

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

JOÃO VICTOR MACIEL DE ANDRADE SILVA

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE
LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

MARINGÁ
2018

JOÃO VICTOR MACIEL DE ANDRADE SILVA

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE
LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

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

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli

MARINGÁ
2018

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

S586a Silva, João Victor Maciel de Andrade
Avaliação numérica do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado / João Victor Maciel de Andrade Silva. -- Maringá, 2018.
176 f. : figs., tabs.

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

1. ABAQUS (Programa computacional). 2. Ligações semirrígidas. 3. Rigidez rotacional. 4. Estruturas de concreto pré-moldado. I. Vanalli, Leandro, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

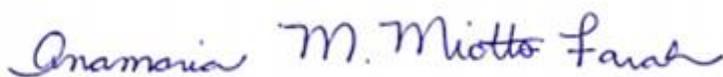
Gláucia Volponi de Souza - CRB9/948

JOÃO VICTOR MACIEL DE ANDRADE SILVA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

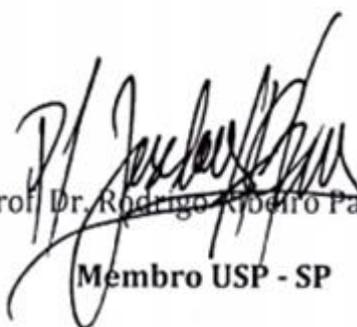
Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 30 agosto de 2018.



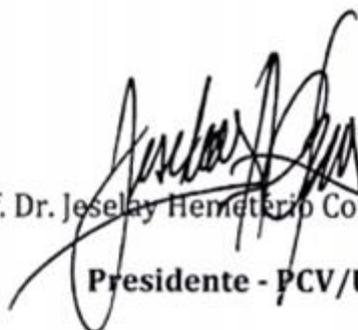
Prof. Dr. Anamaria Malachini Miotto Farah

Membro PCV/UEM



Prof. Dr. Rodrigo Roberto Paccola

Membro USP - SP



Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

Presidente - PCV/UEM

A minha mãe, a minha avó, a minha tia, e a
Tatiany, vocês são imprescindíveis na minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pois sei, que mesmo com meus erros, sempre esteve ao meu lado.

Ao meu orientador Prof. Leandro Vanalli, pela orientação, pelos conselhos, pela confiança e pela amizade.

Aos demais professores e aos funcionários Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PCV).

Ao Prof. Rodrigo Mazia e ao Prof. Germano Romera, por colaborações fundamentais neste trabalho.

À Universidade Estadual de Maringá, essa maravilhosa instituição que estará para sempre em meu coração.

À minha mãe, uma fonte de inspiração e de amor, espero um dia ser o que você é.

Ao meu pai, por sempre ter prezado pela minha educação, minhas conquistas são suas conquistas.

À Tatiany, pelo conforto, pelo fortalecimento, pelas ajudas, pelo companheirismo, pelo amor, você foi fundamental.

À minha avó, pela dedicação a mim, quem me dera ter 1% da sua força.

À minha tia Andressa, pelo amor dedicado.

Aos amigos que tiveram paciência e que me confortaram nos momentos de dificuldade, Lucas, Jessé, Alan, entre outros.

Aos colegas do PCV, destaco Bruno, Gabriel, Lucas e Rafael, vocês todos são bravos guerreiros que merecem conquistar o mundo.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

Apreendi que a coragem não é a ausência do medo, mas o triunfo sobre ele. O homem corajoso não é aquele que não sente medo, mas o que conquista esse medo.

Nelson Mandela.

RESUMO

A utilização do concreto pré-moldado traz benefícios importantes para a construção civil, como a diminuição do tempo de construção, introdução de inovações tecnológicas e a redução do desperdício de insumos. No entanto, o comportamento de estruturas pré-moldadas está intimamente ligado ao comportamento de suas ligações e a utilização de ligações de rápida execução e baixo custo resulta em conexões sem capacidade de transmitir momento fletor e que não permitem a continuidade estrutural, inviabilizando sua aplicação em edificações altas. Neste sentido, esta pesquisa tem como objetivo avaliar o comportamento de ligações viga-pilar pré-moldadas com diferentes atributos quando submetidas a momento fletor negativo. Para isso foram propostos seis modelos de ligações e avaliado o seu desempenho sob atuação de momento fletor negativo. Verificando-se a rigidez, fissuração e modo de ruptura. A simulação numérica foi realizada no programa computacional ABAQUS® 6.12 e para sua calibração foi realizada a modelagem da ligação analisada experimentalmente por Miotto (2002). Os resultados obtidos da calibração foram harmoniosos com os resultados experimentais, tanto para rigidez quanto para fissuração, o que avalizou a simulação numérica dos modelos propostos. As análises mostraram que em ligações com chumbador e sem armadura de continuidade, o preenchimento das interfaces entre a viga e o pilar provoca maior rigidez e resistência a ligação, visto que a ligação com preenchimento das interfaces apresentou momento de início de escoamento do chumbador 1,5 vezes e rigidez secante 5,5 vezes maior que a ligação sem o preenchimento. Verificou-se também que a ligação com armadura de continuidade proposta teve comportamento similar ao de uma ligação monolítica, exibindo comportamento semirrígido de alta restrição, no entanto apresentou resistência 12,39% menor que o modelo monolítico. Conclui-se que o preenchimento das interfaces viga-pilar com material rígido pode contribuir para maior rigidez e maior capacidade resistente de ligações sem armadura de continuidade e que a utilização do MEF para análise de ligações pré-moldadas pode ser uma ferramenta muito útil aos engenheiros e empresas do ramo, permitindo a análise de estruturas pré-moldadas com maior confiança, segurança e economia.

Palavras-chave: ABAQUS. Ligações semirrígidas. MEF. Rigidez rotacional.

ABSTRACT

The use of precast concrete brings significant benefits to civil construction industry, such as reduced construction time, introduction of technological innovations and reduced waste of materials. However, the behavior of precast structures is closely linked to the behavior of their connections and the use of fast and low-cost connections results in joints with no ability to transmit bending moment and do not allow structural continuity, rendering it unfeasible for high buildings. In this sense, this research has the objective of evaluating the behavior of precast beam-column connections with different attributes when subjected to negative bending moment. In order to do this, six models of connections were proposed and their performance was evaluated when loading the negative bending moment, verifying the stiffness, cracking and rupture mode. The numerical simulation was performed in the ABAQUS® 6.12 program, and for its calibration, was performed the modeling of the connection analyzed experimentally by Miotto (2002). The results of the calibration were in harmony with the experimental results, both for rigidity and for cracking, which supported the numerical simulation of the proposed models. The analysis showed that in the case of connections with anchor bolts and without continuity reinforcement, filling of the interfaces between the beam and the column causes greater stiffness and resistance, since the joint with the filling presented moment of beginning of yield of the anchor 1.5 times and stiffness secant 5.5 times greater than the connection without the filling. It was also verified that the proposed connection with reinforcement of continuity had similar behavior to that of a monolithic connection, exhibiting semi-rigid behavior of high restriction, nevertheless presented resistance 12.39% smaller. It is concluded that the filling of the beam-column interfaces with rigid material may have contributed to a higher rigidity and a more resistant capacity of connections without continuity reinforcement, and that the use of FEM for the analysis of precast connections can be a very useful tool for engineers and companies in the field, allowing the analysis of precast structures with greater confidence, safety and economy.

Key-words: ABAQUS. *Semi-rigid. FEM. Rotational stiffness.*

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 – Prazo médio de obras de edificações | 21 |
| Figura 2.1 – Ligações entre elementos de barra | 30 |
| Figura 2.2 – Deformabilidade da ligação quanto ao momento fletor e esforço normal | 31 |
| Figura 2.3 – Curvas solicitação x deformação para momento fletor e esforço normal de ligações semirrígidas | 32 |
| Figura 2.4 – Representação da semirigidez através do esquema de molas | 32 |
| Figura 2.5 – Ligações viga-pilar articuladas | 33 |
| Figura 2.6 – Ligações viga-pilar rígidas | 34 |
| Figura 2.7 – Ligação rígida com armadura de continuidade | 35 |
| Figura 2.8 – Variação dos momentos fletores de uma viga em função da rigidez das ligações nos apoios | 36 |
| Figura 2.9 – Curva momento fletor x rotação de uma ligação | 36 |
| Figura 2.10 – Curva momento-rotação | 37 |
| Figura 2.11 – Fator de restrição a rotação | 38 |
| Figura 2.12 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição de rotação..... | 38 |
| Figura 2.13 – Classificação das ligações quanto à resistência segundo o Eurocode 3 (2005) . | 41 |
| Figura 2.14 – Comparação das resistências da ligação. | 41 |
| Figura 2.15 – Ligações viga-pilar estudadas em Ferreira (1999) | 43 |
| Figura 2.16 – Geometria de uma almofada prismática..... | 44 |
| Figura 2.17 – Ligação avaliada por Soares (1998)..... | 45 |
| Figura 2.18 – Deformabilidade da ligação avaliada por Soares (1998). | 46 |
| Figura 2.19 – Modelo 2 de Miotto (2002). (a) Corte lateral; (b) Planta do Modelo 2.1; (c) Planta do Modelo 2.2..... | 47 |
| Figura 2.20 – Elemento finito SOLID 65 com taxa de armadura. | 48 |
| Figura 2.21 – Curva momento-rotação do modelo 2.1 | 49 |
| Figura 2.22 – Curva momento-rotação do modelo 2.2..... | 49 |
| Figura 2.23 – Ligação analisada por Baldissera (2006) | 50 |
| Figura 2.24 – Curva momento-rotação. a) Miotto (2002); b) Baldissera (2006) | 51 |
| Figura 2.25 – Resultados experimentais de Sawasaki (2010) | 52 |
| Figura 3.1 – Análise no ABAQUS® | 54 |
| Figura 3.2 – Famílias de elementos finitos do ABAQUS® | 55 |
| Figura 3.3 – Identificação dos elementos | 57 |
| Figura 3.4 – Resposta do concreto sob tração uniaxial | 59 |
| Figura 3.5 - Resposta do concreto sob compressão uniaxial..... | 59 |
| Figura 3.6 - Áreas efetiva, área danificada e área total | 61 |
| Figura 3.7 – Comportamento do aço sob baixas tensões..... | 62 |
| Figura 3.8 – Relação constitutiva de aço sem patamar de escoamento..... | 63 |
| Figura 3.9 – Decomposição da deformação total em deformação plástica e deformação elástica | 65 |
| Figura 3.10 – Modelo de fricção de Coulomb..... | 67 |
| Figura 3.11 – Interação entre superfície mestre e escrava..... | 68 |
| Figura 4.1 – Estrutura hipotética | 70 |
| Figura 4.2 – Forma da ligação MM1 | 71 |
| Figura 4.3 – Forma da ligação MP1 | 72 |
| Figura 4.4 – Forma da ligação MP2 | 73 |
| Figura 4.5 – Forma da ligação MP3 | 74 |
| Figura 4.6 – Forma da ligação MP4 | 75 |
| Figura 4.7 – Forma da ligação MP5 | 77 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.1 – Características geométricas da Modelo 2.1 | 79 |
| Figura 5.2 - Vista isométrica do modelo | 79 |
| Figura 5.3 – Detalhamento das vigas..... | 80 |
| Figura 5.4 – Detalhamento das vigas e laje | 81 |
| Figura 5.5 – Detalhamento dos pilares e consolos | 82 |
| Figura 5.6 – Detalhamento da armadura da laje | 83 |
| Figura 5.7 – Detalhamento do chumbador | 83 |
| Figura 5.8 – Aplicação de carregamento a estrutura | 84 |
| Figura 5.9 – Ciclos de carregamento | 85 |
| Figura 5.10 – Simetria do modelo | 91 |
| Figura 5.11 – Elementos de volume. a) Pilar; b) Vigas; c) Almofada; d) Armadura de continuidade | 93 |
| Figura 5.12 – Elementos de barras. a) N7; b) N1 | 93 |
| Figura 5.13 – Comportamento adotado para o aço CA50 (Ø16mm) | 95 |
| Figura 5.14 - Comportamento adotado para o aço SAE 1020..... | 95 |
| Figura 5.15 – Curva tensão x deformação do concreto utilizado nos pilares e vigas..... | 96 |
| Figura 5.16 – Relação constitutiva para o concreto sob tração uniaxial | 98 |
| Figura 5.17 – Curva tensão x deformação do concreto utilizado nos pilares e vigas..... | 98 |
| Figura 5.18 – Curva tensão x deformação da argamassa modificada | 100 |
| Figura 5.19 – Curva tensão x deformação do graute 1 | 101 |
| Figura 5.20 – Elementos montados. a) Montagem completa; b) Armaduras + chumbador; c) Pilar + almofada + placa de graute 1 | 102 |
| Figura 5.21 – Etapas de carregamento..... | 103 |
| Figura 5.22 – Esquema estático do modelo numérico..... | 104 |
| Figura 5.23 – Aplicação da força distribuída e condições de contorno e simetria | 105 |
| Figura 5.24 – Malha dos elementos. a) Modelo completo; b) Placa (Graute 1) + Chumbador + Almofada; c) Armaduras + Chumbador | 108 |
| Figura 5.25 – Instrumentação do Modelo 2.1 de Miotto (2002) | 109 |
| Figura 5.26 – Nós para os quais foram extraídos dados de deslocamento | 110 |
| Figura 5.27 – Curva momento-rotação do modelo experimental..... | 111 |
| Figura 5.28 – Curva momento-rotação do modelo experimental com estágios | 111 |
| Figura 5.29 – Curva momento-rotação do modelo numérico..... | 112 |
| Figura 5.30 – Curva momento-rotação do modelo numérico com estágios..... | 113 |
| Figura 5.31 – Comparação do comportamento das ligações | 114 |
| Figura 5.32 – Configuração de fissuração na capa do modelo experimental..... | 115 |
| Figura 5.33 – Fissuras e seus respectivos carregamentos..... | 115 |
| Figura 5.34 – Deformação plástica no modelo numérico..... | 116 |
| Figura 6.1 – Malha de elementos finitos do modelo MM1. a) Pilar e viga; b) Armaduras.... | 120 |
| Figura 6.2 – Condições de contorno, simetria e carregamento do modelo MM1 | 121 |
| Figura 6.3 – Curva momento-rotação do modelo MM1..... | 122 |
| Figura 6.4 – Curva momento-rotação do modelo MM1 com estágios..... | 122 |
| Figura 6.5 – Deformações plásticas para $M=-47,55$ kN.m no modelo MM1 | 123 |
| Figura 6.6 – Armadura longitudinal negativa MM1. a) Tensões; b) Deformações plásticas.. | 124 |
| Figura 6.7 – Malha de elementos finitos do modelo MP1. a) Modelo completo; b) Armaduras e chumbador | 126 |
| Figura 6.8 – Condições de contorno, simetria e carregamento do modelo MP1..... | 126 |
| Figura 6.9 – Curva momento-rotação do modelo MP1 | 127 |
| Figura 6.10 – Curva momento-rotação do modelo MP1 com estágios | 127 |
| Figura 6.11 – Contato entre o dente gerber e o consolo | 128 |
| Figura 6.12 – Chumbador MP1. a) Tensões; b) Deformações plásticas | 129 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.13 – Curva momento-rotação do modelo MP2..... | 131 |
| Figura 6.14 – Curva momento-rotação do modelo MP2 com estágios..... | 131 |
| Figura 6.15 – Curva momento-rotação MP2 completa..... | 132 |
| Figura 6.16 – Deformações plásticas no modelo MP2..... | 133 |
| Figura 6.17 – Malha de elementos finitos do modelo MP2. a) Pilar e viga; b) Armaduras ... | 135 |
| Figura 6.18 – Curva momento-rotação MP3..... | 136 |
| Figura 6.19 – Curva momento-rotação do modelo MP3 com estágios..... | 136 |
| Figura 6.20 – Curva momento-rotação do modelo MP3 completa..... | 137 |
| Figura 6.21 – Deformações plásticas no modelo MP3..... | 138 |
| Figura 6.21 – Comparação de distribuição de tensões MP2 e MP3..... | 139 |
| Figura 6.21 – Malha de elementos finitos do modelo MP4. a) Pilar e viga; b) Armaduras ... | 140 |
| Figura 6.24 – Curva momento-rotação do modelo MP4..... | 141 |
| Figura 6.25 – Curva momento-rotação do modelo MP4 com estágios..... | 141 |
| Figura 6.26 – Plastificação MP4. a) Chumbador; b) Modelo completo..... | 142 |
| Figura 6.27 – Deformação do modelo MP4..... | 143 |
| Figura 6.28 – Modelo MP5..... | 144 |
| Figura 6.29 – Malha MP5. a) Pilar; b) Concreto de 2ª etapa; c) Almofada; c) Armaduras e chumbador..... | 145 |
| Figura 6.30 – Malha MP5 (modelo completo)..... | 146 |
| Figura 6.31 – Curva momento-rotação do modelo MP5..... | 147 |
| Figura 6.32 – Curva momento-rotação do modelo MP5 com estágios..... | 147 |
| Figura 6.33 – Plastificação das armaduras de continuidade do MP5..... | 148 |
| Figura 6.34 – Deformações plásticas MP5. a) Pilar; b) Viga..... | 149 |
| Figura 6.35 – Rigidez secante ao início do escoamento da armadura de continuidade..... | 150 |
| Figura 6.36 – Curva momento-rotação de todos modelos..... | 151 |
| Figura 6.37 – Curva momento-rotação dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4..... | 152 |
| Figura 6.37 – Momentos fletores dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4..... | 153 |
| Figura 6.38 – Rigidez secante dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4..... | 153 |
| Figura 6.40 – Plastificação dos modelos em momento último..... | 154 |
| Figura 6.41 – Curva momento-rotação dos modelos MM1 e MP5..... | 155 |
| Figura 6.42 – Momentos fletores dos modelos MM1 e MP4..... | 156 |
| Figura 6.43 – Armaduras negativas MM1 e MP5..... | 156 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|-----|
| Quadro 2.1 – Classificação das ligações em elementos tipo barra..... | 30 |
| Quadro 2.2 – Rigidez e deformabilidade de ligações..... | 32 |
| Quadro 2.3 – Limites de classificação à rigidez segundo a NBR 9062 (2017)..... | 39 |
| Quadro 2.4 – Limites de classificação à rigidez segundo o Eurocode 3 (2005)..... | 39 |
| Quadro 2.5 – Características dos protótipos de Ferreira (1999)..... | 43 |
| Quadro 2.6 – Características dos modelos de Sawasaki (2010)..... | 51 |
| Quadro 4.1 – Resumo dos modelos..... | 70 |
| Quadro 5.1 – Ciclos de carregamento..... | 85 |
| Quadro 5.2 – Uso dos grautes na ligação..... | 87 |
| Quadro 5.3 – Elementos modelados..... | 92 |
| Quadro 5.4 – Materiais modelados..... | 94 |
| Quadro 5.5 – Parâmetros para modelagem do concreto utilizado nas vigas e pilares..... | 97 |
| Quadro 5.6 – Parâmetros para modelagem do concreto utilizado nas vigas e pilares..... | 99 |
| Quadro 5.7 – Etapas de carregamento..... | 103 |
| Quadro 5.8 – Condições de interação..... | 106 |
| Quadro 5.9 – Caracterização dos elementos finitos..... | 107 |
| Quadro 5.10– Nós para os quais foram extraídos dados de deslocamento..... | 110 |
| Quadro 5.11– Rigidez dos estágios do modelo experimental..... | 112 |
| Quadro 5.12– Comparação da rigidez dos modelos experimental e numérico..... | 113 |
| Quadro 6.1 – Rigidez dos estágios da ligação MM1..... | 123 |
| Quadro 6.2 – Rigidez dos estágios da ligação MP1..... | 128 |
| Quadro 6.3 – Rigidez dos estágios da ligação MP2..... | 132 |
| Quadro 6.4 – Rigidez dos estágios da ligação MP3..... | 137 |
| Quadro 6.5 – Rigidez dos estágios da ligação MP4..... | 142 |
| Quadro 6.6 – Rigidez dos estágios da ligação MP5..... | 148 |
| Quadro 6.7 – Comparação de rigidez entre os modelos..... | 150 |
| Quadro 6.8 – Rigidez secante MM1 e MP4..... | 155 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do concreto usinado (utilizado nas vigas e no pilar) | 86 |
| Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do concreto moldado nos laboratórios da EESC-USP (utilizado na capa) | 87 |
| Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas do graute 1 | 87 |
| Tabela 5.4 – Propriedades físicas graute 2 | 88 |
| Tabela 5.5 – Propriedades físicas graute 3 | 88 |
| Tabela 5.6 – Propriedades mecânicas do aço SAE 1020 (chumbador) | 88 |
| Tabela 5.7 – Propriedades mecânicas do aço CA50 (armaduras) | 89 |
| Tabela 5.8 – Propriedades mecânicas da argamassa modificada | 90 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|--------------|--|
| $(EI)_{sec}$ | Rigidez secante do elemento |
| A_0 | Área inicial |
| A_d | Área danificada |
| A_{ef} | Área efetiva |
| D_K | Degradação da rigidez da ligação (assim chamado por Oliveira Jr (2012)) |
| D_m | Deformabilidade da ligação ao momento fletor |
| E^* | Módulo de elasticidade efetivo |
| E_0 | Módulo de elasticidade inicial |
| K_m | Rigidez da ligação ao momento fletor |
| L_{ef} | Vão efetivo da viga |
| $M_{l,Rd}$ | Momento resistente da ligação |
| $M_{p,y,Rd}$ | Momento de plastificação do pilar que compõe a ligação |
| M_u | Momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar |
| $M_{v,y,Rd}$ | Momento de plastificação da viga que compõe a ligação |
| $M_{y,lim}$ | Momento-limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar |
| R_{sec} | Rigidez secante da ligação ao momento fletor |
| S_i | Rigidez inicial da ligação (segundo o Eurocode 3 (2005)) |
| c_c | Amortecimento crítico |
| f_{ck} | Resistência característica do concreto a compressão |
| f_u | Tensão última |
| f_y | Tensão de escoamento |
| α_R | Fator de restrição a rotação |

| | |
|--------------------|---|
| ε^e | Deformações elásticas |
| ε^{pl} | Deformações plásticas |
| θ_1 | Rotação da extremidade do elemento conectado |
| θ_2 | Rotação do conjunto elemento e ligação da ligação |
| θ_u | Rotação relativa viga-pilar no limite de plastificação da ligação |
| θ_y | Rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade |
| σ^* | Tensão efetiva |
| σ_{nom} | Tensão nominal |
| τ_{crit} | Tensão crítica de cisalhamento |
| ω_n | Frequência natural do sistema |
| f_c | Tensão de compressão |
| f_t | Tensão de tração |
| E | Módulo de elasticidade |
| GPa | Gigapascal |
| M | Momento fletor aplicado à ligação |
| MPa | Megapascal |
| N | Força normal aplicada a ligação |
| a | Deslocamento relativo entre os elementos da ligação |
| c | Amortecimento da estrutura |
| d | Variável escalar do dano |
| kN | kilonewton |
| $kN.m$ | Kilonewton.metro |
| m | Massa do sistema (1 GDL) |
| p | Tensão de contato entre as superfícies |

| | |
|--------|---|
| μ | Coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar |
| μ | Coeficiente de atrito |
| ξ | Fator de amortecimento modal |
| ϕ | Rotação relativa entre os elementos da ligação |
| ϕ | Diâmetro |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|---------|--|
| AAM | Almofada de argamassa modificada |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ASTM | <i>American Society for Testing and Materials</i> |
| BNH | Banco Nacional da Habitação |
| CDP | <i>Concrete Damaged Plasticity</i> |
| CEB | <i>Comité Euro-International du Béton</i> |
| CGEEE | Centro de Gestão e Estudos Estratégicos |
| CML | Concreto Moldado no Local |
| COST C1 | <i>Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structur connections</i> |
| CP | Corpo de prova |
| CPM | Concreto Pré-moldado |
| CRUSP | Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo |
| DEC-UEM | Departamento de Engenharia Civil da UEM |
| EUA | Estados Unidos da América |
| FIB | <i>Fédération Internationale du Beton</i> (resultante da fusão do CEB e da FIP) |
| FIP | <i>Fédération Internationale du Précontrainte</i> |
| FR | <i>Fully restrained</i> |
| GDL | Grau de Liberdade |
| HKS | Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. |
| MEF | Método dos elementos finitos |
| MM1 | Modelo monolítico 1 |
| MP1 | Modelo pré-moldado 1 |
| MP2 | Modelo pré-moldado 2 |

| | |
|--------|---|
| MP3 | Modelo pré-moldado 3 |
| MP4 | Modelo pré-moldado 4 |
| MP5 | Modelo pré-moldado 5 |
| NBR | Norma Brasileira Registrada |
| PCA | <i>Portland Cement Association</i> |
| PCI | <i>Prestressed / Precast Concrete Institute</i> |
| PIB | Produto Interno Bruto |
| PR | <i>Partially restrained</i> |
| PRESSS | <i>PREcast Seismic Structural Systems</i> |
| PRFC | Polímero Reforçado com Fibra de Carbono |
| RC | Relógio comparador |
| UEM | Universidade Estadual de Maringá |

SUMÁRIO

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 21 |
| 1.1 | OBJETIVOS | 23 |
| 1.2 | JUSTIFICATIVA | 23 |
| 1.3 | METODOLOGIA DE PESQUISA | 23 |
| 1.4 | ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO | 24 |
| 2 | ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO | 26 |
| 2.1 | GENERALIDADES | 26 |
| 2.2 | HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO | 27 |
| 2.3 | LIGAÇÕES | 29 |
| 2.4 | CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES | 33 |
| 2.4.1 | Classificação quanto a rigidez | 33 |
| 2.4.2 | Classificação quanto à resistência | 40 |
| 2.5 | PESQUISAS SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS | 42 |
| 2.5.1 | Deformabilidade das ligações | 42 |
| 3 | CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA ABAQUS® | 53 |
| 3.1 | SOBRE A ANÁLISE NO ABAQUS® | 53 |
| 3.2 | TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS | 55 |
| 3.3 | NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS | 57 |
| 3.4 | MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS | 58 |
| 3.4.1 | Modelos constitutivos para o concreto | 58 |
| 3.4.2 | Modelos constitutivos para o aço | 62 |
| 3.5 | SOBRE O CONTATO | 66 |
| 4 | DEFINIÇÃO DOS MODELOS DE LIGAÇÕES | 69 |
| 4.1 | FORMA DE ABORDAGEM | 69 |
| 4.2 | DESCRIÇÃO E DEFINIÇÃO DOS MODELOS | 69 |
| 4.2.1 | Modelo 1 (MM1) | 71 |
| 4.2.2 | Modelo 2 (MP1) | 72 |
| 4.2.3 | Modelo 3 (MP2) | 73 |
| 4.2.4 | Modelo 4 (MP3) | 74 |
| 4.2.5 | Modelo 5 (MP4) | 74 |
| 4.2.6 | Modelo 6 (MP5) | 76 |
| 5 | CALIBRAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA | 78 |
| 5.1 | DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO MODELO | 78 |
| 5.1.1 | Descrição do ensaio | 84 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.1.2 | Propriedades mecânicas dos materiais | 86 |
| 5.2 | MODELAGEM COM O PROGRAMA ABAQUS® 6.12 | 90 |
| 5.2.1 | Condições de simetria..... | 90 |
| 5.2.2 | Definição das propriedades geométricas e mecânicas (Módulos Part e Property)..... | 91 |
| 5.2.3 | Montagem do modelo (Módulo Assembly) | 101 |
| 5.2.4 | Definição das etapas de carregamento e condições de contorno (Steps e Loads)..... | 102 |
| 5.2.5 | Interação (Módulo Interaction)..... | 105 |
| 5.2.6 | Definição da malha (Módulo Mesh)..... | 107 |
| 5.3 | RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO | 108 |
| 5.3.1 | Curva momento x rotação | 108 |
| 5.3.2 | Fissuração | 114 |
| 5.3.3 | Discussão acerca dos resultados | 117 |
| 6 | MODELAGEM NUMÉRICA | 119 |
| 6.1 | GENERALIDADES | 119 |
| 6.2 | MODELO MM1 | 119 |
| 6.2.1 | Modelagem | 119 |
| 6.2.2 | Resultados e discussões | 121 |
| 6.3 | MODELO MP1 | 124 |
| 6.3.1 | Modelagem | 124 |
| 6.3.2 | Resultados e discussões | 127 |
| 6.4 | MODELO MP2 | 130 |
| 6.4.1 | Modelagem | 130 |
| 6.4.2 | Resultados e discussões | 130 |
| 6.5 | MODELO MP3 | 134 |
| 6.5.1 | Modelagem | 134 |
| 6.5.2 | Resultados e discussões | 135 |
| 6.6 | MODELO MP4 | 139 |
| 6.6.1 | Modelagem | 139 |
| 6.6.2 | Resultados e discussões | 140 |
| 6.7 | MODELO MP5 | 143 |
| 6.7.1 | Modelagem | 143 |
| 6.7.2 | Resultados e discussões | 146 |
| 6.7.3 | Rigidez secante segundo a NBR 9062:2017 | 149 |
| 6.8 | AValiação GERAL DOS MODELOS | 150 |
| 6.8.1 | Comparação MP1, MP2, MP3 e MP4 | 151 |
| 6.8.2 | Comparação MM1 e MP5 | 154 |
| 7 | CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA | 157 |

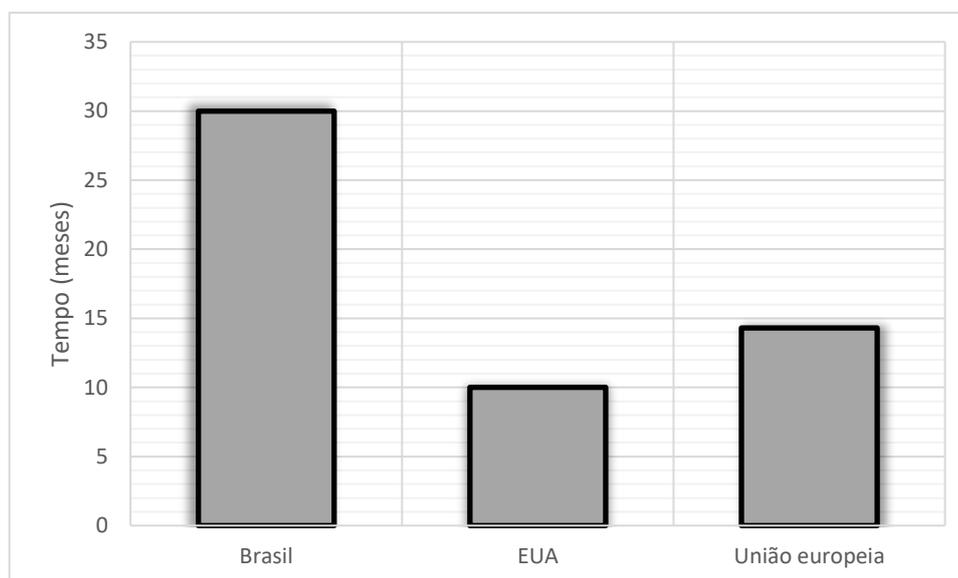
| | | |
|-----|--|-----|
| 7.1 | INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DAS LIGAÇÕES | 157 |
| 7.2 | ANÁLISE GERAL..... | 159 |
| 7.3 | SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS | 160 |
| | REFERÊNCIAS | 161 |
| | APÊNDICE A – Dimensionamento e detalhamento dos modelos..... | 166 |

1 INTRODUÇÃO

A construção civil tem grande importância na economia brasileira, tendo participação significativa no Produto Interno Bruto (PIB) e sendo grande fonte geradora de empregos. Entretanto, ainda apresenta características negativas, tais como, baixa produtividade, mão-de-obra pouco qualificada e altos índices de perdas e desperdícios, o que demonstra uma grande necessidade de modernização do setor.

