde  $v_d=0,7$ ; 1,35 para os casos onde  $v_d=0,9$ ; 1,13 para os casos onde  $v_d=1,1$ . Observa-se que os valores dessa relação são baixos para  $v_d=0,1$  e  $v_d=1,1$ , isso ocorre no primeiro caso porque para valores baixos de esforço normal os efeitos de 2ª ordem são realmente baixos. No segundo caso o motivo é que os valores das esbeltezas sempre são baixas, pois seriam necessárias taxas de armaduras maiores que 8% para que os pilares-parede resistissem aos esforços solicitantes em casos de esbeltezas mais elevadas.

No que diz respeito ao surgimento de momento fletor na direção horizontal em pilares-parede com seção transversal retangular, verificou-se que em nenhum dos casos analisados apareceu momento fletor nessa direção. Os resultados obtidos neste trabalho levam a crer que, no caso de pilares-parede com seções transversais retangulares, não exista flexão horizontal.

## **6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras**

A primeira sugestão para pesquisa é a execução de uma análise experimental de pilares-parede que contemple as variáveis estudadas neste trabalho.

Uma outra sugestão é fazer uma análise numérica com modelos tridimensionais, com não linearidades física e geométrica, observando a distribuição das tensões no concreto e na armadura.

Fazer um avanço na análise dos momentos fletores na horizontal com o intuito de verificar o surgimento desses momentos fletores em pilares-parede com seção transversal retangular.

Um outra sugestão é fazer uma análise da influência do momento fletor em torno do eixo de menor inércia da seção transversal do pilar-parede, pois neste trabalho ele sempre foi igual ao momento mínimo prescrito pela NBR6118:2014.

Analisar casos onde o momento fletor em torno do eixo de maior inércia provoque tensões de tração maiores do que as permitidas neste trabalho, principalmente para os casos em que o esforço normal é baixo.

Verificar casos em que o momento fletor em torno do eixo de menor inércia esteja concentrado na extremidade do pilar-parede e não uniformemente distribuído ao longo do comprimento da seção transversal, como foi feito neste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, José M. **Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.9, p.29-37, Novembro, 2006.

ARAÚJO, José M. **Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.10, p.1-10, Julho, 2007.

ARNOTT, Kenneth. **Shear Wall Analysis - New Modelling, Same Answer**. Journal of The Institution of Structural Engineers, Volume 83, No. 3, Fevereiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)**. Farmington Hills, 2014.

CARVALHO, Roberto C., PINHEIRO, Libânio, M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo, Pini, 2009.

FRANÇA, Ricardo L. e S., KIMURA, Alio E. **Resultados de recentes pesquisas para o dimensionamento das armaduras longitudinal e transversal em pilares-parede**. ENECE 2006 - 9º Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2006.

FUSCO, Péricles B. **Estruturas de concreto: solicitações normais; estados limites últimos; teoria e aplicações**. Rio de Janeiro, Ganabara Dois, 1986.

KIMURA, Alio E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com uso de sistemas computacionais**. São Paulo, Pini, 2007.

MELO, Carlos E. L. **Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal**. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

ORAKCAL, Kutay, WALLACE, John W., CONDE, Joel P. **Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls - Model Attributes**. ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 5, Setembro-Outubro, 2004.

ORAKCAL, Kutay, WALLACE, John W. **Modeling of Slender Reinforced Concrete Walls**. 13th World Conference on Earthquake Engineering, No 555, Vancouver, B.C., Canada, Agosto, 2004.

PARRA, P. F., MOEHLE, J. P. **Lateral Buckling in Reinforced Concrete Walls**. 10NCEE - Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, Alaska, July 21-25, 2014.

RIBEIRO, KLEYSER. **Diagramas para Verificação de Pilares Retangulares em Concreto Armado Submetidos à Flexão Composta Normal**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2011.

SOLTANI, Ali, BEHNAMFAR, Farhad, BEHFARNIA, Kiacherhr, BERAHMAN, Farshad. **Numerical Tools for Modeling of RC Shear Walls**. Proceedings of 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011. Leuven, Belgium, Julho, 2011.

SRITHARAN, S., ZHAO, J., WAUGH, J., AALETI, S. **Nonlinear Analysis of Rectangular and T-Shaped Concrete Walls**. Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Iowa State University, Ames, Dezembro, 2008.

THOMSEN, John H. IV, WALLACE, John W. **Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls - Experimental Verification**. J. Struct. Eng., ASCE, Vol. 130, No. 4, pp 618-630, 2004.

WALLACE, John W., MOEHLE, J. P. **Behavior and Design of Structural Walls - Lessons from Recent Laboratory Tests & Earthquakes**. International Symposium on Engineering, Lesson Learned from the 2011 Great East Earthquakes, Tokio, 2012.

WIGHT, James K.; MACGREGOR, James G. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 5 ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.

## ANEXOS

**CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS E RESULTADOS OBTIDOS NAS ANÁLISES NUMÉRICAS PARA MOMENTOS TOTAIS E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.**

| PP1    |                    |                       |                        |                        |                           |      |       |                       |      |       |
|--------|--------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|------|-------|-----------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)              | f <sub>ck</sub> (Mpa) | N <sub>d</sub> (kN)    | M <sub>hd</sub> (kN.m) | M <sub>d,tot</sub> (kN.m) |      |       | δ <sub>tot</sub> (mm) |      |       |
| 0,71   | 0,14               | 25                    | 175                    | 3,36                   |                           |      |       |                       |      |       |
| Modelo | l <sub>e</sub> (m) | Caso                  | M <sub>bd</sub> (kN.m) | A <sub>s</sub>         | PILAR                     | NBR  | MALHA | PILAR                 | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45               | 1                     | 2,63                   | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,69 | 1,68  | 0,33                  | 0,33 | 0,33  |
|        |                    | 2                     | 5,25                   | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,69 | 1,68  | 0,33                  | 0,33 | 0,33  |
|        |                    | 3                     | 7,88                   | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,69 | 1,69  | 0,34                  | 0,34 | 0,34  |
|        |                    | 4                     | 10,50                  | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,69 | 1,69  | 0,34                  | 0,34 | 0,35  |
|        |                    | 5                     | 13,13                  | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,69 | 1,69  | 0,35                  | 0,35 | 0,36  |
|        |                    | 6                     | 15,75                  | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,70 | 1,69  | 0,36                  | 0,36 | 0,38  |
|        |                    | 7                     | 18,38                  | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,70 | 1,69  | 0,38                  | 0,36 | 0,40  |
|        |                    | 8                     | 21,00                  | 8 φ 10                 | 1,69                      | 1,70 | 1,70  | 0,40                  | 0,36 | 0,43  |
|        |                    | 9                     | 23,63                  | 8 φ 10                 | 1,70                      | 1,70 | 1,71  | 0,42                  | 0,37 | 0,47  |
|        |                    | 10                    | 26,25                  | 8 φ 10                 | 1,70                      | 1,70 | 1,71  | 0,45                  | 0,38 | 0,50  |
| 2      | 2,02               | 1                     | 2,63                   | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,71 | 1,70  | 0,61                  | 0,61 | 0,62  |
|        |                    | 2                     | 5,25                   | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,72 | 1,70  | 0,61                  | 0,62 | 0,62  |
|        |                    | 3                     | 7,88                   | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,72 | 1,70  | 0,62                  | 0,62 | 0,62  |
|        |                    | 4                     | 10,50                  | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,73 | 1,71  | 0,63                  | 0,64 | 0,65  |
|        |                    | 5                     | 13,13                  | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,73 | 1,71  | 0,65                  | 0,64 | 0,67  |
|        |                    | 6                     | 15,75                  | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,73 | 1,72  | 0,67                  | 0,64 | 0,70  |
|        |                    | 7                     | 18,38                  | 8 φ 10                 | 1,71                      | 1,74 | 1,72  | 0,70                  | 0,66 | 0,75  |
|        |                    | 8                     | 21,00                  | 8 φ 10                 | 1,72                      | 1,74 | 1,74  | 0,74                  | 0,66 | 0,80  |
|        |                    | 9                     | 23,63                  | 8 φ 10                 | 1,72                      | 1,74 | 1,75  | 0,78                  | 0,68 | 0,87  |
|        |                    | 10                    | 26,25                  | 8 φ 10                 | 1,73                      | 1,75 | 1,76  | 0,84                  | 0,68 | 0,93  |
| 3      | 2,42               | 1                     | 2,63                   | 8 φ 10                 | 1,73                      | 1,73 | 1,73  | 0,85                  | 0,86 | 0,87  |
|        |                    | 2                     | 5,25                   | 8 φ 10                 | 1,73                      | 1,74 | 1,73  | 0,86                  | 0,88 | 0,87  |
|        |                    | 3                     | 7,88                   | 8 φ 10                 | 1,73                      | 1,74 | 1,73  | 0,87                  | 0,88 | 0,88  |
|        |                    | 4                     | 10,50                  | 8 φ 10                 | 1,73                      | 1,75 | 1,73  | 0,89                  | 0,89 | 0,91  |
|        |                    | 5                     | 13,13                  | 8 φ 10                 | 1,73                      | 1,75 | 1,73  | 0,92                  | 0,90 | 0,94  |
|        |                    | 6                     | 15,75                  | 8 φ 10                 | 1,74                      | 1,76 | 1,75  | 0,95                  | 0,91 | 0,99  |
|        |                    | 7                     | 18,38                  | 8 φ 10                 | 1,74                      | 1,76 | 1,75  | 1,00                  | 0,92 | 1,05  |
|        |                    | 8                     | 21,00                  | 8 φ 10                 | 1,75                      | 1,77 | 1,77  | 1,05                  | 0,94 | 1,14  |
|        |                    | 9                     | 23,63                  | 8 φ 10                 | 1,75                      | 1,77 | 1,79  | 1,11                  | 0,94 | 1,22  |
|        |                    | 10                    | 26,25                  | 8 φ 10                 | 1,76                      | 1,77 | 1,81  | 1,20                  | 0,96 | 1,34  |
| 4      | 2,83               | 1                     | 2,63                   | 8 φ 10                 | 1,76                      | 1,76 | 1,75  | 1,17                  | 1,17 | 1,17  |
|        |                    | 2                     | 5,25                   | 8 φ 10                 | 1,76                      | 1,77 | 1,75  | 1,17                  | 1,18 | 1,17  |
|        |                    | 3                     | 7,88                   | 8 φ 10                 | 1,76                      | 1,77 | 1,76  | 1,19                  | 1,19 | 1,18  |
|        |                    | 4                     | 10,50                  | 8 φ 10                 | 1,76                      | 1,78 | 1,76  | 1,21                  | 1,20 | 1,23  |
|        |                    | 5                     | 13,13                  | 8 φ 10                 | 1,77                      | 1,79 | 1,77  | 1,24                  | 1,22 | 1,28  |
|        |                    | 6                     | 15,75                  | 8 φ 10                 | 1,77                      | 1,79 | 1,78  | 1,29                  | 1,23 | 1,34  |
|        |                    | 7                     | 18,38                  | 8 φ 10                 | 1,78                      | 1,80 | 1,79  | 1,36                  | 1,25 | 1,42  |
|        |                    | 8                     | 21,00                  | 8 φ 10                 | 1,78                      | 1,81 | 1,81  | 1,43                  | 1,26 | 1,54  |
|        |                    | 9                     | 23,63                  | 8 φ 10                 | 1,78                      | 1,81 | 1,84  | 1,53                  | 1,28 | 1,66  |
|        |                    | 10                    | 26,25                  | 8 φ 10                 | 1,79                      | 1,83 | 1,86  | 1,64                  | 1,30 | 1,79  |
| 5      | 3,24               | 1                     | 2,63                   | 8 φ 10                 | 1,79                      | 1,80 | 1,79  | 1,52                  | 1,53 | 1,53  |
|        |                    | 2                     | 5,25                   | 8 φ 10                 | 1,79                      | 1,81 | 1,79  | 1,53                  | 1,55 | 1,53  |
|        |                    | 3                     | 7,88                   | 8 φ 10                 | 1,79                      | 1,82 | 1,79  | 1,55                  | 1,56 | 1,55  |
|        |                    | 4                     | 10,50                  | 8 φ 10                 | 1,79                      | 1,82 | 1,80  | 1,58                  | 1,57 | 1,61  |
|        |                    | 5                     | 13,13                  | 8 φ 10                 | 1,79                      | 1,83 | 1,81  | 1,63                  | 1,60 | 1,67  |
|        |                    | 6                     | 15,75                  | 8 φ 10                 | 1,80                      | 1,84 | 1,82  | 1,70                  | 1,61 | 1,75  |
|        |                    | 7                     | 18,38                  | 8 φ 10                 | 1,81                      | 1,85 | 1,84  | 1,78                  | 1,64 | 1,86  |
|        |                    | 8                     | 21,00                  | 8 φ 10                 | 1,82                      | 1,86 | 1,87  | 1,89                  | 1,66 | 2,02  |
|        |                    | 9                     | 23,63                  | 8 φ 10                 | 1,83                      | 1,87 | 1,90  | 2,01                  | 1,67 | 2,19  |
|        |                    | 10                    | 26,25                  | 8 φ 10                 | 1,84                      | 1,87 | 1,94  | 2,17                  | 1,70 | 2,36  |
| 6      | 3,64               | 1                     | 2,63                   | 8 φ 10                 | 1,82                      | 1,83 | 1,82  | 1,89                  | 1,90 | 1,89  |
|        |                    | 2                     | 5,25                   | 8 φ 10                 | 1,82                      | 1,84 | 1,82  | 1,90                  | 1,91 | 1,89  |
|        |                    | 3                     | 7,88                   | 8 φ 10                 | 1,82                      | 1,85 | 1,82  | 1,92                  | 1,94 | 1,91  |
|        |                    | 4                     | 10,50                  | 8 φ 10                 | 1,83                      | 1,87 | 1,83  | 1,96                  | 1,96 | 1,99  |
|        |                    | 5                     | 13,13                  | 8 φ 10                 | 1,83                      | 1,88 | 1,84  | 2,03                  | 1,98 | 2,07  |
|        |                    | 6                     | 15,75                  | 8 φ 10                 | 1,84                      | 1,89 | 1,86  | 2,11                  | 2,01 | 2,17  |
|        |                    | 7                     | 18,38                  | 8 φ 10                 | 1,85                      | 1,90 | 1,89  | 2,22                  | 2,03 | 2,32  |
|        |                    | 8                     | 21,00                  | 8 φ 10                 | 1,85                      | 1,91 | 1,93  | 2,36                  | 2,06 | 2,52  |
|        |                    | 9                     | 23,63                  | 8 φ 10                 | 1,87                      | 1,92 | 1,96  | 2,52                  | 2,08 | 2,73  |
|        |                    | 10                    | 26,25                  | 8 φ 10                 | 1,89                      | 1,93 | 2,00  | 2,72                  | 2,12 | 2,95  |

|        |           | PP2            |                 |                 |                    |      |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |      |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 0,71   | 0,14      | 25             | 525             | 10,8            |                    |      |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR  | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 7,88            | 8 $\phi$ 10     | 5,34               | 5,36 | 5,33  | 1,09                | 1,10  | 1,11  |
|        |           | 2              | 15,75           | 8 $\phi$ 10     | 5,34               | 5,38 | 5,33  | 1,09                | 1,12  | 1,11  |
|        |           | 3              | 23,63           | 8 $\phi$ 10     | 5,34               | 5,39 | 5,33  | 1,11                | 1,14  | 1,13  |
|        |           | 4              | 31,50           | 8 $\phi$ 10     | 5,34               | 5,41 | 5,33  | 1,14                | 1,16  | 1,17  |
|        |           | 5              | 39,38           | 8 $\phi$ 10     | 5,34               | 5,43 | 5,34  | 1,17                | 1,18  | 1,21  |
|        |           | 6              | 47,25           | 8 $\phi$ 10     | 5,37               | 5,44 | 5,39  | 1,22                | 1,21  | 1,28  |
|        |           | 7              | 55,13           | 8 $\phi$ 10     | 5,39               | 5,46 | 5,44  | 1,29                | 1,23  | 1,37  |
|        |           | 8              | 63,00           | 8 $\phi$ 10     | 5,39               | 5,52 | 5,49  | 1,37                | 1,26  | 1,48  |
|        |           | 9              | 70,88           | 8 $\phi$ 10     | 5,42               | 5,53 | 5,56  | 1,47                | 1,28  | 1,60  |
|        |           | 10             | 78,75           | 8 $\phi$ 10     | 5,44               | 5,55 | 5,63  | 1,58                | 1,31  | 1,72  |
| 2      | 2,02      | 1              | 7,88            | 8 $\phi$ 10     | 5,58               | 5,61 | 5,56  | 2,06                | 2,08  | 2,08  |
|        |           | 2              | 15,75           | 8 $\phi$ 10     | 5,58               | 5,67 | 5,56  | 2,07                | 2,11  | 2,08  |
|        |           | 3              | 23,63           | 8 $\phi$ 10     | 5,60               | 5,70 | 5,60  | 2,10                | 2,15  | 2,13  |
|        |           | 4              | 31,50           | 8 $\phi$ 10     | 5,60               | 5,74 | 5,61  | 2,17                | 2,19  | 2,19  |
|        |           | 5              | 39,38           | 8 $\phi$ 10     | 5,63               | 5,77 | 5,66  | 2,25                | 2,23  | 2,29  |
|        |           | 6              | 47,25           | 8 $\phi$ 10     | 5,65               | 5,84 | 5,71  | 2,35                | 2,28  | 2,42  |
|        |           | 7              | 55,13           | 8 $\phi$ 10     | 5,68               | 5,88 | 5,82  | 2,50                | 2,33  | 2,61  |
|        |           | 8              | 63,00           | 8 $\phi$ 10     | 5,73               | 5,91 | 5,93  | 2,67                | 2,39  | 2,83  |
|        |           | 9              | 70,88           | 8 $\phi$ 10     | 5,79               | 5,99 | 6,06  | 2,88                | 2,44  | 3,09  |
|        |           | 10             | 78,75           | 8 $\phi$ 10     | 5,84               | 6,02 | 6,23  | 3,13                | 2,50  | 3,35  |
| 3      | 2,42      | 1              | 7,88            | 8 $\phi$ 10     | 5,78               | 5,89 | 5,80  | 2,98                | 3,01  | 3,01  |
|        |           | 2              | 15,75           | 8 $\phi$ 10     | 5,84               | 5,94 | 5,80  | 3,01                | 3,07  | 3,01  |
|        |           | 3              | 23,63           | 8 $\phi$ 10     | 5,84               | 5,99 | 5,84  | 3,07                | 3,13  | 3,08  |
|        |           | 4              | 31,50           | 8 $\phi$ 10     | 5,86               | 6,07 | 5,89  | 3,16                | 3,19  | 3,18  |
|        |           | 5              | 39,38           | 8 $\phi$ 10     | 5,89               | 6,12 | 5,95  | 3,29                | 3,27  | 3,32  |
|        |           | 6              | 47,25           | 8 $\phi$ 10     | 5,94               | 6,20 | 6,06  | 3,46                | 3,35  | 3,53  |
|        |           | 7              | 55,13           | 8 $\phi$ 10     | 5,97               | 6,29 | 6,18  | 3,68                | 3,43  | 3,82  |
|        |           | 8              | 63,00           | 8 $\phi$ 10     | 6,05               | 6,35 | 6,35  | 3,96                | 3,52  | 4,17  |
|        |           | 9              | 70,88           | 8 $\phi$ 10     | 6,13               | 6,44 | 6,57  | 4,30                | 3,61  | 4,57  |
|        |           | 10             | 78,75           | 8 $\phi$ 10     | 6,26               | 6,50 | 6,84  | 4,74                | 3,71  | 5,01  |
| 4      | 2,83      | 1              | 7,88            | 8 $\phi$ 10     | 6,13               | 6,20 | 6,13  | 4,21                | 4,26  | 4,25  |
|        |           | 2              | 15,75           | 8 $\phi$ 10     | 6,13               | 6,29 | 6,13  | 4,26                | 4,34  | 4,25  |
|        |           | 3              | 23,63           | 8 $\phi$ 10     | 6,15               | 6,42 | 6,18  | 4,34                | 4,47  | 4,34  |
|        |           | 4              | 31,50           | 8 $\phi$ 10     | 6,18               | 6,53 | 6,27  | 4,47                | 4,58  | 4,50  |
|        |           | 5              | 39,38           | 8 $\phi$ 10     | 6,26               | 6,64 | 6,37  | 4,70                | 4,70  | 4,72  |
|        |           | 6              | 47,25           | 8 $\phi$ 10     | 6,31               | 6,75 | 6,53  | 4,96                | 4,84  | 5,05  |
|        |           | 7              | 55,13           | 8 $\phi$ 10     | 6,42               | 6,86 | 6,75  | 5,31                | 4,99  | 5,50  |
|        |           | 8              | 63,00           | 8 $\phi$ 10     | 6,52               | 6,98 | 7,03  | 5,76                | 5,13  | 6,06  |
|        |           | 9              | 70,88           | 8 $\phi$ 10     | 6,65               | 7,10 | 7,36  | 6,33                | 5,29  | 6,69  |
|        |           | 10             | 78,75           | 8 $\phi$ 10     | 6,78               | 7,27 | 7,70  | 6,98                | 5,48  | 7,35  |
| 5      | 3,24      | 1              | 7,88            | 8 $\phi$ 10     | 6,55               | 6,67 | 6,58  | 5,82                | 5,90  | 5,87  |
|        |           | 2              | 15,75           | 8 $\phi$ 10     | 6,57               | 6,80 | 6,58  | 5,88                | 6,06  | 5,87  |
|        |           | 3              | 23,63           | 8 $\phi$ 10     | 6,60               | 6,95 | 6,67  | 6,03                | 6,23  | 6,01  |
|        |           | 4              | 31,50           | 8 $\phi$ 10     | 6,65               | 7,09 | 6,78  | 6,25                | 6,42  | 6,24  |
|        |           | 5              | 39,38           | 8 $\phi$ 10     | 6,70               | 7,26 | 6,91  | 6,54                | 6,62  | 6,57  |
|        |           | 6              | 47,25           | 8 $\phi$ 10     | 6,81               | 7,47 | 7,16  | 6,96                | 6,90  | 7,07  |
|        |           | 7              | 55,13           | 8 $\phi$ 10     | 6,97               | 7,66 | 7,52  | 7,54                | 7,14  | 7,80  |
|        |           | 8              | 63,00           | 8 $\phi$ 10     | 7,12               | 7,85 | 7,94  | 8,25                | 7,41  | 8,65  |
|        |           | 9              | 70,88           | 8 $\phi$ 10     | 7,33               | 8,05 | 8,42  | 9,15                | 7,71  | 9,66  |
|        |           | 10             | 78,75           | 8 $\phi$ 10     | 7,62               | 8,30 | 8,91  | 10,32               | 8,04  | 10,70 |
| 6      | 3,64      | 1              | 7,88            | 8 $\phi$ 10     | 7,02               | 7,17 | 7,09  | 7,66                | 7,78  | 7,72  |
|        |           | 2              | 15,75           | 8 $\phi$ 10     | 7,05               | 7,36 | 7,09  | 7,76                | 8,02  | 7,72  |
|        |           | 3              | 23,63           | 8 $\phi$ 10     | 7,10               | 7,58 | 7,21  | 7,96                | 8,30  | 7,94  |
|        |           | 4              | 31,50           | 8 $\phi$ 10     | 7,18               | 7,78 | 7,37  | 8,29                | 8,60  | 8,27  |
|        |           | 5              | 39,38           | 8 $\phi$ 10     | 7,28               | 8,02 | 7,64  | 8,75                | 8,93  | 8,78  |
|        |           | 6              | 47,25           | 8 $\phi$ 10     | 7,41               | 8,27 | 7,96  | 9,37                | 9,14  | 9,51  |
|        |           | 7              | 55,13           | 8 $\phi$ 10     | 7,62               | 8,60 | 8,49  | 10,24               | 9,82  | 10,60 |
|        |           | 8              | 63,00           | 8 $\phi$ 10     | 7,91               | 8,92 | 9,07  | 11,41               | 10,29 | 11,92 |
|        |           | 9              | 70,88           | 8 $\phi$ 10     | 8,28               | 9,24 | 9,79  | 12,95               | 10,84 | 13,53 |
|        |           | 10             | 78,75           | 8 $\phi$ 10     | 8,75               | 9,67 | 10,57 | 15,01               | 11,51 | 15,23 |

| PP3    |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 0,71   | 0,14      | 25             | 884             | 17,0            |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 13,26           | 8 $\phi$ 10     | 9,33               | 9,38  | 9,26  | 2,05                | 2,09  | 2,03  |
|        |           | 2              | 26,51           | 8 $\phi$ 10     | 9,33               | 9,49  | 9,26  | 2,07                | 2,15  | 2,03  |
|        |           | 3              | 39,77           | 8 $\phi$ 10     | 9,33               | 9,54  | 9,28  | 2,13                | 2,22  | 2,08  |
|        |           | 4              | 53,03           | 8 $\phi$ 10     | 9,37               | 9,65  | 9,34  | 2,20                | 2,29  | 2,15  |
|        |           | 5              | 66,28           | 8 $\phi$ 10     | 9,42               | 9,71  | 9,43  | 2,32                | 2,37  | 2,27  |
|        |           | 6              | 79,54           | 8 $\phi$ 10     | 9,50               | 9,83  | 9,58  | 2,46                | 2,45  | 2,44  |
|        |           | 7              | 92,79           | 8 $\phi$ 10     | 9,59               | 9,96  | 9,60  | 2,67                | 2,56  | 2,68  |
|        |           | 8              | 106,05          | 8 $\phi$ 12,5   | 9,59               | 9,96  | 9,83  | 2,73                | 2,53  | 2,75  |
|        |           | 9              | 119,31          | 8 $\phi$ 12,5   | 9,72               | 10,09 | 10,05 | 3,01                | 2,63  | 3,00  |
|        |           | 10             | 132,56          | 8 $\phi$ 16     | 9,68               | 10,08 | 9,95  | 2,90                | 2,51  | 2,83  |
| 2      | 2,02      | 1              | 13,26           | 8 $\phi$ 10     | 10,17              | 10,32 | 10,19 | 4,09                | 4,18  | 4,13  |
|        |           | 2              | 26,51           | 8 $\phi$ 10     | 10,21              | 10,53 | 10,19 | 4,15                | 4,33  | 4,13  |
|        |           | 3              | 39,77           | 8 $\phi$ 10     | 10,25              | 10,75 | 10,31 | 4,27                | 4,21  | 4,25  |
|        |           | 4              | 53,03           | 8 $\phi$ 10     | 10,39              | 10,98 | 10,40 | 4,48                | 4,71  | 4,42  |
|        |           | 5              | 66,28           | 8 $\phi$ 10     | 10,48              | 11,23 | 10,57 | 4,75                | 4,93  | 4,68  |
|        |           | 6              | 79,54           | 8 $\phi$ 10     | 10,65              | 11,36 | 10,89 | 5,13                | 5,13  | 5,04  |
|        |           | 7              | 92,79           | 8 $\phi$ 12,5   | 10,70              | 11,55 | 11,07 | 5,28                | 5,12  | 5,26  |
|        |           | 8              | 106,05          | 8 $\phi$ 12,5   | 10,92              | 11,72 | 11,50 | 5,83                | 5,09  | 5,80  |
|        |           | 9              | 119,31          | 8 $\phi$ 16     | 10,87              | 11,89 | 11,42 | 5,70                | 5,28  | 5,73  |
|        |           | 10             | 132,56          | 8 $\phi$ 16     | 11,09              | 12,17 | 11,74 | 6,25                | 5,56  | 6,19  |
| 3      | 2,42      | 1              | 13,26           | 8 $\phi$ 10     | 11,18              | 11,40 | 11,23 | 6,34                | 6,53  | 6,43  |
|        |           | 2              | 26,51           | 8 $\phi$ 10     | 11,23              | 11,73 | 11,23 | 6,47                | 6,81  | 6,43  |
|        |           | 3              | 39,77           | 8 $\phi$ 10     | 11,32              | 12,12 | 11,36 | 6,69                | 7,18  | 6,63  |
|        |           | 4              | 53,03           | 8 $\phi$ 10     | 11,49              | 12,48 | 11,67 | 7,10                | 7,58  | 6,99  |
|        |           | 5              | 66,28           | 8 $\phi$ 10     | 11,71              | 12,85 | 12,05 | 7,64                | 8,01  | 7,47  |
|        |           | 6              | 79,54           | 8 $\phi$ 12,5   | 11,80              | 13,12 | 12,31 | 7,90                | 8,09  | 7,76  |
|        |           | 7              | 92,79           | 8 $\phi$ 16     | 11,80              | 13,27 | 12,45 | 7,93                | 8,00  | 8,03  |
|        |           | 8              | 106,05          | 8 $\phi$ 16     | 12,11              | 13,88 | 12,94 | 8,69                | 8,61  | 8,75  |
|        |           | 9              | 119,31          | 8 $\phi$ 16     | 12,55              | 14,39 | 13,52 | 9,73                | 9,22  | 9,48  |
|        |           | 10             | 132,56          | 8 $\phi$ 20     | 12,29              | 14,34 | 13,22 | 9,17                | 10,76 | 9,14  |
| 4      | 2,83      | 1              | 13,26           | 8 $\phi$ 10     | 12,64              | 13,05 | 12,86 | 9,78                | 10,16 | 9,93  |
|        |           | 2              | 26,51           | 8 $\phi$ 10     | 12,73              | 13,62 | 12,86 | 10,01               | 10,77 | 9,93  |
|        |           | 3              | 39,77           | 8 $\phi$ 10     | 12,91              | 14,33 | 13,20 | 10,46               | 11,65 | 10,34 |
|        |           | 4              | 53,03           | 8 $\phi$ 12,5   | 12,91              | 14,42 | 13,36 | 10,52               | 11,44 | 10,37 |
|        |           | 5              | 66,28           | 8 $\phi$ 12,5   | 13,30              | 14,72 | 13,93 | 11,49               | 11,90 | 11,11 |
|        |           | 6              | 79,54           | 8 $\phi$ 16     | 13,17              | 15,75 | 13,89 | 11,18               | 12,63 | 11,23 |
|        |           | 7              | 92,79           | 8 $\phi$ 16     | 13,66              | 16,85 | 14,65 | 12,40               | 14,11 | 12,35 |
|        |           | 8              | 106,05          | 8 $\phi$ 20     | 13,48              | 16,61 | 14,31 | 12,00               | 13,03 | 11,77 |
|        |           | 9              | 119,31          | 8 $\phi$ 20     | 14,01              | 17,72 | 14,91 | 13,24               | 14,48 | 12,73 |
|        |           | 10             | 132,56          | 8 $\phi$ 20     | 14,59              | 17,66 | 15,50 | 14,69               | 14,53 | 13,64 |
| 5      | 3,24      | 1              | 13,26           | 8 $\phi$ 16     | 14,81              | 15,73 | 15,29 | 15,00               | 15,92 | 15,44 |
|        |           | 2              | 26,51           | 8 $\phi$ 16     | 14,98              | 17,70 | 15,29 | 15,50               | 19,77 | 15,44 |
|        |           | 3              | 39,77           | 8 $\phi$ 16     | 15,42              | 17,85 | 15,95 | 16,59               | 19,70 | 16,44 |
|        |           | 4              | 53,03           | 8 $\phi$ 20     | 15,20              | 20,07 | 15,73 | 16,05               | 23,26 | 15,76 |
|        |           | 5              | 66,28           | 8 $\phi$ 20     | 15,82              | 19,90 | 16,41 | 17,54               | 22,43 | 16,98 |
|        |           | 6              | 79,54           | 8 $\phi$ 20     | 16,79              | 19,83 | 17,44 | 19,99               | 22,28 | 18,87 |
|        |           | 7              | 92,79           | 8 $\phi$ 25     | 15,96              | 22,20 | 16,83 | 17,88               | 25,73 | 17,62 |
|        |           | 8              | 106,05          | 8 $\phi$ 25     | 16,53              | 21,41 | 17,55 | 19,40               | 23,69 | 19,04 |
|        |           | 9              | 119,31          | 8 $\phi$ 25     | 17,41              | 23,11 | 18,34 | 21,57               | 23,17 | 20,74 |
|        |           | 10             | 132,56          | 10 $\phi$ 25    | 16,49              | 24,81 | 17,74 | 19,26               | 27,20 | 18,61 |
| 6      | 3,64      | 1              | 13,26           | 8 $\phi$ 25     | 18,30              | 22,12 | 18,92 | 23,65               | 32,00 | 24,48 |
|        |           | 2              | 26,51           | 8 $\phi$ 25     | 18,69              | 24,62 | 18,92 | 24,65               | 38,24 | 24,48 |
|        |           | 3              | 39,77           | 8 $\phi$ 25     | 19,49              | 24,37 | 19,76 | 26,73               | 36,59 | 26,22 |
|        |           | 4              | 53,03           | 8 $\phi$ 25     | 20,73              | 24,50 | 21,13 | 30,01               | 36,20 | 29,36 |
|        |           | 5              | 66,28           | 10 $\phi$ 25    | 18,03              | 28,98 | 18,80 | 22,95               | 41,56 | 23,42 |
|        |           | 6              | 79,54           | 10 $\phi$ 25    | 18,83              | 28,06 | 19,53 | 24,94               | 38,79 | 25,28 |
|        |           | 7              | 92,79           | 10 $\phi$ 25    | 19,89              | 28,84 | 20,50 | 27,60               | 40,03 | 27,67 |
|        |           | 8              | 106,05          | 10 $\phi$ 25    | 21,70              | 27,20 | 21,67 | 32,24               | 35,80 | 30,83 |
|        |           | 9              | 119,31          | 12 $\phi$ 25    | 18,61              | 29,73 | 19,36 | 24,37               | 40,95 | 23,31 |
|        |           | 10             | 132,56          | 12 $\phi$ 25    | 19,27              | 28,78 | 20,02 | 26,15               | 38,27 | 24,70 |

| PP4    |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 0,71   | 0,14      | 25             | 1237            | 23,8            |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 18,56           | 8 $\phi$ 16     | 13,76              | 13,94 | 13,81 | 3,25                | 3,32  | 3,32  |
|        |           | 2              | 37,12           | 8 $\phi$ 16     | 13,82              | 14,13 | 13,81 | 3,33                | 3,47  | 3,32  |
|        |           | 3              | 55,68           | 8 $\phi$ 20     | 13,82              | 14,18 | 13,78 | 3,31                | 3,38  | 3,27  |
|        |           | 4              | 74,24           | 8 $\phi$ 20     | 13,88              | 14,38 | 13,95 | 3,46                | 3,53  | 3,42  |
|        |           | 5              | 92,79           | 8 $\phi$ 20     | 14,01              | 14,42 | 14,18 | 3,67                | 3,63  | 3,59  |
|        |           | 6              | 111,35          | 8 $\phi$ 25     | 13,88              | 14,46 | 14,18 | 3,59                | 3,38  | 3,52  |
|        |           | 7              | 129,91          | 8 $\phi$ 25     | 13,94              | 14,67 | 14,37 | 3,78                | 3,52  | 3,70  |
|        |           | 8              | 148,47          | 8 $\phi$ 25     | 14,12              | 14,94 | 14,53 | 4,02                | 3,59  | 3,90  |
|        |           | 9              | 167,03          | 10 $\phi$ 25    | 14,25              | 15,20 | 14,65 | 4,06                | 3,79  | 3,97  |
|        |           | 10             | 185,59          | 10 $\phi$ 25    | 14,38              | 15,54 | 14,85 | 4,32                | 4,00  | 4,17  |
| 2      | 2,02      | 1              | 18,56           | 8 $\phi$ 20     | 15,55              | 15,85 | 15,68 | 6,23                | 6,36  | 6,36  |
|        |           | 2              | 37,12           | 8 $\phi$ 20     | 15,61              | 16,36 | 15,68 | 6,36                | 6,69  | 6,36  |
|        |           | 3              | 55,68           | 8 $\phi$ 20     | 15,74              | 16,83 | 15,87 | 6,58                | 7,09  | 6,59  |
|        |           | 4              | 74,24           | 8 $\phi$ 20     | 15,99              | 17,33 | 16,15 | 6,94                | 7,50  | 6,87  |
|        |           | 5              | 92,79           | 8 $\phi$ 25     | 15,86              | 17,36 | 16,14 | 6,69                | 7,09  | 6,74  |
|        |           | 6              | 111,35          | 8 $\phi$ 25     | 16,04              | 18,05 | 16,39 | 7,04                | 7,62  | 7,08  |
|        |           | 7              | 129,91          | 8 $\phi$ 25     | 16,29              | 18,78 | 16,72 | 7,47                | 8,19  | 7,49  |
|        |           | 8              | 148,47          | 8 $\phi$ 25     | 16,60              | 19,36 | 17,13 | 7,95                | 8,78  | 7,90  |
|        |           | 9              | 167,03          | 10 $\phi$ 25    | 16,36              | 18,12 | 16,86 | 7,61                | 6,85  | 7,13  |
|        |           | 10             | 185,59          | 10 $\phi$ 25    | 16,67              | 18,57 | 17,19 | 8,10                | 7,18  | 7,48  |
| 3      | 2,42      | 1              | 18,56           | 8 $\phi$ 25     | 17,78              | 18,35 | 18,07 | 9,95                | 10,25 | 10,15 |
|        |           | 2              | 37,12           | 8 $\phi$ 25     | 17,84              | 19,08 | 18,07 | 10,12               | 10,89 | 10,15 |
|        |           | 3              | 55,68           | 8 $\phi$ 25     | 18,09              | 20,22 | 18,45 | 10,51               | 11,95 | 10,59 |
|        |           | 4              | 74,24           | 8 $\phi$ 25     | 18,40              | 20,82 | 18,81 | 11,05               | 12,57 | 11,05 |
|        |           | 5              | 92,79           | 8 $\phi$ 25     | 18,83              | 20,93 | 19,31 | 11,75               | 12,41 | 11,60 |
|        |           | 6              | 111,35          | 10 $\phi$ 25    | 18,46              | 21,04 | 19,20 | 11,24               | 11,36 | 10,88 |
|        |           | 7              | 129,91          | 10 $\phi$ 25    | 18,95              | 22,44 | 19,64 | 12,05               | 12,63 | 11,46 |
|        |           | 8              | 148,47          | 12 $\phi$ 25    | 18,46              | 24,11 | 19,03 | 11,23               | 14,18 | 10,96 |
|        |           | 9              | 167,03          | 12 $\phi$ 25    | 18,89              | 24,24 | 19,40 | 11,92               | 14,33 | 11,52 |
|        |           | 10             | 185,59          | 12 $\phi$ 25    | 19,33              | 24,84 | 19,76 | 12,71               | 14,97 | 12,12 |
| 4      | 2,83      | 1              | 18,56           | 10 $\phi$ 25    | 22,67              | 21,96 | 22,21 | 18,48               | 16,20 | 17,15 |
|        |           | 2              | 37,12           | 10 $\phi$ 25    | 23,16              | 24,10 | 22,21 | 19,28               | 18,61 | 17,15 |
|        |           | 3              | 55,68           | 12 $\phi$ 25    | 21,37              | 26,84 | 21,56 | 16,12               | 22,18 | 15,94 |
|        |           | 4              | 74,24           | 12 $\phi$ 25    | 21,74              | 26,94 | 22,05 | 16,82               | 22,04 | 16,63 |
|        |           | 5              | 92,79           | 12 $\phi$ 25    | 22,30              | 26,73 | 22,58 | 17,83               | 21,57 | 17,55 |
|        |           | 6              | 111,35          | 12 $\phi$ 25    | 23,10              | 26,84 | 23,33 | 19,17               | 21,50 | 18,57 |
|        |           | 7              | 129,91          | 16 $\phi$ 25    | 20,81              | 31,37 | 21,35 | 15,21               | 24,64 | 14,93 |
|        |           | 8              | 148,47          | 16 $\phi$ 25    | 21,24              | 31,57 | 21,81 | 15,92               | 24,73 | 15,53 |
|        |           | 9              | 167,03          | 16 $\phi$ 25    | 21,68              | 32,98 | 22,27 | 16,72               | 26,34 | 16,19 |
|        |           | 10             | 185,59          | 16 $\phi$ 25    | 22,23              | 33,33 | 22,72 | 17,68               | 26,67 | 16,93 |
| 5      | 3,24      | 1              | 18,56           | 16 $\phi$ 25    | 27,06              | 33,28 | 27,52 | 26,17               | 35,86 | 26,67 |
|        |           | 2              | 37,12           | 16 $\phi$ 25    | 27,68              | 33,44 | 27,52 | 27,16               | 35,44 | 26,67 |
|        |           | 3              | 55,68           | 16 $\phi$ 25    | 28,36              | 34,03 | 28,37 | 28,38               | 35,97 | 28,06 |
|        |           | 4              | 74,24           | 16 $\phi$ 25    | 29,41              | 34,62 | 29,41 | 30,34               | 36,50 | 29,91 |