Se comparada a países europeus e aos Estados Unidos da América (EUA) a construção civil brasileira demonstra uma grande defasagem em produtividade. Isso pode ser observado pelo prazo médio para obras de edificações nestes países e no Brasil, conforme a Figura 1.1.

Figura 1.1 – Prazo médio de obras de edificações



Fonte: CGEE (2009)

As estruturas de concreto pré-moldado são uma alternativa interessante para o processo de modernização da construção civil, pois apresenta como características: maior inovação tecnológica, mecanização da produção, maior controle de qualidade, alta produtividade, menor índice de desperdícios e perdas, racionalização do processo construtivo.

Contudo, a aplicação de estruturas pré-moldadas em edificações de múltiplos pavimentos, onde o comportamento global da edificação está muito ligado ao comportamento das ligações é ainda um desafio.

As estruturas de concreto pré-moldado são moldadas fora do local onde serão aplicadas, e em um segundo momento são montadas nestes locais. As conexões entre os elementos isolados garantem a transmissão dos esforços.

Segundo El Debs (2017) as ligações constituem as partes mais importantes no projeto de estruturas de concreto pré-moldado, e a NBR 9062 (2017) define as ligações como:

Dispositivos utilizados para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes, em todas as fases de utilização, dentro de condições de projeto, mantendo a durabilidade ao longo da vida útil da estrutura (NBR 9062, 2017, p. 5).

Dentre as diversas ligações executadas em uma estrutura pré-moldada, a ligação entre vigas e pilares é a de maior relevância no comportamento da edificação. El Debs (2017) ressalta que a união entre as vigas e pilares é a mais comum e a mais importante em estruturas de esqueleto.

Quando se aborda o assunto ligações viga-pilar em concreto pré-moldado, a avaliação da rigidez da ligação em relação a aplicação do momento fletor é imprescindível. As ligações podem ser classificadas quanto a rigidez como rígidas, semirrígidas ou articuladas.

Ligações rígidas garantem a transferência dos momentos fletores e aumentam a capacidade resistente da edificação em relação aos esforços horizontais. Já as ligações articuladas não transmitem momento fletor, e nestes casos, os pilares funcionam como elementos em balanço com altos momentos fletores na base. Em edificações com ligações articuladas, a estabilidade é garantida quase que exclusivamente pelos pilares.

As ligações articuladas são geralmente realizadas com a presença de chumbadores ou com chapas metálicas soldadas no topo, de fácil e rápida execução. Já nas ligações rígidas recorre-se a emenda de armaduras, cabos de protensão e soldas. Nestes casos, geralmente há a interação entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local o que acarreta em perda de produtividade e rapidez na obra.

Na maioria das vezes, as estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos são projetadas com a utilização de ligações articuladas, visando maior produtividade em obra e consequentemente tempos menores de execução. Entretanto, a utilização das ligações articuladas resulta em pilares de grandes dimensões e com altas taxas de armadura, o que não é interessante do ponto de vista econômico.

1.1 OBJETIVOS

Este trabalho teve como objetivo geral avaliar o comportamento de ligações entre vigas e pilares de concreto pré-moldado submetidos a atuação de momento fletor negativo. E como objetivos específicos:

- Caracterizar a influência de chumbadores, almofada de apoio, preenchimento da interface viga-pilar e da armadura de continuidade na rigidez e na resistência de ligações viga-pilar ao momento fletor negativo;
- Identificar dispositivos de execução simples capazes de aumentar a rigidez e a resistência de ligações;
- Contribuir com a identificação de parâmetros de modelagem para a simulação numérica de ligações viga-pilar em concreto pré-moldado.

1.2 JUSTIFICATIVA

Diante do contexto apresentado, a correta compreensão do comportamento das ligações entre vigas e pilares pré-moldados é fundamental para a sua aplicação em edifícios de múltiplos pavimentos.

Neste sentido, esta pesquisa pode contribuir para o desenvolvimento da indústria de concreto pré-moldado no país, pois visa colaborar para uma maior confiança e segurança dos projetistas na concepção de estruturas pré-moldadas através do aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento de suas ligações, o que pode ajudar na expansão do campo de aplicação das estruturas pré-moldadas.

É importante ressaltar que a utilização de ferramentas computacionais para a modelagem de problemas físicos pode ser uma grande aliada dos profissionais de engenharia. Haja visto que a realização de ensaios experimentais apesar de sua eficiência, é onerosa, e demanda laboratórios com equipamentos sofisticados. Neste sentido, este trabalho pode colaborar para uma maior aplicação de análises numéricas em estruturas pré-moldadas.

1.3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Para o correto desenvolvimento da pesquisa, foi realizada sua divisão em três fases, detalhadas nos parágrafos a seguir:

A pesquisa científica teve um caráter inicialmente exploratório, visando a construção do conhecimento sobre o comportamento de estruturas pré-moldadas, focando no comportamento das ligações viga-pilar. Esta fase envolveu uma extensa pesquisa bibliográfica e análise de trabalhos já realizados sobre o tema, estimulando uma maior compreensão sobre o assunto. Segundo Gil (2010) a pesquisa exploratória objetiva proporcionar uma maior familiaridade com o tema, tornando-o mais explícito.

Em um segundo momento a pesquisa foi explicativa, com a intenção de aprofundar o conhecimento sobre o comportamento das ligações viga-pilar em concreto pré-moldado. Para isso, foram propostas cinco ligações com diferentes características, para avaliar seu comportamento através de modelagem numérica. As ligações foram modeladas no programa computacional *ABAQUS*[®] 6.12, baseado no Método dos Elementos Finitos.

Foram monitorados nas ligações, a rigidez rotacional, padrão de fissuração e forma de ruptura, interpretando os resultados obtidos afim de propor melhores soluções e ferramentas para ligações viga-pilar em concreto pré-moldado nessas condições. Gil (2010) comenta que a pesquisa explicativa são as que mais se aprofundam no conhecimento da realidade, pois visa explicar a razão, o porquê das coisas, busca registrar, analisar, classificar além de interpretar os fenômenos estudados.

Por fim, na terceira fase foram realizadas discussões sobre os resultados obtidos, aprofundando-se ao máximo no que ocorreu nas simulações e buscando respostas para tais acontecimentos.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho foi dividido em 7 capítulos, e seus conteúdos estão resumidos nos parágrafos a seguir.

O *capítulo 1* apresenta uma contextualização do tema, expondo os objetivos e justificativas deste trabalho, bem como a descrição da metodologia de pesquisa adotada.

O *capítulo 2* traz uma revisão bibliográfica sobre estruturas pré-moldadas, ligações em estruturas pré-moldadas com foco em ligações viga-pilar e por fim um breve histórico de pesquisas nacionais e internacionais sobre ligações viga-pilar submetidas a carregamentos cíclicos.

O *capítulo 3* exhibe uma explanação acerca do programa *ABAQUS*[®] 6.12, exibindo os principais aspectos e fundamentos importantes para a análise realizada neste trabalho.

No *capítulo 4* são descritas e justificadas as características dos modelos a serem analisados.

O *capítulo 5* apresenta de maneira detalhada todo o processo de calibração da modelagem, descrevendo a ligação referência e mostrando todos os passos de modelagem do modelo de calibração.

No *capítulo 6* é apresentada a análise numérica dos modelos propostos no capítulo 4, exibindo os aspectos importantes da modelagem, assim como os resultados e discussões acerca do comportamento dos modelos.

O *capítulo 7* expõe as considerações e conclusões finais obtidas nesta pesquisa, e por fim apresenta sugestões para pesquisas futuras sobre o tema de pesquisa abordado.

2 ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Este capítulo apresenta inicialmente uma pequena introdução ao concreto pré-moldado seguida por um breve histórico do desenvolvimento do concreto pré-moldado no Brasil e no Mundo. Há também uma revisão ampla sobre as ligações entre elementos pré-moldados com ênfase na ligação viga-pilar.

2.1 GENERALIDADES

Ao longo do tempo, diversas definições para o concreto pré-moldado e/ou pré-fabricado foram expressas, destaca-se aqui a apresentada por Koncz “[...] o concreto pré-fabricado é um método industrial de construção em que os elementos fabricados, em grandes séries, por métodos de produção em massa são montados na obra mediante equipamentos e dispositivos de elevação” (Koncz *apud* El Debs, 2018, v.1, p. 25).

O concreto pré-moldado diferencia-se do concreto armado moldado no local pelo fato de que o elemento não é moldado no seu local definitivo de uso, passando pelo período de cura em local de armazenamento adequado e posteriormente transportados até sua posição final.

Do ponto de vista da análise estrutural e projeto, a utilização do concreto pré-moldado apresenta diferenças básicas em relação ao concreto moldado no local, pois há a necessidade de verificação da estrutura em situações transitórias, tais como, transporte, armazenamento e montagem. Soma-se a isso a maior e mais desafiadora diferença, que é a necessidade de se conectar os elementos isolados. As ligações são regiões de descontinuidade da estrutura, sendo uma das grandes dificuldades no emprego do concreto pré-moldado.

Algumas características importantes das estruturas de concreto pré-moldado relacionadas a peculiaridade gerada pelas ligações viga-pilar são destacadas por Almeida (2010):

- Estruturas com elementos conectados através de ligações que tem como função a transmissão dos esforços;
- A distribuição das forças e as deformações dependem da deformabilidade das ligações e dos processos de montagem;
- A resistência dos componentes da ligação (chumbadores, juntas de argamassa, aparelho de apoio, entre outros), influenciam na capacidade global da estrutura.

2.2 HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Pode-se dizer que o concreto pré-moldado esteve sempre ao lado do desenvolvimento do próprio concreto armado, haja visto que os primeiros elementos de concreto armado foram moldados fora do seu local de uso (o barco de Lambot em 1848 e os vasos de Monier em 1849).

A utilização do concreto pré-moldado, acentuou-se no final do século XIX e principalmente no início do século XX. Alguns eventos marcantes no desenvolvimento do concreto pré-moldado nessa época segundo El Debs (2017), foram:

- 1896 – A construção de *Weaver' Mill* é considerada a primeira de uma estrutura aporcada utilizando concreto pré-moldado na Inglaterra
- 1900 – Surgem os primeiros elementos de concreto pré-moldado de grandes dimensões nos EUA para coberturas
- 1905 – Foram executados elementos pré-moldados de piso, para um edifício de quatro andares nos EUA
- 1906 – Foram construídos os primeiros elementos pré-moldados na Europa, sendo estes, treliças e estacas
- 1907 – Todas as peças de um edifício industrial nos EUA foram feitas de maneira pré-moldada no próprio canteiro pela *Edison Portland Corporation*, uma curiosidade é que esta corporação pertencia ao famoso inventor Thomas Alva Edison
- 1907 – Surgiram as primeiras aplicações do processo *Tilt-up* (processo no qual as paredes são moldados sobre o piso e então levantadas até sua posição definitiva) nos EUA

As estruturas em concreto pré-moldado continuaram a se desenvolver ao longo dos anos, acompanhando o desenvolvimento do concreto armado, entretanto, foi após a Segunda Guerra Mundial, em 1945, principalmente na Europa que houve um grande impulso na utilização das estruturas em CPM.

A grande razão pela qual houve uma maior utilização do concreto pré-moldado (CPM) após a Segunda Guerra Mundial foi a enorme devastação gerada na Europa pela própria Guerra, o que criou a necessidade de uma reconstrução em grande escala, somado a isso, a Guerra gerou também escassez de mão de obra. Isto ocorreu inicialmente na Europa Ocidental e posteriormente na Europa Oriental.

Segundo Salas (1988) a história do concreto pré-moldado pode ser dividida em três períodos, sendo estes:

- i. De 1950 a 1970 – Necessidade de reconstrução da Europa, por conta da devastação causada pela Segunda Guerra Mundial, houve a necessidade de se reconstruir todo um continente, e a pré-fabricação foi extensamente utilizada neste período. A utilização de pré-fabricação de edificações em grande escala ainda sem uma consolidação de desempenho do método gerou patologias futuras e também criou um estigma que perdurou durante anos quanto a falta de flexibilidade arquitetônica do método (estigma que persiste de certa forma até os dias atuais). Neste período os edifícios eram constituídos de elementos pré-moldados provenientes do mesmo fornecedor, formando o que ficou conhecido como ciclo fechado de produção
- ii. De 1970 a 1980 – Acidentes em edificações construídas com painéis pré-fabricados geraram grande rejeição social o que acabou provocando grandes reflexões na produção e na execução de edificações com pré-fabricação. Assim o ciclo fechado de produção teve sua aplicação reduzida abrindo espaço para a pré-fabricação em ciclo aberto
- iii. A partir de 1980 – Inicialmente houve a demolição de muitas edificações construídas com painéis pré-fabricados, em grande parte pela grande rejeição social. Houve então a confirmação de uma nova pré-fabricação voltada ao mercado e não a uma empresa específica, a pré-fabricação em ciclo aberto.

Pode-se ainda definir uma quarta fase das edificações com pré-moldagem ou pré-fabricação. Segundo Elliot (2002) este novo período apresenta alto grau de especificação com maior flexibilização e alto nível de acabamentos, este período apresenta características da pré-fabricação em ciclo fechado e da pré-fabricação em ciclo aberto

No Brasil, os primeiros registros de estruturas compostas por elementos pré-moldados datam da década de 1920, sendo que a primeira obra a utilizar concreto pré-moldado foi o hipódromo da Gávea no Rio de Janeiro (Jockey Club Brasileiro), construído por uma construtora dinamarquesa que utilizou estacas pré-moldadas para fundação e cercas pré-moldadas no perímetro do hipódromo.

O pensamento em racionalização da construção começou a surgir nas décadas de 1950 e 1960, com ênfase a aplicação em galpões industriais e contando com inovações para a época como a moldagem de peças deitadas umas sobre as outras, separadas por papel parafinado.

Destaca-se neste período a grande aplicação de concreto pré-moldado na construção de Brasília (DF) e também do Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo (CRUSP).

Ressalta-se a importância que o Banco Nacional da Habitação (BNH) teve sobre a aplicação de concreto pré-moldado em edificações no Brasil. O BNH foi criado pela Lei nº 4.380 de 1964 devido o êxodo rural ocorrido no início da segunda metade do Século XX. Segundo Oliveira (2002) no início de sua atuação, o BNH adotou uma política que desestimulava a pré-fabricação visando a geração de empregos.

Ainda segundo Oliveira (2002), na segunda metade da década de 70 o BNH mudou suas principais orientações, incentivando timidamente o uso de novas tecnologias, como a pré-fabricação.

Entre o final da década de 1970 e início da década de 1980 foram instalados canteiros experimentais na Bahia e em São Paulo, estas edificações apresentaram diversas patologias e problemas funcionais, gerando custos altos de manutenção e correções. Em casos extremos, houve até a necessidade de demolição das construções.

Percebe-se, portanto, que no Brasil ocorreu com um atraso de aproximadamente 30 anos o mesmo fenômeno que já havia ocorrido na Europa nas décadas de 1950 e 1960, diga-se, a aplicação dos pré-fabricados ainda sem um desenvolvimento tecnológico suficiente, gerando desconfiança e rejeição social.

A partir da década de oitenta, segundo Oliveira (2002), não houve nenhum tipo de incentivo a construção industrializada no Brasil e todo o desenvolvimento obtido neste período deve-se principalmente ao arrojo e persistência de empresários do setor, que almejavam redução de custos no processo construtivo utilizando pré-fabricados.

Da década de noventa em diante, o interesse por sistemas que utilizam elementos pré-moldados e pré-fabricados voltou a existir, principalmente pela utilização no setor de serviços (hotéis, shopping centers, etc.), onde busca-se construções rápidas e produtivas.

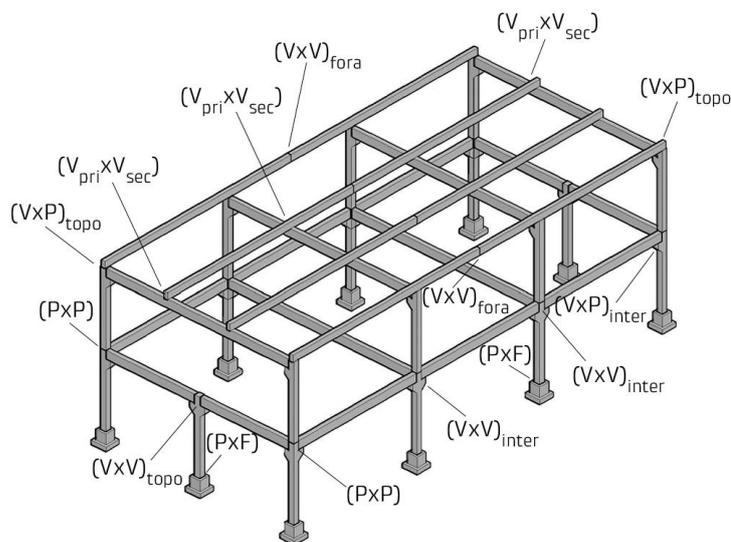
2.3 LIGAÇÕES

Estruturas de concreto pré-moldado apresentam diversas vantagens já citadas anteriormente, tais como um melhor controle de qualidade, racionalização, obras mais limpas e secas. Mas este tipo de estruturas também apresenta a necessidade de se realizar as ligações entre os elementos isolados, o que constitui um dos grandes problemas inerentes a este sistema construtivo e que se apresenta como a maior diferença em relação as estruturas de concreto moldado no local.

A rigidez das ligações entre elementos pré-moldados, segundo El Debs (2017), pode ser definida entre elementos do tipo folha (placas, cascas e chapas) e também entre elementos do tipo barra (pórticos e grelhas).

Neste trabalho será enfatizado as ligações entre elementos do tipo barra, especialmente as utilizadas para ligações entre vigas e pilares. As ligações em elementos do tipo barra, estão resumidas no Quadro 2.1 a seguir e representadas na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Ligações entre elementos de barra



Fonte: El Debs (2017)

Quadro 2.1 – Classificação das ligações em elementos tipo barra

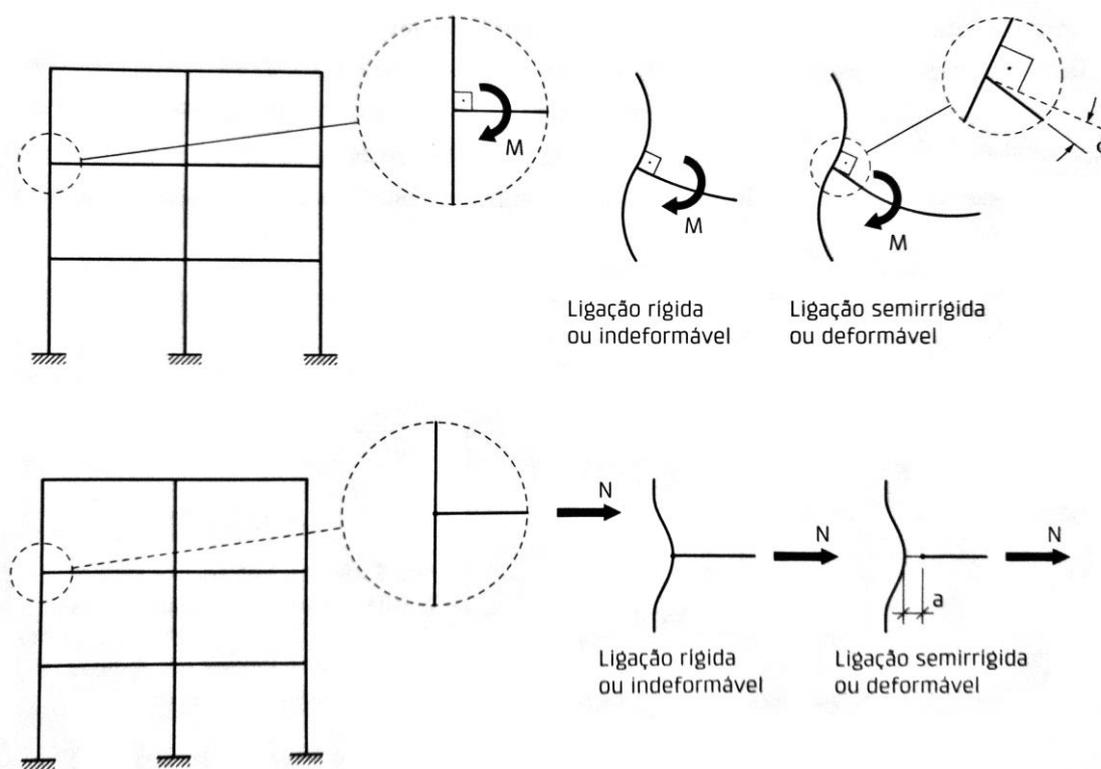
| Ligação | Sigla |
|---------------------------------------|--|
| Pilar x Fundação | (PxV) |
| Pilar x Pilar | (PxP) |
| Viga x Pilar (em ponto intermediário) | (VxP) _{inter} |
| Viga x Pilar (no topo do pilar) | (VxP) _{topo} |
| Viga x Viga (em ponto intermediário) | (VxV) _{inter} |
| Viga x Viga (sobre o topo do pilar) | (VxV) _{topo} |
| Viga x Viga (fora do pilar) | (VxV) _{fora} |
| Viga principal x Viga secundária | (V _{pri} x V _{sec}) |

Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

No que diz respeito a análise estrutural, mesmo com o desenvolvimento de ferramentas que consigam levar em consideração o efeito da semirrígidez das ligações em relação ao momento fletor, ainda é usual a consideração das ligações como perfeitamente articuladas ou perfeitamente rígidas, muito embora, o comportamento real das ligações é sempre intermediário, sendo chamado na literatura técnica de **ligações semirrígidas** ou **ligações deformáveis**.

A rigidez da ligação pode ser definida como a relação entre o esforço solicitante e o deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação. Em relação ao momento fletor conforme o aumento de sua intensidade na ligação, gera-se uma rotação relativa entre os elementos conectados, transmitindo assim o momento fletor de forma parcial. A Figura 2.2 demonstra o conceito acima descrito.

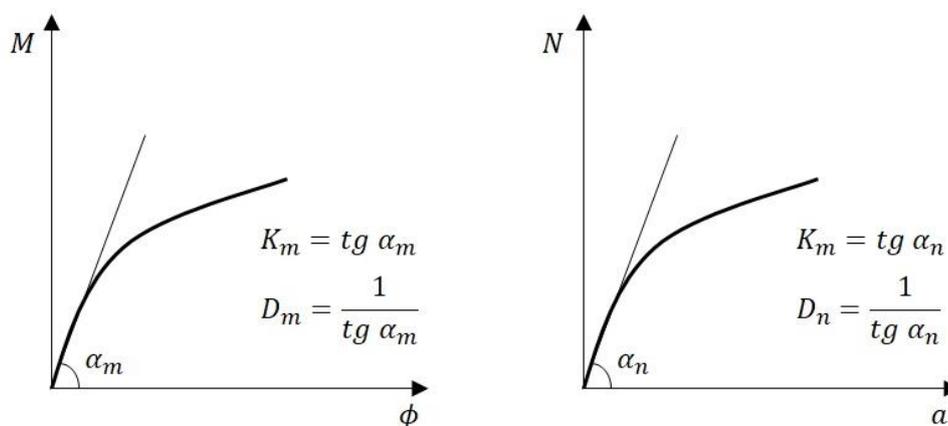
Figura 2.2 – Deformabilidade da ligação quanto ao momento fletor e esforço normal



Fonte: El Debs (2017)

A relação entre a aplicação do momento fletor e a rotação relativa entre os elementos é chamada rigidez da ligação (K_m), enquanto a deformabilidade da ligação (D_m) é definida como o inverso dessa relação (Quadro 2.2). As relações podem ser demonstradas através de curvas, como as apresentadas na Figura 2.3. Na Figura 2.4, observa-se a representação da rigidez através de um esquema de molar.

Figura 2.3 – Curvas sollicitação x deformação para momento fletor e esforço normal de ligações semirrígidas



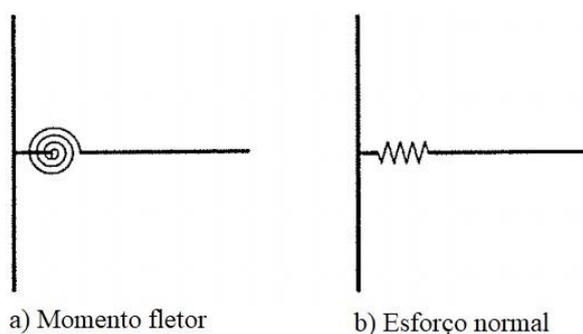
Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

Quadro 2.2 – Rigidez e deformabilidade de ligações

| | Momento fletor | Esforço normal |
|-----------------|------------------------|---------------------|
| Rigidez | $K_m = \frac{M}{\phi}$ | $K_n = \frac{N}{a}$ |
| Deformabilidade | $D_m = \frac{\phi}{M}$ | $D_n = \frac{a}{N}$ |

Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

Figura 2.4 – Representação da semirigidez através do esquema de molas



Fonte: Adaptado de El Debs (2017)

2.4 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

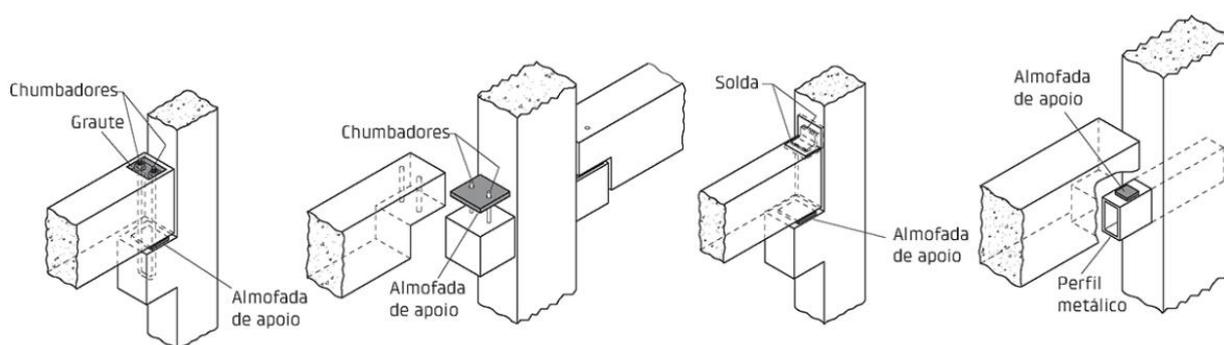
As ligações podem ser classificadas, quanto à rigidez e quanto a resistência. Quanto a resistência, as ligações são classificadas em articuladas, de resistência total ou de resistência parcial conforme Bijlaard (1989). Quanto a rigidez, conforme já comentado, as ligações podem ser classificadas em articuladas, rígidas ou semi-rígidas.