| PP5    |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 0,71   | 0,14      | 25             | 1591            | 30,5            |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 23,86           | 4 $\phi$ 25     | 18,49              | 18,78 | 18,65 | 4,25                | 4,33  | 4,37  |
|        |           | 2              | 47,72           | 4 $\phi$ 25     | 18,57              | 19,07 | 18,65 | 4,33                | 4,49  | 4,50  |
|        |           | 3              | 71,58           | 4 $\phi$ 25     | 18,65              | 19,29 | 18,76 | 4,46                | 4,64  | 4,69  |
|        |           | 4              | 95,45           | 6 $\phi$ 25     | 18,49              | 19,20 | 18,75 | 4,31                | 4,29  | 4,48  |
|        |           | 5              | 119,31          | 6 $\phi$ 25     | 18,73              | 19,60 | 19,13 | 4,52                | 4,54  | 4,65  |
|        |           | 6              | 143,17          | 6 $\phi$ 25     | 18,49              | 19,59 | 18,51 | 4,28                | 4,31  | 4,29  |
|        |           | 7              | 167,03          | 6 $\phi$ 25     | 18,65              | 20,02 | 18,72 | 4,48                | 4,51  | 4,47  |
|        |           | 8              | 190,89          | 6 $\phi$ 25     | 18,81              | 20,46 | 18,97 | 4,69                | 4,74  | 4,70  |
|        |           | 9              | 214,75          | 8 $\phi$ 25     | 18,65              | 20,18 | 18,95 | 4,53                | 4,33  | 4,57  |
|        |           | 10             | 238,61          | 8 $\phi$ 25     | 18,81              | 20,51 | 19,22 | 4,72                | 4,54  | 4,77  |
| 2      | 2,02      | 1              | 23,86           | 6 $\phi$ 25     | 21,83              | 22,33 | 22,09 | 8,61                | 8,77  | 8,69  |
|        |           | 2              | 47,72           | 6 $\phi$ 25     | 21,91              | 23,11 | 22,09 | 8,74                | 9,22  | 8,69  |
|        |           | 3              | 71,58           | 6 $\phi$ 25     | 22,15              | 23,92 | 22,37 | 9,02                | 9,69  | 8,90  |
|        |           | 4              | 95,45           | 6 $\phi$ 25     | 22,39              | 23,98 | 22,69 | 9,38                | 9,74  | 9,21  |
|        |           | 5              | 119,31          | 8 $\phi$ 25     | 21,99              | 24,11 | 22,61 | 8,84                | 8,94  | 8,87  |
|        |           | 6              | 143,17          | 8 $\phi$ 25     | 22,31              | 25,19 | 23,03 | 9,22                | 9,62  | 9,25  |
|        |           | 7              | 167,03          | 8 $\phi$ 25     | 22,63              | 26,56 | 23,42 | 9,70                | 10,51 | 9,67  |
|        |           | 8              | 190,89          | 8 $\phi$ 25     | 22,23              | 27,66 | 22,58 | 9,20                | 11,08 | 9,09  |
|        |           | 9              | 214,75          | 8 $\phi$ 25     | 22,55              | 27,80 | 22,82 | 9,66                | 11,20 | 9,48  |
|        |           | 10             |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
| 3      | 2,42      | 1              | 23,86           | 8 $\phi$ 25     | 25,49              | 26,64 | 25,69 | 13,49               | 14,17 | 13,58 |
|        |           | 2              | 47,72           | 8 $\phi$ 25     | 25,65              | 28,49 | 25,69 | 13,68               | 15,63 | 13,58 |
|        |           | 3              | 71,58           | 8 $\phi$ 25     | 25,89              | 30,55 | 25,97 | 14,03               | 17,34 | 13,93 |
|        |           | 4              | 95,45           | 8 $\phi$ 25     | 26,21              | 30,79 | 26,42 | 14,53               | 17,14 | 14,44 |
|        |           | 5              | 119,31          | 8 $\phi$ 25     | 26,77              | 31,02 | 26,96 | 15,24               | 17,63 | 14,99 |

| PP6    |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |      |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |      |       |
| 0,71   | 0,14      | 25             | 1960            | 37,6            |                    |       |       |                     |      |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 29,40           | 14 $\phi$ 25    | 23,42              | 23,40 | 23,72 | 5,06                | 4,79 | 5,17  |
|        |           | 2              | 58,80           | 14 $\phi$ 25    | 23,52              | 23,89 | 23,72 | 5,14                | 4,93 | 5,17  |
|        |           | 3              | 88,20           | 14 $\phi$ 25    | 23,61              | 24,29 | 23,82 | 5,27                | 5,11 | 5,28  |
|        |           | 4              | 117,60          | 16 $\phi$ 25    | 23,42              | 24,71 | 23,40 | 5,01                | 5,19 | 4,96  |
|        |           | 5              | 147,00          | 16 $\phi$ 25    | 23,61              | 25,26 | 23,60 | 5,20                | 5,43 | 5,12  |
|        |           | 6              | 176,40          | 16 $\phi$ 25    | 23,81              | 25,98 | 23,84 | 5,39                | 5,76 | 5,30  |

| PP7    |                    |                       |                        |                        |                           |      |       |                       |      |       |
|--------|--------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|------|-------|-----------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)              | f <sub>ck</sub> (Mpa) | N <sub>d</sub> (kN)    | M <sub>hd</sub> (kN.m) | M <sub>d,tot</sub> (kN.m) |      |       | δ <sub>tot</sub> (mm) |      |       |
| 1,05   | 0,14               | 25                    | 263                    | 5,04                   |                           |      |       |                       |      |       |
| Modelo | l <sub>e</sub> (m) | Caso                  | M <sub>bd</sub> (kN.m) | A <sub>s</sub>         | PILAR                     | NBR  | MALHA | PILAR                 | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45               | 1                     | 5,51                   | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,72 | 1,71  | 0,34                  | 0,34 | 0,35  |
|        |                    | 2                     | 11,03                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,72 | 1,71  | 0,34                  | 0,35 | 0,35  |
|        |                    | 3                     | 16,54                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,72 | 1,71  | 0,35                  | 0,35 | 0,35  |
|        |                    | 4                     | 22,05                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,72 | 1,72  | 0,35                  | 0,35 | 0,36  |
|        |                    | 5                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,73 | 1,72  | 0,36                  | 0,36 | 0,38  |
|        |                    | 6                     | 33,08                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,73 | 1,72  | 0,37                  | 0,37 | 0,40  |
|        |                    | 7                     | 38,59                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,73 | 1,72  | 0,38                  | 0,38 | 0,42  |
|        |                    | 8                     | 44,10                  | 10 φ 10                | 1,72                      | 1,73 | 1,74  | 0,40                  | 0,38 | 0,44  |
|        |                    | 9                     | 49,61                  | 10 φ 10                | 1,73                      | 1,74 | 1,73  | 0,42                  | 0,38 | 0,47  |
|        |                    | 10                    | 55,13                  | 10 φ 10                | 1,73                      | 1,74 | 1,74  | 0,44                  | 0,39 | 0,48  |
| 2      | 2,02               | 1                     | 5,51                   | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,75 | 1,74  | 0,63                  | 0,63 | 0,64  |
|        |                    | 2                     | 11,03                  | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,75 | 1,74  | 0,63                  | 0,64 | 0,64  |
|        |                    | 3                     | 16,54                  | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,76 | 1,74  | 0,64                  | 0,65 | 0,65  |
|        |                    | 4                     | 22,05                  | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,76 | 1,74  | 0,65                  | 0,65 | 0,67  |
|        |                    | 5                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,76 | 1,74  | 0,66                  | 0,67 | 0,70  |
|        |                    | 6                     | 33,08                  | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,77 | 1,75  | 0,69                  | 0,67 | 0,73  |
|        |                    | 7                     | 38,59                  | 10 φ 10                | 1,74                      | 1,77 | 1,76  | 0,71                  | 0,68 | 0,78  |
|        |                    | 8                     | 44,10                  | 10 φ 10                | 1,75                      | 1,78 | 1,76  | 0,75                  | 0,69 | 0,82  |
|        |                    | 9                     | 49,61                  | 10 φ 10                | 1,75                      | 1,78 | 1,78  | 0,79                  | 0,70 | 0,87  |
|        |                    | 10                    | 55,13                  | 10 φ 10                | 1,76                      | 1,78 | 1,78  | 0,83                  | 0,71 | 0,90  |
| 3      | 2,42               | 1                     | 5,51                   | 10 φ 10                | 1,76                      | 1,77 | 1,76  | 0,89                  | 0,89 | 0,90  |
|        |                    | 2                     | 11,03                  | 10 φ 10                | 1,76                      | 1,77 | 1,76  | 0,90                  | 0,90 | 0,90  |
|        |                    | 3                     | 16,54                  | 10 φ 10                | 1,76                      | 1,78 | 1,76  | 0,91                  | 0,91 | 0,92  |
|        |                    | 4                     | 22,05                  | 10 φ 10                | 1,76                      | 1,78 | 1,76  | 0,92                  | 0,92 | 0,94  |
|        |                    | 5                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 1,77                      | 1,79 | 1,77  | 0,94                  | 0,93 | 0,98  |
|        |                    | 6                     | 33,08                  | 10 φ 10                | 1,77                      | 1,79 | 1,78  | 0,97                  | 0,95 | 1,03  |
|        |                    | 7                     | 38,59                  | 10 φ 10                | 1,77                      | 1,81 | 1,80  | 1,01                  | 0,95 | 1,10  |
|        |                    | 8                     | 44,10                  | 10 φ 10                | 1,78                      | 1,82 | 1,80  | 1,06                  | 0,97 | 1,16  |
|        |                    | 9                     | 49,61                  | 10 φ 10                | 1,78                      | 1,83 | 1,81  | 1,12                  | 0,98 | 1,22  |
|        |                    | 10                    | 55,13                  | 10 φ 10                | 1,79                      | 1,83 | 1,82  | 1,19                  | 1,00 | 1,27  |
| 4      | 2,83               | 1                     | 5,51                   | 10 φ 10                | 1,79                      | 1,79 | 1,78  | 1,21                  | 1,21 | 1,22  |
|        |                    | 2                     | 11,03                  | 10 φ 10                | 1,79                      | 1,80 | 1,78  | 1,21                  | 1,23 | 1,22  |
|        |                    | 3                     | 16,54                  | 10 φ 10                | 1,80                      | 1,82 | 1,79  | 1,22                  | 1,24 | 1,24  |
|        |                    | 4                     | 22,05                  | 10 φ 10                | 1,80                      | 1,83 | 1,80  | 1,24                  | 1,24 | 1,27  |
|        |                    | 5                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 1,80                      | 1,84 | 1,80  | 1,27                  | 1,26 | 1,33  |
|        |                    | 6                     | 33,08                  | 10 φ 10                | 1,80                      | 1,85 | 1,82  | 1,32                  | 1,28 | 1,39  |
|        |                    | 7                     | 38,59                  | 10 φ 10                | 1,80                      | 1,85 | 1,84  | 1,38                  | 1,29 | 1,49  |
|        |                    | 8                     | 44,10                  | 10 φ 10                | 1,81                      | 1,86 | 1,85  | 1,44                  | 1,31 | 1,58  |
|        |                    | 9                     | 49,61                  | 10 φ 10                | 1,82                      | 1,87 | 1,86  | 1,53                  | 1,32 | 1,66  |
|        |                    | 10                    | 55,13                  | 10 φ 10                | 1,82                      | 1,88 | 1,88  | 1,63                  | 1,34 | 1,72  |
| 5      | 3,24               | 1                     | 5,51                   | 10 φ 10                | 1,82                      | 1,83 | 1,82  | 1,58                  | 1,59 | 1,60  |
|        |                    | 2                     | 11,03                  | 10 φ 10                | 1,82                      | 1,84 | 1,82  | 1,58                  | 1,61 | 1,60  |
|        |                    | 3                     | 16,54                  | 10 φ 10                | 1,82                      | 1,85 | 1,82  | 1,61                  | 1,62 | 1,62  |
|        |                    | 4                     | 22,05                  | 10 φ 10                | 1,83                      | 1,86 | 1,83  | 1,63                  | 1,63 | 1,65  |
|        |                    | 5                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 1,83                      | 1,89 | 1,84  | 1,67                  | 1,65 | 1,73  |
|        |                    | 6                     | 33,08                  | 10 φ 10                | 1,84                      | 1,90 | 1,86  | 1,74                  | 1,68 | 1,82  |
|        |                    | 7                     | 38,59                  | 10 φ 10                | 1,84                      | 1,91 | 1,88  | 1,84                  | 1,70 | 1,95  |
|        |                    | 8                     | 44,10                  | 10 φ 10                | 1,84                      | 1,92 | 1,90  | 1,90                  | 1,72 | 2,07  |
|        |                    | 9                     | 49,61                  | 10 φ 10                | 1,86                      | 1,93 | 1,92  | 2,03                  | 1,74 | 2,18  |
|        |                    | 10                    | 55,13                  | 10 φ 10                | 1,87                      | 1,94 | 1,94  | 2,16                  | 1,77 | 2,27  |
| 6      | 3,64               | 1                     | 5,51                   | 10 φ 10                | 1,86                      | 1,87 | 1,86  | 1,96                  | 1,97 | 1,98  |
|        |                    | 2                     | 11,03                  | 10 φ 10                | 1,86                      | 1,88 | 1,86  | 1,97                  | 1,99 | 1,98  |
|        |                    | 3                     | 16,54                  | 10 φ 10                | 1,86                      | 1,90 | 1,86  | 1,99                  | 2,01 | 2,00  |
|        |                    | 4                     | 22,05                  | 10 φ 10                | 1,86                      | 1,91 | 1,86  | 2,02                  | 2,03 | 2,04  |
|        |                    | 5                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 1,87                      | 1,94 | 1,88  | 2,07                  | 2,06 | 2,15  |
|        |                    | 6                     | 33,08                  | 10 φ 10                | 1,87                      | 1,95 | 1,90  | 2,16                  | 2,09 | 2,25  |
|        |                    | 7                     | 38,59                  | 10 φ 10                | 1,88                      | 1,96 | 1,93  | 2,26                  | 2,12 | 2,42  |
|        |                    | 8                     | 44,10                  | 10 φ 10                | 1,89                      | 1,98 | 1,95  | 2,38                  | 2,14 | 2,57  |
|        |                    | 9                     | 49,61                  | 10 φ 10                | 1,90                      | 1,99 | 1,99  | 2,53                  | 2,17 | 2,72  |
|        |                    | 10                    | 55,13                  | 10 φ 10                | 1,92                      | 2,00 | 2,01  | 2,70                  | 2,21 | 2,83  |

| PP8    |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 1,05   | 0,14      | 25             | 788             | 15,12           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 16,54           | 10 $\phi$ 10    | 5,28               | 5,30  | 5,27  | 1,10                | 1,10  | 1,12  |
|        |           | 2              | 33,08           | 10 $\phi$ 10    | 5,28               | 5,32  | 5,27  | 1,10                | 1,13  | 1,12  |
|        |           | 3              | 49,61           | 10 $\phi$ 10    | 5,28               | 5,35  | 5,27  | 1,12                | 1,16  | 1,15  |
|        |           | 4              | 66,15           | 10 $\phi$ 10    | 5,28               | 5,37  | 5,28  | 1,14                | 1,18  | 1,18  |
|        |           | 5              | 82,69           | 10 $\phi$ 10    | 5,28               | 5,39  | 5,28  | 1,17                | 1,31  | 1,23  |
|        |           | 6              | 99,23           | 10 $\phi$ 10    | 5,31               | 5,45  | 5,32  | 1,21                | 1,24  | 1,29  |
|        |           | 7              | 115,76          | 10 $\phi$ 10    | 5,31               | 5,47  | 5,37  | 1,28                | 1,27  | 1,38  |
|        |           | 8              | 132,30          | 10 $\phi$ 10    | 5,33               | 5,49  | 5,43  | 1,34                | 1,29  | 1,47  |
|        |           | 9              | 148,84          | 10 $\phi$ 10    | 5,36               | 5,52  | 5,45  | 1,43                | 1,33  | 1,55  |
|        |           | 10             | 165,38          | 10 $\phi$ 10    | 5,38               | 5,54  | 5,49  | 1,54                | 1,36  | 1,62  |
| 2      | 2,02      | 1              | 16,54           | 10 $\phi$ 10    | 5,52               | 5,56  | 5,50  | 2,08                | 2,09  | 2,11  |
|        |           | 2              | 33,08           | 10 $\phi$ 10    | 5,54               | 5,63  | 5,50  | 2,09                | 2,14  | 2,11  |
|        |           | 3              | 49,61           | 10 $\phi$ 10    | 5,54               | 5,67  | 5,54  | 2,13                | 2,18  | 2,15  |
|        |           | 4              | 66,15           | 10 $\phi$ 10    | 5,54               | 5,75  | 5,55  | 2,17                | 2,24  | 2,21  |
|        |           | 5              | 82,69           | 10 $\phi$ 10    | 5,57               | 5,79  | 5,59  | 2,24                | 2,29  | 2,31  |
|        |           | 6              | 99,23           | 10 $\phi$ 10    | 5,59               | 5,84  | 5,64  | 2,33                | 2,35  | 2,44  |
|        |           | 7              | 115,76          | 10 $\phi$ 10    | 5,62               | 5,92  | 5,74  | 2,46                | 2,41  | 2,62  |
|        |           | 8              | 132,30          | 10 $\phi$ 10    | 5,67               | 5,97  | 5,84  | 2,61                | 2,47  | 2,80  |
|        |           | 9              | 148,84          | 10 $\phi$ 10    | 5,70               | 6,06  | 5,90  | 2,80                | 2,54  | 2,97  |
|        |           | 10             | 165,38          | 10 $\phi$ 10    | 5,78               | 6,11  | 5,97  | 3,03                | 2,61  | 3,12  |
| 3      | 2,42      | 1              | 16,54           | 10 $\phi$ 10    | 5,78               | 5,84  | 5,77  | 3,03                | 3,05  | 3,05  |
|        |           | 2              | 33,08           | 10 $\phi$ 10    | 5,78               | 5,90  | 5,77  | 3,04                | 3,12  | 3,05  |
|        |           | 3              | 49,61           | 10 $\phi$ 10    | 5,78               | 6,00  | 5,78  | 3,09                | 3,20  | 3,11  |
|        |           | 4              | 66,15           | 10 $\phi$ 10    | 5,80               | 6,09  | 5,82  | 3,17                | 3,28  | 3,20  |
|        |           | 5              | 82,69           | 10 $\phi$ 10    | 5,83               | 6,16  | 5,88  | 3,28                | 3,37  | 3,34  |
|        |           | 6              | 99,23           | 10 $\phi$ 10    | 5,86               | 6,26  | 5,98  | 3,43                | 3,47  | 3,55  |
|        |           | 7              | 115,76          | 10 $\phi$ 10    | 5,91               | 6,37  | 6,09  | 3,63                | 3,58  | 3,82  |
|        |           | 8              | 132,30          | 10 $\phi$ 10    | 5,99               | 6,48  | 6,23  | 3,87                | 3,68  | 4,11  |
|        |           | 9              | 148,84          | 10 $\phi$ 10    | 6,04               | 6,65  | 6,38  | 4,19                | 3,82  | 4,39  |
|        |           | 10             | 165,38          | 10 $\phi$ 10    | 6,17               | 6,77  | 6,53  | 4,58                | 3,94  | 4,63  |
| 4      | 2,83      | 1              | 16,54           | 10 $\phi$ 10    | 6,09               | 6,18  | 6,10  | 4,27                | 4,30  | 4,29  |
|        |           | 2              | 33,08           | 10 $\phi$ 10    | 6,09               | 6,30  | 6,10  | 4,30                | 4,42  | 4,29  |
|        |           | 3              | 49,61           | 10 $\phi$ 10    | 6,12               | 6,45  | 6,11  | 4,38                | 4,58  | 4,38  |
|        |           | 4              | 66,15           | 10 $\phi$ 10    | 6,17               | 6,58  | 6,20  | 4,51                | 4,72  | 4,52  |
|        |           | 5              | 82,69           | 10 $\phi$ 10    | 6,20               | 6,75  | 6,30  | 4,69                | 4,89  | 4,75  |
|        |           | 6              | 99,23           | 10 $\phi$ 10    | 6,25               | 6,88  | 6,45  | 4,93                | 5,06  | 5,07  |
|        |           | 7              | 115,76          | 10 $\phi$ 10    | 6,33               | 7,07  | 6,65  | 5,24                | 5,24  | 5,49  |
|        |           | 8              | 132,30          | 10 $\phi$ 10    | 6,43               | 7,22  | 6,89  | 5,64                | 5,43  | 5,95  |
|        |           | 9              | 148,84          | 10 $\phi$ 10    | 6,57               | 7,41  | 7,07  | 6,14                | 5,65  | 6,38  |
|        |           | 10             | 165,38          | 10 $\phi$ 10    | 6,70               | 7,62  | 7,27  | 6,76                | 5,88  | 6,74  |
| 5      | 3,24      | 1              | 16,54           | 10 $\phi$ 10    | 6,51               | 6,66  | 6,55  | 5,93                | 6,00  | 5,96  |
|        |           | 2              | 33,08           | 10 $\phi$ 10    | 6,54               | 6,85  | 6,55  | 5,98                | 6,22  | 5,96  |
|        |           | 3              | 49,61           | 10 $\phi$ 10    | 6,57               | 7,04  | 6,61  | 6,12                | 6,44  | 6,10  |
|        |           | 4              | 66,15           | 10 $\phi$ 10    | 6,62               | 7,24  | 6,71  | 6,31                | 6,68  | 6,30  |
|        |           | 5              | 82,69           | 10 $\phi$ 10    | 6,67               | 7,44  | 6,86  | 6,58                | 6,96  | 6,65  |
|        |           | 6              | 99,23           | 10 $\phi$ 10    | 6,75               | 7,74  | 7,11  | 6,95                | 7,31  | 7,15  |
|        |           | 7              | 115,76          | 10 $\phi$ 10    | 6,91               | 8,01  | 7,46  | 7,50                | 7,64  | 7,85  |
|        |           | 8              | 132,30          | 10 $\phi$ 10    | 7,06               | 8,29  | 7,82  | 8,14                | 8,02  | 8,57  |
|        |           | 9              | 148,84          | 10 $\phi$ 10    | 7,27               | 8,59  | 8,13  | 9,01                | 8,42  | 9,25  |
|        |           | 10             | 165,38          | 10 $\phi$ 10    | 7,54               | 8,99  | 8,41  | 10,11               | 8,90  | 9,83  |
| 6      | 3,64      | 1              | 16,54           | 10 $\phi$ 10    | 6,99               | 7,17  | 7,08  | 7,78                | 7,91  | 7,82  |
|        |           | 2              | 33,08           | 10 $\phi$ 10    | 7,01               | 7,43  | 7,08  | 7,87                | 8,23  | 7,82  |
|        |           | 3              | 49,61           | 10 $\phi$ 10    | 7,06               | 7,69  | 7,19  | 8,06                | 8,58  | 8,02  |
|        |           | 4              | 66,15           | 10 $\phi$ 10    | 7,12               | 8,00  | 7,35  | 8,35                | 8,98  | 8,32  |
|        |           | 5              | 82,69           | 10 $\phi$ 10    | 7,22               | 8,33  | 7,57  | 8,75                | 9,46  | 8,83  |
|        |           | 6              | 99,23           | 10 $\phi$ 10    | 7,35               | 8,71  | 7,92  | 9,32                | 10,00 | 9,57  |
|        |           | 7              | 115,76          | 10 $\phi$ 10    | 7,56               | 9,12  | 8,42  | 10,15               | 10,58 | 10,59 |
|        |           | 8              | 132,30          | 10 $\phi$ 10    | 7,80               | 9,63  | 8,93  | 11,18               | 11,30 | 11,67 |
|        |           | 9              | 148,84          | 10 $\phi$ 10    | 8,17               | 10,17 | 9,45  | 12,67               | 12,10 | 12,75 |
|        |           | 10             | 165,38          | 10 $\phi$ 10    | 8,64               | 10,83 | 10,00 | 14,62               | 13,07 | 13,79 |

| PP9    |                    |                       |                        |                        |                           |       |       |                       |       |       |
|--------|--------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|-------|-------|-----------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)              | f <sub>ck</sub> (Mpa) | N <sub>d</sub> (kN)    | M <sub>hd</sub> (kN.m) | M <sub>d,tot</sub> (kN.m) |       |       | δ <sub>tot</sub> (mm) |       |       |
| 1,05   | 0,14               | 25                    | 1313                   | 25,2                   |                           |       |       |                       |       |       |
| Modelo | l <sub>e</sub> (m) | Caso                  | M <sub>bd</sub> (kN.m) | A <sub>s</sub>         | PILAR                     | NBR   | MALHA | PILAR                 | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45               | 1                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 9,23                      | 9,30  | 9,20  | 2,07                  | 2,02  | 2,13  |
|        |                    | 2                     | 55,13                  | 10 φ 10                | 9,23                      | 9,41  | 9,20  | 2,10                  | 2,20  | 2,13  |
|        |                    | 3                     | 82,69                  | 10 φ 10                | 9,27                      | 9,54  | 9,20  | 2,14                  | 2,28  | 2,18  |
|        |                    | 4                     | 110,25                 | 10 φ 10                | 9,27                      | 9,61  | 9,25  | 2,22                  | 2,37  | 2,26  |
|        |                    | 5                     | 137,81                 | 10 φ 10                | 9,32                      | 9,75  | 9,32  | 2,31                  | 2,48  | 2,37  |
|        |                    | 6                     | 165,38                 | 10 φ 10                | 9,47                      | 9,89  | 9,44  | 2,44                  | 2,59  | 2,53  |
|        |                    | 7                     | 192,94                 | 10 φ 10                | 9,45                      | 9,90  | 9,55  | 2,63                  | 2,70  | 2,73  |
|        |                    | 8                     | 220,50                 | 10 φ 12,5              | 9,49                      | 10,12 | 9,62  | 2,71                  | 2,71  | 2,81  |
|        |                    | 9                     | 248,06                 | 10 φ 16                | 9,49                      | 10,13 | 9,64  | 2,70                  | 2,61  | 2,76  |
|        |                    | 10                    | 275,63                 | 10 φ 16                | 9,58                      | 10,29 | 9,70  | 2,92                  | 2,73  | 2,90  |
| 2      | 2,02               | 1                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 10,11                     | 10,29 | 10,13 | 4,17                  | 4,26  | 4,23  |
|        |                    | 2                     | 55,13                  | 10 φ 10                | 10,15                     | 10,58 | 10,13 | 4,23                  | 4,47  | 4,23  |
|        |                    | 3                     | 82,69                  | 10 φ 10                | 10,19                     | 10,84 | 10,14 | 4,34                  | 4,70  | 4,34  |
|        |                    | 4                     | 110,25                 | 10 φ 10                | 10,28                     | 11,11 | 10,32 | 4,53                  | 4,96  | 4,53  |
|        |                    | 5                     | 137,81                 | 10 φ 10                | 10,41                     | 11,34 | 10,47 | 4,79                  | 5,22  | 4,79  |
|        |                    | 6                     | 165,38                 | 10 φ 10                | 10,54                     | 11,49 | 10,74 | 5,14                  | 5,29  | 5,19  |
|        |                    | 7                     | 192,94                 | 10 φ 12,5              | 10,63                     | 11,64 | 10,65 | 5,35                  | 5,29  | 5,00  |
|        |                    | 8                     | 220,50                 | 10 φ 16                | 10,50                     | 11,68 | 10,80 | 5,01                  | 5,14  | 5,08  |
|        |                    | 9                     | 248,06                 | 10 φ 16                | 10,54                     | 12,06 | 11,01 | 5,40                  | 5,45  | 5,43  |
|        |                    | 10                    | 275,63                 | 10 φ 20                | 10,81                     | 12,42 | 11,24 | 5,75                  | 5,46  | 5,50  |
| 3      | 2,42               | 1                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 11,11                     | 11,38 | 11,17 | 6,45                  | 6,63  | 6,54  |
|        |                    | 2                     | 55,13                  | 10 φ 10                | 11,16                     | 11,85 | 11,17 | 6,57                  | 7,05  | 6,54  |
|        |                    | 3                     | 82,69                  | 10 φ 10                | 11,24                     | 12,31 | 11,30 | 6,78                  | 7,51  | 6,72  |
|        |                    | 4                     | 110,25                 | 10 φ 10                | 11,42                     | 12,73 | 11,59 | 7,15                  | 7,98  | 7,08  |
|        |                    | 5                     | 137,81                 | 10 φ 10                | 11,59                     | 12,96 | 11,92 | 7,65                  | 7,70  | 7,55  |
|        |                    | 6                     | 165,38                 | 10 φ 12,5              | 11,72                     | 13,19 | 12,17 | 7,94                  | 8,43  | 7,92  |
|        |                    | 7                     | 192,94                 | 10 φ 16                | 11,51                     | 14,00 | 12,34 | 7,42                  | 8,68  | 8,03  |
|        |                    | 8                     | 220,50                 | 10 φ 16                | 11,77                     | 14,36 | 12,76 | 8,03                  | 8,75  | 8,65  |
|        |                    | 9                     | 248,06                 | 10 φ 20                | 12,03                     | 14,72 | 12,74 | 8,68                  | 8,92  | 8,28  |
|        |                    | 10                    | 275,63                 | 10 φ 20                | 12,38                     | 15,64 | 13,06 | 9,48                  | 9,79  | 8,74  |
| 4      | 2,83               | 1                     | 27,56                  | 10 φ 10                | 12,69                     | 13,08 | 12,83 | 10,01                 | 10,37 | 10,14 |
|        |                    | 2                     | 55,13                  | 10 φ 10                | 12,86                     | 13,88 | 12,83 | 10,23                 | 11,29 | 10,14 |
|        |                    | 3                     | 82,69                  | 10 φ 10                | 13,21                     | 14,26 | 13,14 | 10,66                 | 11,13 | 10,44 |
|        |                    | 4                     | 110,25                 | 10 φ 12,5              | 12,91                     | 14,64 | 13,35 | 10,76                 | 11,92 | 10,62 |
|        |                    | 5                     | 137,81                 | 10 φ 16                | 12,86                     | 15,63 | 13,46 | 10,69                 | 11,31 | 10,64 |
|        |                    | 6                     | 165,38                 | 10 φ 16                | 13,26                     | 16,49 | 13,92 | 11,64                 | 12,49 | 11,41 |
|        |                    | 7                     | 192,94                 | 10 φ 16                | 13,78                     | 17,18 | 14,55 | 12,95                 | 13,59 | 12,29 |
|        |                    | 8                     | 220,50                 | 10 φ 20                | 13,52                     | 17,87 | 14,71 | 12,33                 | 14,63 | 12,34 |
|        |                    | 9                     | 248,06                 | 10 φ 20                | 14,09                     | 18,64 | 15,27 | 13,65                 | 15,67 | 12,37 |
|        |                    | 10                    | 275,63                 | 10 φ 25                | 13,65                     | 21,24 | 14,84 | 12,62                 | 17,96 | 12,20 |
| 5      | 3,24               | 1                     | 27,56                  | 10 φ 16                | 14,83                     | 15,58 | 14,92 | 15,44                 | 16,04 | 15,04 |
|        |                    | 2                     | 55,13                  | 10 φ 16                | 15,09                     | 17,79 | 14,92 | 16,16                 | 19,78 | 15,04 |
|        |                    | 3                     | 82,69                  | 10 φ 16                | 15,62                     | 17,95 | 15,32 | 17,45                 | 19,61 | 15,58 |
|        |                    | 4                     | 110,25                 | 10 φ 20                | 15,09                     | 19,89 | 16,04 | 16,14                 | 22,25 | 16,06 |
|        |                    | 5                     | 137,81                 | 10 φ 20                | 15,71                     | 20,41 | 16,81 | 17,71                 | 22,80 | 17,44 |
|        |                    | 6                     | 165,38                 | 10 φ 25                | 15,31                     | 21,22 | 16,66 | 16,70                 | 22,79 | 16,70 |
|        |                    | 7                     | 192,94                 | 10 φ 25                | 15,92                     | 21,27 | 17,44 | 18,16                 | 22,24 | 17,98 |
|        |                    | 8                     | 220,50                 | 10 φ 25                | 16,71                     | 21,31 | 18,03 | 20,12                 | 22,24 | 19,13 |
|        |                    | 9                     | 248,06                 | 10 φ 25                | 16,19                     | 23,23 | 17,20 | 9,01                  | 25,63 | 17,77 |
|        |                    | 10                    | 275,63                 | 10 φ 25                | 16,89                     | 22,10 | 17,75 | 10,11                 | 23,25 | 18,91 |
| 6      | 3,64               | 1                     | 27,56                  | 12 φ 25                | 18,20                     | 23,15 | 18,88 | 7,78                  | 35,29 | 24,59 |
|        |                    | 2                     | 55,13                  | 12 φ 25                | 18,64                     | 23,37 | 18,88 | 7,87                  | 34,74 | 24,59 |
|        |                    | 3                     | 82,69                  | 12 φ 25                | 19,29                     | 24,12 | 19,71 | 8,06                  | 35,84 | 26,19 |
|        |                    | 4                     | 110,25                 | 12 φ 25                | 20,52                     | 24,86 | 20,99 | 8,35                  | 36,96 | 28,95 |
|        |                    | 5                     | 137,81                 | 14 φ 25                | 18,42                     | 25,37 | 18,69 | 8,75                  | 37,70 | 23,77 |
|        |                    | 6                     | 165,38                 | 14 φ 25                | 19,38                     | 21,29 | 19,65 | 9,32                  | 26,64 | 25,27 |
|        |                    | 7                     | 192,94                 | 14 φ 25                | 20,96                     | 22,87 | 20,61 | 10,15                 | 29,82 | 26,69 |
|        |                    | 8                     | 220,50                 | 16 φ 25                | 18,86                     | 28,13 | 20,08 | 11,18                 | 37,02 | 24,26 |
|        |                    | 9                     | 248,06                 | 16 φ 25                | 19,82                     | 31,88 | 20,95 | 12,67                 | 45,38 | 25,94 |
|        |                    | 10                    | 275,63                 | 16 φ 25                | 21,31                     | 29,50 | 21,90 | 14,62                 | 38,89 | 27,93 |

| PP10   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 1,05   | 0,14      | 25             | 1838            | 35,28           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 38,59           | 10 $\phi$ 16    | 13,68              | 13,75 | 13,42 | 3,29                | 3,29  | 2,97  |
|        |           | 2              | 77,18           | 10 $\phi$ 20    | 13,62              | 13,91 | 13,42 | 3,20                | 3,25  | 2,97  |
|        |           | 3              | 115,76          | 10 $\phi$ 20    | 13,62              | 14,13 | 13,52 | 3,29                | 3,42  | 3,09  |
|        |           | 4              | 154,35          | 10 $\phi$ 20    | 13,74              | 14,24 | 13,63 | 3,42                | 3,54  | 3,25  |
|        |           | 5              | 192,94          | 10 $\phi$ 20    | 13,80              | 14,35 | 13,81 | 3,59                | 3,75  | 3,45  |
|        |           | 6              | 231,53          | 10 $\phi$ 25    | 13,80              | 14,68 | 13,92 | 3,55                | 3,53  | 3,36  |
|        |           | 7              | 270,11          | 10 $\phi$ 25    | 13,93              | 15,03 | 14,07 | 3,73                | 3,74  | 3,53  |
|        |           | 8              | 308,70          | 10 $\phi$ 25    | 14,05              | 15,40 | 14,23 | 3,97                | 3,94  | 3,69  |
|        |           | 9              | 347,29          | 12 $\phi$ 25    | 14,05              | 14,73 | 13,96 | 3,95                | 3,73  | 3,37  |
|        |           | 10             | 385,88          | 12 $\phi$ 25    | 14,23              | 15,09 | 14,04 | 4,21                | 3,92  | 3,49  |
| 2      | 2,02      | 1              | 38,59           | 10 $\phi$ 20    | 15,64              | 15,86 | 15,68 | 6,57                | 6,48  | 6,64  |
|        |           | 2              | 77,18           | 10 $\phi$ 20    | 15,70              | 16,47 | 15,68 | 6,73                | 6,93  | 6,64  |
|        |           | 3              | 115,76          | 10 $\phi$ 20    | 15,89              | 17,17 | 15,84 | 6,98                | 7,49  | 6,86  |
|        |           | 4              | 154,35          | 10 $\phi$ 25    | 15,70              | 17,04 | 15,83 | 6,74                | 6,89  | 6,73  |
|        |           | 5              | 192,94          | 10 $\phi$ 25    | 15,89              | 17,70 | 16,01 | 7,06                | 7,35  | 7,03  |
|        |           | 6              | 231,53          | 10 $\phi$ 25    | 16,13              | 18,67 | 16,24 | 7,46                | 8,02  | 7,41  |
|        |           | 7              | 270,11          | 12 $\phi$ 25    | 16,07              | 18,37 | 16,48 | 7,33                | 8,12  | 7,30  |
|        |           | 8              | 308,70          | 12 $\phi$ 25    | 16,32              | 19,11 | 16,72 | 7,78                | 8,75  | 7,66  |
|        |           | 9              | 347,29          | 12 $\phi$ 25    | 16,62              | 17,78 | 17,05 | 8,31                | 8,25  | 8,04  |
|        |           | 10             | 385,88          | 14 $\phi$ 25    | 16,50              | 18,28 | 16,63 | 8,13                | 8,85  | 7,86  |
| 3      | 2,42      | 1              | 38,59           | 10 $\phi$ 25    | 18,09              | 18,29 | 18,09 | 10,78               | 10,41 | 10,65 |
|        |           | 2              | 77,18           | 10 $\phi$ 25    | 18,21              | 19,45 | 18,09 | 11,06               | 11,43 | 10,65 |
|        |           | 3              | 115,76          | 12 $\phi$ 25    | 17,97              | 20,06 | 18,30 | 10,63               | 12,02 | 10,58 |
|        |           | 4              | 154,35          | 12 $\phi$ 25    | 18,28              | 20,59 | 18,80 | 11,17               | 12,52 | 11,07 |
|        |           | 5              | 192,94          | 12 $\phi$ 25    | 18,64              | 20,90 | 19,38 | 11,84               | 12,31 | 11,56 |
|        |           | 6              | 231,53          | 14 $\phi$ 25    | 18,40              | 21,21 | 18,76 | 11,35               | 13,10 | 11,14 |
|        |           | 7              | 270,11          | 14 $\phi$ 25    | 18,77              | 21,99 | 19,11 | 12,05               | 14,39 | 11,66 |
|        |           | 8              | 308,70          | 16 $\phi$ 25    | 18,64              | 24,84 | 19,41 | 11,74               | 14,79 | 11,38 |
|        |           | 9              | 347,29          | 16 $\phi$ 25    | 19,01              | 25,15 | 19,86 | 12,44               | 13,90 | 11,98 |
|        |           | 10             | 385,88          | 16 $\phi$ 25    | 19,50              | 25,45 | 20,32 | 13,25               | 15,41 | 12,60 |
| 4      | 2,83      | 1              | 38,59           | 16 $\phi$ 25    | 21,58              | 22,04 | 22,98 | 16,94               | 16,51 | 18,33 |
|        |           | 2              | 77,18           | 16 $\phi$ 25    | 21,89              | 26,27 | 22,98 | 17,45               | 21,93 | 18,33 |
|        |           | 3              | 115,76          | 16 $\phi$ 25    | 22,38              | 26,90 | 23,36 | 18,29               | 22,45 | 18,93 |