As pesquisas sobre ligações estão mais consolidadas na área de estruturas metálicas. No entanto, nas últimas três décadas, muito se avançou no que diz respeito a ligações em estruturas de concreto pré-moldado.

2.4.1 Classificação quanto a rigidez

Segundo El Debs (2017) as ligações articuladas, são mais simples de serem executadas, mas acarreta em elementos mais solicitados a flexão se comparadas a estruturas similares em concreto moldado no local. Geralmente recorre-se a chumbadores, chapas metálicas soldadas no topo da ligação, com a função de garantir a estabilidade lateral da viga, alguns exemplos apresentados por El Debs (2017) estão representados na Figura 2.5

Figura 2.5 – Ligações viga-pilar articuladas



Fonte: El Debs (2017)

Por outro lado, as ligações rígidas, possibilitam a transmissão dos momentos fletores, tendo assim um comportamento similar ao de estruturas de concreto moldado no local mas são, via de regra, de execução mais difícil e mais onerosas.

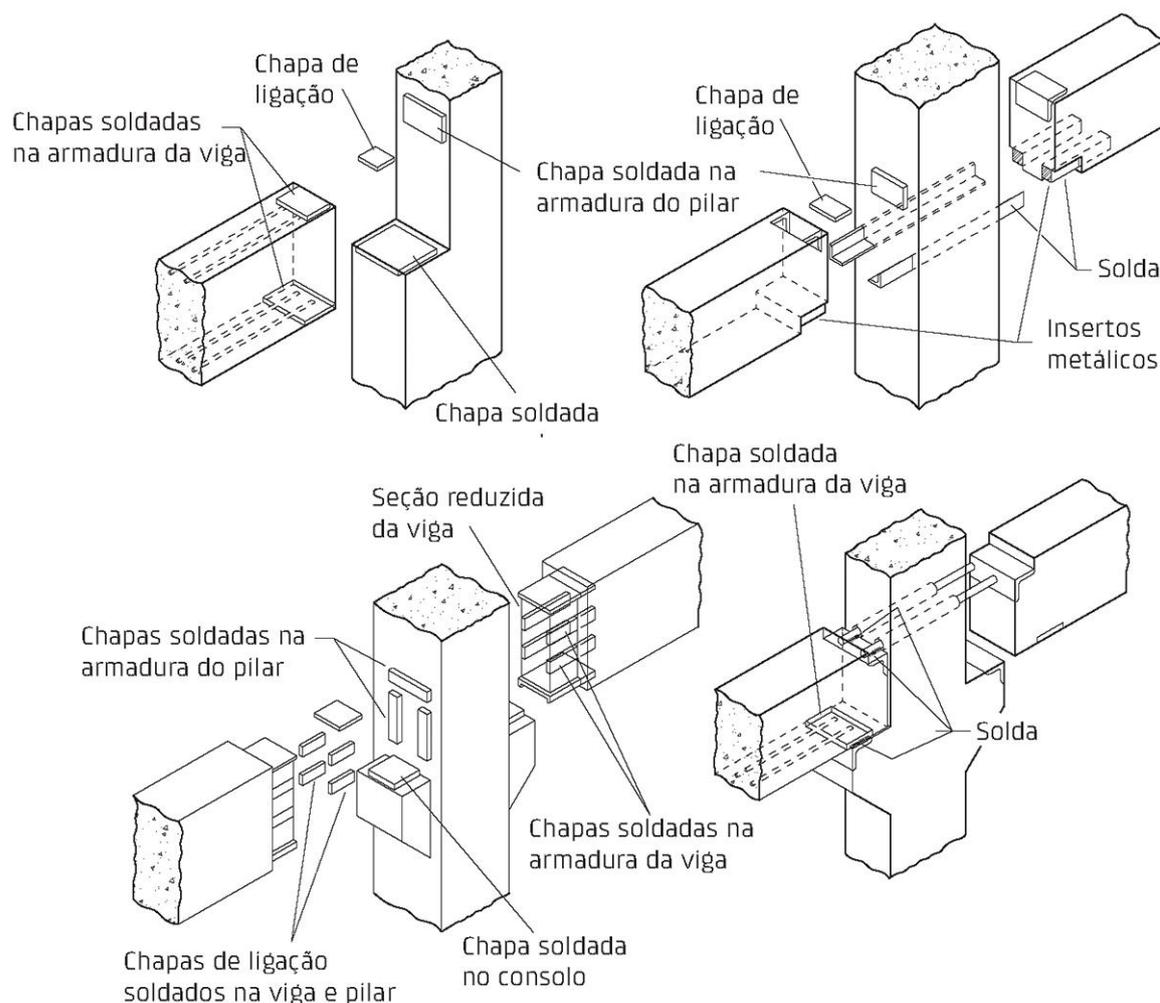
Segundo Aguiar (2010) a ligação rígida é aquela que restringe totalmente a rotação relativa, transmitindo assim a totalidade do momento fletor da viga para o pilar. A dificuldade

na execução deste tipo de ligação limita uma das grandes vantagens da construção com pré-moldados que é a rapidez e agilidade.

As dificuldades na execução de ligações rígidas surgem pois geralmente para que se consiga um comportamento rígido muitas vezes há necessidade de se utilizar de concreto moldado no local, ou então protensão, ou até mesmo chapas metálicas com soldas. Exemplos de ligações rígidas entre vigas e pilares pré-moldados são apresentados na Figura 2.6 extraída de El Debs (2017).

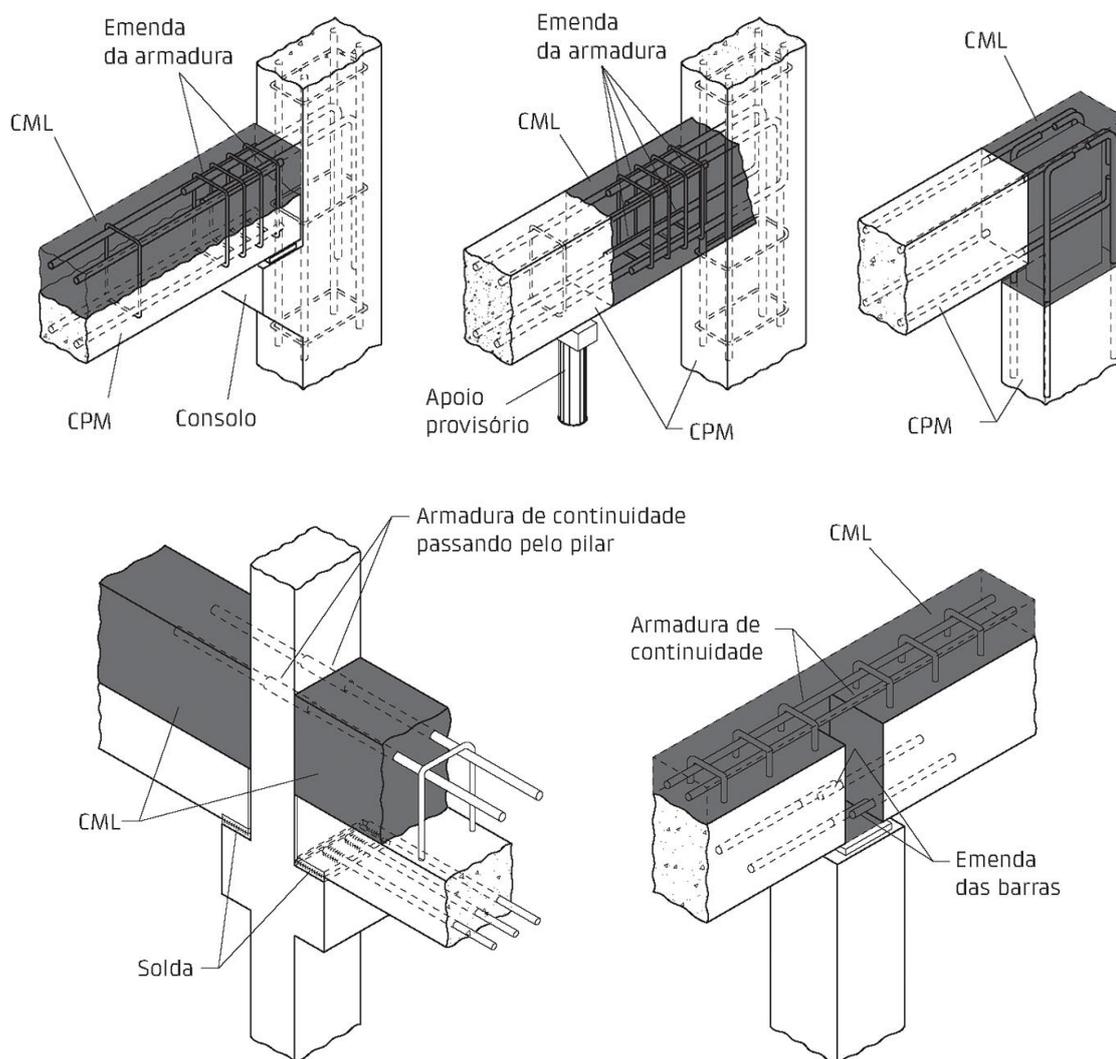
Quando existe a continuidade de vigas, como por exemplo vigas sucessivas, pode-se obter a rigidez da ligação através da continuidade da armadura das vigas, utilizando-se de luvas de conexão, transpasse de armadura, e lançando mão da utilização de concreto moldado no local, conforme demonstrado na Figura 2.7.

Figura 2.6 – Ligações viga-pilar rígidas



Fonte: El Debs (2017)

Figura 2.7 – Ligação rígida com armadura de continuidade



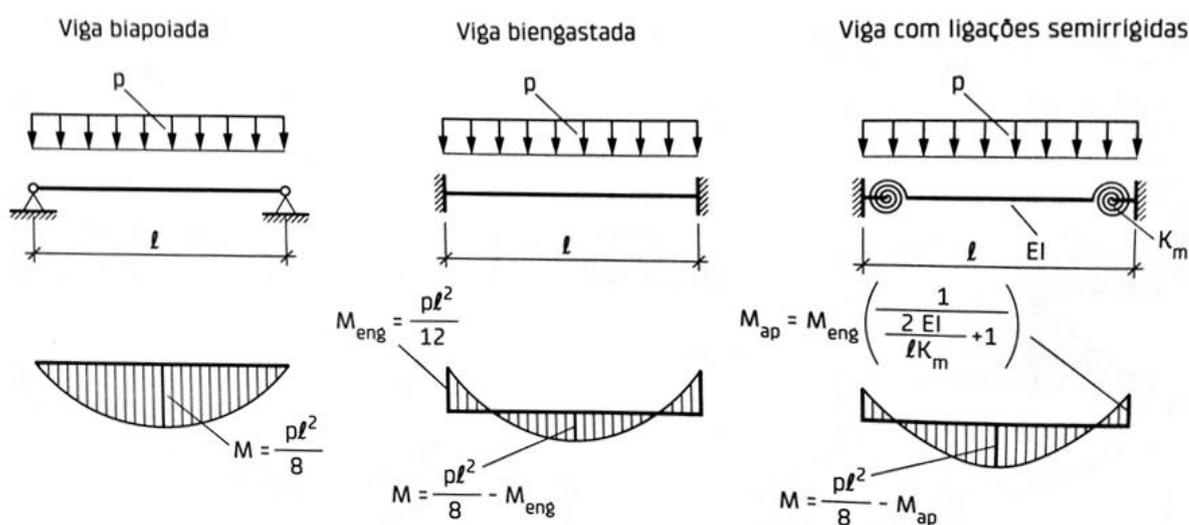
Fonte: El Debs (2017)

As ligações semirrígidas têm comportamento intermediário, nem perfeitamente rígido, nem perfeitamente articulado. A idealização do comportamento como articulado ou como rígido não condiz com a realidade, haja visto que todas as ligações apresentam comportamento semirrígido o que ocorre na verdade é um comportamento “mais rígido” ou comportamento “mais articulado”.

A Figura 2.7 extraída de El Debs (2017) apresenta as diferenças nos diagramas de momento fletor de uma viga isolada com diferentes vinculações. Pode-se observar que no caso de uma viga com ligações semirrígidas com rigidez K_m o valor do momento fletor no apoio (momento de engastamento) depende da rigidez, assim como o momento fletor positivo máximo no centro do vão da viga.

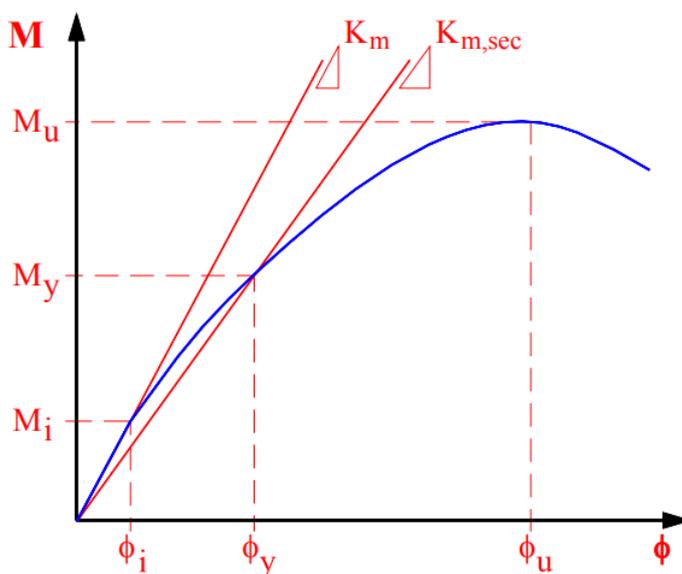
Aguiar (2010) apresenta para a curva “momento fletor x rotação” de uma ligação, nela existem duas rigidezes. A primeira é a rigidez inicial (K_m), relacionada ao momento inicial (M_i) e sua rotação correspondente (ϕ_i) ainda em regime elástico linear. A segunda é a rigidez secante da ligação ($K_{m,sec}$) relacionada a resistência de escoamento da ligação, que em projeto se caracteriza por ser o momento fletor em que ocorre a plastificação, o chamado momento de plastificação (M_y) e a rotação correspondente (ϕ_y), conforme ilustrado na Figura 2.9.

Figura 2.8 – Variação dos momentos fletores de uma viga em função da rigidez das ligações nos apoios



Fonte: El Debs (2017)

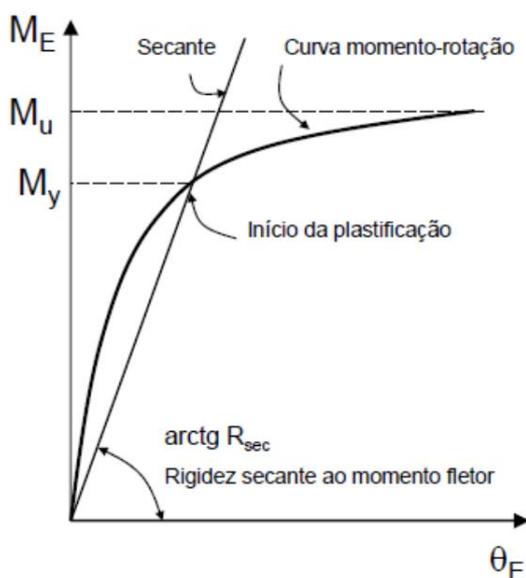
Figura 2.9 – Curva momento fletor x rotação de uma ligação



Fonte: Aguiar (2010)

A rigidez ao momento fletor apresenta uma resposta não linear definida pela curva “momento fletor x rotação” como comentado anteriormente. A NBR 9062 (2017) sugere que a resposta não linear das ligações pode ser analisada linearmente, com base na rigidez secante (R_{sec}). O momento fletor associado a rigidez secante é o $M_{y,lim}$ e sua respectiva rotação correspondente θ_y .

Figura 2.10 – Curva momento-rotação



Fonte: NBR 9062 (2017)

Onde: $M_{y,lim}$: Momento-limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar

R_{sec} : Rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar

M_u : Momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar

θ_y : Rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade

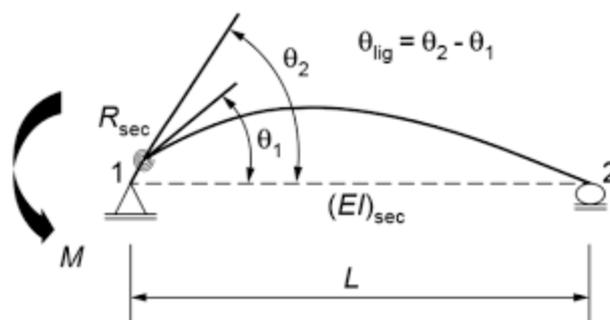
θ_u : Rotação relativa viga-pilar no limite de plastificação da ligação

μ : Coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar

A classificação das ligações é feita pela NBR 9062 (2017) através do **fator de restrição a rotação**, que é dado pela razão da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação em conjunto do elemento e da ligação causado por um momento de extremidade, conforme representado na Figura 2.11 e definido pela Equação 2.1.

A NBR 9062 (2017) define como ligações semirrígidas aquelas onde fator de restrição se encontra entre 0,15 e 0,85, ou seja, as ligações com fator de restrição menor que 0,15 são definidas como articuladas e as ligações com fator de restrição a rotação maior que 0,85 são definidas como rígidas, conforme o Quadro 2.3.

Figura 2.11 – Fator de restrição a rotação



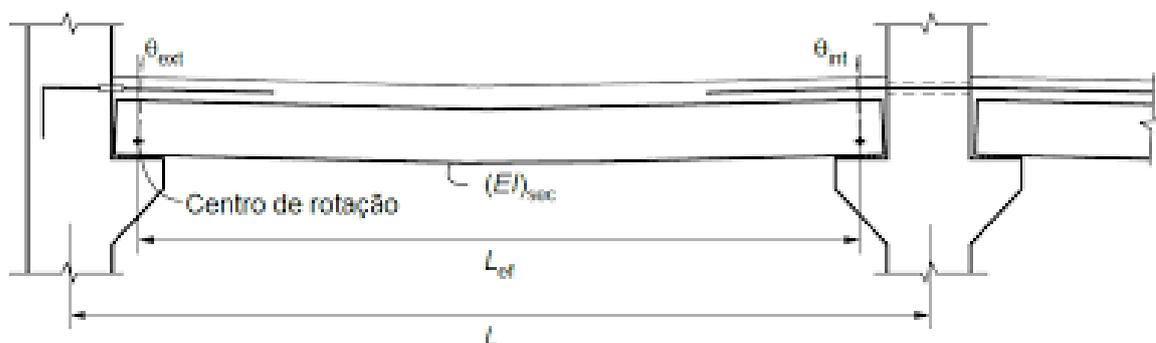
Fonte: NBR 9062 (2017)

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} \quad (2.1)$$

Onde:

- α_R : Fator de restrição à rotação;
- $(EI)_{sec}$: Rigidez secante da viga conforme NBR 6118 (2014);
- R_{sec} : Rigidez secante ao momento fletor da ligação;
- L_{ef} : Vão efetivos, dado pela distância entre os centros de giro nos apoios da viga, que pode ser observado na Figura 2.12.

Figura 2.12 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição de rotação



Fonte: NBR 9062 (2017)

Quadro 2.3 – Limites de classificação à rigidez segundo a NBR 9062 (2017)

| Rígida | Semirrígida | Articulado |
|-------------------|--------------------------------|-------------------|
| $\alpha_r > 0,85$ | $0,15 \geq \alpha_r \geq 0,85$ | $\alpha_r < 0,15$ |

Fonte: NBR 9062 (2017)

O Código Americano de Estruturas Metálicas, AISC/SSSB (2016) apresenta formas de classificação das ligações viga-pilar solicitadas a momento fletor quanto à rigidez, sendo estas:

- i. Tipo FR (Fully restrained) – Ligações completamente restringidas – Ligações que transferem o momento fletor com uma rotação relativa entre os elementos conectados negligenciável. Na análise estrutural com ligações FR, pod-se assumir que não haja rotação relativa;
- ii. Tipo PR (Partially restrained) – Ligações parcialmente restringidas – Neste grupo de ligações, as rotações relativas entre os elementos conectados não podem ser negligenciadas. Na análise estrutural com ligações PR, deve-se ser considerado as características da resposta da ligação;
- iii. Tipo simple – Ligações simples – São ligações onde não há nenhum tipo de restrição a rotação relativa entre os elementos conectados, ou seja, não há a transferência de momento fletor pela ligação.

O Código Europeu de Estruturas Metálicas, Eurocode 3 - EN1993-1-8:2005 sobre ligações, também apresenta uma classificação para as ligações ao momento fletor. A classificação adotada pela norma brasileira NBR 8800 (2008) é baseada neste mesmo código.

Os códigos definem que a rigidez a ser considerada em análises elásticas é aquela correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, que é de forma simplificada chamada de *rigidez inicial* (S_i).

O Eurocode 3 (2005) classifica as ligações em rígidas, semirrígidas e rotuladas, e os limites para esta classificação estão demonstrados no Quadro 2.4, a classificação dada pela NBR 8800 (2008) e os limites definidos pela norma brasileira são os mesmos apresentados pela norma europeia.

Quadro 2.4 – Limites de classificação à rigidez segundo o Eurocode 3 (2005)

| Tipo de estrutura | Tipo de ligação | | |
|-------------------|--------------------------------------|--|---------------------------------------|
| | Rígida | Semirrígida | Rotulada |
| Contraventada | $S_i \geq 25 \cdot \frac{EI_v}{L_v}$ | $25 \cdot \frac{EI_v}{L_v} > S_i > 0,5 \cdot \frac{EI_v}{L_v}$ | $S_i \leq 0,5 \cdot \frac{EI_v}{L_v}$ |

Continua.

| | | | |
|-------------------|-------------------------------------|---|---------------------------------------|
| Não contraventada | $S_i \geq 8 \cdot \frac{EI_v}{L_v}$ | $9 \cdot \frac{EI_v}{L_v} > S_i > 0,5 \cdot \frac{EI_v}{L_v}$ | $S_i \leq 0,5 \cdot \frac{EI_v}{L_v}$ |
|-------------------|-------------------------------------|---|---------------------------------------|

Fonte: NBR 9062 (2017)

2.4.2 Classificação quanto à resistência

O Eurocode 3 (2005) apresenta também a classificação por resistência da ligação, a ligação é classificada comparando-se o momento resistente da ligação ($M_{l,Rd}$) com o momento resistente dos elementos que compõem a ligação, ou seja, o momento de plastificação da viga ($M_{v,y,Rd}$) ou do pilar ($M_{p,y,Rd}$).

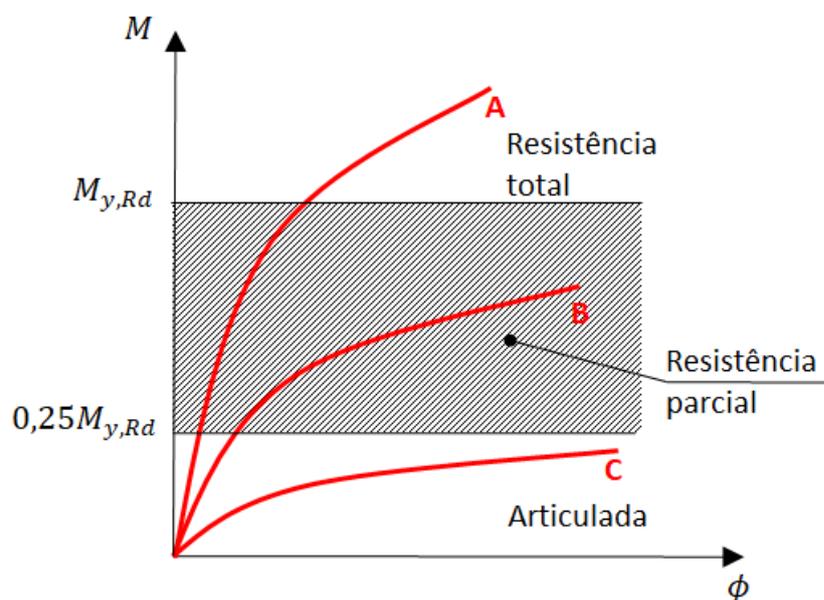
As ligações são classificadas em três tipos: Full-strength connection (Ligação de resistência total); Nominally pinned (Ligação rotulada); Partial strength connectio (Ligação de resistência parcial).

As ligações em que o momento resistente não ultrapasse $0,25 \cdot M_{y,Rd}$ são classificadas como rotuladas, enquanto as ligações que apresentam resistência maior que $M_{y,Rd}$ são classificadas como de resistência total. As ligações com resistência entre estes limites são definidas como de resistência parcial, os limites podem ser observados na Figura 2.13.

A Figura 2.13 apresenta três curvas “momento fletor x rotação” distintas, sendo que a curva C apresenta comportamento de uma ligação articulada, a curva B tem comportamento de uma ligação de resistência parcial e a curva A tem comportamento de uma ligação com resistência total.

O Eurocode 3 (2005) ainda define com quais elementos da ligação deve ser feita a comparação para dois tipos distintos de ligação viga-pilar, aquela onde a ligação se encontra no topo do pilar, e ligações em pontos intermediários do pilar, conforme pode-se observar na Figura 2.14.

Figura 2.13 – Classificação das ligações quanto à resistência segundo o Eurocode 3 (2005)



Fonte: Do próprio autor.

Figura 2.14 – Comparação das resistências da ligação.

A) Topo do pilar

$$M_{l,Rd} \geq \begin{cases} M_{v,y,Rd} \\ M_{p,y,Rd} \end{cases}$$

B) Altura média do pilar

$$M_{l,Rd} \geq \begin{cases} M_{v,y,Rd} \\ 2 \cdot M_{p,y,Rd} \end{cases}$$

Fonte: Adaptado de Eurocode 3 (2005)

2.5 PESQUISAS SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

Serão resumidos aqui alguns dos principais trabalhos sobre ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas, focando nos temas que podem enriquecer e contribuir com este trabalho.

2.5.1 Deformabilidade das ligações

O primeiro autor brasileiro a abordar o tema “ligações em estruturas pré-moldadas” foi Ballarin (1993). Este autor apresentou um estado da arte sobre as ligações em estruturas pré-moldadas de esqueleto (não somente a ligação viga-pilar), reunindo muitas informações e formando uma base teórica. O autor ainda apontou as necessidades de pesquisas na área.

Quase simultaneamente Ferreira (1993) realizou uma pesquisa para avaliar a influência das ligações semirrígidas em pórticos planos, bem como deu início a proposição de uma metodologia analítica para determinar a deformabilidade de ligações. Este método foi baseado na definição dos mecanismos de deformação de uma ligação, que segundo o Ferreira (1993) entende-se por ser a deformação específica de um elemento que compõe a ligação.

O cálculo foi então desenvolvido a partir da montagem de um sistema de forças, que associa a força a deformação de um mecanismo. Isso permite definir uma expressão final para a deformabilidade da ligação, com a associação das deformabilidades dos elementos isolados.

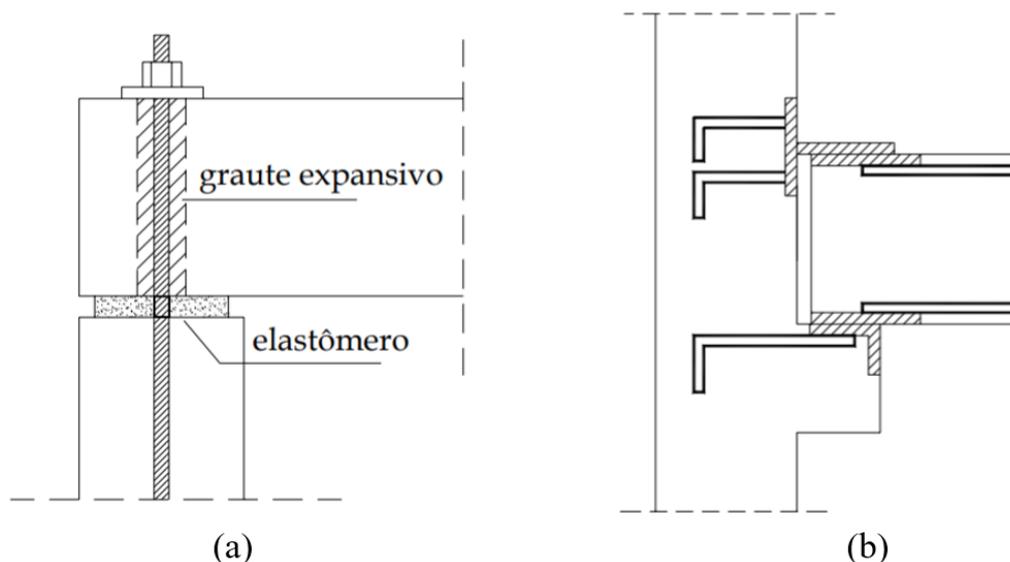
Em continuidade a este trabalho Ferreira (1999) buscou consolidar um método analítico para determinar a deformabilidade das ligações considerando os mecanismos de deformação presentes na mesma. Dessa vez foram estudadas duas ligações viga-pilar, uma formada por almofada com chumbador (com pouca resistência a flexão) e outra com chapas soldadas de onde se esperar maior resistência a flexão conforme Figura 2.15.

Para a ligação formada por almofada com chumbador, Ferreira (1999) já observava baseado em estudos anteriores internacionais que a espessura da almofada influenciava no comportamento da ligação. O fato da almofada gerar uma altura livre na ligação, faz com que quando solicitada ao cisalhamento haja uma excentricidade entre as forças de cisalhamento, causando assim solicitações combinadas de flexão e cisalhamento no chumbador. Este fenômeno depende da relação diâmetro do chumbador / espessura da almofada.

Garcia et. al. (1993) *apud* Ferreira (1999) realizou ensaios com ações alternadas de cisalhamento neste tipo de ligação onde a relação diâmetro do chumbador/espessura da almofada era igual a 1. O autor observou que o efeito da flexão localizada no chumbador foi

maior que o efeito de cisalhamento, causando deformabilidade acentuada e escoando antes do que era esperado.

Figura 2.15 – Ligações viga-pilar estudadas em Ferreira (1999)



Fonte: Adaptado de Ferreira (1999)

Para este trabalho, é de maior interesse as ligações formadas por chumbador e almofada de apoio, por isso, serão destacadas aqui as conclusões observadas pelo autor somente da ligação (a) da Figura 2.15.

Ferreira (1999) construiu quatro protótipos da ligação, um primeiro denominado “Piloto” que foi utilizado para um ensaio preliminar. Os demais “Protótipos A, B e C” tiveram características ligadas aos mecanismos de deformação alteradas (diâmetro do chumbador e dimensões das almofadas).

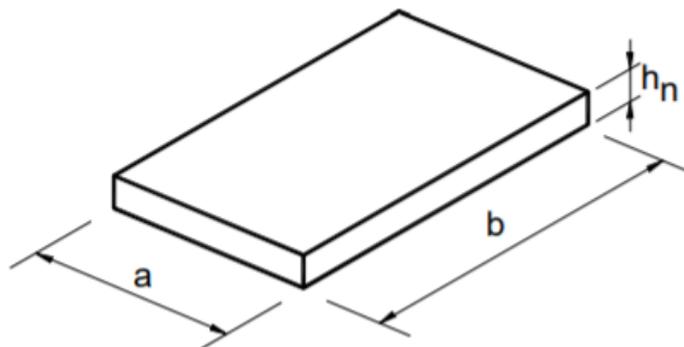
Quadro 2.5 – Características dos protótipos de Ferreira (1999)

| Protótipos | Chumbador (aço 1020) | Almofada de Elastômero | | |
|-------------|-------------------------|------------------------|--------|------------|
| | | a (mm) | b (mm) | h_n (mm) |
| Piloto | 1 ∇ 16 mm | 150 | 300 | 10 |
| Protótipo A | 2 ∇ 16 mm | 150 | 300 | 10 |
| Protótipo B | 2 ∇ 25 mm | 250 | 300 | 10 |
| Protótipo C | 2 ∇ 25 mm | 200 | 300 | 15 |

Fonte: Ferreira (1999)

A geometria da almofada tem grande influência no seu mecanismo de deformação. Segundo Vinje (1985) *apud* Ferreira (1999) a deformação por compressão de uma almofada de elastômero simples é inversamente proporcional ao seu fator de forma B. O fator de forma B pode ser determinado conforme a Equação 2.2.

Figura 2.16 – Geometria de uma almofada prismática.



Fonte: Ferreira (1999)

$$B = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_n \cdot (a + b)} \quad (2.2)$$

Conforme observa-se no Quadro 2.5 o Protótipo B exibe um elevado fator de forma da almofada ($B = 6,81$), já o protótipo C exibe o mesmo diâmetro do chumbador do Protótipo B mas um fator de forma da almofada menor ($B = 4,00$).

O autor observou que a rigidez da ligação é diretamente proporcional ao fator de forma (B). Os resultados mostraram que o Protótipo B exibiu comportamento melhor que os demais, a rigidez ao momento fletor foi 1,7 vezes maior que a rigidez do Protótipo C. O Protótipo B apresentou ainda melhor desempenho a torção e maior resistência ao cisalhamento ($F_{vu} = 170 \text{ kN}$). Ferreira (1999) credita o melhor desempenho do Protótipo B ao maior fator de forma da almofada, com espessura de apenas 10 mm.

Ferreira (1999) constatou que para as rotações iniciais, o mecanismo resistente das ligações a flexão era a rigidez da barra do chumbador, sobrepondo os efeitos de um possível binário formado pela compressão da almofada e tração no chumbador. O autor explica isso pelo fato de inicialmente o centro de giro da ligação estar no chumbador, que tende a se deslocar para a extremidade comprimida da almofada, aumentando os efeitos do binário resistente (almofada comprimida x chumbador tracionado).

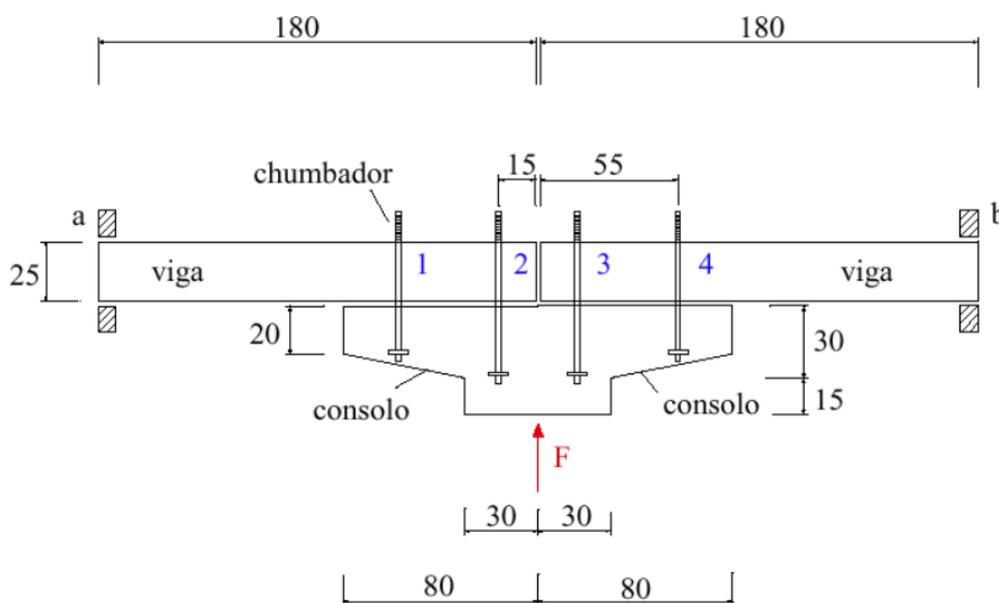
Ferreira (1999) observou também que quanto menor for a espessura da almofada maiores são as restrições a rotação da ligação. Fato confirmado pela maior rigidez do Protótipo B em relação ao C.

No entanto, mesmo para a ligação com melhor desempenho a flexão, a rigidez da ligação foi de aproximadamente 421 kN.m/rad, ainda é uma rigidez muito baixa, e que para o caso corrente de uma viga com carregamento distribuído, com rotações de 0,010 rad a ligação tem comportamento próximo a uma rótula perfeita. Entretanto, deve-se fazer a ressalva que para rotações relativas maiores, onde o centro de giro se desloca, o binário formado pode contribuir para uma maior rigidez.

Por fim, Ferreira (1999) recomendou a utilização de almofadas com fator de forma $B < 5$, para uma relação entre comprimento e espessura $a/h_n < 20$. Além disso, um outro parâmetro importante é a relação entre o diâmetro do chumbador e a espessura da almofada onde o autor recomendou uma relação $\phi_b/h_n > 1$, e para os casos onde busca-se melhor desempenho para a rigidez da ligação, recomendou $\phi_b/h_n > 1,5$.

Soares (1998) realizou uma análise sobre a deformabilidade de uma ligação comumente utilizada em galpões exibida na Figura 2.17. Foi realizada simulação numérica através do MEF, bem como ensaios experimentais e determinação analítica conforme Ferreira (1993). As simulações numéricas, naquela ocasião, foram realizadas com o programa LUSAS – *Finite Element Analysis System* (1995).

Figura 2.17 – Ligação avaliada por Soares (1998)

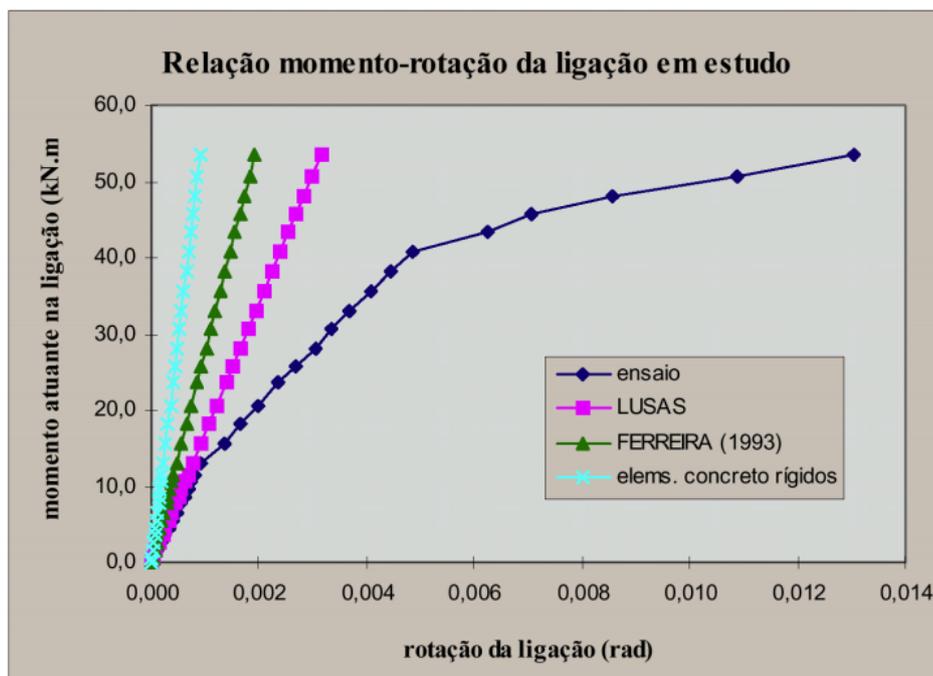


Fonte: Soares (1998)

Para a análise numérica foi realizada uma análise linear, considerando uma estrutura plana submetida a um estado plano de tensões. Os chumbadores foram modelados como elementos de ligação. Vale aqui comentar sobre o contexto histórico sobre a evolução da informática e do MEF até aquele momento, o que acaba por justificar uma análise mais simplificada.

A autora observou que a análise linear de ligações semirrígidas não é representativa para o comportamento em serviço da ligação. No entanto, a autora considerou que como uma primeira aproximação, a análise pode ser válida, uma vez que para a fase linear a simulação numérica representou bem o comportamento. Isto leva a conclusão que a análise numérica não linear das ligações pode levar a resultados confiáveis. As curvas momento-rotação obtidas podem ser observadas na Figura 2.18.

Figura 2.18 – Deformabilidade da ligação avaliada por Soares (1998).

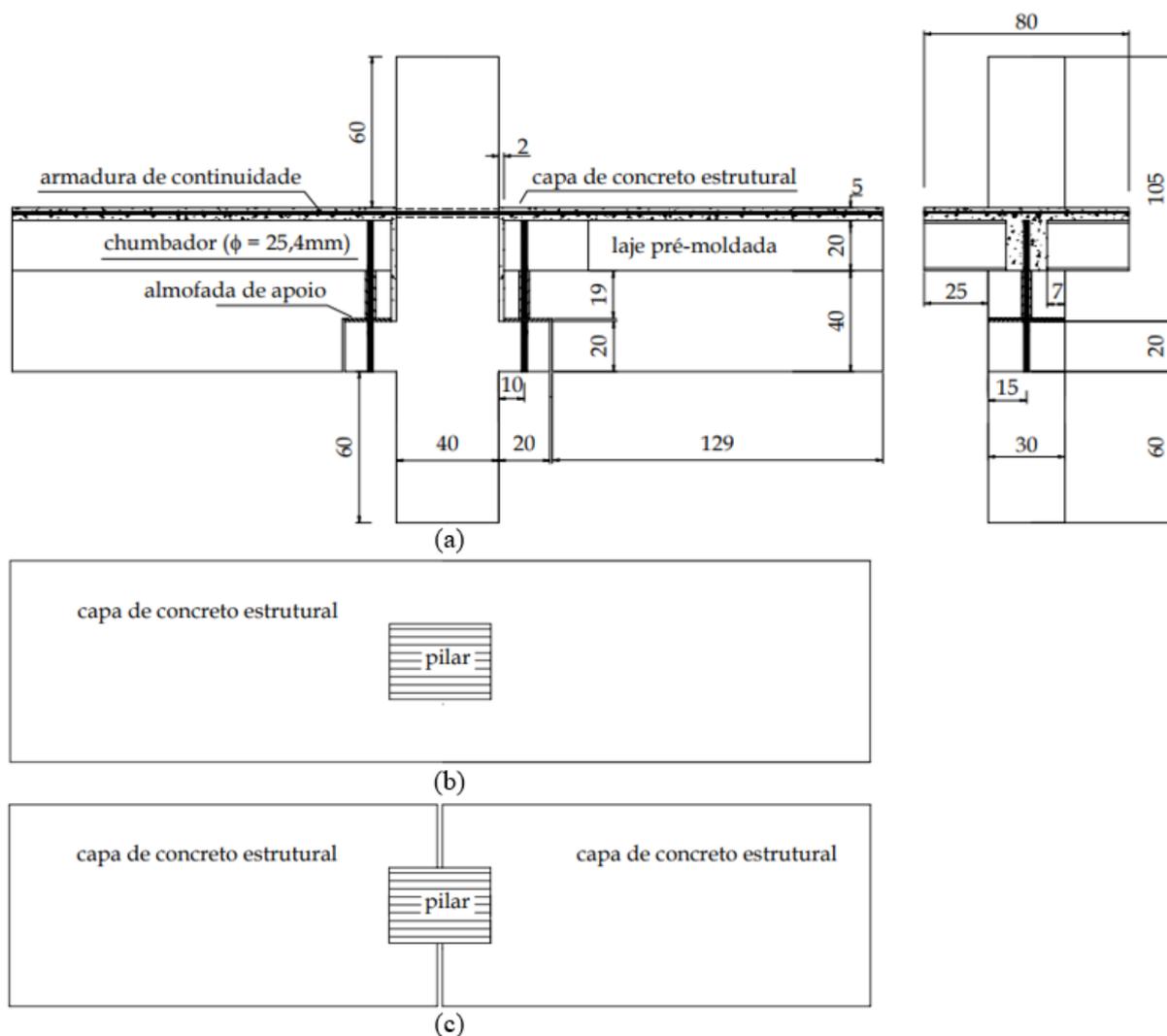


Fonte: Soares (1998)

Miotto (2002) realizou uma análise sobre dois tipos distintos de ligações viga-pilar. O primeiro tipo foi definido como continuidade a ligação analisada em Soares (1998), formada por consolo e chumbadores conforme Figura 2.17. O segundo tipo foi uma ligação típica de estruturas de múltiplos pavimentos, contando com consolo, chumbador, armadura de continuidade na capa da laje e almofada de apoio em argamassa modificada. Cada um dos tipos de ligações contava com dois modelos, portanto, foram avaliados o comportamento de quatro ligações.

Figura 2.19 – Modelo 2 de Miotto (2002). (a) Corte lateral; (b) Planta do Modelo 2.1; (c)

Planta do Modelo 2.2



Fonte: Miotto (2002)

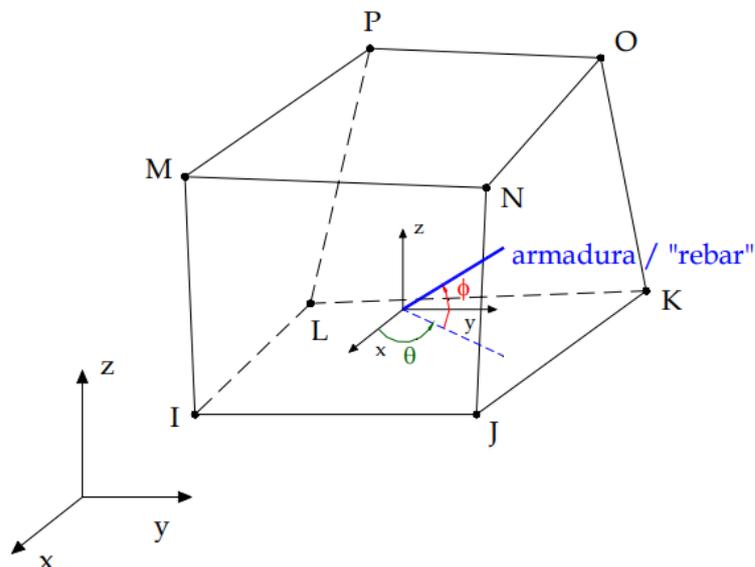
As ligações foram analisadas analiticamente conforme método dos componentes, numericamente através do MEF, utilizando o programa ANSYS® e experimentalmente no Laboratório de Estruturas da EESC-USP.

O Modelo 2 das ligações avaliadas por Miotto (2002) é de maior interesse para este trabalho, portanto, serão apresentados comentários e conclusões com foco neste modelo, bem como será enfatizado as características da modelagem numérica realizada pela autora.

Para a simulação numérica, o concreto foi modelado com o modelo constitutivo *CONCRETE*, que prevê ruptura de materiais frágeis, na tração por fissuração excessiva e na compressão por esmagamento. O aço foi modelado com uma relação elasto-plástica perfeita.

As armaduras foram consideradas como taxas dispersas nos elementos de concreto SOLID65 denominadas *rebars*, conforme Figura 2.20.

Figura 2.20 – Elemento finito SOLID 65 com taxa de armadura.



Fonte: Miotto (2002)

Para a almofada de apoio considerou-se comportamento elástico-linear com módulo de elasticidade $E = 150MPa$. A definição dos parâmetros de modelagem dos materiais foi realizada conforme os ensaios de caracterização realizados experimentalmente.

As partes de concreto armado foram modeladas com elementos finitos tridimensionais SOLID65 e os chumbadores como elementos finitos tridimensionais SOLID45. Nesta análise foram simulados os contatos, através de elementos de contato superfície-superfície CONTA173 e CONTA170.

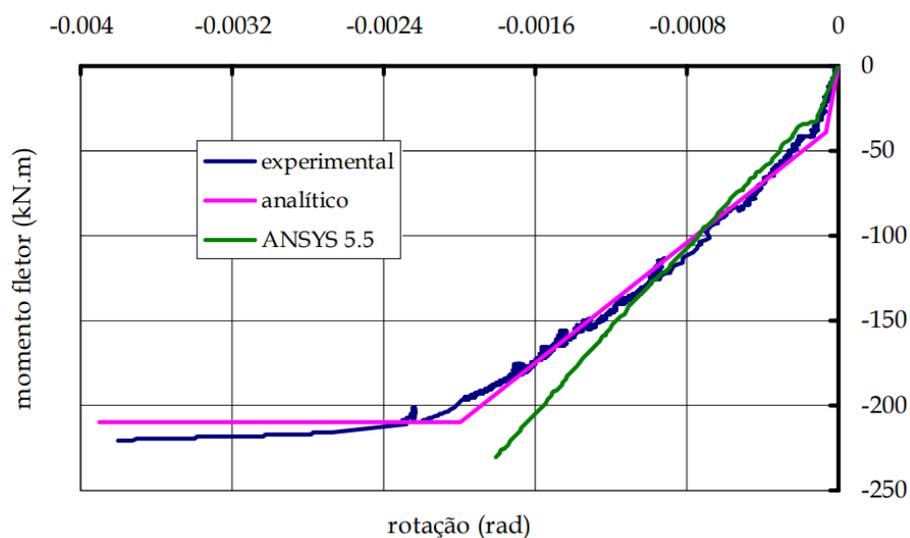
O modelo 2 exibe diversas interfaces de contato entre as superfícies dos materiais. Alguns contatos foram modelados com aderência perfeita, sendo a superfícies de contato da viga com a capa de concreto, assim como a armadura de continuidade com a capa.

A autora observou que os modelos 2.1 e 2.2 exibiram comportamento da curva momento-rotação semelhantes, no entanto, as resistências foram diferentes. A resistência ao momento fletor positivo foi da ordem de 20% da resistência do momento negativo, o que está ligado ao fato da ligação apresentar continuidade de armadura negativa superior.

Os resultados dos modelos 2.1 e 2.2 para o momento negativo estão apresentados nas Figuras Figura 2.21 e Figura 2.22. Observa-se que houve boa concordância entre os resultados experimental, numérico e analítico para o momento negativo das ligações, sobretudo para a

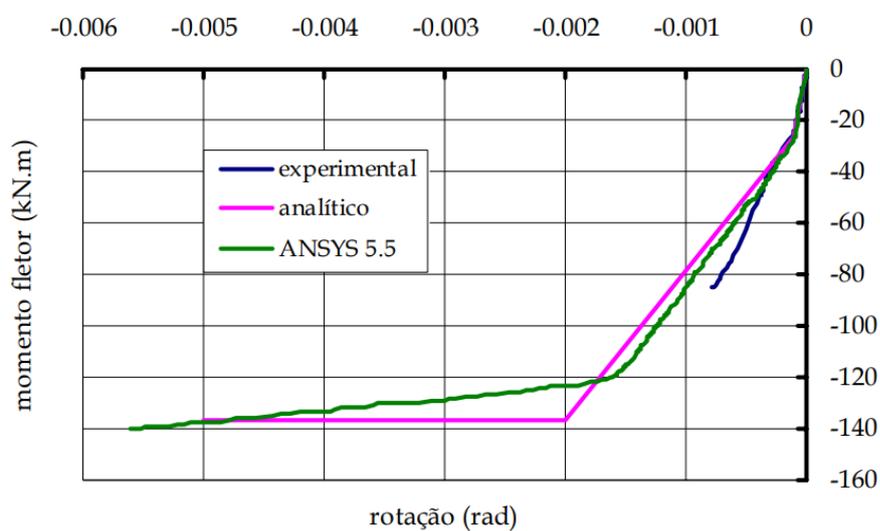
ligação 2.1. No entanto, o modelo numérico 2.1 segundo Miotto (2002) não perde rigidez na mesma intensidade a partir de -125 kN.m, e que ele não chega a plastificar.

Figura 2.21 – Curva momento-rotação do modelo 2.1



Fonte: Miotto (2002)

Figura 2.22 – Curva momento-rotação do modelo 2.2

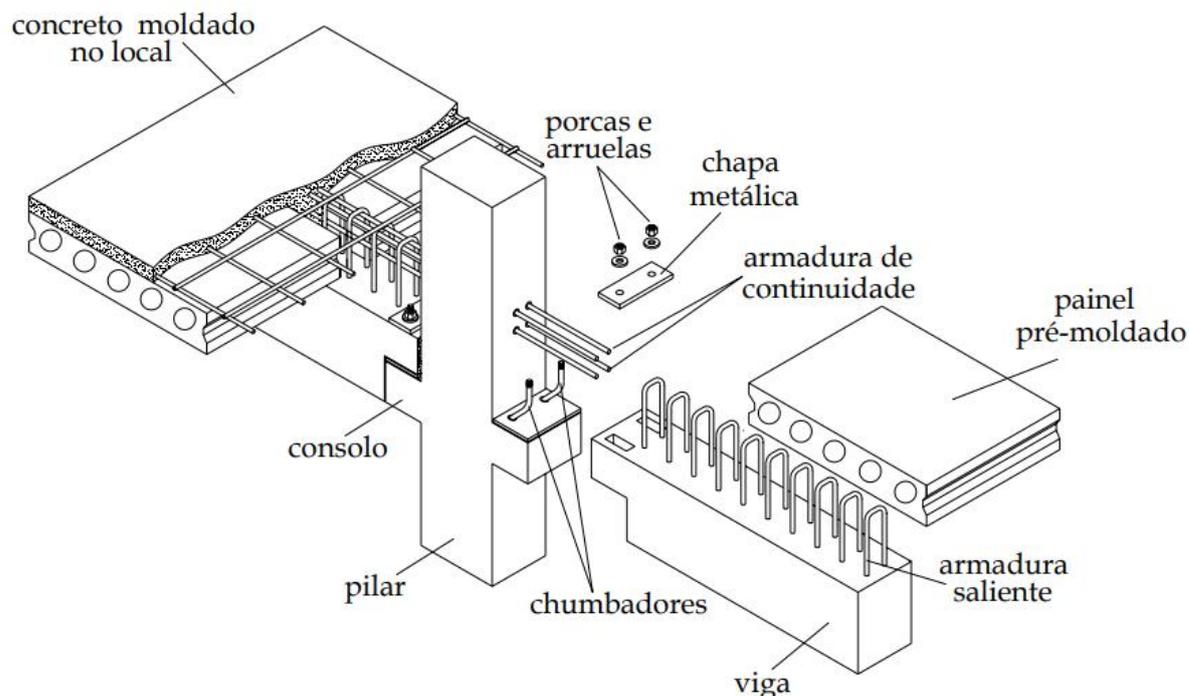


Fonte: Miotto (2002)

Em continuidade a este trabalho, Baldissera (2006) avaliou o comportamento de uma ligação muito similar, tendo como principal diferença a alteração do chumbador, que deixou de ser retilíneo e passou a ser inclinado e preso a parte superior das vigas através de chapa metálica com porcas e arruelas, conforme Figura 2.23. Segundo a autora, a alteração tem como objetivo

aumentar a rigidez e o momento positivo de plastificação, haja visto que o chumbador se comportará como uma barra inclinada submetida principalmente a tração ou a compressão.

Figura 2.23 – Ligação analisada por Baldissera (2006)



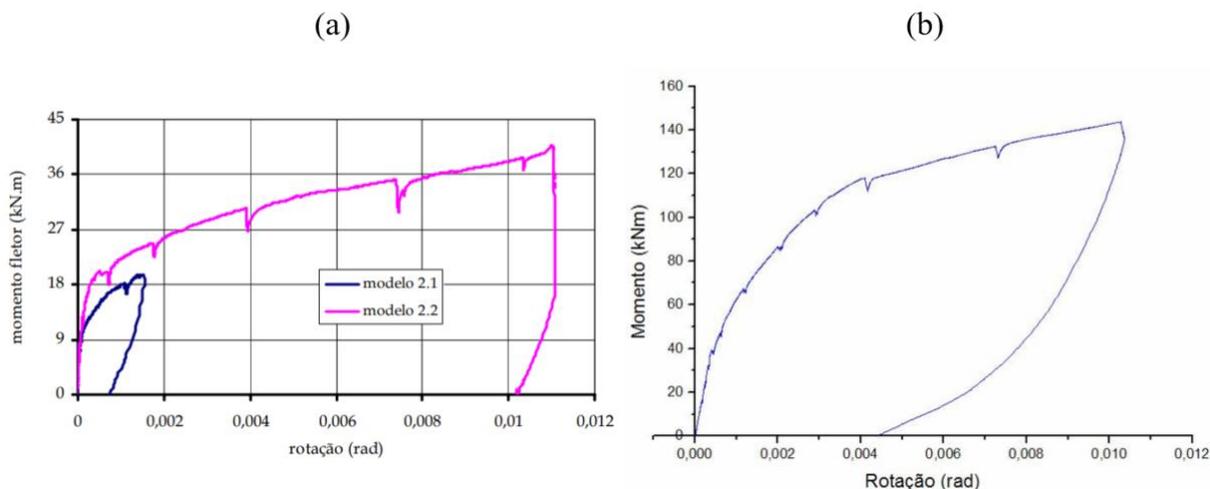
Fonte: Baldissera (2006)

Vale ressaltar que em Baldissera (2006) foram analisadas duas situações: Ligações em pilar intermediário e ligação em pilar de extremidade. Por ser de maior interesse desta pesquisa, será dada ênfase as análises em relação a pilar intermediário.

Em relação ao momento negativo, as ligações exibiram comportamento muito semelhantes, com a ligação de Baldissera (2006) tendo desempenho ligeiramente melhor quanto a resistência, com momento de plastificação aproximadamente 5,6% maior.

Quando comparado o comportamento em relação ao momento positivo (esta comparação foi feita com o modelo 2.2 de Miotto (2002)), percebe-se um desempenho consideravelmente melhor da ligação de Baldissera (2006), tanto em rigidez quanto em resistência. O momento último da ligação com chumbador inclinado momento de plastificação foi aproximadamente 243% maior que o da ligação sem chumbador inclinado, uma comparação dos resultados pode ser realizada através da Figura 2.24.