| PP11   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |      |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |      |       |
| 1,05   | 0,14      | 25             | 2363            | 45,36           |                    |       |       |                     |      |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 49,61           | 12 $\phi$ 25    | 18,26              | 18,59 | 18,43 | 4,24                | 4,35 | 4,36  |
|        |           | 2              | 99,23           | 12 $\phi$ 25    | 18,34              | 19,04 | 18,43 | 4,31                | 4,59 | 4,36  |
|        |           | 3              | 148,84          | 12 $\phi$ 25    | 18,41              | 19,10 | 18,66 | 4,44                | 4,62 | 4,48  |
|        |           | 4              | 198,45          | 14 $\phi$ 25    | 18,34              | 19,16 | 18,36 | 4,34                | 4,93 | 4,43  |
|        |           | 5              | 248,06          | 14 $\phi$ 25    | 18,49              | 19,63 | 18,49 | 4,52                | 5,32 | 4,61  |
|        |           | 6              | 297,68          | 14 $\phi$ 25    | 18,65              | 20,24 | 18,63 | 4,74                | 5,82 | 4,82  |
|        |           | 7              | 347,29          | 16 $\phi$ 25    | 18,57              | 20,51 | 19,21 | 4,65                | 4,84 | 4,90  |

| PP13   |           |                |                 |                 |                    |      |       |                     |      |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|------|-------|---------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |      |       | $\delta_{tot}$ (mm) |      |       |
| 1,4    | 0,14      | 25             | 350             | 6,72            |                    |      |       |                     |      |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR  | MALHA | PILAR               | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 10,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,69 | 1,69  | 0,34                | 0,33 | 0,35  |
|        |           | 2              | 21,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,69 | 1,69  | 0,34                | 0,35 | 0,35  |
|        |           | 3              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,69 | 1,69  | 0,34                | 0,35 | 0,35  |
|        |           | 4              | 42,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,70 | 1,69  | 0,35                | 0,36 | 0,36  |
|        |           | 5              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,70 | 1,69  | 0,36                | 0,36 | 0,38  |
|        |           | 6              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,70 | 1,69  | 0,37                | 0,37 | 0,40  |
|        |           | 7              | 73,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,69               | 1,70 | 1,69  | 0,38                | 0,37 | 0,42  |
|        |           | 8              | 84,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,70               | 1,71 | 1,71  | 0,40                | 0,38 | 0,44  |
|        |           | 9              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,70               | 1,71 | 1,71  | 0,43                | 0,39 | 0,46  |
|        |           | 10             | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 1,70               | 1,71 | 1,71  | 0,46                | 0,40 | 0,47  |
| 2      | 2,02      | 1              | 10,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,72 | 1,71  | 0,62                | 0,63 | 0,64  |
|        |           | 2              | 21,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,72 | 1,71  | 0,63                | 0,63 | 0,64  |
|        |           | 3              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,73 | 1,71  | 0,63                | 0,64 | 0,65  |
|        |           | 4              | 42,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,73 | 1,71  | 0,64                | 0,66 | 0,67  |
|        |           | 5              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,74 | 1,72  | 0,66                | 0,66 | 0,69  |
|        |           | 6              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,74 | 1,72  | 0,69                | 0,67 | 0,73  |
|        |           | 7              | 73,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,75 | 1,74  | 0,72                | 0,69 | 0,78  |
|        |           | 8              | 84,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,75 | 1,74  | 0,75                | 0,69 | 0,82  |
|        |           | 9              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,72               | 1,76 | 1,74  | 0,80                | 0,70 | 0,85  |
|        |           | 10             | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 1,73               | 1,76 | 1,74  | 0,86                | 0,72 | 0,88  |
| 3      | 2,42      | 1              | 10,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,73               | 1,74 | 1,73  | 0,88                | 0,88 | 0,89  |
|        |           | 2              | 21,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,73               | 1,74 | 1,73  | 0,89                | 0,89 | 0,89  |
|        |           | 3              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,73               | 1,75 | 1,73  | 0,90                | 0,90 | 0,91  |
|        |           | 4              | 42,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,73               | 1,76 | 1,73  | 0,91                | 0,92 | 0,94  |
|        |           | 5              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,74               | 1,76 | 1,75  | 0,93                | 0,93 | 0,97  |
|        |           | 6              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,74               | 1,77 | 1,75  | 0,97                | 0,94 | 1,03  |
|        |           | 7              | 73,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,75               | 1,78 | 1,77  | 1,02                | 0,95 | 1,10  |
|        |           | 8              | 84,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,75               | 1,80 | 1,77  | 1,07                | 0,96 | 1,15  |
|        |           | 9              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,76               | 1,81 | 1,79  | 1,14                | 0,98 | 1,19  |
|        |           | 10             | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 1,77               | 1,81 | 1,79  | 1,23                | 0,99 | 1,23  |
| 4      | 2,83      | 1              | 10,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,76               | 1,77 | 1,76  | 1,19                | 1,19 | 1,21  |
|        |           | 2              | 21,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,76               | 1,77 | 1,76  | 1,20                | 1,21 | 1,21  |
|        |           | 3              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,76               | 1,78 | 1,76  | 1,21                | 1,22 | 1,23  |
|        |           | 4              | 42,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,77               | 1,79 | 1,77  | 1,23                | 1,24 | 1,26  |
|        |           | 5              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,77               | 1,82 | 1,77  | 2,26                | 1,25 | 1,32  |
|        |           | 6              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,78               | 1,83 | 1,79  | 1,32                | 1,27 | 1,39  |
|        |           | 7              | 73,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,78               | 1,84 | 1,81  | 1,38                | 1,29 | 1,49  |
|        |           | 8              | 84,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,79               | 1,85 | 1,81  | 1,47                | 1,31 | 1,56  |
|        |           | 9              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,79               | 1,86 | 1,83  | 1,56                | 1,33 | 1,61  |
|        |           | 10             | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 1,80               | 1,87 | 1,83  | 1,68                | 1,34 | 1,67  |
| 5      | 3,24      | 1              | 10,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,79               | 1,80 | 1,79  | 1,56                | 1,56 | 1,58  |
|        |           | 2              | 21,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,79               | 1,82 | 1,79  | 1,56                | 1,58 | 1,58  |
|        |           | 3              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,79               | 1,83 | 1,79  | 1,59                | 1,61 | 1,60  |
|        |           | 4              | 42,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,79               | 1,84 | 1,80  | 1,62                | 1,62 | 1,65  |
|        |           | 5              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,80               | 1,85 | 1,81  | 1,66                | 1,65 | 1,72  |
|        |           | 6              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,81               | 1,88 | 1,83  | 1,74                | 1,66 | 1,82  |
|        |           | 7              | 73,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,82               | 1,89 | 1,85  | 1,83                | 1,70 | 1,95  |
|        |           | 8              | 84,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,83               | 1,91 | 1,87  | 1,93                | 1,72 | 2,04  |
|        |           | 9              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,84               | 1,92 | 1,89  | 2,07                | 1,74 | 2,12  |
|        |           | 10             | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 1,86               | 1,93 | 1,89  | 2,24                | 1,77 | 2,19  |
| 6      | 3,64      | 1              | 10,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,83               | 1,84 | 1,83  | 1,94                | 1,95 | 1,96  |
|        |           | 2              | 21,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,83               | 1,86 | 1,83  | 1,95                | 1,96 | 1,96  |
|        |           | 3              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,83               | 1,87 | 1,83  | 1,97                | 1,99 | 1,98  |
|        |           | 4              | 42,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,83               | 1,89 | 1,83  | 2,01                | 2,02 | 2,04  |
|        |           | 5              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,84               | 1,91 | 1,85  | 2,06                | 2,04 | 2,12  |
|        |           | 6              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,85               | 1,94 | 1,87  | 2,16                | 2,07 | 2,26  |
|        |           | 7              | 73,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,86               | 1,95 | 1,91  | 2,27                | 2,12 | 2,42  |
|        |           | 8              | 84,00           | 12 $\phi$ 10    | 1,86               | 1,97 | 1,93  | 2,42                | 2,15 | 2,54  |
|        |           | 9              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 1,88               | 1,99 | 1,95  | 2,59                | 2,18 | 2,63  |
|        |           | 10             | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 1,90               | 2,00 | 1,97  | 2,81                | 2,21 | 2,73  |

| PP14   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 1,4    | 0,14      | 25             | 1050            | 20,16           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 5,29               | 5,32  | 5,29  | 1,10                | 1,12  | 1,13  |
|        |           | 2              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 5,29               | 5,34  | 5,29  | 1,11                | 1,14  | 1,13  |
|        |           | 3              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 5,29               | 5,37  | 5,29  | 1,13                | 1,18  | 1,17  |
|        |           | 4              | 126,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,29               | 5,39  | 5,29  | 1,15                | 1,21  | 1,20  |
|        |           | 5              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,32               | 5,46  | 5,33  | 1,19                | 1,24  | 1,26  |
|        |           | 6              | 189,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,32               | 5,49  | 5,35  | 1,25                | 1,27  | 1,34  |
|        |           | 7              | 220,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,35               | 5,51  | 5,40  | 1,32                | 1,31  | 1,42  |
|        |           | 8              | 252,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,37               | 5,54  | 5,44  | 1,40                | 1,34  | 1,49  |
|        |           | 9              | 283,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,40               | 5,62  | 5,46  | 1,51                | 1,38  | 1,55  |
|        |           | 10             | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,43               | 5,65  | 5,51  | 1,65                | 1,42  | 1,62  |
| 2      | 2,02      | 1              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 5,56               | 5,61  | 5,55  | 2,10                | 2,11  | 2,13  |
|        |           | 2              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 5,56               | 5,66  | 5,55  | 2,11                | 2,17  | 2,13  |
|        |           | 3              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 5,56               | 5,74  | 5,55  | 2,14                | 2,23  | 2,18  |
|        |           | 4              | 126,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,58               | 5,79  | 5,59  | 2,21                | 2,29  | 2,26  |
|        |           | 5              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,58               | 5,89  | 5,64  | 2,29                | 2,36  | 2,38  |
|        |           | 6              | 189,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,64               | 5,94  | 5,70  | 2,40                | 2,43  | 2,54  |
|        |           | 7              | 220,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,66               | 6,04  | 5,79  | 2,54                | 2,50  | 2,70  |
|        |           | 8              | 252,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,71               | 6,10  | 5,85  | 2,74                | 2,58  | 2,85  |
|        |           | 9              | 283,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,77               | 6,21  | 5,91  | 2,98                | 2,66  | 2,98  |
|        |           | 10             | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,84               | 6,32  | 5,97  | 3,28                | 2,75  | 3,10  |
| 3      | 2,42      | 1              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 5,79               | 5,86  | 5,79  | 3,04                | 3,07  | 3,08  |
|        |           | 2              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 5,79               | 5,97  | 5,79  | 3,06                | 3,16  | 3,08  |
|        |           | 3              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 5,82               | 6,08  | 5,80  | 3,13                | 3,26  | 3,15  |
|        |           | 4              | 126,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,85               | 6,16  | 5,84  | 3,22                | 3,36  | 3,27  |
|        |           | 5              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,87               | 6,27  | 5,93  | 3,35                | 3,48  | 3,45  |
|        |           | 6              | 189,00          | 12 $\phi$ 10    | 5,90               | 6,40  | 6,03  | 3,53                | 3,60  | 3,70  |
|        |           | 7              | 220,50          | 12 $\phi$ 10    | 5,98               | 6,57  | 6,18  | 3,77                | 3,74  | 3,96  |
|        |           | 8              | 252,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,06               | 6,75  | 6,29  | 4,08                | 3,88  | 4,18  |
|        |           | 9              | 283,50          | 12 $\phi$ 10    | 6,16               | 6,89  | 6,35  | 4,48                | 4,04  | 4,39  |
|        |           | 10             | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,29               | 7,04  | 6,50  | 5,00                | 4,21  | 4,60  |
| 4      | 2,83      | 1              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 6,11               | 6,21  | 6,12  | 4,30                | 4,34  | 4,33  |
|        |           | 2              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 6,11               | 6,38  | 6,12  | 4,34                | 4,50  | 4,33  |
|        |           | 3              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 6,13               | 6,55  | 6,16  | 4,43                | 4,68  | 4,44  |
|        |           | 4              | 126,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,19               | 6,74  | 6,25  | 4,59                | 4,88  | 4,63  |
|        |           | 5              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 6,24               | 6,90  | 6,39  | 4,80                | 5,07  | 4,91  |
|        |           | 6              | 189,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,32               | 7,10  | 6,56  | 5,10                | 5,29  | 5,29  |
|        |           | 7              | 220,50          | 12 $\phi$ 10    | 6,42               | 7,32  | 6,75  | 5,47                | 5,53  | 5,70  |
|        |           | 8              | 252,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,53               | 7,54  | 6,95  | 5,98                | 5,77  | 6,06  |
|        |           | 9              | 283,50          | 12 $\phi$ 10    | 6,68               | 7,87  | 7,11  | 6,63                | 6,10  | 6,39  |
|        |           | 10             | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,92               | 8,18  | 7,22  | 7,51                | 6,42  | 6,71  |
| 5      | 3,24      | 1              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 6,55               | 6,73  | 6,60  | 6,00                | 6,10  | 6,06  |
|        |           | 2              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 6,58               | 6,94  | 6,60  | 6,08                | 6,36  | 6,06  |
|        |           | 3              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 6,61               | 7,16  | 6,69  | 6,22                | 6,64  | 6,22  |
|        |           | 4              | 126,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,66               | 7,47  | 6,80  | 6,46                | 7,00  | 6,50  |
|        |           | 5              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 6,74               | 7,75  | 7,01  | 6,79                | 7,36  | 6,94  |
|        |           | 6              | 189,00          | 12 $\phi$ 10    | 6,87               | 8,10  | 7,34  | 7,29                | 7,77  | 7,59  |
|        |           | 7              | 220,50          | 12 $\phi$ 10    | 7,03               | 8,46  | 7,65  | 7,93                | 8,24  | 8,25  |
|        |           | 8              | 252,00          | 12 $\phi$ 10    | 7,24               | 8,84  | 7,93  | 8,81                | 8,79  | 8,84  |
|        |           | 9              | 283,50          | 12 $\phi$ 10    | 7,52               | 9,39  | 8,21  | 9,97                | 9,39  | 9,38  |
|        |           | 10             | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 7,92               | 9,93  | 8,52  | 11,57               | 10,09 | 9,96  |
| 6      | 3,64      | 1              | 31,50           | 12 $\phi$ 10    | 7,03               | 7,25  | 7,05  | 7,85                | 8,00  | 7,92  |
|        |           | 2              | 63,00           | 12 $\phi$ 10    | 7,05               | 7,57  | 7,05  | 7,97                | 8,39  | 7,92  |
|        |           | 3              | 94,50           | 12 $\phi$ 10    | 7,11               | 7,91  | 7,26  | 8,19                | 8,84  | 8,15  |
|        |           | 4              | 126,00          | 12 $\phi$ 10    | 7,18               | 8,27  | 7,46  | 8,52                | 9,37  | 8,56  |
|        |           | 5              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 7,32               | 8,76  | 7,76  | 9,04                | 10,04 | 9,20  |
|        |           | 6              | 189,00          | 12 $\phi$ 10    | 7,50               | 9,26  | 8,21  | 9,78                | 10,72 | 10,14 |
|        |           | 7              | 220,50          | 12 $\phi$ 10    | 7,73               | 9,87  | 8,69  | 10,75               | 11,59 | 11,12 |
|        |           | 8              | 252,00          | 12 $\phi$ 10    | 8,10               | 10,56 | 9,15  | 12,24               | 12,58 | 12,05 |
|        |           | 9              | 283,50          | 12 $\phi$ 10    | 8,60               | 11,40 | 9,57  | 14,30               | 13,87 | 12,92 |
|        |           | 10             | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 9,44               | 12,71 | 10,17 | 17,79               | 18,86 | 13,97 |