Figura 2.24 – Curva momento-rotação. a) Miotto (2002); b) Baldissera (2006)



Fonte: Adaptado de Miotto (2002) e Baldissera (2006)

Os resultados mostraram que a inclinação do chumbador teve efeito positivo para o comportamento da ligação em relação ao momento fletor positivo, desempenhando melhor em termos de resistência e de rigidez, pois conforme comentado, dessa forma o chumbador acaba sofrendo efeitos de tração.

Sawasaki (2010) realizou uma análise sobre ligações sem armadura de continuidade, com chumbador e almofada de apoio com o objetivo de avaliar a capacidade de transmissão de momento fletor deste tipo de ligação, que usualmente é considerada articulada na fase de projetos.

Para isso, o autor realizou a análise experimental de quatro modelos de ligação com diferentes características. As alterações entre os modelos foram: Aço do chumbador, diâmetro do chumbador, material da almofada e a largura do pilar. O Quadro 2.6 resume as características dos modelos de Sawasaki (2010).

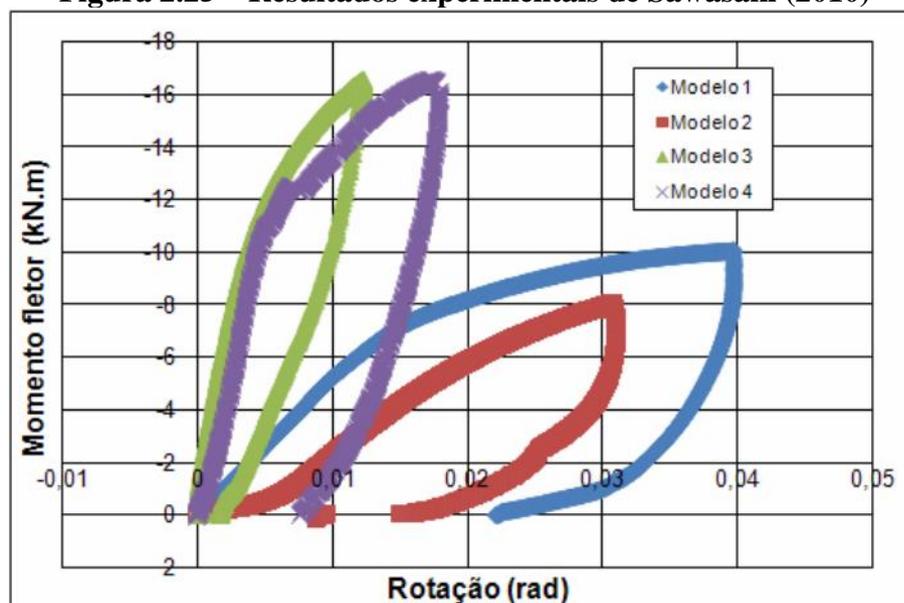
Quadro 2.6 – Características dos modelos de Sawasaki (2010)

| Modelo | Variáveis | | | |
|--------|--------------------|-------------------------------|------------------|--------------------|
| | Diâmetro Chumbador | Almofada de apoio | Largura do pilar | Sentido do momento |
| 1 | CA-25 12,5 mm | Argamassa (150x150x10mm) | 40 cm | Negativo/ positivo |
| 2 | CA-25 12,5 mm | Policloropreno (150x150x10mm) | 40 cm | Negativo/ positivo |
| 3 | CA-50 12,5 mm | Argamassa (150x150x10mm) | 40 cm | Negativo/ positivo |
| 4 | CA-50 12,5 mm | Argamassa (150x150x10mm) | 60 cm | Negativo/ positivo |

Fonte: Sawasaki (2010)

Os modelos 3 e 4, como já era de se esperar exibiram maior rigidez e maior resistência, haja visto que utilizaram aço CA50 e argamassa modificada como almofada de apoio. Os modelos 1 e 2 exibiram comportamento parecido, no entanto o modelo 1 exibe uma acomodação inicial natural por conta da baixa rigidez da almofada de elastômero. A

Figura 2.25 – Resultados experimentais de Sawasaki (2010)



Fonte: Sawasaki (2010)

O autor realizou a modelagem numérica dos modelos utilizando o programa computacional Ansys® 10.0 que é baseado no Método dos Elementos Finitos. No entanto, não foram obtidos bons resultados, haja visto que, segundo o próprio autor, os modelos numéricos reproduziram apenas a rigidez inicial de acomodação. Ainda segundo Sawasaki (2010) os motivos para não se ter obtido bons resultados com a modelagem numérica são desconhecidos.

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA ABAQUS®

O *ABAQUS*® é um programa computacional comercial de origem americana desenvolvido inicialmente em 1978 utilizando o Método dos Elementos Finitos para análises em diversas áreas do conhecimento. O programa computacional foi desenvolvido por David Hibbit, Bengt Karlsson e Paul Sorensen, e seu nome original do programa era Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. (HKS).

O programa é uma ferramenta poderosa de simulação de problemas de engenharia baseado no Método dos Elementos Finitos. O *ABAQUS*® permite a resolução de problemas de análises lineares mais simples até problemas mais complexos com análises não lineares. Por conta de sua extensa biblioteca de elementos, o programa permite ao usuário a modelagem de praticamente qualquer tipo de geometria.

Além do mais o programa apresenta também uma grande biblioteca de materiais previamente definidos, podendo assim simular o comportamento da grande maioria dos materiais de engenharia, entre eles, metais, borrachas, polímeros, compósitos, materiais frágeis, materiais geotécnicos, etc.

O *ABAQUS*® permite não só análises de estruturas (tensão x deslocamento), também é possível análises em transferência de calor, difusão em massa, acústica, análise piezoelétrica, problemas com dinâmica dos fluídos, entre outros.

3.1 SOBRE A ANÁLISE NO ABAQUS®

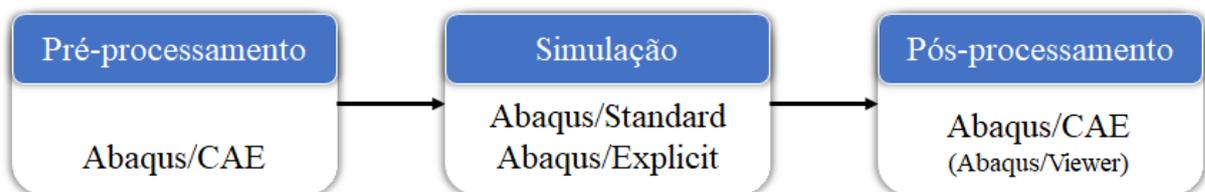
Para a realização da análise utilizando o *ABAQUS*® podemos separar resumidamente três etapas distintas: Pré-processamento; simulação; pós-processamento. O programa se divide em diversos subprogramas para permitir a modelagem, processamento e visualização dos resultados das diversas análises possíveis. As etapas e os subprogramas estão resumidos na Figura 3.1. Os principais subprogramas que foram utilizados nesta análise.

- Pré-processamento: Etapa onde realiza-se a modelagem do problema físico, gerando um arquivo de entrada, geralmente através de interface gráfica com o *ABAQUS/CAE*, mas também pode-se fazê-lo em outro software. Outra maneira de fazer a modelagem é através de um editor de texto, programando os códigos a serem executados.
- Simulação: É um processo que ocorre geralmente em segundo plano, onde são resolvidos os problemas numéricos definidos pelo modelo gerado no pré-processamento. A simulação é realizada pelos subprogramas *Abaqus/Standard* ou *Abaqus/Explicit*, dependendo

principalmente do tipo de análise. Os resultados da simulação são por exemplo as tensões e deslocamentos em problemas mecânicos. Este processo pode ser demorado dependendo principalmente do nível de complexidade do problema a ser analisado e da capacidade do computadores.

- Pós-processamento: Análise e visualização dos resultados gerados pela simulação, o que geralmente é feito de maneira interativa utilizando o módulo de visualização do ABAQUS/CAE chamado de ABAQUS/Viewer.

Figura 3.1 – Análise no ABAQUS®



Fonte: Do próprio autor.

ABAQUS/CAE: Ambiente de interação entre o usuário e o programa. Permite a criação de modelos de maneira fácil, possibilitando a definição das propriedades geométricas, definição dos materiais e suas propriedades físicas, discretização em elementos finitos, aplicação de condições de contorno e carregamentos, interação entre interfaces, etc. Uma vez que o modelo está completo, o ABAQUS/CAE permite sua submissão à análise. A visualização dos resultados é realizada em um subproduto do ABAQUS/CAE que é o ABAQUS/Viewer que será apresentado a seguir.

ABAQUS/Standard: Produto de proposta geral de análise de uma grande gama de problemas lineares e não lineares envolvendo análises estáticas, dinâmicas, térmicas, elétricas e eletromagnéticas. O ABAQUS/Standard resolve um sistema de equações implícitas com incrementos a cada solução.

ABAQUS/Explicit: Produto de proposta especial de análise de problemas lineares e não lineares através de uma formulação explícita de elementos finitos dinâmicos.. O ABAQUS/Explicit resolve um sistema de equações explícitas com incrementos a cada solução. Adequado para a solução de eventos dinâmicos breves, tais como, impacto e explosão e também é adequado para problemas altamente não-lineares.

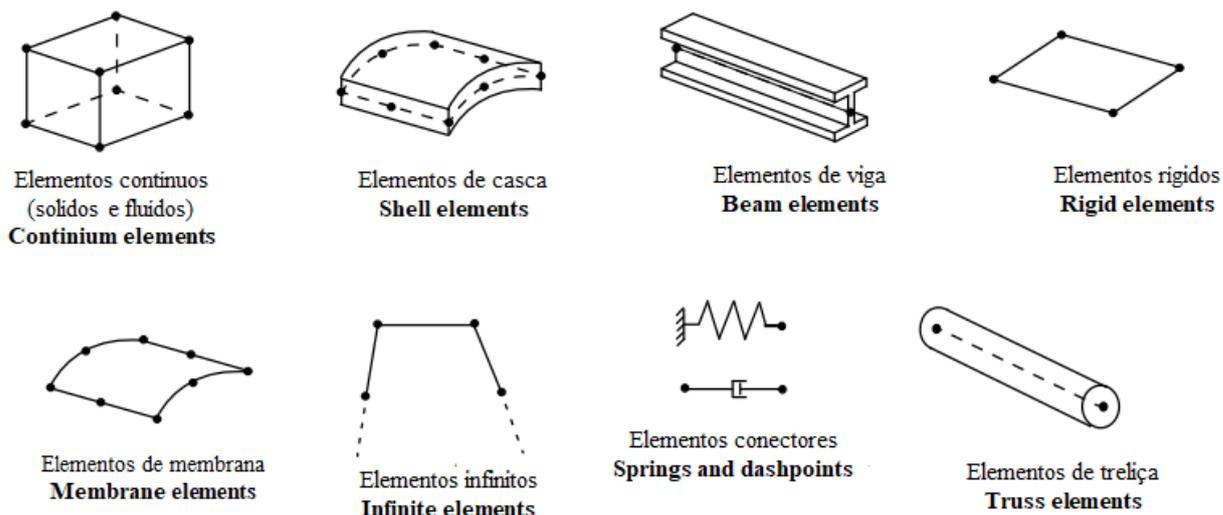
ABAQUS/Viewer: É um subproduto do ABAQUS/CAE que possui apenas recursos de pós-processamento no módulo de visualização.

3.2 TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS

Elementos finitos e nós formam a geometria básica de estruturas físicas, cada elemento finito descreve uma porção da estrutura física completa, ou seja, a estrutura é discretizada em diversos elementos finitos conectados pelos nós compartilhados entre eles. A formação dos elementos finitos é chamada de malha, e a malha representa uma aproximação numérica da geometria real da estrutura. O tipo de elemento utilizado, quantidade, etc., afetam os resultados obtidos pela simulação, por isso, ressalta-se a importância da escolha destes em uma análise completa.

O ABAQUS® apresenta uma grande gama de elementos finitos em sua biblioteca, permitindo a modelagem de vários tipos de situações reais. Cinco aspectos de um elemento caracterizam seu comportamento: Família; graus de liberdade, números de nós, formulação e integração. Os principais tipos de famílias estão apresentados na Figura 3.2 a seguir, onde em negrito estão os nomes originais em inglês e acima os nomes traduzidos.

Figura 3.2 – Famílias de elementos finitos do ABAQUS®



Fonte: Adaptado de Simulia (2012)

Os graus de liberdade dos elementos têm grande importância no processo de cálculo da análise, em análises de tensão/deslocamento, os graus de liberdade são as translações permitidas

em cada nó, ou para alguns tipos de famílias de elementos finitos tais como os *beam elements* e os *shell elements* apresentam também a rotação em seus nós, a convenção de números é utilizado para para designar os graus de liberdade no ABAQUS® em análises mecânicas:

- 1 Translação na direção 1
- 2 Translação na direção 2
- 3 Translação na direção 3
- 4 Rotação em relação ao eixo 1
- 5 Rotação em relação ao eixo 2
- 6 Rotação em relação ao eixo 3

Onde as direções 1, 2 e 3 correspondem as direções globais 1, 2 e 3, a não ser que seja definido um sistema de coordenadas local para os nós. O programa por padrão define os eixos 1, 2 e 3 respectivamente como os eixos x , y e z .

O número de nós é extremamente importante para os elementos finitos, pois todos os cálculos de deslocamentos, rotações, temperaturas, deformações, tensões, etc., são feitos nos nós dos elementos finitos. Nas demais regiões de um elemento finito os valores das características descritas acima são obtidos por interpolação entre os nós. Entretanto, seria leviano afirmar que o aumento indiscriminado do número de nós levaria a uma resposta cada vez melhor, ou seja, mais próxima da “resposta real”, haja visto que tal afirmação nem sempre é verdadeira.

A formulação do elemento se refere à teoria matemática utilizada para definir o comportamento do elemento. Os elementos podem ter formulação Lagrangiana ou Euleriana. A formulação Euleriana é utilizada geralmente em análises de mecânica dos fluídos, entre outros. Para análises mecânicas com a intenção de se obter tensões/deslocamentos, utiliza-se comumente a formulação Lagrangiana.

Alguns elementos no ABAQUS® apresentam uma formulação padrão, e alguns apresentam formulação alternativa. Os elementos com formulação alternativa apresentam no fim de sua identificação um caractere que a caracteriza, por exemplo, alguns elementos contínuos, de viga e de treliça apresentam uma formulação híbrida, tais elementos são identificados com a letra “H” no final

O ABAQUS® utiliza técnicas numéricas para integração de várias quantidades sobre o volume de cada elemento, usando uma quadratura Gaussiana para a maioria dos elementos, o programa avalia a resposta do material em cada ponto de integração de cada elemento. Os elementos podem usar integração completa ou integração reduzida, o que pode gerar um efeito

significativo na precisão do resultado obtido. Os elementos que utilizam a integração reduzida apresentam a letra “R” no final do nome.

3.3 NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS

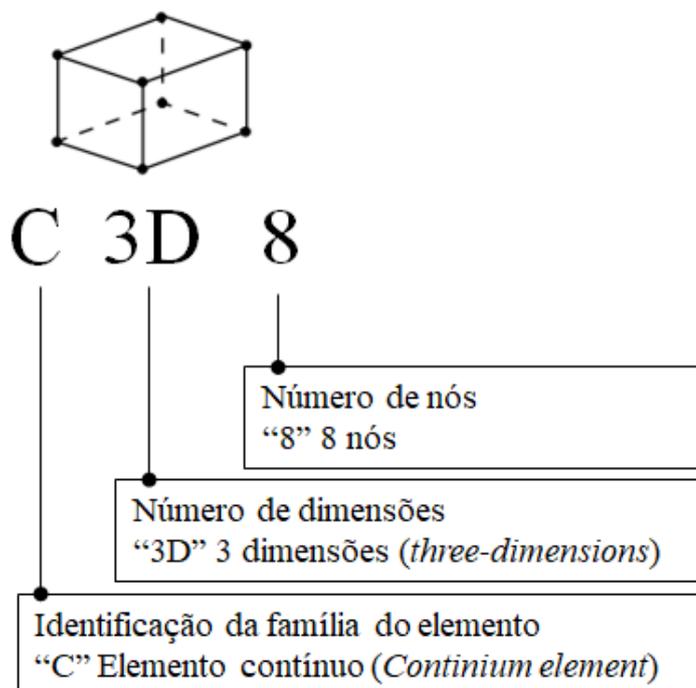
Os elementos no programa são identificados por um conjunto de letras e números, onde cada um tem seu significado.

A primeira letra é a letra inicial da família ao qual o elemento pertence, por exemplo, se a primeira letra é “C” o elemento pertence à família de elementos contínuos (*continuum elements*).

Os próximos dois caracteres são uma letra e um número e significam o número de dimensões que o elemento possui, por exemplo “2D” significa que o elemento é de duas dimensões (*two-dimensional*). O número a seguir define o número de nós que o elemento possui, por exemplo, se o número é “4”, o elemento em questão possui 4 nós.

Por fim, a identificação do elemento pode apresentar letras adicionais como por exemplo a letra “H” caso o elemento apresente uma formulação híbrida ou a letra “R” caso o elemento apresente integração reduzida. A Figura 3.3 apresenta um resumo da identificação dos elementos.

Figura 3.3 – Identificação dos elementos



Fonte: Do próprio autor.

3.4 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

O ABAQUS® apresenta uma biblioteca vasta de materiais com relações constitutivas pré-definidas para utilização pelo usuário, abrangendo a grande maioria dos materiais utilizados em engenharia, entre eles, borrachas, metais, plásticos, espumas, materiais compósitos, rochas, concreto armado, solos granulares, etc. Neste capítulo serão abordados apenas os materiais de maior interesse nesta pesquisa, concreto, concreto armado e aço.

3.4.1 Modelos constitutivos para o concreto

O concreto é um material quase-frágil quando não está submetido a confinamento, e seu comportamento é motivo de muitas pesquisas na área da engenharia, onde busca-se representar de forma adequada a resposta do concreto quando submetido a carregamentos.

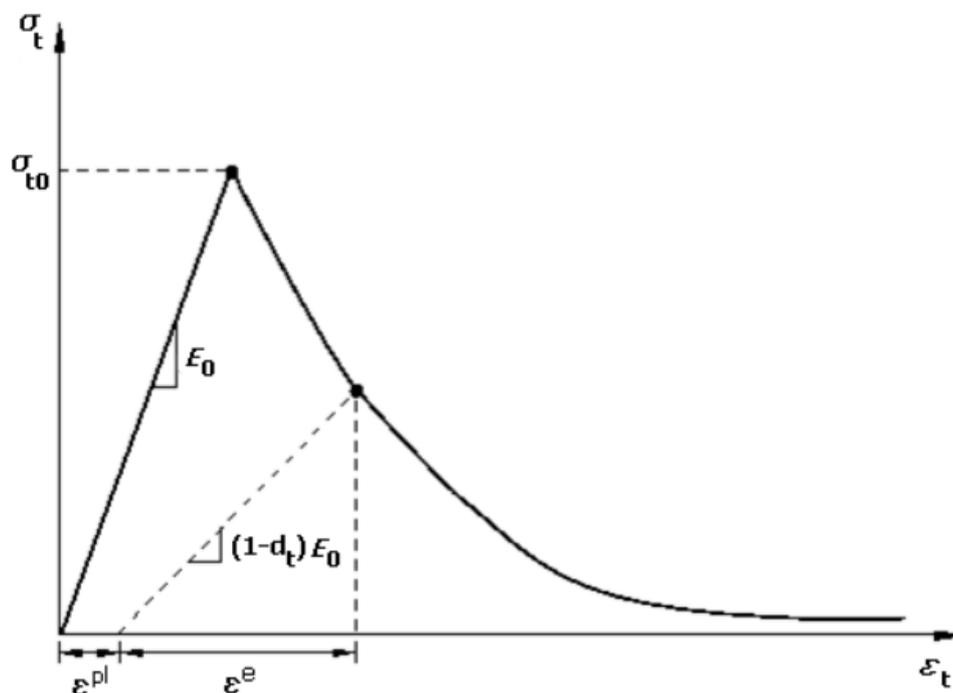
O ABAQUS® apresenta em sua biblioteca três modelos constitutivos que se aplicam ao concreto:

- ***Concrete smeared cracking***: Adequado para análises com carregamentos essencialmente monotônicos.
- ***Cracking model for concrete***: Adequado para análises onde o comportamento do concreto é dominado pela fissuração na tração;
- ***Concrete damaged plasticity***: Aplicável em situações onde o concreto está sujeito a carregamentos monotônicos, cíclicos e/ou dinâmicos com baixos níveis de confinamento;

Para este trabalho, o modelo utilizado será o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), que pode ser traduzido como “concreto com dano plástico”. Este modelo é baseado na Teoria da Plasticidade e também da Mecânica do Dano Contínuo e foi proposto por Lubliner et. al (1988), dessa forma os conceitos de danos são aplicados a modelos plásticos, realizando uma combinação entre eles, ou seja, as tensões efetivas da Mecânica do Dano são utilizadas no CDP para representar a perda de rigidez.

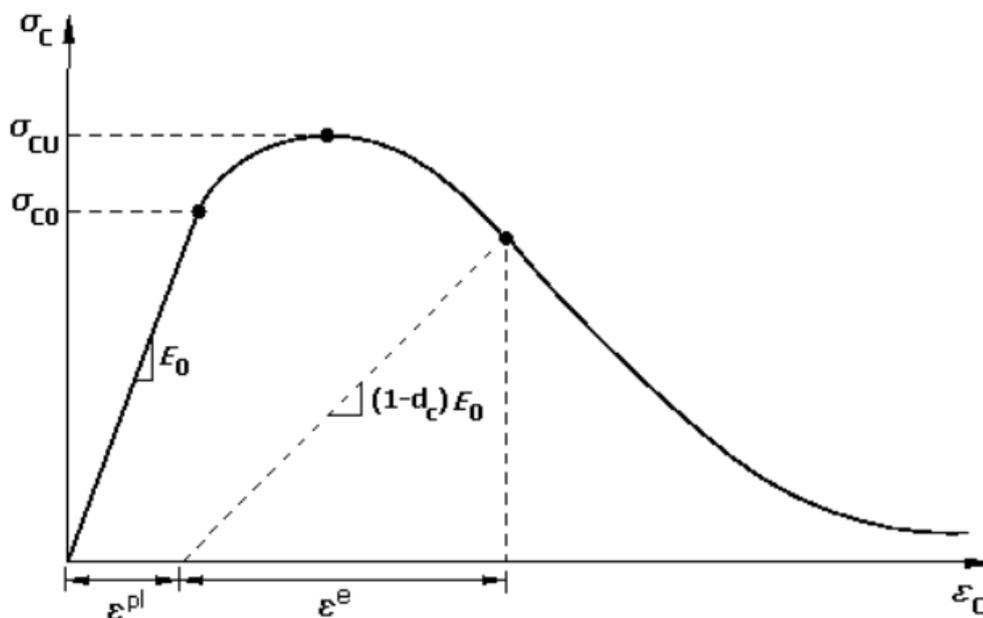
As duas principais maneiras de danificação do concreto no CDP são a fissuração na tração e o esmagamento do concreto na compressão. As Figuras 3.4 e 3.5 representam o comportamento do concreto na tração e na compressão uniaxial respectivamente.

Figura 3.4 – Resposta do concreto sob tração uniaxial



Fonte: Sarturi (2014)

Figura 3.5 - Resposta do concreto sob compressão uniaxial



Fonte: Sarturi (2014)

Pode-se observar na Figura 3.5 que o comportamento do concreto sob tração uniaxial é elástico linear até atingir a tensão de falha na tração σ_{t0} que corresponde ao início de surgimento de microfissuras no concreto. Após a tensão σ_{t0} ocorre uma drástica diminuição do módulo de elasticidade do concreto (muitas vezes chamada de “amolecimento”).

Para a compressão a resposta do concreto é elástica linear até atingir a tensão de escoamento σ_{c0} e no regime plástico a resposta é tipicamente caracterizada por um aumento de tensão chegando ao limite chamado de tensão última σ_{cu} seguido por fim de um “amolecimento”, onde a deformação aumenta com diminuição da tensão.

Pelas Figuras 3.4 e 3.5 pode-se observar que a deformação total (ε) é dada pela soma das deformações elásticas (ε^e) e plástica (ε^{pl}). Representando o módulo de elasticidade inicial por E_0 pode-se definir as Equações 4.1 e 4.2.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon^e} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl} \quad (3.2)$$

As Figura 3.4 e 3.5 mostram ainda que após atingir a fase plástica do concreto, tanto para a tração quanto para a compressão, na fase de descarregamento ocorre uma diminuição do módulo de elasticidade inicial E_0 , o que pode ser definido como uma “danificação” do material, assim pode-se demonstrar através da Equação 3.3 a variável escalar dano (d) e o correspondente módulo de elasticidade danificado ou módulo de elasticidade efetivo (E^*)

$$E^* = (1 - d) \cdot E_0 \quad (3.3)$$

A variável escalar dano (d) pode tomar valores que variam de zero (material íntegro) até um (material completamente danificado), portanto, $0 \leq d \leq 1$.

A relação constitutiva do material na fase plástica passa a ser (de maneira genérica):

$$\sigma = (1 - d) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3.4)$$

Ou então, separando os casos de compressão uniaxial e de tração uniaxial, obtém-se:

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (3.5)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (3.6)$$

Dessa forma, a tensão efetiva (σ^*) se relaciona com a tensão nominal (σ) através da Equação 3.7.

$$\sigma^* = \frac{\sigma}{(1 - d)} \quad (3.7)$$

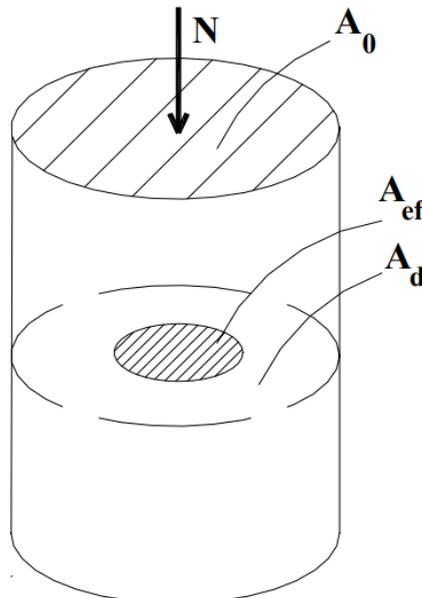
Onde (d) é a variável dano escalar para o caso de dano isotrópico. Separando a Equação 3.7 para os casos de compressão e tração uniaxial e combinando com as Equações 3.5 e 3.6, obtém-se as relações entre as tensões efetivas de tração e compressão axial com a tensão elástica inicial de tração e compressão axial:

$$\sigma_t^* = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (3.8)$$

$$\sigma_c^* = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (3.9)$$

Quando se avalia uma dada seção transversal de um material o a fator ($1 - d$) pode ser definido como a relação entre a área efetiva (A_{ef}) e a área total (A_0), portanto, é a área total menos a área danificada (A_d). A Figura 4.6 resume o comentado.

Figura 3.6 - Áreas efetiva, área danificada e área total



Fonte: Adaptado de Oliveira Filho (2005)

Todas as relações e comentários apresentados até agora referem-se apenas ao caso de estado uniaxial de tensões, mas em situações reais, muito raramente as estruturas estão de fato

sobre um estado uniaxial de tensões, na grande maioria das vezes elas estarão sob estado bi-axial ou tri-axial, e que nestas condições o concreto apresenta uma maior capacidade resistente, isso ocorre principalmente pelo fato das tensões em outras direções atuarem no sentido contrário a abertura das fissuras.

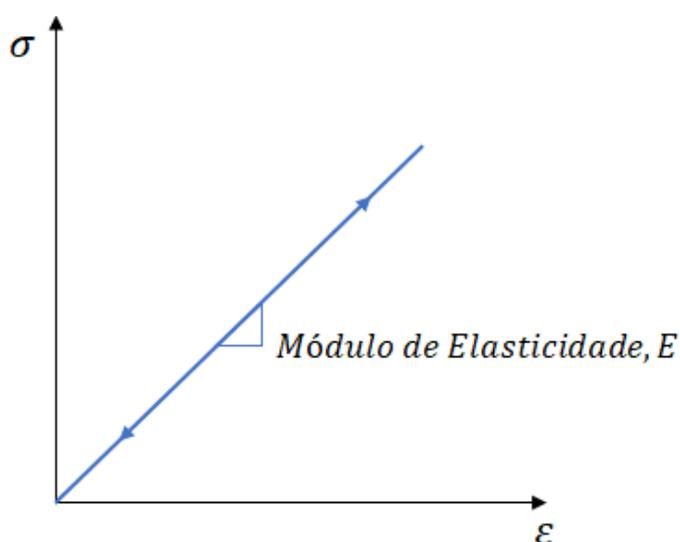
Segundo Kmiecik & Kaminski (2011), o concreto sob um estado bi-axial de compressão pode apresentar resistência entre 10% e 20% maior que no caso de compressão uniaxial. Enquanto, teoricamente, no estado hidrostático de tensões (estado tri-axial uniforme de compressão) a resistência é infinita.