| PP15   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 1,4    | 0,14      | 25             | 1750            | 33,6            |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 9,23               | 9,31  | 9,12  | 2,09                | 2,13  | 2,07  |
|        |           | 2              | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 9,23               | 9,44  | 9,12  | 2,13                | 2,24  | 2,07  |
|        |           | 3              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 9,28               | 9,58  | 9,18  | 2,17                | 2,35  | 2,15  |
|        |           | 4              | 210,00          | 12 $\phi$ 10    | 9,32               | 9,73  | 9,25  | 2,26                | 2,46  | 2,28  |
|        |           | 5              | 262,50          | 12 $\phi$ 10    | 9,36               | 9,96  | 9,33  | 2,39                | 2,60  | 2,46  |
|        |           | 6              | 315,00          | 12 $\phi$ 10    | 9,45               | 9,99  | 9,49  | 2,55                | 2,74  | 2,65  |
|        |           | 7              | 367,50          | 20 $\phi$ 10    | 9,49               | 10,01 | 9,54  | 2,65                | 2,77  | 2,70  |
|        |           | 8              | 420,00          | 20 $\phi$ 12,5  | 9,49               | 10,26 | 9,58  | 2,71                | 2,74  | 2,69  |
|        |           | 9              | 472,50          | 20 $\phi$ 12,5  | 9,63               | 10,44 | 9,65  | 2,98                | 3,17  | 2,83  |
|        |           | 10             | 525,00          | 20 $\phi$ 16    | 9,58               | 10,81 | 9,75  | 2,86                | 3,15  | 2,62  |
| 2      | 2,02      | 1              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 10,11              | 10,32 | 10,19 | 4,08                | 4,30  | 4,26  |
|        |           | 2              | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 10,15              | 10,70 | 10,24 | 4,27                | 4,57  | 4,26  |
|        |           | 3              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 10,24              | 10,99 | 10,38 | 4,42                | 4,85  | 4,37  |
|        |           | 4              | 210,00          | 12 $\phi$ 10    | 10,33              | 11,25 | 10,58 | 4,63                | 5,15  | 4,58  |
|        |           | 5              | 262,50          | 12 $\phi$ 10    | 10,46              | 11,06 | 10,86 | 4,93                | 5,29  | 4,91  |
|        |           | 6              | 315,00          | 12 $\phi$ 12,5  | 10,54              | 11,23 | 10,77 | 5,15                | 5,35  | 5,15  |
|        |           | 7              | 367,50          | 12 $\phi$ 16    | 10,63              | 12,21 | 10,95 | 5,30                | 5,58  | 5,19  |
|        |           | 8              | 420,00          | 12 $\phi$ 16    | 10,85              | 12,80 | 11,16 | 5,81                | 5,54  | 5,53  |
|        |           | 9              | 472,50          | 12 $\phi$ 20    | 10,81              | 13,38 | 11,32 | 5,80                | 6,43  | 5,48  |
|        |           | 10             | 525,00          | 12 $\phi$ 20    | 11,03              | 14,33 | 11,73 | 6,33                | 7,31  | 6,16  |
| 3      | 2,42      | 1              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 11,11              | 11,60 | 11,17 | 6,43                | 6,63  | 6,54  |
|        |           | 2              | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 11,16              | 11,95 | 11,17 | 6,57                | 7,12  | 6,54  |
|        |           | 3              | 157,50          | 12 $\phi$ 10    | 11,24              | 12,57 | 11,29 | 6,80                | 7,70  | 6,75  |
|        |           | 4              | 210,00          | 12 $\phi$ 10    | 11,42              | 11,80 | 11,51 | 7,22                | 7,52  | 7,11  |
|        |           | 5              | 262,50          | 12 $\phi$ 12,5  | 11,55              | 13,13 | 11,85 | 7,45                | 8,24  | 7,44  |
|        |           | 6              | 315,00          | 12 $\phi$ 16    | 11,55              | 13,86 | 12,01 | 7,53                | 8,41  | 7,55  |
|        |           | 7              | 367,50          | 12 $\phi$ 16    | 11,86              | 13,90 | 12,34 | 8,28                | 8,68  | 8,11  |
|        |           | 8              | 420,00          | 12 $\phi$ 20    | 11,81              | 14,83 | 12,45 | 8,18                | 8,76  | 8,02  |
|        |           | 9              | 472,50          | 12 $\phi$ 20    | 12,16              | 16,82 | 12,88 | 8,97                | 11,01 | 8,78  |
|        |           | 10             | 525,00          | 12 $\phi$ 20    | 12,56              | 16,48 | 13,20 | 9,94                | 11,25 | 9,42  |
| 4      | 2,83      | 1              | 52,50           | 12 $\phi$ 10    | 12,65              | 13,24 | 12,88 | 10,10               | 10,55 | 10,25 |
|        |           | 2              | 105,00          | 12 $\phi$ 10    | 12,73              | 14,24 | 12,88 | 10,39               | 11,72 | 10,25 |
|        |           | 3              | 157,50          | 12 $\phi$ 12,5  | 12,78              | 14,32 | 13,15 | 10,45               | 11,54 | 10,38 |
|        |           | 4              | 210,00          | 12 $\phi$ 12,5  | 13,13              | 14,58 | 13,66 | 11,27               | 11,93 | 10,97 |
|        |           | 5              | 262,50          | 12 $\phi$ 16    | 12,78              | 16,51 | 13,79 | 10,44               | 13,59 | 11,15 |
|        |           | 6              | 315,00          | 12 $\phi$ 20    | 13,13              | 17,45 | 13,98 | 11,32               | 13,87 | 11,17 |
|        |           | 7              | 367,50          | 12 $\phi$ 20    | 13,56              | 18,22 | 14,48 | 12,39               | 14,85 | 11,96 |
|        |           | 8              | 420,00          | 12 $\phi$ 20    | 14,18              | 18,17 | 14,91 | 13,89               | 14,82 | 12,79 |
|        |           | 9              | 472,50          | 12 $\phi$ 25    | 13,78              | 21,48 | 15,05 | 12,95               | 18,64 | 12,68 |
|        |           | 10             | 525,00          | 12 $\phi$ 25    | 14,31              | 21,03 | 15,60 | 14,20               | 18,18 | 13,61 |
| 5      | 3,24      | 1              | 52,50           | 12 $\phi$ 12,5  | 15,27              | 16,46 | 15,06 | 16,59               | 18,21 | 14,91 |
|        |           | 2              | 105,00          | 12 $\phi$ 16    | 14,70              | 17,90 | 15,06 | 15,08               | 19,86 | 14,91 |
|        |           | 3              | 157,50          | 12 $\phi$ 16    | 15,09              | 18,38 | 15,65 | 16,16               | 20,24 | 15,77 |
|        |           | 4              | 210,00          | 12 $\phi$ 16    | 15,88              | 17,98 | 16,64 | 18,10               | 19,16 | 16,81 |
|        |           | 5              | 262,50          | 12 $\phi$ 20    | 15,27              | 18,39 | 16,19 | 16,60               | 18,61 | 16,17 |
|        |           | 6              | 315,00          | 12 $\phi$ 20    | 16,10              | 17,78 | 17,15 | 18,64               | 17,55 | 17,43 |
|        |           | 7              | 367,50          | 12 $\phi$ 25    | 15,49              | 22,03 | 16,42 | 17,07               | 23,25 | 16,30 |
|        |           | 8              | 420,00          | 16 $\phi$ 25    | 16,06              | 21,50 | 17,00 | 18,50               | 22,01 | 17,29 |
|        |           | 9              | 472,50          | 16 $\phi$ 25    | 16,84              | 21,47 | 17,95 | 20,45               | 22,02 | 19,21 |
|        |           | 10             | 525,00          | 16 $\phi$ 25    | 17,85              | 23,61 | 18,97 | 22,97               | 25,45 | 20,72 |
| 6      | 3,64      | 1              | 52,50           | 16 $\phi$ 25    | 18,16              | 23,89 | 18,96 | 23,78               | 37,23 | 24,64 |
|        |           | 2              | 105,00          | 16 $\phi$ 25    | 18,64              | 24,11 | 18,96 | 25,05               | 36,43 | 24,64 |
|        |           | 3              | 157,50          | 16 $\phi$ 25    | 19,51              | 25,72 | 19,98 | 27,34               | 37,29 | 26,73 |
|        |           | 4              | 210,00          | 20 $\phi$ 25    | 17,24              | 27,32 | 18,43 | 21,63               | 37,39 | 21,21 |
|        |           | 5              | 262,50          | 20 $\phi$ 25    | 17,85              | 27,33 | 19,17 | 22,91               | 36,53 | 22,46 |
|        |           | 6              | 315,00          | 20 $\phi$ 25    | 18,64              | 29,46 | 20,03 | 24,88               | 40,75 | 24,00 |
|        |           | 7              | 367,50          | 20 $\phi$ 25    | 19,69              | 30,02 | 21,07 | 27,50               | 41,21 | 25,96 |
|        |           | 8              | 420,00          | 20 $\phi$ 25    | 21,48              | 34,52 | 22,42 | 32,15               | 44,78 | 28,50 |
|        |           | 9              | 472,50          | 24 $\phi$ 25    | 18,55              | 35,05 | 20,06 | 24,60               | 45,73 | 24,50 |
|        |           | 10             | 525,00          | 24 $\phi$ 25    | 19,25              | 34,52 | 20,97 | 26,42               | 44,36 | 26,49 |

| PP16   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 1,4    | 0,14      | 25             | 2450            | 47,04           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 73,50           | 12 $\phi$ 16    | 13,61              | 13,78 | 13,59 | 3,26                | 3,25  | 3,20  |
|        |           | 2              | 147,00          | 12 $\phi$ 20    | 13,54              | 13,89 | 13,59 | 3,16                | 3,17  | 3,20  |
|        |           | 3              | 220,50          | 12 $\phi$ 20    | 13,61              | 14,22 | 13,65 | 3,25                | 3,35  | 3,31  |
|        |           | 4              | 294,00          | 12 $\phi$ 20    | 13,73              | 14,57 | 13,71 | 3,40                | 3,58  | 3,47  |
|        |           | 5              | 367,50          | 12 $\phi$ 25    | 13,67              | 14,49 | 13,87 | 3,32                | 3,35  | 3,43  |
|        |           | 6              | 441,00          | 12 $\phi$ 25    | 13,73              | 14,86 | 13,95 | 3,49                | 3,53  | 3,60  |
|        |           | 7              | 514,50          | 12 $\phi$ 25    | 13,91              | 15,36 | 14,11 | 3,71                | 3,67  | 3,80  |
|        |           | 8              | 588,00          | 16 $\phi$ 25    | 13,79              | 15,78 | 13,81 | 3,57                | 4,09  | 3,68  |
|        |           | 9              | 661,50          | 16 $\phi$ 25    | 13,91              | 15,77 | 14,02 | 3,79                | 4,64  | 3,97  |
|        |           | 10             | 735,00          | 16 $\phi$ 25    | 14,10              | 16,46 | 14,15 | 4,02                | 5,26  | 4,22  |
| 2      | 2,02      | 1              | 73,50           | 12 $\phi$ 20    | 15,75              | 16,00 | 15,69 | 6,74                | 6,55  | 6,78  |
|        |           | 2              | 147,00          | 12 $\phi$ 25    | 15,50              | 16,15 | 15,73 | 6,43                | 6,32  | 6,43  |
|        |           | 3              | 220,50          | 12 $\phi$ 25    | 15,69              | 16,82 | 15,92 | 6,68                | 6,72  | 6,65  |
|        |           | 4              | 294,00          | 12 $\phi$ 25    | 15,87              | 17,54 | 16,19 | 7,01                | 7,23  | 6,97  |
|        |           | 5              | 367,50          | 12 $\phi$ 25    | 16,12              | 18,58 | 16,43 | 7,45                | 7,98  | 7,32  |
|        |           | 6              | 441,00          | 16 $\phi$ 25    | 15,93              | 16,99 | 16,22 | 7,11                | 7,70  | 7,14  |
|        |           | 7              | 514,50          | 16 $\phi$ 25    | 16,24              | 17,62 | 16,60 | 7,58                | 8,35  | 7,52  |
|        |           | 8              | 588,00          | 16 $\phi$ 25    | 16,55              | 18,39 | 16,86 | 8,12                | 9,16  | 7,94  |
|        |           | 9              | 661,50          | 20 $\phi$ 25    | 16,24              | 20,01 | 17,46 | 7,66                | 10,11 | 8,00  |
|        |           | 10             | 735,00          | 20 $\phi$ 25    | 16,55              | 21,64 | 17,84 | 8,15                | 9,89  | 8,51  |
| 3      | 2,42      | 1              | 73,50           | 12 $\phi$ 25    | 18,38              | 18,49 | 17,97 | 10,35               | 10,54 | 10,18 |
|        |           | 2              | 147,00          | 16 $\phi$ 25    | 17,71              | 19,95 | 17,97 | 10,19               | 11,84 | 10,18 |
|        |           | 3              | 220,50          | 16 $\phi$ 25    | 17,95              | 21,17 | 18,30 | 10,62               | 13,03 | 10,61 |
|        |           | 4              | 294,00          | 16 $\phi$ 25    | 18,32              | 20,00 | 18,95 | 11,20               | 11,79 | 11,09 |
|        |           | 5              | 367,50          | 16 $\phi$ 25    | 18,81              | 21,21 | 19,47 | 12,04               | 12,98 | 11,63 |
|        |           | 6              | 441,00          | 20 $\phi$ 25    | 18,44              | 24,04 | 19,82 | 11,43               | 14,32 | 11,42 |
|        |           | 7              | 514,50          | 20 $\phi$ 25    | 18,87              | 24,39 | 20,27 | 12,21               | 14,30 | 12,06 |
|        |           | 8              | 588,00          | 24 $\phi$ 25    | 18,26              | 24,68 | 18,76 | 11,13               | 14,48 | 10,74 |
|        |           | 9              | 661,50          | 24 $\phi$ 25    | 18,63              | 25,27 | 19,30 | 11,77               | 15,56 | 11,60 |
|        |           | 10             | 735,00          | 24 $\phi$ 25    | 19,06              | 27,65 | 19,83 | 12,47               | 18,16 | 12,37 |
| 4      | 2,83      | 1              | 73,50           | 20 $\phi$ 25    | 22,43              | 22,72 | 22,48 | 18,48               | 17,32 | 17,60 |
|        |           | 2              | 147,00          | 20 $\phi$ 25    | 22,92              | 26,46 | 22,48 | 19,29               | 22,02 | 17,60 |
|        |           | 3              | 220,50          | 24 $\phi$ 25    | 21,08              | 28,15 | 21,58 | 16,05               | 16,56 | 16,18 |
|        |           | 4              | 294,00          | 24 $\phi$ 25    | 21,57              | 29,85 | 22,22 | 16,91               | 23,08 | 16,79 |
|        |           | 5              | 367,50          | 24 $\phi$ 25    | 22,12              | 30,47 | 22,93 | 17,92               | 23,56 | 17,57 |
|        |           | 6              | 441,00          | 24 $\phi$ 25    | 22,92              | 29,95 | 23,77 | 19,29               | 22,54 | 18,45 |
|        |           | 7              | 514,50          | 28 $\phi$ 25    | 21,69              | 29,97 | 22,93 | 17,05               | 19,88 | 16,71 |
|        |           | 8              | 588,00          | 28 $\phi$ 25    | 22,30              | 30,00 | 23,62 | 18,13               | 22,41 | 17,60 |
|        |           | 9              | 661,50          | 28 $\phi$ 25    | 22,92              | 30,81 | 24,35 | 19,26               | 22,09 | 19,14 |
|        |           | 10             | 735,00          | 32 $\phi$ 25    | 21,87              | 31,62 | 23,00 | 17,38               | 24,08 | 17,29 |
| 5      | 3,24      | 1              | 73,50           | 32 $\phi$ 25    | 26,77              | 33,06 | 27,26 | 26,05               | 35,56 | 26,53 |
|        |           | 2              | 147,00          | 32 $\phi$ 25    | 27,02              | 34,78 | 27,26 | 26,59               | 37,72 | 26,53 |
|        |           | 3              | 220,50          | 32 $\phi$ 25    | 27,88              | 32,30 | 28,04 | 28,08               | 32,65 | 27,72 |

| PP17   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 1,4    | 0,14      | 25             | 3150            | 60,48           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 94,50           | 16 $\phi$ 25    | 18,29              | 18,68 | 18,44 | 4,25                | 4,39  | 4,39  |
|        |           | 2              | 189,00          | 16 $\phi$ 25    | 18,37              | 19,09 | 18,44 | 4,34                | 4,62  | 4,39  |
|        |           | 3              | 283,50          | 20 $\phi$ 25    | 18,21              | 19,10 | 18,67 | 4,11                | 4,20  | 4,34  |
|        |           | 4              | 378,00          | 20 $\phi$ 25    | 18,29              | 19,61 | 18,87 | 4,27                | 4,46  | 4,51  |
|        |           | 5              | 472,50          | 20 $\phi$ 25    | 18,45              | 20,04 | 19,02 | 4,36                | 4,74  | 4,70  |
|        |           | 6              | 567,00          | 24 $\phi$ 25    | 18,29              | 20,49 | 18,31 | 4,29                | 4,92  | 4,40  |
|        |           | 7              | 661,50          | 24 $\phi$ 25    | 18,45              | 20,53 | 18,63 | 4,49                | 5,03  | 4,60  |
|        |           | 8              | 756,00          | 24 $\phi$ 25    | 18,68              | 20,58 | 18,75 | 4,71                | 5,43  | 4,79  |
|        |           | 9              | 850,50          | 28 $\phi$ 25    | 18,52              | 21,76 | 18,31 | 4,56                | 6,20  | 4,73  |
|        |           | 10             | 945,00          | 28 $\phi$ 25    | 18,68              | 22,87 | 18,55 | 4,77                | 7,06  | 4,98  |
| 2      | 2,02      | 1              | 94,50           | 24 $\phi$ 25    | 21,60              | 22,48 | 21,92 | 8,59                | 9,03  | 8,80  |
|        |           | 2              | 189,00          | 24 $\phi$ 25    | 21,68              | 23,78 | 21,92 | 8,74                | 9,83  | 8,80  |
|        |           | 3              | 283,50          | 24 $\phi$ 25    | 21,91              | 24,10 | 22,39 | 9,02                | 9,51  | 9,04  |
|        |           | 4              | 378,00          | 24 $\phi$ 25    | 22,15              | 24,42 | 22,75 | 9,39                | 10,35 | 9,35  |
|        |           | 5              | 472,50          | 28 $\phi$ 25    | 21,68              | 25,99 | 21,67 | 8,78                | 10,29 | 8,81  |
|        |           | 6              | 567,00          | 28 $\phi$ 25    | 22,07              | 25,33 | 22,21 | 9,22                | 10,02 | 9,10  |
|        |           | 7              | 661,50          | 28 $\phi$ 25    | 22,38              | 26,23 | 22,41 | 9,70                | 9,27  | 9,49  |
|        |           | 8              | 756,00          | 32 $\phi$ 25    | 21,99              | 27,14 | 22,11 | 9,12                | 10,73 | 8,93  |
|        |           | 9              | 850,50          | 32 $\phi$ 25    | 22,30              | 30,14 | 22,58 | 9,54                | 13,27 | 9,56  |
|        |           | 10             | 945,00          | 32 $\phi$ 25    | 22,70              | 26,90 | 23,19 | 10,05               | 12,05 | 10,04 |
| 3      | 2,42      | 1              | 94,50           | 32 $\phi$ 25    | 25,14              | 26,97 | 25,46 | 13,42               | 14,57 | 13,57 |
|        |           | 2              | 189,00          | 32 $\phi$ 25    | 25,30              | 30,45 | 25,46 | 13,63               | 17,50 | 13,89 |
|        |           | 3              | 283,50          | 32 $\phi$ 25    | 25,53              | 30,78 | 25,72 | 13,96               | 17,54 | 14,31 |
|        |           | 4              | 378,00          | 32 $\phi$ 25    | 25,93              | 31,42 | 26,13 | 14,44               | 16,42 | 14,82 |
|        |           | 5              | 472,50          | 32 $\phi$ 25    | 26,40              | 32,06 | 26,61 | 15,09               | 18,46 | 15,19 |

| PP18   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |      |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |      |       |
| 1,4    | 0,14      | 25             | 3850            | 73,92           |                    |       |       |                     |      |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 115,50          | 28 $\phi$ 25    | 22,99              | 23,63 | 22,89 | 4,98                | 5,52 | 5,11  |
|        |           | 2              | 231,00          | 28 $\phi$ 25    | 22,99              | 23,40 | 22,89 | 5,05                | 5,49 | 5,11  |
|        |           | 3              | 346,50          | 28 $\phi$ 25    | 23,18              | 24,04 | 23,09 | 5,18                | 5,84 | 5,26  |
|        |           | 4              | 462,00          | 28 $\phi$ 25    | 23,28              | 24,73 | 23,30 | 5,35                | 6,29 | 5,42  |
|        |           | 5              | 577,50          | 32 $\phi$ 25    | 23,08              | 26,16 | 23,09 | 5,09                | 5,83 | 5,16  |
|        |           | 6              | 693,00          | 32 $\phi$ 25    | 23,28              | 24,69 | 23,37 | 5,27                | 5,62 | 5,32  |