3.4.2 Modelos constitutivos para o aço

Comparado ao comportamento do concreto o aço apresenta comportamento relativamente simples, haja visto que este apresenta comportamento bem definido em situações de tração ou compressão. O ABAQUS® apresenta maneiras de se definir o comportamento de materiais em regime elástico, mas também é possível a modelagem de materiais em regime plástico.

Os aços, em geral, apresentam inicialmente um comportamento aproximadamente elástico linear, onde a rigidez é constante e é conhecida como Módulo de Young ou Módulo de Elasticidade (E) conforme a Figura 3.7.

Figura 3.7 – Comportamento do aço sob baixas tensões

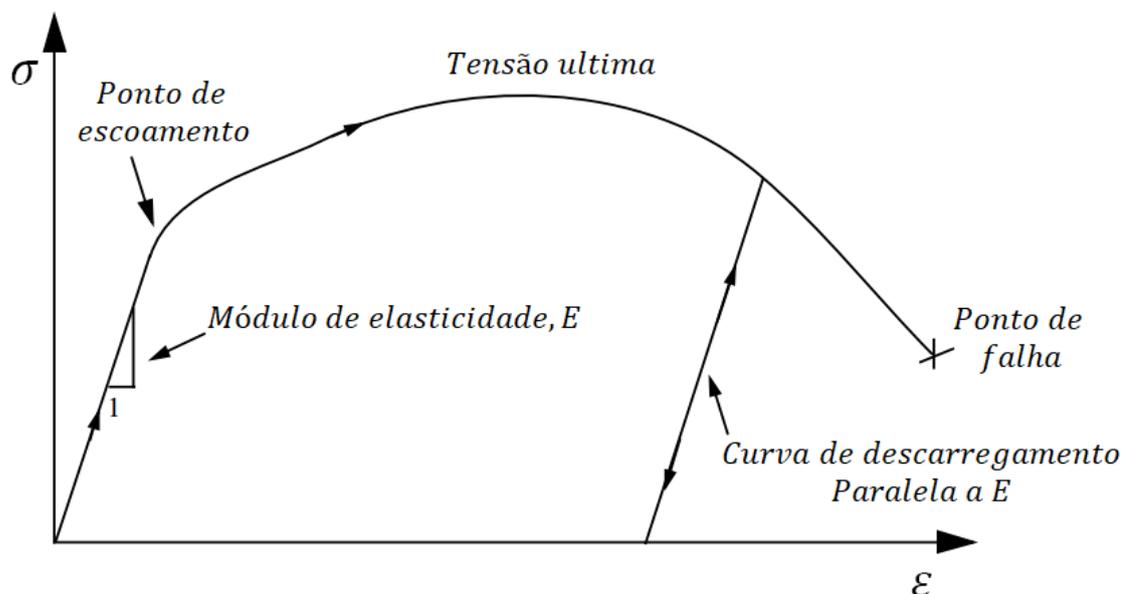


Fonte: Do próprio autor

Para análises do comportamento do aço em baixos níveis de carregamento, a única informação necessária para a modelagem junto ao programa é o Módulo de Elasticidade do

material. Sob altas tensões o aço apresenta comportamento não-linear e plástico. A Figura 3.8 apresenta o comportamento elasto-plástico do aço sem patamar de escoamento.

Figura 3.8 – Relação constitutiva de aço sem patamar de escoamento



Fonte: Do próprio autor

O ponto onde ocorre a mudança do comportamento elástico para o comportamento plástico é chamado de limite de proporcionalidade e após este ponto o material ainda apresenta uma diminuição da rigidez, ou seja, uma diminuição do módulo de elasticidade até chegar ao ponto onde ocorre a tensão última.

As deformações do aço até o limite de proporcionalidade são deformações elásticas, que são totalmente recuperáveis quando há o descarregamento. No entanto, as deformações que ocorrem após o limite de proporcionalidade são permanentes, ou como também são chamadas, deformações inelásticas. Metais dúcteis recuperam sua rigidez quando o carregamento é retirado.

Para definição do comportamento plástico do material o ABAQUS® separa as tensões e deformações em valores nominais e em valores reais. Por exemplo, uma tensão nominal é definida por F/A_0 , onde F é a força aplicada a seção e A_0 é a área inicial (indeformada). Já a tensão real é a dado por F/A , onde A é a área corrente (deformada). Os dados de tensão e deformação oferecidos ao programa devem ser os dados reais.

Na parte final do gráfico acontece um fenômeno chamado de estricção, nesta fase há uma grande deformação localizada, e a área da seção transversal do corpo de prova diminui,

assim a tensão nominal no corpo de prova pode ser baixa, mas a tensão real tem maior intensidade. Vale observar que este fenômeno ocorre somente para o esforço de tração, pois caso um corpo de prova esteja sujeito a compressão, este não apresentará a estrição, pois a seção transversal não ficará menor. Qualquer modelo constitutivo utilizado para representar o comportamento do aço deve estar adequado para representar as diferenças de comportamento sob tração e sob compressão.

A relação entre a deformação real e a deformação nominal é estabelecida pela expressão da deformação nominal, e pode ser dada pela Equação 3.10.

$$\varepsilon_{nom} = \frac{l - l_0}{l_0} = \frac{l}{l_0} - \frac{l_0}{l_0} = \frac{l}{l_0} - 1 \quad (3.10)$$

Onde: ε_{nom} : Deformação nominal;
 l : Comprimento deformado;
 l_0 : Comprimento indeformado.

Somando-se 1 em ambos os lados da Equação 3.10 e aplicando-se o logaritmo natural em ambos os lados, obtém-se a relação entre deformação real e deformação nominal.

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3.11)$$

Onde: ε : Deformação real;

A relação entre a tensão real e a tensão nominal pode ser obtida considerando que há proporcionalidade entre as deformações nas diferentes direções, ou seja:

$$l \cdot A = A_0 \cdot l_0 \quad (3.12)$$

Onde: A : Área deformada;
 l : Comprimento deformado;
 A_0 : Área indeformada;
 l_0 : Comprimento indeformado.

Portanto, a área corrente ou deformada, pode ser relacionada com a área indeformada pela Equação 3.12.

$$A = A_0 \cdot \frac{l_0}{l} \quad (3.13)$$

Dessa forma é possível encontrar uma relação entre a tensão real e a tensão efetiva:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{F}{A_0} \cdot \frac{l}{l_0} = \sigma_{nom} \cdot \frac{l}{l_0} \quad (3.14)$$

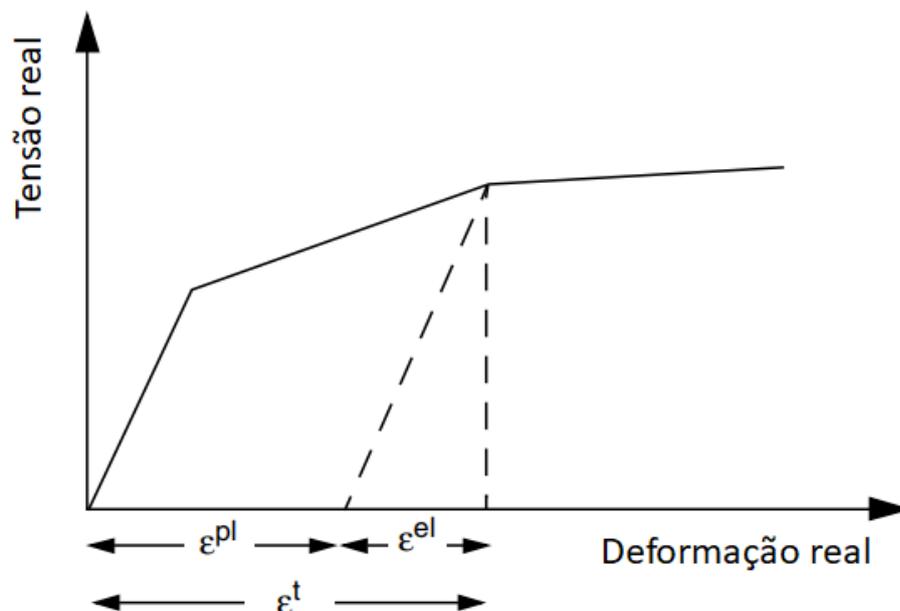
Onde: F : Força aplicada;
 σ : Tensão real;
 σ_{nom} : Tensão nominal.

Juntando as Equações 3.10 e 3.14 pode-se reescrever a relação entre tensão real e tensão efetiva:

$$\sigma = \sigma_{nom} \cdot (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3.15)$$

O ABAQUS®6.12 representa a curva tensão x deformação do aço através de uma série de linhas definidas pelos dados fornecidos pelo usuário que formam os pontos. Podem ser fornecidos tantos quantos pontos forem necessários para aproximar do real comportamento do material.

Figura 3.9 – Decomposição da deformação total em deformação plástica e deformação elástica



Fonte: Do próprio autor.

A relação mostrada na Figura 3.9 pode ser apresentado em forma de equação, conforme a Equação 3.16.

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon^t - \varepsilon^{el} = \varepsilon^t - \frac{\sigma}{E} \quad (3.16)$$

3.5 SOBRE O CONTATO

Em problemas de engenharia é muito comum o contato entre duas ou mais superfícies. Especificamente no que tange a pesquisa deste trabalho, várias interfaces podem ocorrer, por exemplo, interface concreto-almofada, interface concreto-concreto, interface concreto-armadura, interface concreto-chumbador, etc.

Quando há o contato entre os materiais, atuam sobre as superfícies forças normais e caso haja atrito entre as superfícies gera-se ainda forças cisalhantes que atuam no sentido contrário ao movimento.

Em análises utilizando o MEF, a avaliação das condições de contato tem extrema importância, haja visto que se há contato entre as superfícies é porque há descontinuidade, e as condições de contato é o que permite que sejam transmitidas forças entre as partes adjacentes.

Outra questão importante é permitir que a ferramenta utilizada identifique o contato, e só quando existir o contato sejam então aplicadas as restrições e a consequente transmissão de esforços. Da mesma maneira, a análise utilizando um programa computacional baseado em MEF deve ser capaz de identificar quando as superfícies estão separadas e retirar as restrições de contato.

Como dito anteriormente a interação entre as superfícies de contato consiste de duas componentes, uma normal as superfícies e uma tangencial, onde a componente tangencial consiste do movimento relativo das superfícies e possivelmente tensões de atrito.

A distância que separa as duas superfícies é chamada pelo programa de “*clearance*” que pode ser traduzido para folga. As restrições de contato são aplicadas somente quando a folga é zero.

O ABAQUS® através de seu algoritmo permite que se determine se ocorreu o contato em um determinado ponto, neste caso, a análise feita pelo programa irá calcular o deslizamento relativo entre as partes adjacentes, o que, em alguns casos, pode custar muito processamento, além de levar a problemas de convergência.

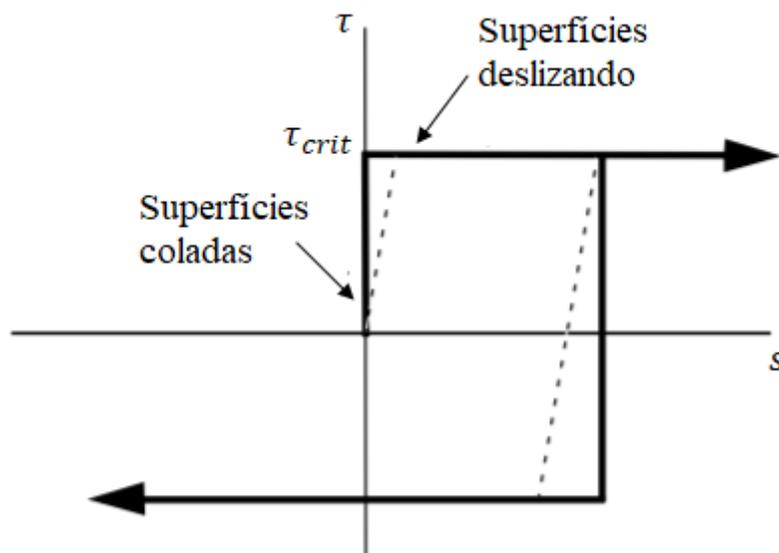
Nos casos onde há transmissão de esforços cisalhantes entre as superfícies um dos modelos disponíveis no programa para descrever a interação de contato entre as superfícies é o *Modelo de fricção de Coulomb*. Este modelo caracteriza o comportamento friccional entre as

duas superfícies utilizando o coeficiente de atrito μ . Outro fator importante é a tensão de contato entre as superfícies p .

$$\tau_{crit} = \mu \cdot p \quad (3.17)$$

A Equação 3.17 exprime a tensão cisalhante friccional limite para o contato entre as superfícies. As superfícies não apresentam deslocamento relativo enquanto a tensão cisalhante na interface não ultrapassa a tensão limite. Para a grande maioria das superfícies o coeficiente de atrito μ é menor do que um. A Figura 3.10 exprime o comportamento do *Modelo de fricção de Coulomb*.

Figura 3.10 – Modelo de fricção de Coulomb



Fonte: Do próprio autor

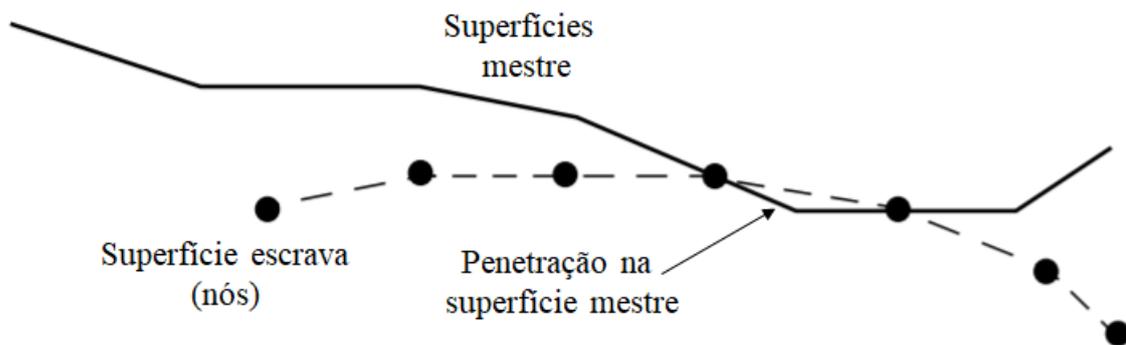
Vale ressaltar que o programa ainda apresenta outros modelos para a análise do contato entre as superfícies, sendo os principais:

- *Formulação friccional com penalização*: Permite um deslizamento elástico (mostrado pela linha tracejada na Figura 3.10) entre as superfícies, onde o deslizamento elástico é a menor quantidade do movimento relativo entre as superfícies, que ocorre quando as superfícies deveriam estar coladas;

- *Formulação friccional de Lagrange*: Este modelo é mais refinado e utiliza uma maior quantidade de variáveis nos nós afim de se obter comportamento do contato mais próximo ao real

Nas simulações de contato entre duas superfícies, elas devem ser identificadas. As superfícies em contato são classificadas no programa em *master* (mestre) e *slave* (escrava). Os nós da superfície escrava não podem penetrar segmentos da superfície mestre como demonstra a Figura 3.11.

Figura 3.11 – Interação entre superfície mestre e escrava



Fonte: Do próprio autor.

Devido a formulação complexa, deve-se atentar a algumas considerações antes de se definir as superfícies escravas e mestres, afim de se obter a melhor simulação possível do contato entre as superfícies.

- A superfícies escrava devem ter, preferencialmente, a malha mais refinada;
- Se a densidade das malhas é similar, a superfície escrava deve ser a superfície com material subjacente menos rígido.

4 DEFINIÇÃO DOS MODELOS DE LIGAÇÕES

Este capítulo apresenta a forma de abordagem da pesquisa científica e a definição dos modelos a serem analisados nesta pesquisa.

4.1 FORMA DE ABORDAGEM

Esta pesquisa apresenta uma abordagem **qualitativa**, através de modelagem numérica de ligações viga-pilar pré-moldadas no programa computacional *ABAQUS*[®] 6.12 utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), visando a possível indução dos conhecimentos adquiridos sobre os modelos propostos.

A abordagem qualitativa se justifica pelo fato da pesquisa apresentar uma análise profunda sobre o comportamento de alguns tipos de ligações viga-pilar pré-moldadas submetidas a momento fletor negativo.

Para a execução da investigação proposta, foi realizada uma análise numérica de ligações viga-pilar pré-moldadas com diversificação de parâmetros, afim de compreender e avaliar o comportamento das ligações quando submetidas a momentos fletores negativos e a influência dos elementos que a compõem.

Antes da realização da simulação numérica dos modelos propostos, foi realizado um processo de calibração, através da modelagem numérica de uma ligação que foi avaliada experimentalmente. Este processo foi realizado para garantir confiança nos resultados obtidos nesta pesquisa.

4.2 DESCRIÇÃO E DEFINIÇÃO DOS MODELOS

Visando uma ampla gama de resultados, e a análise de diversos tipos de ligações, foram definidos cinco modelos distintos de ligações viga-pilar, propostos com base em revisão bibliográfica sobre o tema.

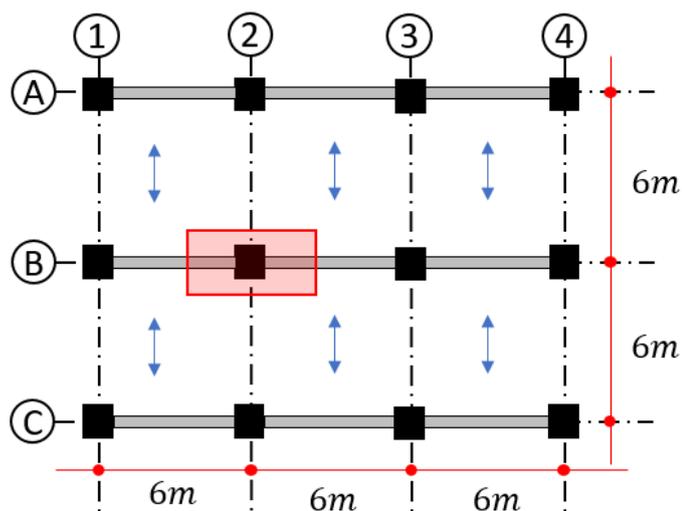
Todas as ligações analisadas foram de pilares intermediários, ou seja, um pilar com vigas em ambos os lados, exibindo uma geometria cruciforme. Procurou-se manter ao máximo um padrão de dimensões para os diferentes modelos.

As dimensões foram definidas com base em dimensões usuais de pilares e vigas para edifícios de múltiplos pavimentos de médio porte, bem como por revisão bibliográfica, como por exemplo, as dimensões definidas em Miotto (2002) para os Modelos 2.1 e 2.2. Vale ressaltar

que as ligações de Miotto (2002) foram determinadas em conjunto com um fabricante de pré-moldados interessado na pesquisa.

Definiu-se uma estrutura hipotética com as características da Figura 4.1. O retângulo em vermelho representa a região dos modelos adotados para esta pesquisa.

Figura 4.1 – Estrutura hipotética



Fonte: Do próprio autor.

A partir da estrutura da Figura 4.1 foram definidos cinco modelos de ligações com características distintas. O Quadro 4.1 resume as características dos modelos.

Quadro 4.1 – Resumo dos modelos

| CARACTERÍSTICAS | Modelo de ligação | | | | | |
|--|-------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 | Modelo 4 | Modelo 5 | Modelo 6 |
| | MM1 | MP1 | MP2 | MP3 | MP4 | MP5 |
| Tipo | MONOL. | CPM | CPM | CPM | CPM | CPM |
| Chumbador | - | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Fixação do chumbador na parte superior da viga | - | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ |
| Preenchimento das interfaces viga-pilar | - | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ |
| Almofada de apoio | - | ELAST. | AAM | AAM | AAM | AAM |
| Armadura de continuidade superior | - | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ |

Fonte: Do próprio autor.

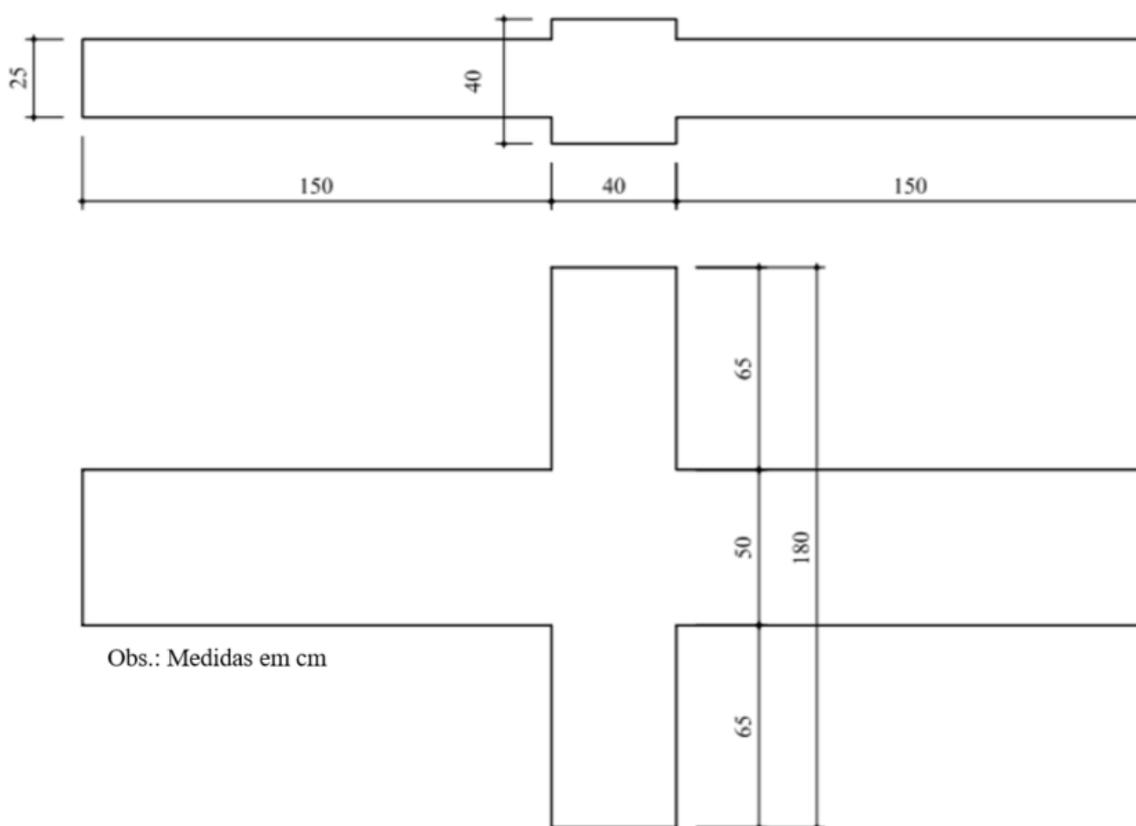
Na concepção dos modelos, buscou-se definir ligações que apresentem facilidade executiva e que exibam em ordem crescente um aumento da rigidez e da capacidade resistente ao momento fletor. Dentre as ligações, há uma monolítica (MM1), uma pré-moldada com armadura de continuidade (MP5) e as demais são pré-moldadas sem armadura de continuidade (MP1, MP2, MP3 e MP4). O dimensionamento e detalhamento das ligações estão exibidos no Apêndice A.

4.2.1 Modelo 1 (MM1)

O Modelo 1 (MM1) é o modelo que representa a ligação monolítica, ou seja, uma ligação como a realizada no caso de concreto moldado no local. O dimensionamento da ligação foi realizado conforme a NBR 6118 (2014), e está demonstrado no Apêndice A.

Esta ligação tem características monolíticas e deve servir como um parâmetro de comparação para as demais que são em concreto pré-moldado. A forma da ligação MM1 pode ser verificada na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Forma da ligação MM1



Fonte: Do próprio autor.

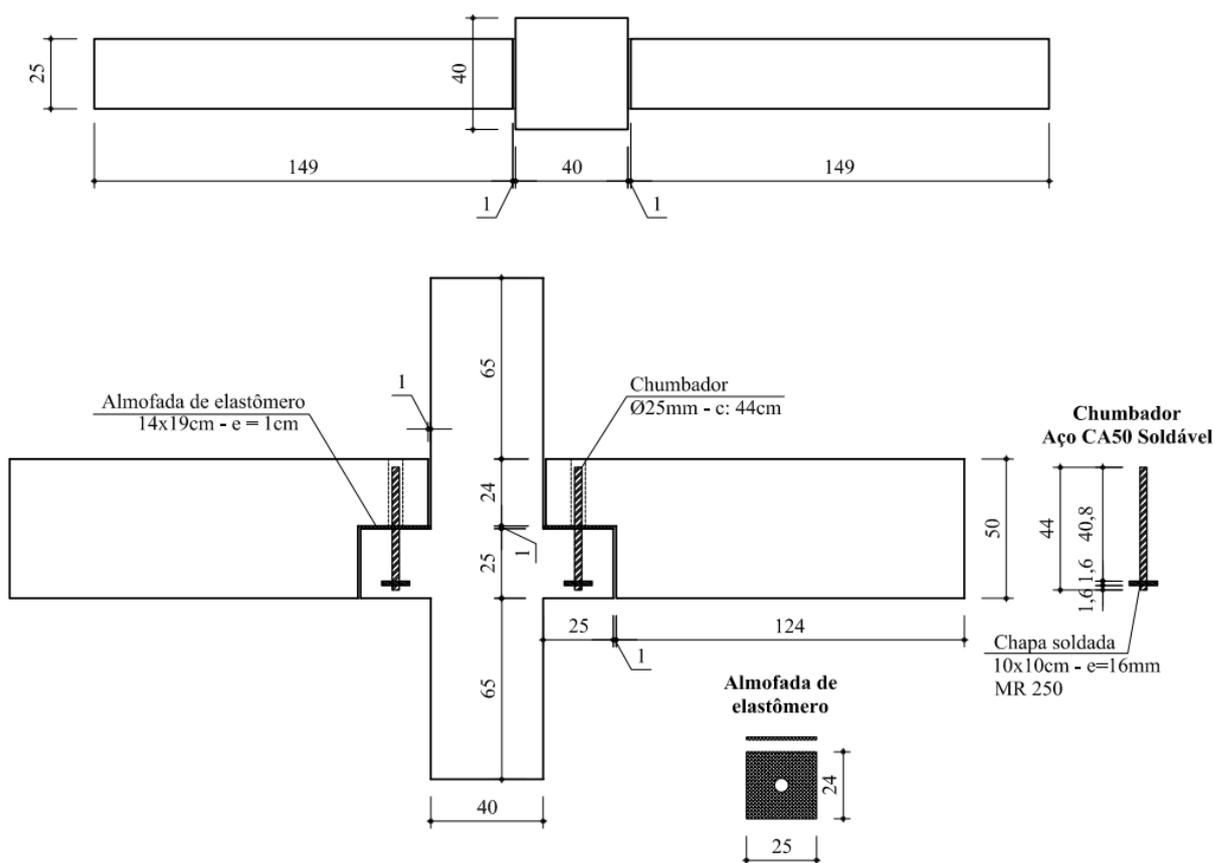
4.2.2 Modelo 2 (MP1)

O Modelo 2 (MP1), é uma ligação em concreto pré-moldado formada por chumbador e apoiada em consolo de concreto armado junto ao pilar. A viga neste caso apresenta um recorte para encaixe no pilar, que é comumente chamado de dente Gerber. A viga está apoiada no consolo através de uma almofada de elastômero em policloropreno.

Segundo Mota (2009) este tipo de ligação é classificada como rotulada ou livre para o momento fletor, visto que não exibe nenhum mecanismo de resistência ao giro relativo entre a viga e o pilar.