| PP19   |           |                |                 |                 |                    |      |       |                     |      |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|------|-------|---------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |      |       | $\delta_{tot}$ (mm) |      |       |
| 2,1    | 0,14      | 25             | 525             | 10,08           |                    |      |       |                     |      |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR  | MALHA | PILAR               | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 21,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,06 | 2,06  | 0,34                | 0,34 | 0,35  |
|        |           | 2              | 42,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,07 | 2,06  | 0,34                | 0,35 | 0,35  |
|        |           | 3              | 63,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,07 | 2,06  | 0,35                | 0,35 | 0,36  |
|        |           | 4              | 84,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,07 | 2,06  | 0,35                | 0,36 | 0,36  |
|        |           | 5              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,08 | 2,06  | 0,36                | 0,36 | 0,37  |
|        |           | 6              | 126,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,08 | 2,06  | 0,37                | 0,38 | 0,39  |
|        |           | 7              | 147,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,08 | 2,06  | 0,38                | 0,38 | 0,41  |
|        |           | 8              | 168,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,06               | 2,08 | 2,07  | 0,39                | 0,38 | 0,42  |
|        |           | 9              | 189,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,07               | 2,09 | 2,07  | 0,41                | 0,39 | 0,44  |
|        |           | 10             | 220,50          | 18 $\phi$ 10    | 2,07               | 2,09 | 2,09  | 0,45                | 0,40 | 0,46  |
| 2      | 2,02      | 1              | 21,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,10 | 2,09  | 0,63                | 0,64 | 0,64  |
|        |           | 2              | 42,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,10 | 2,09  | 0,63                | 0,64 | 0,65  |
|        |           | 3              | 63,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,11 | 2,09  | 0,64                | 0,65 | 0,67  |
|        |           | 4              | 84,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,12 | 2,09  | 0,65                | 0,66 | 0,69  |
|        |           | 5              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,12 | 2,10  | 0,66                | 0,67 | 0,72  |
|        |           | 6              | 126,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,13 | 2,12  | 0,68                | 0,68 | 0,76  |
|        |           | 7              | 147,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,09               | 2,13 | 2,12  | 0,70                | 0,69 | 0,79  |
|        |           | 8              | 168,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,10               | 2,14 | 2,12  | 0,73                | 0,70 | 0,82  |
|        |           | 9              | 189,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,10               | 2,14 | 2,13  | 0,77                | 0,71 | 0,86  |
|        |           | 10             | 220,50          | 18 $\phi$ 10    | 2,11               | 2,15 | 2,13  | 0,83                | 0,72 | 0,86  |
| 3      | 2,42      | 1              | 21,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,11               | 2,12 | 2,11  | 0,90                | 0,89 | 0,90  |
|        |           | 2              | 42,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,11               | 2,13 | 2,11  | 0,90                | 0,91 | 0,90  |
|        |           | 3              | 63,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,11               | 2,14 | 2,11  | 0,91                | 0,92 | 0,92  |
|        |           | 4              | 84,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,12               | 2,14 | 2,11  | 0,92                | 0,93 | 0,94  |
|        |           | 5              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,12               | 2,15 | 2,13  | 0,94                | 0,94 | 0,97  |
|        |           | 6              | 126,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,12               | 2,18 | 2,13  | 0,96                | 0,95 | 1,02  |
|        |           | 7              | 147,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,12               | 2,18 | 2,15  | 1,00                | 0,96 | 1,07  |
|        |           | 8              | 168,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,13               | 2,19 | 2,16  | 1,04                | 0,97 | 1,12  |
|        |           | 9              | 189,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,13               | 2,20 | 2,16  | 1,09                | 0,99 | 1,16  |
|        |           | 10             | 220,50          | 18 $\phi$ 10    | 2,15               | 2,22 | 2,19  | 1,19                | 1,00 | 1,22  |
| 4      | 2,83      | 1              | 21,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,15               | 2,16 | 2,14  | 1,21                | 1,22 | 1,22  |
|        |           | 2              | 42,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,15               | 2,18 | 2,14  | 1,21                | 1,23 | 1,22  |
|        |           | 3              | 63,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,16               | 2,19 | 2,15  | 1,23                | 1,24 | 1,24  |
|        |           | 4              | 84,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,16               | 2,20 | 2,16  | 1,24                | 1,26 | 1,27  |
|        |           | 5              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,16               | 2,21 | 2,16  | 1,27                | 1,27 | 1,31  |
|        |           | 6              | 126,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,16               | 2,23 | 2,18  | 1,30                | 1,29 | 1,38  |
|        |           | 7              | 147,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,17               | 2,24 | 2,19  | 1,36                | 1,30 | 1,45  |
|        |           | 8              | 168,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,18               | 2,25 | 2,21  | 1,42                | 1,32 | 1,51  |
|        |           | 9              | 189,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,18               | 2,26 | 2,22  | 1,50                | 1,33 | 1,57  |
|        |           | 10             | 220,50          | 18 $\phi$ 10    | 2,20               | 2,28 | 2,24  | 1,64                | 1,36 | 1,66  |
| 5      | 3,24      | 1              | 21,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,19               | 2,20 | 2,18  | 1,58                | 1,59 | 1,60  |
|        |           | 2              | 42,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,19               | 2,22 | 2,18  | 1,59                | 1,61 | 1,60  |
|        |           | 3              | 63,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,19               | 2,23 | 2,19  | 1,61                | 1,63 | 1,62  |
|        |           | 4              | 84,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,20               | 2,26 | 2,20  | 1,63                | 1,65 | 1,66  |
|        |           | 5              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,20               | 2,27 | 2,21  | 1,66                | 1,67 | 1,71  |
|        |           | 6              | 126,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,21               | 2,29 | 2,23  | 1,73                | 1,69 | 1,80  |
|        |           | 7              | 147,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,21               | 2,31 | 2,25  | 1,78                | 1,71 | 1,89  |
|        |           | 8              | 168,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,22               | 2,32 | 2,27  | 1,87                | 1,74 | 1,98  |
|        |           | 9              | 189,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,23               | 2,34 | 2,28  | 1,97                | 1,75 | 2,06  |
|        |           | 10             | 220,50          | 18 $\phi$ 10    | 2,25               | 2,38 | 2,31  | 2,17                | 1,79 | 2,18  |
| 6      | 3,64      | 1              | 21,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,23               | 2,25 | 2,23  | 1,97                | 1,97 | 1,98  |
|        |           | 2              | 42,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,23               | 2,27 | 2,23  | 1,98                | 2,00 | 1,98  |
|        |           | 3              | 63,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,23               | 2,28 | 2,23  | 1,99                | 2,02 | 2,00  |
|        |           | 4              | 84,00           | 18 $\phi$ 10    | 2,24               | 2,32 | 2,23  | 2,03                | 2,05 | 2,05  |
|        |           | 5              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,24               | 2,34 | 2,25  | 2,07                | 2,09 | 2,12  |
|        |           | 6              | 126,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,25               | 2,36 | 2,27  | 2,14                | 2,11 | 2,23  |
|        |           | 7              | 147,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,26               | 2,37 | 2,30  | 2,23                | 2,13 | 2,35  |
|        |           | 8              | 168,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,27               | 2,39 | 2,32  | 2,34                | 2,17 | 2,46  |
|        |           | 9              | 189,00          | 18 $\phi$ 10    | 2,28               | 2,43 | 2,35  | 2,46                | 2,20 | 2,56  |
|        |           | 10             | 220,50          | 18 $\phi$ 10    | 2,30               | 2,46 | 2,39  | 2,72                | 2,24 | 2,71  |

| PP20   |                    |                       |                        |                        |                           |       |       |                       |       |       |
|--------|--------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|-------|-------|-----------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)              | f <sub>ck</sub> (Mpa) | N <sub>d</sub> (kN)    | M <sub>hd</sub> (kN.m) | M <sub>d,tot</sub> (kN.m) |       |       | δ <sub>tot</sub> (mm) |       |       |
| 2,1    | 0,14               | 25                    | 1575                   | 30,24                  |                           |       |       |                       |       |       |
| Modelo | l <sub>e</sub> (m) | Caso                  | M <sub>bd</sub> (kN.m) | A <sub>s</sub>         | PILAR                     | NBR   | MALHA | PILAR                 | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45               | 1                     | 63,00                  | 18 φ 10                | 6,38                      | 6,40  | 6,36  | 1,10                  | 1,14  | 1,12  |
|        |                    | 2                     | 126,00                 | 18 φ 10                | 6,38                      | 6,43  | 6,36  | 1,11                  | 1,15  | 1,12  |
|        |                    | 3                     | 189,00                 | 18 φ 10                | 6,38                      | 6,46  | 6,36  | 1,12                  | 1,18  | 1,13  |
|        |                    | 4                     | 252,00                 | 18 φ 10                | 6,38                      | 6,49  | 6,37  | 1,14                  | 1,21  | 1,15  |
|        |                    | 5                     | 315,00                 | 18 φ 10                | 6,38                      | 6,56  | 6,38  | 1,17                  | 1,24  | 1,19  |
|        |                    | 6                     | 378,00                 | 18 φ 10                | 6,41                      | 6,60  | 6,43  | 1,21                  | 1,27  | 1,23  |
|        |                    | 7                     | 441,00                 | 18 φ 10                | 6,41                      | 6,63  | 6,45  | 1,27                  | 1,30  | 1,29  |
|        |                    | 8                     | 504,00                 | 18 φ 10                | 6,44                      | 6,66  | 6,51  | 1,33                  | 1,34  | 1,34  |
|        |                    | 9                     | 567,00                 | 18 φ 10                | 6,47                      | 6,75  | 6,54  | 1,40                  | 1,37  | 1,40  |
|        |                    | 10                    | 661,50                 | 18 φ 10                | 6,50                      | 6,92  | 6,64  | 1,55                  | 1,63  | 1,54  |
| 2      | 2,02               | 1                     | 63,00                  | 18 φ 10                | 6,69                      | 6,75  | 6,66  | 2,10                  | 2,13  | 2,11  |
|        |                    | 2                     | 126,00                 | 18 φ 10                | 6,69                      | 6,81  | 6,66  | 2,12                  | 2,19  | 2,11  |
|        |                    | 3                     | 189,00                 | 18 φ 10                | 6,69                      | 6,90  | 6,67  | 2,14                  | 2,23  | 2,14  |
|        |                    | 4                     | 252,00                 | 18 φ 10                | 6,69                      | 6,96  | 6,68  | 2,19                  | 2,31  | 2,18  |
|        |                    | 5                     | 315,00                 | 18 φ 10                | 6,72                      | 7,07  | 6,74  | 2,24                  | 2,37  | 2,26  |
|        |                    | 6                     | 378,00                 | 18 φ 10                | 6,75                      | 7,13  | 6,81  | 2,32                  | 2,43  | 2,37  |
|        |                    | 7                     | 441,00                 | 18 φ 10                | 6,78                      | 7,25  | 6,89  | 2,45                  | 2,50  | 2,51  |
|        |                    | 8                     | 504,00                 | 18 φ 10                | 6,82                      | 7,31  | 7,00  | 2,57                  | 2,57  | 2,63  |
|        |                    | 9                     | 567,00                 | 18 φ 10                | 6,88                      | 7,44  | 7,07  | 2,75                  | 2,64  | 2,74  |
|        |                    | 10                    | 661,50                 | 18 φ 10                | 6,97                      | 7,85  | 7,21  | 3,09                  | 3,21  | 3,04  |
| 3      | 2,42               | 1                     | 63,00                  | 18 φ 10                | 6,97                      | 7,06  | 6,95  | 3,05                  | 3,10  | 3,06  |
|        |                    | 2                     | 126,00                 | 18 φ 10                | 6,97                      | 7,18  | 6,95  | 3,07                  | 3,19  | 3,06  |
|        |                    | 3                     | 189,00                 | 18 φ 10                | 7,01                      | 7,30  | 6,96  | 3,11                  | 3,29  | 3,10  |
|        |                    | 4                     | 252,00                 | 18 φ 10                | 7,01                      | 7,44  | 7,01  | 3,19                  | 3,38  | 3,18  |
|        |                    | 5                     | 315,00                 | 18 φ 10                | 7,04                      | 7,57  | 7,08  | 3,28                  | 3,50  | 3,30  |
|        |                    | 6                     | 378,00                 | 18 φ 10                | 7,07                      | 7,67  | 7,21  | 3,42                  | 3,60  | 3,48  |
|        |                    | 7                     | 441,00                 | 18 φ 10                | 7,13                      | 7,88  | 7,34  | 3,61                  | 3,74  | 3,71  |
|        |                    | 8                     | 504,00                 | 18 φ 10                | 7,19                      | 8,08  | 7,49  | 3,82                  | 3,87  | 3,91  |
|        |                    | 9                     | 567,00                 | 18 φ 10                | 7,29                      | 8,24  | 7,62  | 4,10                  | 4,01  | 4,10  |
|        |                    | 10                    | 661,50                 | 18 φ 10                | 7,48                      | 8,96  | 7,87  | 4,67                  | 4,96  | 4,57  |
| 4      | 2,83               | 1                     | 63,00                  | 18 φ 10                | 7,35                      | 7,50  | 7,35  | 4,30                  | 4,39  | 4,34  |
|        |                    | 2                     | 126,00                 | 18 φ 10                | 7,35                      | 7,70  | 7,35  | 4,35                  | 4,57  | 4,34  |
|        |                    | 3                     | 189,00                 | 18 φ 10                | 7,38                      | 7,86  | 7,39  | 4,40                  | 4,71  | 4,42  |
|        |                    | 4                     | 252,00                 | 18 φ 10                | 7,45                      | 8,08  | 7,49  | 4,54                  | 4,90  | 4,57  |
|        |                    | 5                     | 315,00                 | 18 φ 10                | 7,48                      | 8,31  | 7,60  | 4,69                  | 5,10  | 4,77  |
|        |                    | 6                     | 378,00                 | 18 φ 10                | 7,54                      | 8,50  | 7,74  | 4,90                  | 5,29  | 5,05  |
|        |                    | 7                     | 441,00                 | 18 φ 10                | 7,63                      | 8,76  | 7,95  | 5,22                  | 5,52  | 5,42  |
|        |                    | 8                     | 504,00                 | 18 φ 10                | 7,73                      | 9,01  | 8,14  | 5,55                  | 5,75  | 5,72  |
|        |                    | 9                     | 567,00                 | 18 φ 10                | 7,89                      | 9,39  | 8,28  | 6,01                  | 6,05  | 6,03  |
|        |                    | 10                    | 661,50                 | 18 φ 10                | 8,14                      | 10,57 | 8,65  | 6,91                  | 7,64  | 6,77  |
| 5      | 3,24               | 1                     | 63,00                  | 18 φ 10                | 7,89                      | 8,09  | 7,93  | 6,02                  | 6,16  | 6,06  |
|        |                    | 2                     | 126,00                 | 18 φ 10                | 7,92                      | 8,33  | 7,93  | 6,08                  | 6,41  | 6,06  |
|        |                    | 3                     | 189,00                 | 18 φ 10                | 7,92                      | 8,61  | 7,98  | 6,18                  | 6,65  | 6,17  |
|        |                    | 4                     | 252,00                 | 18 φ 10                | 7,98                      | 8,94  | 8,09  | 6,37                  | 7,01  | 6,39  |
|        |                    | 5                     | 315,00                 | 18 φ 10                | 8,08                      | 9,32  | 8,28  | 6,62                  | 7,37  | 6,70  |
|        |                    | 6                     | 378,00                 | 18 φ 10                | 8,17                      | 9,67  | 8,51  | 6,96                  | 7,74  | 7,16  |
|        |                    | 7                     | 441,00                 | 18 φ 10                | 8,33                      | 10,11 | 8,92  | 7,49                  | 8,21  | 7,80  |
|        |                    | 8                     | 504,00                 | 18 φ 10                | 8,52                      | 10,53 | 9,17  | 8,07                  | 8,63  | 8,28  |
|        |                    | 9                     | 567,00                 | 18 φ 10                | 8,74                      | 11,11 | 9,48  | 8,86                  | 9,24  | 8,80  |
|        |                    | 10                    | 661,50                 | 18 φ 10                | 9,24                      | 13,16 | 10,11 | 10,54                 | 12,12 | 9,98  |
| 6      | 3,64               | 1                     | 63,00                  | 18 φ 10                | 8,52                      | 8,84  | 8,66  | 8,10                  | 8,36  | 8,18  |
|        |                    | 2                     | 126,00                 | 18 φ 10                | 8,55                      | 9,19  | 8,66  | 8,21                  | 8,78  | 8,18  |
|        |                    | 3                     | 189,00                 | 18 φ 10                | 8,61                      | 9,57  | 8,75  | 8,36                  | 9,18  | 8,35  |
|        |                    | 4                     | 252,00                 | 18 φ 10                | 8,67                      | 10,10 | 8,94  | 8,66                  | 9,79  | 8,67  |
|        |                    | 5                     | 315,00                 | 18 φ 10                | 8,80                      | 10,60 | 9,24  | 9,05                  | 10,39 | 9,17  |
|        |                    | 6                     | 378,00                 | 18 φ 10                | 8,99                      | 11,18 | 9,66  | 9,64                  | 11,07 | 9,90  |
|        |                    | 7                     | 441,00                 | 18 φ 10                | 9,21                      | 11,98 | 10,20 | 10,47                 | 12,01 | 10,82 |
|        |                    | 8                     | 504,00                 | 18 φ 10                | 9,48                      | 12,77 | 10,64 | 11,39                 | 12,99 | 11,61 |
|        |                    | 9                     | 567,00                 | 18 φ 10                | 9,93                      | 13,81 | 11,10 | 12,87                 | 14,27 | 12,44 |
|        |                    | 10                    | 661,50                 | 18 φ 10                | 10,94                     | 16,93 | 12,31 | 16,34                 | 19,59 | 14,51 |