Esta ligação foi proposta por ser de ser grande utilização na indústria de estruturas pré-moldadas brasileira, pois é de fácil e rápida execução além de ser econômica. Sua forma pode ser verificada na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Forma da ligação MP1



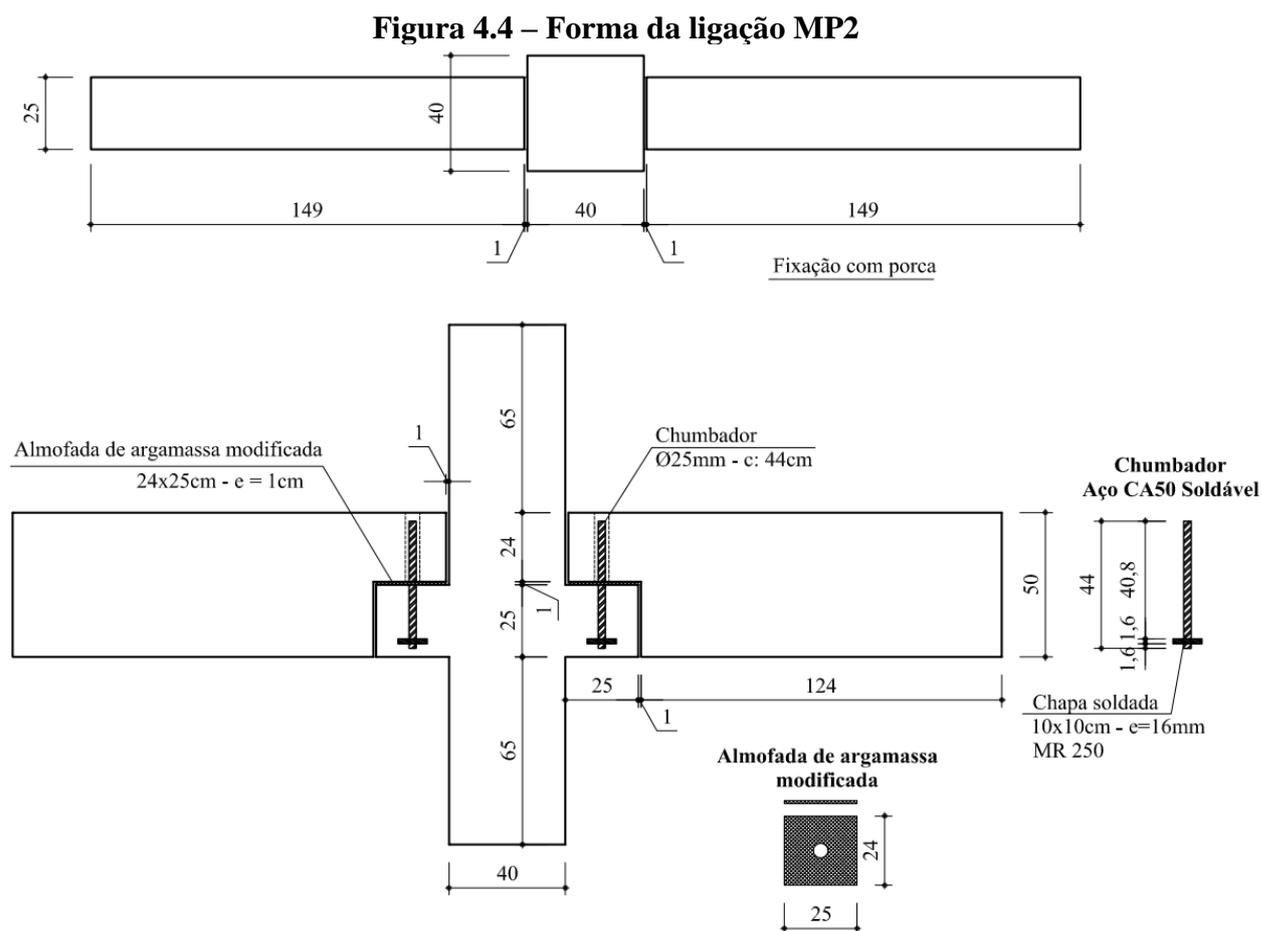
Fonte: Do próprio autor.

4.2.3 Modelo 3 (MP2)

Visando obter maior rigidez do que o modelo MP1, o modelo MP2 apresenta a utilização de uma almofada de argamassa modificada (AAM) ao invés almofada de elastômero utilizada no modelo MP1.

A argamassa utilizada na almofada utilizada na ligação viga-pilar é um composto cimentício que vem sendo desenvolvido nas últimas duas décadas nos laboratórios da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Este material vem sendo pesquisado com o objetivo melhorar o desempenho das ligações. Entre as pesquisas que avaliaram o comportamento dessas almofadas, destacam-se (MONTEDOR, 2004), (SIQUEIRA, 2007) e (DITZ, 2015).

As características básicas do modelo de ligação MP2 podem ser observados na Figura 4.4.



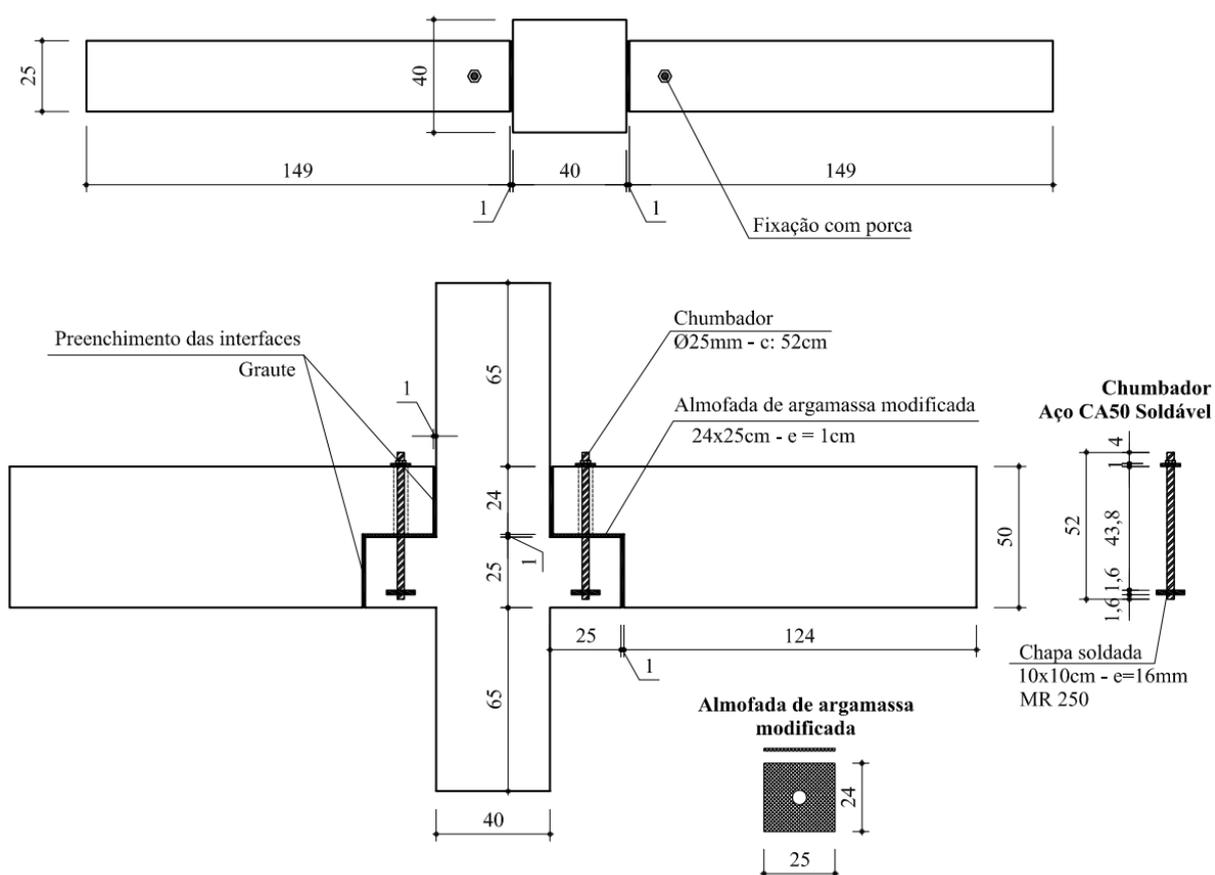
Fonte: Do próprio autor.

foi definido preenchimento com graute. O graute é um material muito utilizado em estruturas pré-moldadas para preenchimento e consolidação, principalmente de ligações.

Este preenchimento visa limitar a rotação da viga em relação ao pilar, criando um mecanismo de resistência a rotação da viga. O componente resistente adicionado a ligação consiste no contato da face inferior do dente Gerber com o consolo, através do preenchimento com graute.

Entretanto, esta medida não garante uma reação na parte superior do preenchimento (tracionada), visto que a resistência do graute a tração é baixa, e além disso, a aderência entre o concreto da viga e do pilar com o graute de preenchimento é pequena, o que deverá causar uma separação das interfaces para baixos níveis de carregamento. A forma da ligação MP4 pode ser verificada na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Forma da ligação MP4



Fonte: Do próprio autor

4.2.6 Modelo 6 (MP5)

Objetivando o comportamento mais próximo da situação monolítica, o modelo MP5 apresenta armadura de continuidade entre a viga e o pilar na região superior da ligação. Esta ligação também é a que apresenta maior dificuldade de execução, devido a necessidade da utilização de concreto moldado no local para consolidação da continuidade da armadura.

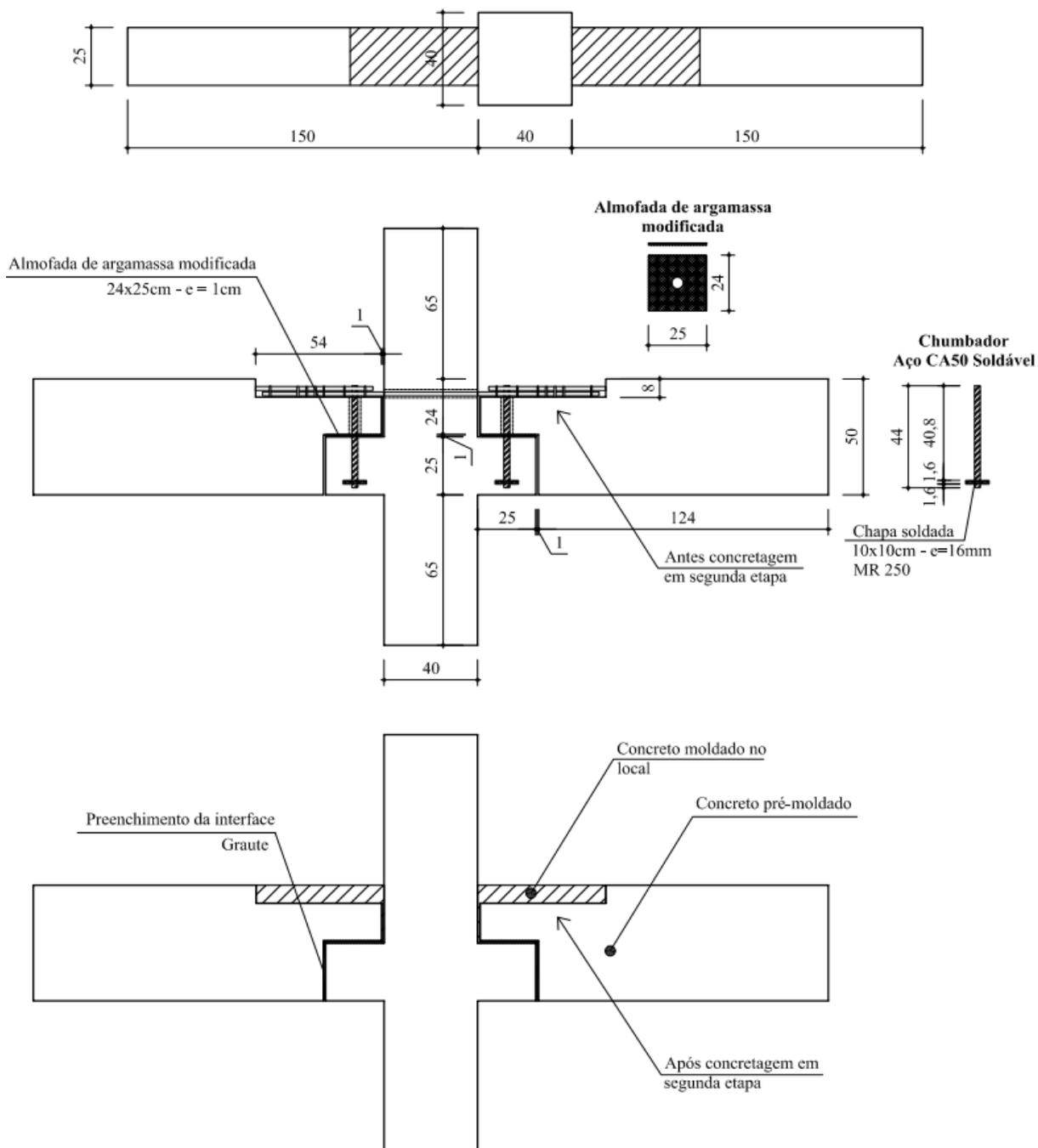
A armadura de continuidade proposta é realizada através de transpasse, para isso, deve ser realizado um recorte na viga pré-moldada, deixando parte da armadura superior exposta. É necessário que a armadura transversal da viga (suspensão, estribos da viga e estribos verticais do dente) na região de transpasse não estejam fechadas na parte superior para facilitar a montagem no local. Posterior a montagem realiza-se a dobra final dos estribos.

Na fabricação do pilar pré-moldado é necessário a execução de nichos por onde deve passar a armadura de continuidade que será instalada após a montagem. Posteriormente a montagem e instalação da armadura de continuidade realiza-se o preenchimento dos nichos para gerar aderência entre a armadura de continuidade e o pilar.

Após a montagem e preenchimento dos nichos, realiza-se então concretagem da região de transpasse da armadura negativa. Apesar da necessidade de se concretar no local uma parte da ligação e do preenchimento dos nichos, a utilização de chumbador elimina a necessidade de utilização de escoramento provisório, o que facilita a execução no local.

A forma da ligação MP5 é exibida na Figura 4.7.

Figura 4.7 – Forma da ligação MP5



Fonte: Do próprio autor

5 CALIBRAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA

Para efeito de calibração da análise, realizou-se a modelagem da ligação analisada experimentalmente por Miotto (2002) no Modelo 2.1, exibida na Figura 5.1. Esta análise foi realizada com o objetivo de comparar os resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais obtidos pela autora, que caso apresentem conformidade, demonstram que os parâmetros de modelagem estão corretos.

Tal ligação foi escolhida, por apresentar resultados confiáveis, apresentação clara das características geométricas dos modelos e físicas dos materiais, descrição detalhada das etapas e da forma de carregamento, por ter sido realizada uma simulação numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o programa computacional ANSYS® 5.5 e principalmente por apresentar grande número de elementos que constam nos modelos proposto para esta pesquisa, podendo assim, calibrá-los de maneira confiável.

5.1 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO MODELO

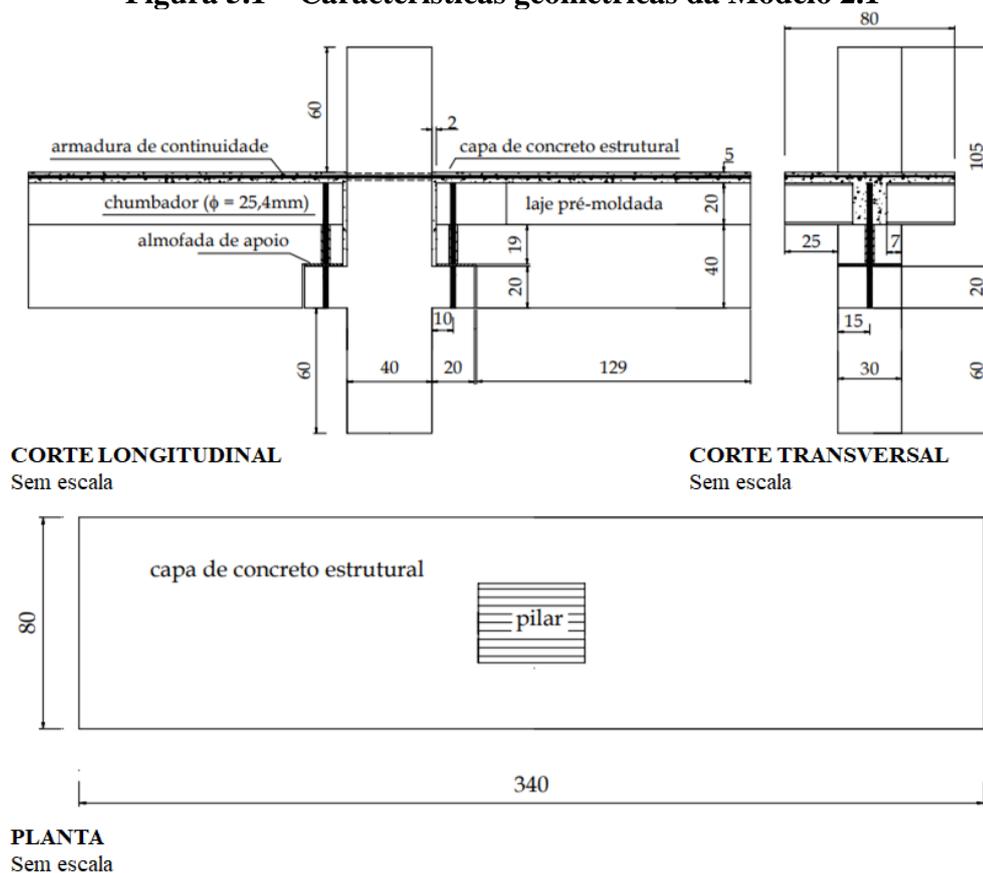
O modelo é cruciforme, formado por um pilar com seção transversal de dimensões 30x40cm, e com altura total de 185cm. Conta com dois consolos para a ligação com a viga de largura de 30cm e altura e comprimento de 20cm. As vigas apresentam seção transversal de 30x40cm, e comprimento total de 149cm, com conformação para a ligação com o pilar (dente Gerber) conforme a Figura 5.1.

A ligação viga-pilar é realizada através de consolo com chumbador, e por ser uma ligação utilizada em edifícios, foi considerada a laje sobre a ligação. A laje é formada por painéis alveolares pré-moldados com altura de 20cm e capa de solidarização com 5cm de espessura. A armadura de continuidade da ligação é distribuída na capa.

Afim de se obter maior rigidez principalmente em relação ao momento fletor, a autora adotou algumas características distintas no modelo, estas alterações estão descritas a seguir e ilustradas nas Figura 5.2:

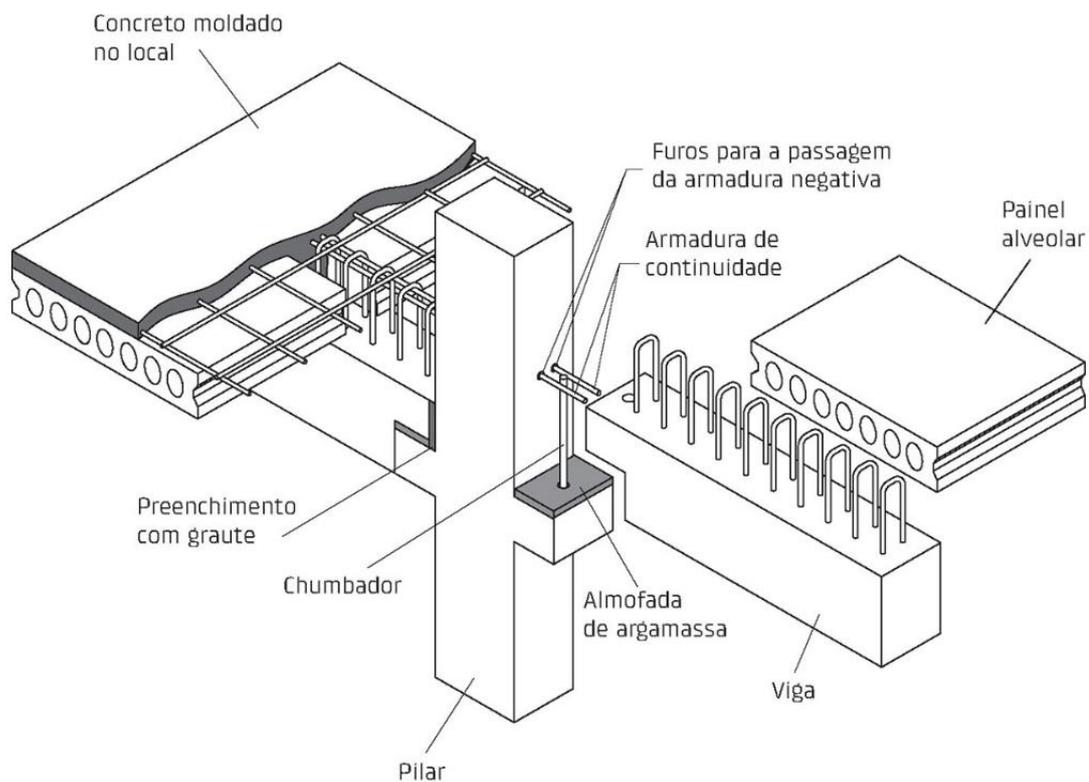
- Utilização de almofada de argamassa modificada com a incorporação de fibras para apoio da viga sobre o consolo;
- Preenchimento do espaço entre a viga e o pilar sob a laje com graute;
- Armadura de continuidade localizada na capa da laje, com parte da armadura passando pelo pilar.

Figura 5.1 – Características geométricas da Modelo 2.1



Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

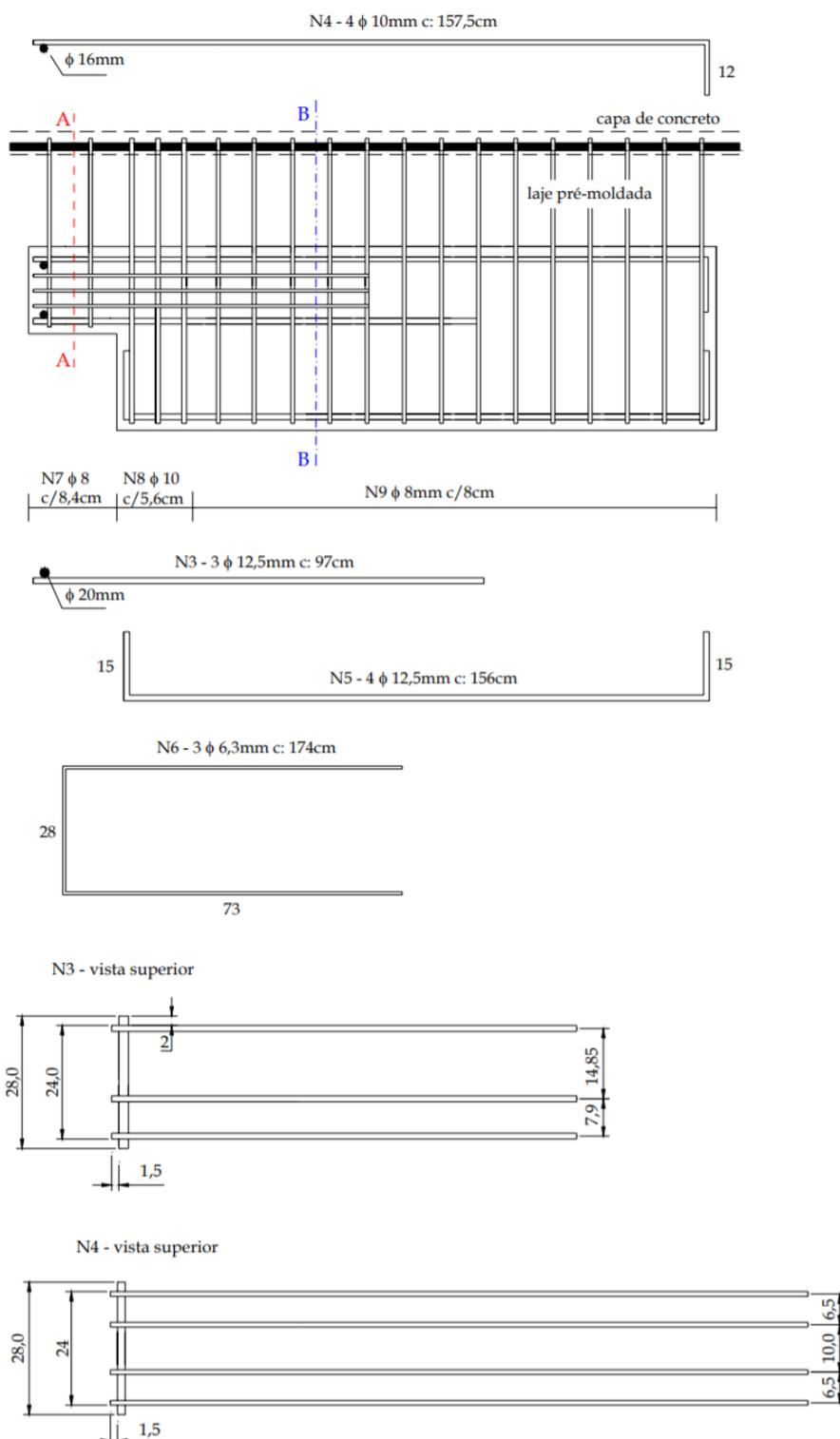
Figura 5.2 - Vista isométrica do modelo



Fonte: El Debs (2017)

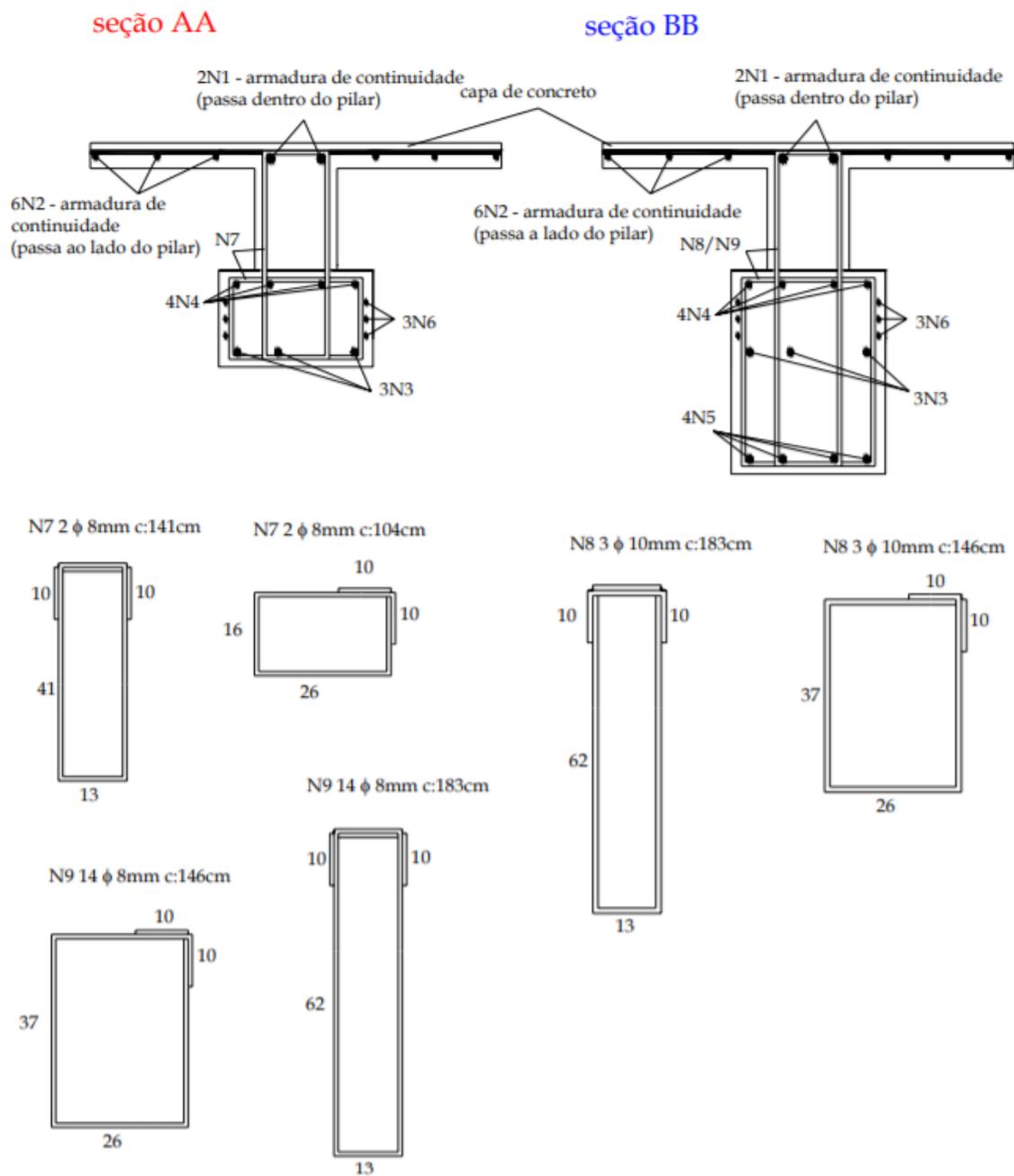
Vale ressaltar que as mudanças propostas pela autora afim de se obter maior rigidez nas ligações não afetam a estética, nem mesmo altera as condições de tolerâncias envolvidas no projeto, e ainda apresentam poucas mudanças em relação a execução das ligações em campo. O detalhamento da ligação está apresentado nas Figuras 5.3 a 5.7.