| PP21   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 2,1    | 0,14      | 25             | 2625            | 50,4            |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,08              | 11,23 | 10,96 | 2,09                | 2,16  | 2,06  |
|        |           | 2              | 210,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,08              | 11,32 | 10,96 | 2,12                | 2,25  | 2,13  |
|        |           | 3              | 315,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,13              | 11,48 | 11,01 | 2,15                | 2,36  | 2,22  |
|        |           | 4              | 420,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,13              | 11,66 | 11,02 | 2,22                | 2,47  | 2,35  |
|        |           | 5              | 525,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,18              | 11,69 | 11,12 | 2,31                | 2,58  | 2,50  |
|        |           | 6              | 630,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,29              | 11,87 | 11,30 | 2,43                | 2,72  | 2,66  |
|        |           | 7              | 735,00          | 18 $\phi$ 10    | 11,34              | 12,06 | 11,41 | 2,59                | 2,89  | 2,82  |
|        |           | 8              | 840,00          | 26 $\phi$ 10    | 11,34              | 12,17 | 11,48 | 2,53                | 2,92  | 2,73  |
|        |           | 9              | 945,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 11,44              | 12,28 | 11,53 | 2,78                | 2,88  | 2,71  |
|        |           | 10             | 1050,00         | 26 $\phi$ 12,5  | 11,60              | 12,79 | 11,68 | 3,05                | 3,46  | 2,94  |
| 2      | 2,02      | 1              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 12,13              | 12,43 | 12,15 | 4,18                | 1,33  | 4,26  |
|        |           | 2              | 210,00          | 18 $\phi$ 10    | 12,18              | 12,81 | 12,15 | 4,24                | 4,59  | 4,37  |
|        |           | 3              | 315,00          | 18 $\phi$ 10    | 12,23              | 13,16 | 12,18 | 4,34                | 4,86  | 4,54  |
|        |           | 4              | 420,00          | 18 $\phi$ 10    | 12,34              | 13,52 | 12,32 | 4,53                | 5,16  | 4,78  |
|        |           | 5              | 525,00          | 18 $\phi$ 10    | 12,49              | 13,22 | 12,48 | 4,76                | 5,27  | 5,11  |
|        |           | 6              | 630,00          | 18 $\phi$ 10    | 12,65              | 13,58 | 12,73 | 5,08                | 5,63  | 5,52  |
|        |           | 7              | 735,00          | 26 $\phi$ 10    | 12,76              | 13,78 | 12,88 | 5,31                | 5,73  | 5,36  |
|        |           | 8              | 840,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 12,81              | 13,90 | 13,04 | 5,47                | 5,66  | 5,47  |
|        |           | 9              | 945,00          | 26 $\phi$ 16    | 12,81              | 14,35 | 13,10 | 5,41                | 6,07  | 5,49  |
|        |           | 10             | 1050,00         | 26 $\phi$ 16    | 13,02              | 14,80 | 13,33 | 5,86                | 6,48  | 5,85  |
| 3      | 2,42      | 1              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 13,28              | 13,75 | 13,34 | 6,42                | 6,70  | 6,51  |
|        |           | 2              | 210,00          | 18 $\phi$ 10    | 13,33              | 14,36 | 13,34 | 6,53                | 7,19  | 6,51  |
|        |           | 3              | 315,00          | 18 $\phi$ 10    | 13,44              | 14,63 | 13,49 | 6,70                | 7,54  | 6,68  |
|        |           | 4              | 420,00          | 18 $\phi$ 10    | 13,65              | 14,10 | 13,65 | 7,04                | 7,54  | 6,95  |
|        |           | 5              | 525,00          | 18 $\phi$ 10    | 13,86              | 14,52 | 14,06 | 7,46                | 8,06  | 7,41  |
|        |           | 6              | 630,00          | 26 $\phi$ 10    | 13,96              | 14,80 | 14,26 | 7,74                | 8,19  | 7,67  |
|        |           | 7              | 735,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 14,02              | 14,99 | 14,46 | 9,70                | 8,06  | 7,75  |
|        |           | 8              | 840,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 14,38              | 15,44 | 14,81 | 11,30               | 8,64  | 8,28  |
|        |           | 9              | 945,00          | 26 $\phi$ 16    | 14,28              | 16,08 | 14,71 | 8,30                | 9,23  | 7,95  |
|        |           | 10             | 1050,00         | 26 $\phi$ 16    | 14,65              | 16,71 | 15,20 | 9,08                | 9,81  | 8,71  |
| 4      | 2,83      | 1              | 105,00          | 18 $\phi$ 10    | 15,17              | 15,92 | 15,53 | 10,07               | 10,70 | 10,21 |
|        |           | 2              | 210,00          | 18 $\phi$ 10    | 15,28              | 16,54 | 15,53 | 10,31               | 11,32 | 10,21 |
|        |           | 3              | 315,00          | 18 $\phi$ 10    | 15,49              | 17,01 | 15,94 | 10,77               | 11,69 | 10,51 |
|        |           | 4              | 420,00          | 26 $\phi$ 10    | 15,54              | 17,47 | 16,02 | 10,85               | 12,05 | 10,64 |
|        |           | 5              | 525,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 15,54              | 17,88 | 16,21 | 10,89               | 12,08 | 10,76 |
|        |           | 6              | 630,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 16,06              | 18,94 | 16,80 | 11,93               | 13,18 | 11,52 |
|        |           | 7              | 735,00          | 26 $\phi$ 16    | 15,85              | 20,33 | 16,72 | 11,62               | 13,64 | 11,23 |
|        |           | 8              | 840,00          | 26 $\phi$ 16    | 16,43              | 19,99 | 17,37 | 12,65               | 13,54 | 12,08 |
|        |           | 9              | 945,00          | 26 $\phi$ 20    | 15,96              | 24,82 | 16,95 | 11,79               | 17,18 | 11,30 |
|        |           | 10             | 1050,00         | 26 $\phi$ 20    | 16,48              | 24,75 | 17,69 | 12,79               | 17,82 | 12,33 |
| 5      | 3,24      | 1              | 105,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 18,06              | 19,65 | 18,28 | 15,99               | 17,63 | 15,63 |
|        |           | 2              | 210,00          | 26 $\phi$ 12,5  | 18,43              | 21,20 | 18,28 | 16,78               | 19,76 | 15,63 |
|        |           | 3              | 315,00          | 26 $\phi$ 16    | 17,59              | 23,46 | 18,44 | 15,09               | 21,92 | 14,93 |
|        |           | 4              | 420,00          | 26 $\phi$ 16    | 18,11              | 23,92 | 19,10 | 16,16               | 22,21 | 15,86 |
|        |           | 5              | 525,00          | 26 $\phi$ 16    | 19,06              | 25,54 | 20,00 | 18,04               | 19,02 | 16,72 |
|        |           | 6              | 630,00          | 26 $\phi$ 20    | 18,22              | 27,15 | 19,59 | 16,31               | 25,32 | 15,90 |
|        |           | 7              | 735,00          | 26 $\phi$ 20    | 18,95              | 26,09 | 20,44 | 17,83               | 23,07 | 17,07 |
|        |           | 8              | 840,00          | 26 $\phi$ 20    | 19,95              | 25,71 | 20,96 | 19,88               | 22,19 | 18,12 |
|        |           | 9              | 945,00          | 26 $\phi$ 25    | 18,74              | 27,78 | 20,34 | 17,36               | 23,35 | 16,50 |
|        |           | 10             | 1050,00         | 26 $\phi$ 25    | 19,42              | 29,58 | 21,32 | 18,33               | 26,53 | 18,01 |
| 6      | 3,64      | 1              | 105,00          | 26 $\phi$ 25    | 20,68              | 21,77 | 21,74 | 21,39               | 21,66 | 21,78 |
|        |           | 2              | 210,00          | 26 $\phi$ 25    | 20,84              | 30,14 | 21,74 | 21,82               | 36,55 | 21,78 |
|        |           | 3              | 315,00          | 26 $\phi$ 25    | 21,37              | 31,76 | 22,59 | 22,85               | 39,00 | 22,87 |
|        |           | 4              | 420,00          | 26 $\phi$ 25    | 22,21              | 32,21 | 23,64 | 24,56               | 34,82 | 24,51 |
|        |           | 5              | 525,00          | 26 $\phi$ 25    | 23,47              | 32,65 | 24,52 | 27,29               | 38,62 | 26,00 |
|        |           | 6              | 630,00          | 26 $\phi$ 25    | 25,36              | 33,17 | 25,55 | 31,41               | 39,12 | 27,98 |
|        |           | 7              | 735,00          | 34 $\phi$ 25    | 20,89              | 32,12 | 22,64 | 23,14               | 35,94 | 26,99 |
|        |           | 8              | 840,00          | 34 $\phi$ 25    | 21,58              | 29,53 | 23,44 | 24,89               | 30,53 | 28,76 |
|        |           | 9              | 945,00          | 34 $\phi$ 25    | 22,36              | 32,09 | 24,31 | 27,07               | 34,78 | 31,00 |
|        |           | 10             | 1050,00         | 34 $\phi$ 25    | 23,26              | 30,68 | 26,36 | 29,96               | 31,16 | 34,16 |

| PP22   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 2,1    | 0,14      | 25             | 3675            | 70,56           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 147,00          | 26 $\phi$ 16    | 16,24              | 16,43 | 16,12 | 3,16                | 3,18  | 3,03  |
|        |           | 2              | 294,00          | 26 $\phi$ 16    | 16,31              | 16,80 | 16,12 | 3,22                | 3,36  | 3,03  |
|        |           | 3              | 441,00          | 26 $\phi$ 16    | 16,38              | 17,19 | 16,15 | 3,31                | 3,58  | 3,13  |
|        |           | 4              | 588,00          | 26 $\phi$ 16    | 16,46              | 17,11 | 16,32 | 3,44                | 3,76  | 3,28  |
|        |           | 5              | 735,00          | 26 $\phi$ 20    | 16,38              | 17,63 | 16,36 | 3,36                | 3,60  | 3,12  |
|        |           | 6              | 882,00          | 26 $\phi$ 20    | 16,53              | 18,20 | 16,50 | 3,53                | 3,87  | 3,26  |
|        |           | 7              | 1029,00         | 26 $\phi$ 20    | 16,68              | 18,32 | 16,64 | 3,74                | 4,00  | 3,42  |
|        |           | 8              | 1176,00         | 26 $\phi$ 25    | 16,53              | 18,43 | 16,72 | 3,59                | 3,70  | 3,13  |
|        |           | 9              | 1323,00         | 26 $\phi$ 25    | 16,68              | 19,33 | 16,77 | 3,77                | 4,27  | 3,25  |
|        |           | 10             | 1470,00         | 26 $\phi$ 25    | 16,82              | 20,29 | 17,00 | 3,97                | 4,77  | 3,43  |
| 2      | 2,02      | 1              | 147,00          | 26 $\phi$ 16    | 18,73              | 19,23 | 18,90 | 6,60                | 6,74  | 6,71  |
|        |           | 2              | 294,00          | 26 $\phi$ 16    | 18,88              | 19,66 | 18,90 | 6,80                | 7,07  | 6,71  |
|        |           | 3              | 441,00          | 26 $\phi$ 20    | 18,59              | 20,19 | 18,80 | 6,39                | 6,87  | 6,41  |
|        |           | 4              | 588,00          | 26 $\phi$ 20    | 18,81              | 21,13 | 19,05 | 6,68                | 7,44  | 6,45  |
|        |           | 5              | 735,00          | 26 $\phi$ 20    | 19,03              | 21,90 | 19,29 | 7,03                | 7,72  | 6,93  |
|        |           | 6              | 882,00          | 26 $\phi$ 25    | 18,73              | 21,84 | 19,32 | 6,64                | 7,23  | 6,64  |
|        |           | 7              | 1029,00         | 26 $\phi$ 25    | 19,03              | 23,02 | 19,71 | 6,99                | 7,91  | 6,96  |
|        |           | 8              | 1176,00         | 26 $\phi$ 25    | 19,32              | 24,66 | 19,93 | 7,37                | 8,82  | 7,25  |
|        |           | 9              | 1323,00         | 26 $\phi$ 25    | 19,62              | 25,57 | 20,26 | 7,81                | 9,32  | 7,73  |
|        |           | 10             | 1470,00         | 26 $\phi$ 25    | 19,91              | 26,48 | 20,60 | 8,30                | 10,69 | 8,19  |
| 3      | 2,42      | 1              | 147,00          | 26 $\phi$ 25    | 21,97              | 22,52 | 22,08 | 11,20               | 11,04 | 11,00 |
|        |           | 2              | 294,00          | 26 $\phi$ 25    | 22,12              | 24,10 | 22,08 | 11,44               | 12,21 | 11,00 |
|        |           | 3              | 441,00          | 26 $\phi$ 25    | 22,34              | 24,40 | 22,66 | 11,85               | 12,23 | 11,27 |
|        |           | 4              | 588,00          | 32 $\phi$ 25    | 21,89              | 24,84 | 22,58 | 11,15               | 12,53 | 11,14 |
|        |           | 5              | 735,00          | 32 $\phi$ 25    | 22,34              | 24,49 | 23,01 | 11,73               | 12,09 | 11,55 |
|        |           | 6              | 882,00          | 32 $\phi$ 25    | 22,70              | 25,82 | 23,41 | 12,33               | 13,16 | 12,02 |
|        |           | 7              | 1029,00         | 38 $\phi$ 25    | 22,26              | 28,08 | 23,49 | 11,76               | 14,16 | 11,94 |
|        |           | 8              | 1176,00         | 38 $\phi$ 25    | 22,63              | 29,37 | 23,87 | 12,37               | 13,15 | 12,53 |
|        |           | 9              | 1323,00         | 38 $\phi$ 25    | 23,14              | 29,37 | 24,71 | 13,12               | 14,72 | 13,34 |
|        |           | 10             | 1470,00         | 44 $\phi$ 25    | 22,63              | 31,97 | 23,81 | 12,37               | 15,23 | 12,12 |
| 4      | 2,83      | 1              | 147,00          | 32 $\phi$ 25    | 25,79              | 29,58 | 27,19 | 16,81               | 21,23 | 18,51 |
|        |           | 2              | 294,00          | 32 $\phi$ 25    | 26,16              | 29,40 | 27,19 | 17,34               | 20,48 | 18,51 |
|        |           | 3              | 441,00          | 32 $\phi$ 25    | 26,60              | 29,83 | 28,46 | 18,03               | 20,64 | 18,63 |
|        |           | 4              | 588,00          | 32 $\phi$ 25    | 27,26              | 30,26 | 29,19 | 19,01               | 20,86 | 19,15 |
|        |           | 5              | 735,00          | 38 $\phi$ 25    | 25,64              | 32,63 | 27,20 | 16,50               | 21,11 | 17,18 |
|        |           | 6              | 882,00          | 38 $\phi$ 25    | 26,16              | 32,20 | 27,85 | 17,31               | 20,46 | 17,89 |
|        |           | 7              | 1029,00         | 38 $\phi$ 25    | 26,89              | 30,25 | 28,49 | 18,33               | 18,18 | 18,32 |
|        |           | 8              | 1176,00         | 38 $\phi$ 25    | 27,63              | 32,04 | 29,31 | 19,49               | 19,82 | 19,03 |
|        |           | 9              | 1323,00         | 44 $\phi$ 25    | 26,24              | 35,54 | 26,70 | 17,27               | 22,77 | 17,08 |
|        |           | 10             | 1470,00         | 44 $\phi$ 25    | 26,75              | 39,00 | 27,52 | 18,15               | 27,48 | 17,98 |
| 5      | 3,24      | 1              | 147,00          | 48 $\phi$ 25    | 31,89              | 39,45 | 38,66 | 25,74               | 34,60 | 32,20 |
|        |           | 2              | 294,00          | 48 $\phi$ 25    | 32,26              | 40,53 | 38,66 | 26,44               | 35,31 | 32,20 |
|        |           | 3              | 441,00          | 48 $\phi$ 25    | 32,99              | 40,04 | 39,38 | 27,39               | 33,91 | 34,34 |
|        |           | 4              | 588,00          | 48 $\phi$ 25    | 33,88              | 41,80 | 40,59 | 28,79               | 35,70 | 35,49 |
|        |           | 5              | 735,00          | 48 $\phi$ 25    | 35,12              | 41,30 | 41,80 | 30,67               | 34,41 | 35,92 |

| PP23   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |       |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|-------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |       |       |
| 2,1    | 0,14      | 25             | 4725            | 90,72           |                    |       |       |                     |       |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR   | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 189,00          | 26 $\phi$ 25    | 21,82              | 21,95 | 21,95 | 4,12                | 3,99  | 4,22  |
|        |           | 2              | 378,00          | 26 $\phi$ 25    | 21,82              | 22,38 | 21,95 | 4,18                | 4,13  | 4,22  |
|        |           | 3              | 567,00          | 26 $\phi$ 25    | 21,91              | 22,95 | 22,08 | 4,29                | 4,35  | 4,34  |
|        |           | 4              | 756,00          | 26 $\phi$ 25    | 22,10              | 23,42 | 22,41 | 4,44                | 4,57  | 4,49  |
|        |           | 5              | 945,00          | 32 $\phi$ 25    | 21,91              | 24,05 | 22,36 | 4,22                | 4,89  | 4,54  |
|        |           | 6              | 1134,00         | 32 $\phi$ 25    | 22,00              | 24,19 | 22,50 | 4,40                | 5,02  | 4,71  |
|        |           | 7              | 1323,00         | 32 $\phi$ 25    | 22,19              | 24,33 | 22,68 | 4,59                | 5,42  | 4,92  |
|        |           | 8              | 1512,00         | 38 $\phi$ 25    | 22,10              | 24,02 | 22,69 | 4,41                | 4,83  | 4,66  |
|        |           | 9              | 1701,00         | 38 $\phi$ 25    | 22,19              | 25,19 | 23,00 | 4,59                | 5,58  | 4,96  |
|        |           | 10             | 1890,00         | 38 $\phi$ 25    | 22,38              | 26,27 | 23,32 | 4,80                | 6,25  | 5,23  |
| 2      | 2,02      | 1              | 189,00          | 32 $\phi$ 25    | 26,35              | 27,10 | 26,93 | 9,15                | 9,60  | 9,50  |
|        |           | 2              | 378,00          | 32 $\phi$ 25    | 26,63              | 27,18 | 26,93 | 9,40                | 9,64  | 9,50  |
|        |           | 3              | 567,00          | 38 $\phi$ 25    | 26,73              | 28,97 | 26,56 | 8,60                | 9,52  | 8,87  |
|        |           | 4              | 756,00          | 38 $\phi$ 25    | 27,20              | 30,52 | 26,88 | 8,85                | 10,38 | 9,13  |
|        |           | 5              | 945,00          | 38 $\phi$ 25    | 27,77              | 30,80 | 27,11 | 9,20                | 10,60 | 9,35  |
|        |           | 6              | 1134,00         | 38 $\phi$ 25    | 28,15              | 30,57 | 27,50 | 9,61                | 10,27 | 9,69  |
|        |           | 7              | 1323,00         | 44 $\phi$ 25    | 26,16              | 28,05 | 26,85 | 8,93                | 9,58  | 9,29  |
|        |           | 8              | 1512,00         | 44 $\phi$ 25    | 26,54              | 29,09 | 27,20 | 9,35                | 10,25 | 9,62  |
|        |           | 9              | 1701,00         | 44 $\phi$ 25    | 26,92              | 31,39 | 28,00 | 9,76                | 12,08 | 10,19 |
|        |           | 10             | 1890,00         | 48 $\phi$ 25    | 26,63              | 34,32 | 28,53 | 9,44                | 11,86 | 10,07 |
| 3      | 2,42      | 1              | 189,00          | 44 $\phi$ 25    | 31,17              | 32,67 | 31,82 | 14,59               | 15,94 | 15,08 |
|        |           | 2              | 378,00          | 44 $\phi$ 25    | 31,45              | 33,00 | 31,82 | 14,85               | 16,01 | 15,08 |
|        |           | 3              | 567,00          | 44 $\phi$ 25    | 31,81              | 34,06 | 32,59 | 15,22               | 15,01 | 15,15 |
|        |           | 4              | 756,00          | 48 $\phi$ 25    | 30,98              | 34,91 | 33,05 | 14,29               | 15,61 | 15,33 |
|        |           | 5              | 945,00          | 48 $\phi$ 25    | 31,27              | 35,23 | 33,55 | 14,71               | 14,67 | 15,65 |
|        |           | 6              | 1134,00         | 48 $\phi$ 25    | 31,93              | 35,54 | 34,15 | 15,40               | 15,91 | 15,80 |

| PP24   |           |                |                 |                 |                    |       |       |                     |      |       |
|--------|-----------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------------|------|-------|
| b (m)  | h (m)     | $f_{ck}$ (Mpa) | $N_d$ (kN)      | $M_{hd}$ (kN.m) | $M_{d,tot}$ (kN.m) |       |       | $\delta_{tot}$ (mm) |      |       |
| 2,1    | 0,14      | 25             | 5775            | 110,88          |                    |       |       |                     |      |       |
| Modelo | $l_e$ (m) | Caso           | $M_{bd}$ (kN.m) | $A_s$           | PILAR              | NBR   | MALHA | PILAR               | NBR  | MALHA |
| 1      | 1,45      | 1              | 231,00          | 38 $\phi$ 25    | 27,96              | 28,37 | 28,03 | 5,29                | 5,25 | 5,38  |
|        |           | 2              | 462,00          | 38 $\phi$ 25    | 27,96              | 29,29 | 28,03 | 5,36                | 5,54 | 5,38  |
|        |           | 3              | 693,00          | 44 $\phi$ 25    | 27,62              | 28,37 | 27,89 | 5,00                | 5,38 | 5,29  |
|        |           | 4              | 924,00          | 44 $\phi$ 25    | 27,73              | 28,97 | 28,22 | 5,12                | 5,70 | 5,46  |
|        |           | 5              | 1155,00         | 44 $\phi$ 25    | 27,96              | 29,76 | 28,43 | 5,29                | 6,09 | 5,64  |
|        |           | 6              | 1386,00         | 48 $\phi$ 25    | 27,85              | 29,52 | 29,22 | 5,18                | 5,49 | 5,64  |
|        |           | 7              | 1617,00         | 48 $\phi$ 25    | 28,08              | 30,15 | 29,56 | 5,36                | 5,84 | 5,83  |