Figura 5.3 – Detalhamento das vigas



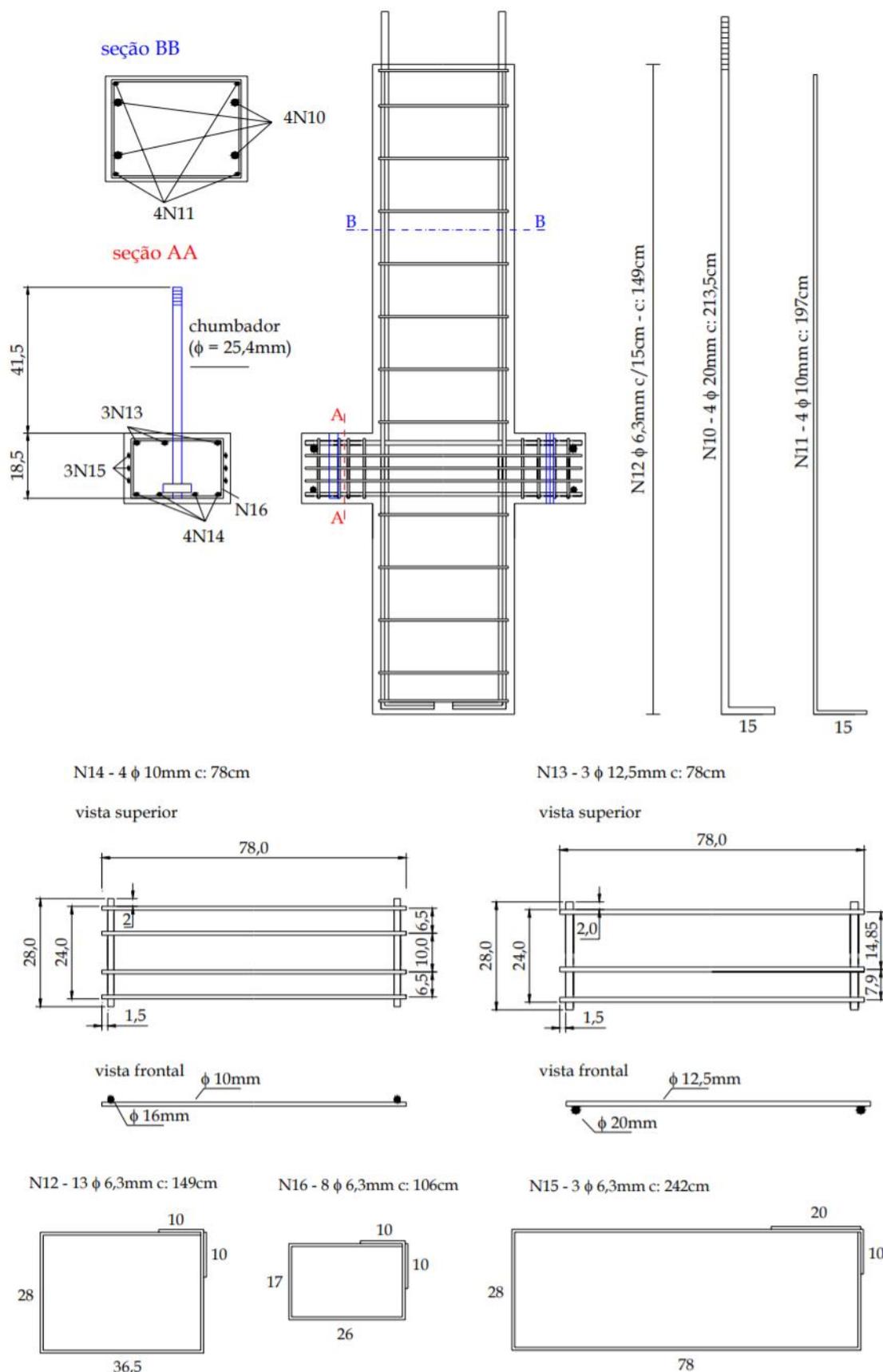
Fonte: Miotto (2002)

Figura 5.4 – Detalhamento das vigas e laje



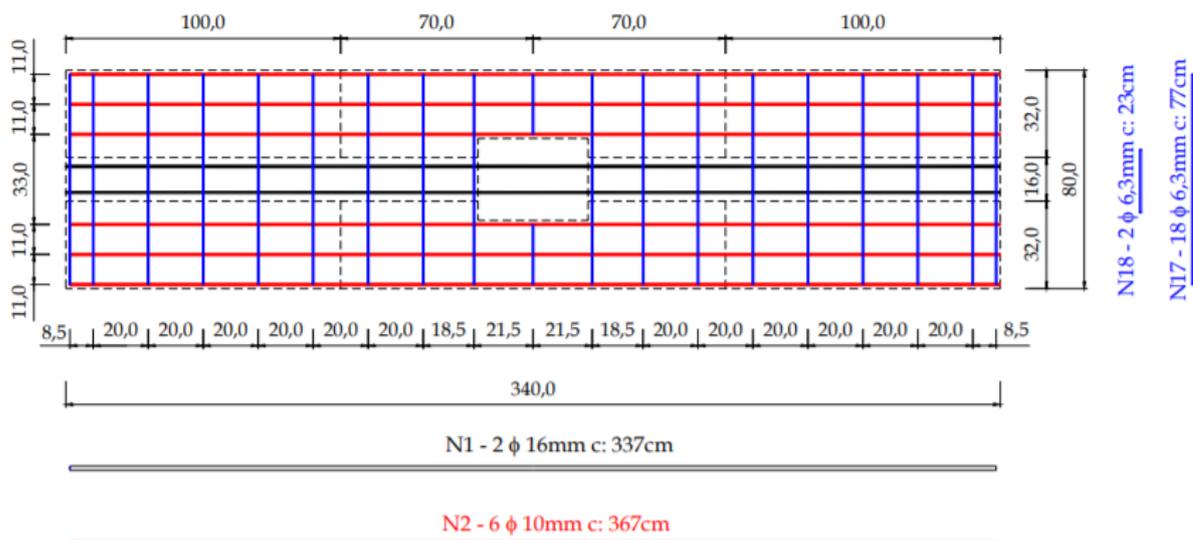
Fonte: Miotto (2002)

Figura 5.5 – Detalhamento dos pilares e consolos



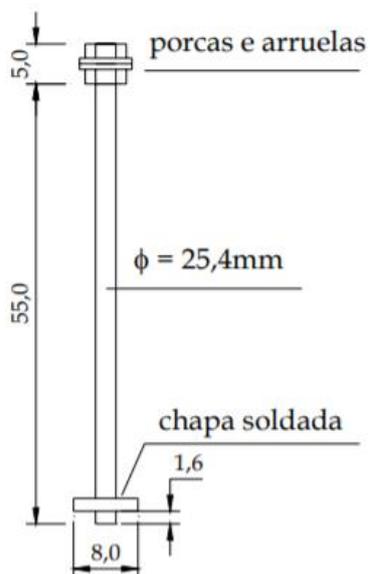
Fonte: Miotto (2002)

Figura 5.6 – Detalhamento da armadura da laje



Fonte: Miotto (2002)

Figura 5.7 – Detalhamento do chumbador

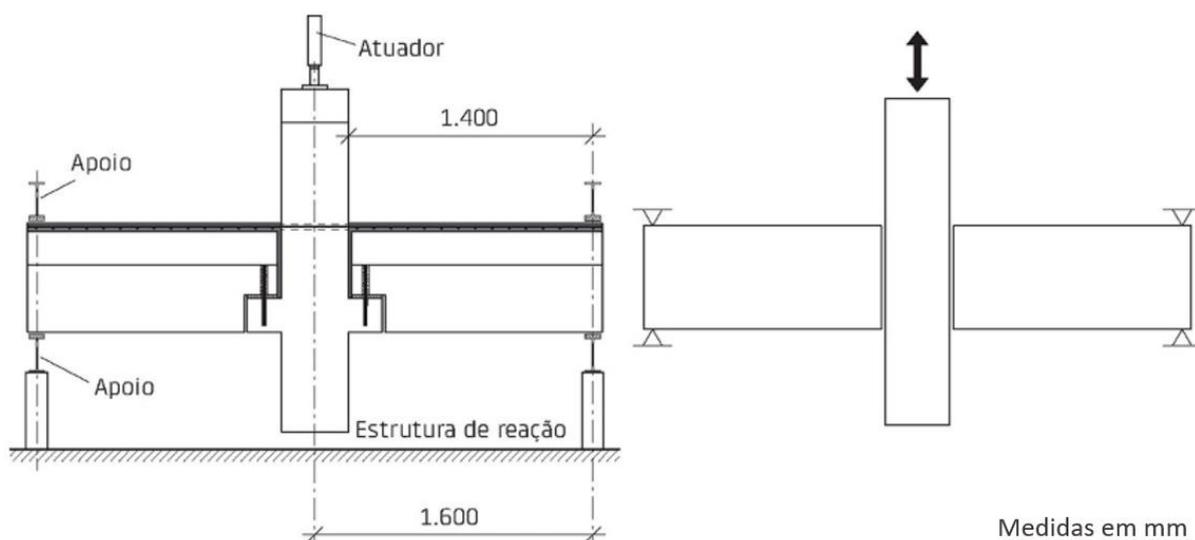


Fonte: Miotto (2002)

5.1.1 Descrição do ensaio

Os modelos foram ensaiados com carregamento cíclico, com a aplicação de força no topo do pilar pelo atuador e as vigas apoiadas em sua extremidade formando o esquema estático mostrado na Figura 5.8.

Figura 5.8 – Aplicação de carregamento a estrutura

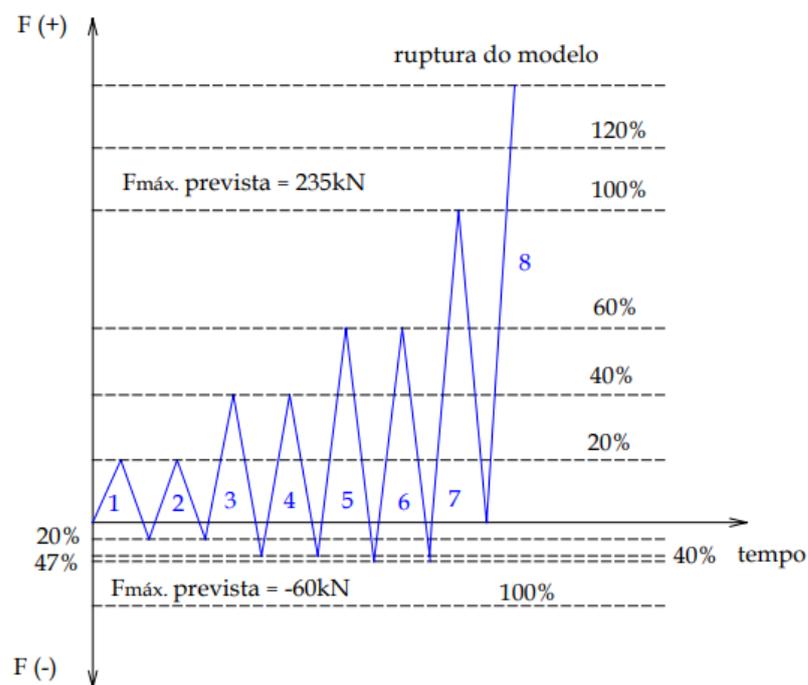


Fonte: El Debs (2017)

Como pode-se observar pela Figura 5.8, a aplicação de força pelo atuador é na direção vertical e o sentido pode ser tanto para cima quanto para baixo. A aplicação de força para cima gera momento fletor negativo na ligação e o oposto ocorre quando o atuador aplica força no sentido vertical para baixo, neste caso, a ligação fica solicitada a momento fletor positivo.

Conforme mencionado anteriormente, os protótipos foram ensaiados em ciclos e as faixas de força foram aplicadas baseados na força prevista para ruptura (235 kN). O carregamento é aplicado com a inversão de sentido e conseqüente inversão do momento fletor na ligação. A Figura 5.9 e o Quadro 5.1 resume os ciclos de carregamentos aplicados a estrutura.

Figura 5.9 – Ciclos de carregamento



Fonte: Miotto (2002)

Quadro 5.1 – Ciclos de carregamento

| PROCEDIMENTO DE ENSAIO | | |
|------------------------------|------|--------|
| ETAPA | F | M |
| | (kN) | (kN.m) |
| Escorvamento (v: 0,005 mm/s) | 18 | -12,6 |
| | -5 | 3,5 |
| Ciclo 1 (v:0,008 mm/s) | 45 | -31,5 |
| | -12 | 8,4 |
| Ciclo 2 (v:0,008 mm/s) | 45 | -31,5 |
| | -12 | 8,4 |
| Ciclo 3 (v:0,008 mm/s) | 92 | -64,4 |
| | -24 | 16,8 |
| Ciclo 4 (v:0,008 mm/s) | 92 | -64,4 |
| | -24 | 16,8 |
| Ciclo 5 (v:0,008 mm/s) | 140 | -98 |
| | -28 | 19,6 |
| Ciclo 6 (v:0,008 mm/s) | 140 | -98 |
| | -28 | 19,6 |
| Ciclo 7 (v:0,008 mm/s) | 280 | -196 |
| | 0 | 0 |
| Ciclo 8 (v:0,008 mm/s) | 315 | -220,5 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

O momento fletor na ligação pode ser calculado pela Equação 5.1.

$$M = \frac{F}{2} \cdot l_v \quad (5.1)$$

Onde: M : Momento fletor na ligação;
 F : Força aplicada pelo atuador;
 l_v : Braço de alavanca (vão da viga de 140cm conforme Figura 5.8).

5.1.2 Propriedades mecânicas dos materiais

Diversos materiais foram aplicados ao modelo, o resumo das propriedades destes materiais está descrito neste item.

- Concreto

Foram utilizados concretos distintos na elaboração dos modelos, para o pilar e as vigas foi utilizado um concreto feito em usina de concreto exterior ao laboratório da EESC-USP onde foram realizados os ensaios. Já o concreto utilizado na capa foi produzido no laboratório da EESC-USP.

Para os concretos foram realizados ensaios de resistência a compressão e resistência a tração por compressão diametral. Os ensaios foram realizados no próprio laboratório e os resultados estão apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2 e seguir.

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do concreto usinado (utilizado nas vigas e no pilar)

| CP | f_c (MPa) | CP | f_t (MPa) | CP | E_{ct} (GPa) |
|-------|-------------|-------|-------------|-------|----------------|
| 1 | 49,5 | 1 | 3,5 | 1 | 32,5 |
| 2 | 48,4 | 2 | 3,2 | 2 | 32,4 |
| 3 | | 3 | 2,9 | 3 | 33,6 |
| Média | 49,0 | Média | 3,2 | Média | 32,8 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do concreto moldado nos laboratórios da EESC-USP (utilizado na capa)

| CP | f_c (MPa) | CP | f_t (MPa) | CP | E_{ct} (GPa) |
|-------|-------------|-------|-------------|-------|----------------|
| 1 | 31,8 | 1 | 2,3 | 1 | 31,0 |
| 2 | 32,0 | 2 | 3,5 | 2 | 32,3 |
| 3 | 35,9 | 3 | 2,9 | 3 | 31,6 |
| Média | 33,2 | Média | 2,9 | Média | 31,6 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

- Graute

Foi utilizado graute em algumas regiões da ligação, principalmente com a função de preencher espaços vazios e conferir maior rigidez a ligação. O Quadro 5.2 resume os diferentes grautes utilizados na ligação e as Tabelas de 5.3 a 5.5 as propriedades dos mesmos:

Quadro 5.2 – Uso dos grautes na ligação

| Graute | Função |
|--------|---|
| 1 | Preenchimento do nicho na viga onde se encaixam os chumbadores e preenchimento do espaço entre a viga e o pilar |
| 2 | Preenchimento dos nichos nos pilares por onde passam as armaduras de continuidade |
| 3 | Preenchimento dos espaços entre os painéis alveolares pré-moldados e o pilar |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

Tabela 5.3– Propriedades mecânicas do graute 1

| CP | f_c (MPa) | CP | f_t (MPa) | CP | E_c (GPa) |
|-------|-------------|-------|-------------|-------|-------------|
| 1 | 27,5 | 1 | 2,5 | 1 | 7,37 |
| 2 | 23,3 | 2 | 2,5 | 2 | 4,07 |
| 3 | | 3 | 2,6 | 3 | 3,39 |
| Média | 25,4 | Média | 2,5 | Média | 4,94 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

Tabela 5.4 – Propriedades físicas graute 2

| CP | f_c (MPa) | CP | f_t (MPa) | CP | E_{ct} (GPa) |
|-------|-------------|-------|-------------|-------|----------------|
| 1 | 30,8 | 1 | 2,9 | 1 | 6,34 |
| 2 | 30,8 | 2 | 5,7 | 2 | 7,48 |
| 3 | 38,0 | 3 | 3,0 | 3 | 7,48 |
| Média | 33,2 | Média | 3,9 | Média | 7,10 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

Tabela 5.5 – Propriedades físicas graute 3

| CP | f_c (MPa) | CP | f_t (MPa) | CP | E_{ct} (GPa) |
|-------|-------------|-------|-------------|-------|----------------|
| 1 | 56,1 | 1 | 4,5 | 1 | 13,4 |
| 2 | 52,2 | 2 | 4,7 | 2 | 13,0 |
| 3 | 49,4 | 3 | 5,0 | 3 | 13,8 |
| Média | 52,6 | Média | 4,7 | Média | 1,4 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

- Aço

Há dois tipos de aços distintos na ligação, o aço das armaduras e o aço do chumbador. Para o chumbador e o elemento de ancoragem do chumbador foi utilizado o aço SAE 1020, e definidas as características mecânicas através de três corpos de prova ensaiados a tração. Os resultados dos ensaios estão compilados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Propriedades mecânicas do aço SAE 1020 (chumbador)

| CP | E_s (GPa) | f_y (MPa) | ϵ_y | f_u (MPa) |
|-------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| 1 | 201 | 610 | 5,0 | 621 |
| 2 | 191 | 496 | 4,6 | 564 |
| 3 | 189 | 621 | 4,9 | 632 |
| Média | 200 | 576 | 4,8 | 606 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

Para a armadura foi utilizado o aço CA50. Foram realizados ensaios em laboratório para determinação da tensão de escoamento f_y e tensão última f_u para os diâmetros de 6,3mm,

8mm, 10mm, 12,5mm e 16mm. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.7. O módulo de elasticidade para as barras 10mm, 12,5mm e 16mm foi adotado com valor nominal de $E_s = 200 \text{ GPa}$, pois para esses diâmetros foi utilizada outra máquina para o ensaio.

Tabela 5.7 – Propriedades mecânicas do aço CA50 (armaduras)

| Diâmetro (mm) | CP | E_s (GPa) (valor adotado) | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
|---------------|--------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| 10 | 1 | 200 | 571 | 685 |
| | 2 | 200 | 574 | 673 |
| | 3 | 200 | 582 | 691 |
| | Média | 200 | 576 | 683 |
| 12,5 | 1 | 200 | 602 | 687 |
| | 2 | 200 | 626 | 737 |
| | 3 | 200 | 604 | 691 |
| | Média | 200 | 611 | 705 |
| 16 | 1 | 200 | 562 | 854 |
| | 2 | 200 | 605 | 722 |
| | 3 | 200 | 601 | 716 |
| | Média | 200 | 589 | 764 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

- Argamassa modificada

A almofada de apoio utilizada na ligação entre o consolo e a viga, é formada por uma argamassa de cimento e areia com a incorporação de látex de estireno-butadieno e fibras de polipropileno. A incorporação destes materiais visa um melhor comportamento da argamassa.

Segundo Miotto (2002) a incorporação de látex traz melhorias nas propriedades da argamassa em estado endurecido, tais como, durabilidade, resistência à flexão e ao impacto, permeabilidade. Além disso, por conta da presença de estabilizantes na produção do látex, há a necessidade de incorporar ar na mistura da argamassa.

O ar incorporado forma vazios na argamassa, o que pode diminuir a capacidade de resistência a compressão, mas como vantagem melhora a capacidade de absorver deformações pela argamassa, o que é benéfico no caso de aparelhos de apoio. Miotto (2002) ainda ressalta que a redução da resistência a compressão da argamassa até taxas de 30% não interfere no seu desempenho.

A adição de fibras de polipropileno é interessante em taxas elevadas, pois melhora o estado de pós-fissuração, segundo Miotto (2002), as fibras aumentam a tenacidade do material. Por conta do baixo módulo de elasticidade, a incorporação das fibras aumenta a resistência ao impacto e a fadiga.

As propriedades consideradas para a argamassa por Miotto (2002) estão resumidas na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Propriedades mecânicas da argamassa modificada

| Tensão (MPa) | E (MPa) |
|--------------------------|-----------|
| $0 \leq \sigma_c \leq 3$ | 75 |
| $3 < \sigma_c \leq 15$ | 150 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

5.2 MODELAGEM COM O PROGRAMA ABAQUS® 6.12

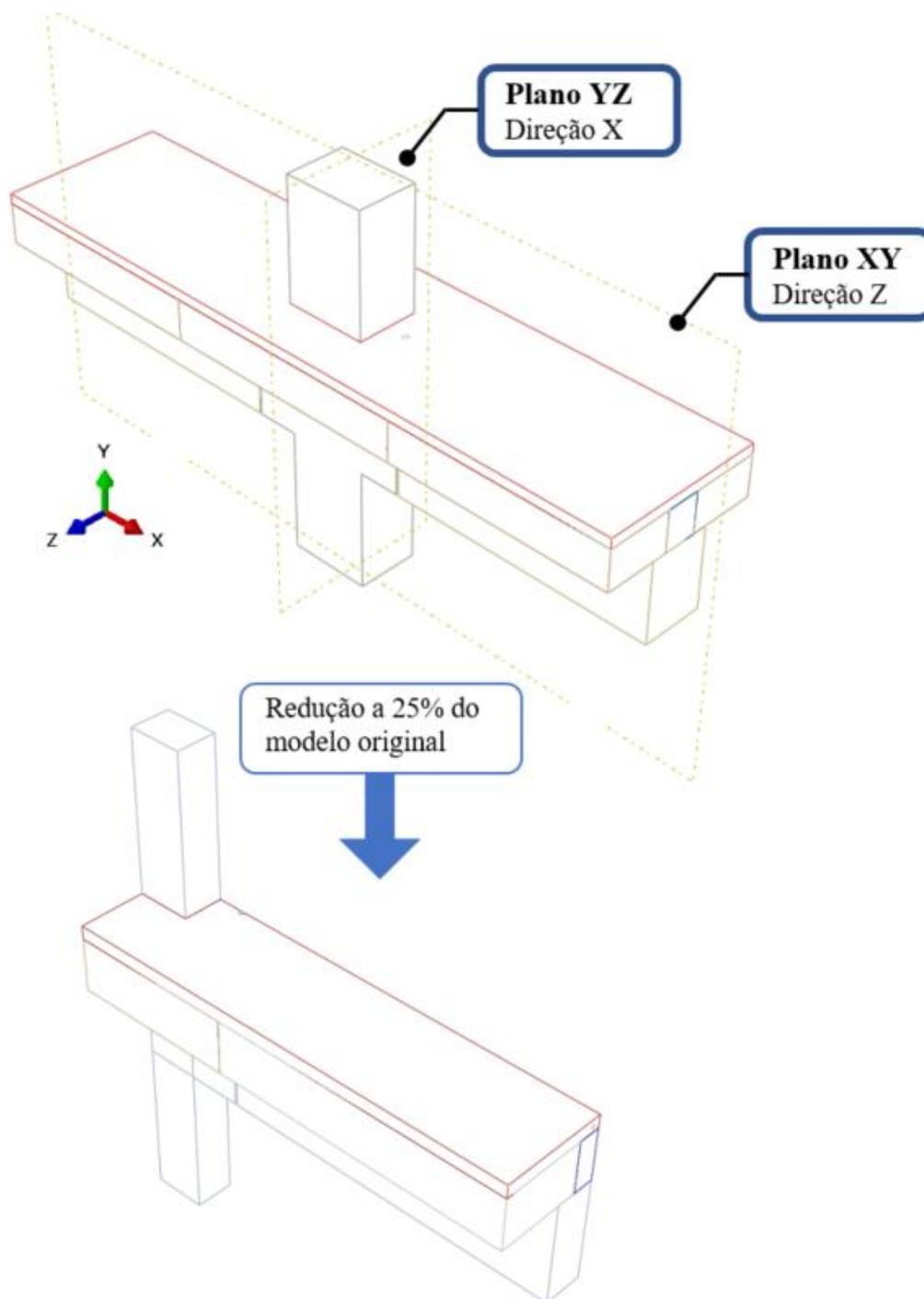
O ABAQUS/CAE que faz parte do pacote ABAQUS® 6.12, consiste de uma interface completa para modelagem. Este ambiente é dividido em diversos módulos distintos, sendo cada um destes referentes a uma etapa de modelagem, por exemplo, definição da geometria, propriedades dos materiais, etapas de carregamentos, criação da malha. A modelagem da ligação descrita nos itens anteriores foi realizada utilizando o ambiente ABAQUS/CAE.

A ligação analisada por Miotto (2002) é bastante complexa para a simulação numérica pois apresenta grande número de interfaces com contato, bem como um grande número de elementos com diferentes materiais. As seções a seguir têm por objetivo esclarecer o procedimento e a estratégia de modelagem utilizada para a ligação ensaiada experimentalmente por Miotto (2002).

5.2.1 Condições de simetria

Para a modelagem, foram utilizados dois planos de simetria, de maneira que a ligação modelada equivale a 1/4 da ligação experimental, reduzindo assim o custo de processamento da análise. A Figura 5.10 apresenta a ligação completa com os planos de simetria e a ligação reduzida.

Figura 5.10 – Simetria do modelo



Fonte: Do próprio autor

5.2.2 Definição das propriedades geométricas e mecânicas (Módulos *Part* e *Property*)

O modelo foi dividido em diversas partes, que montados formam a ligação completa. Esses elementos são chamados de “*parts*” (peças) pelo programa e são criadas no módulo

“*part*”. Dessa forma são definidas as propriedades geométricas das peças que compõem o modelo.

Para esse modelo foram utilizados dois tipos distintos de *parts*, os de volume ou *solids* (sólidos) que foram utilizados para modelar a grande maioria dos elementos que compõem a ligação, com exceção de algumas armaduras, que foram modeladas como elementos de “*wire*” (barras).

O Quadro 5.3 resume algumas das *parts* utilizadas e suas características, e as Figuras 5.11 e 5.12 apresentam alguns elementos modelados como sólidos e como barras.

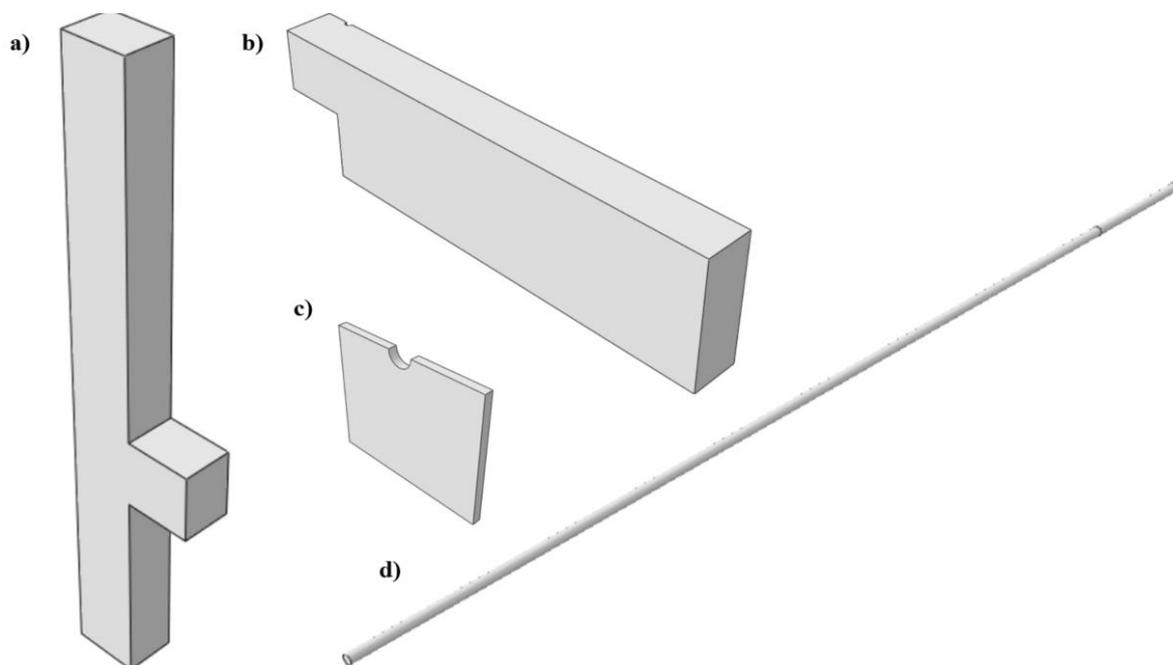
Quadro 5.3 – Elementos modelados

| <i>Part</i> | Tipo | Elemento correspondente |
|----------------------|--------|--|
| almofada | Sólido | Almofada de apoio |
| chumbador | Sólido | Chumbador |
| ancoragem_chumbador | Sólido | Chapa de ancoragem do chumbador |
| capa1 | Sólido | Capa de solidarização |
| capa2 | Sólido | Parte da capa que preenche vão entre painéis alveolar |
| laje_prem_tipo1 | Sólido | Painel alveolar das extremidades |
| laje_prem_tipo2 | Sólido | Painel alveolar em contato com pilar |
| pilar | Sólido | Pilar |
| viga | Sólido | Vigas |
| placa_viga-pilar | Sólido | Preenchimento entre viga e pilar |
| placa_rigida | Sólido | Usado para distribuição da força pontual aplicada no topo do pilar |
| arm_pil_long-n10 | Barra | Armadura longitudinal do pilar (N10) |
| arm_laje_cont-n1 | Sólido | Armadura de continuidade da capa da laje |
| arm_viga_transv-n7-1 | Barra | Armadura transversal da viga que não ultrapassa o nível da viga (N7) |
| arm_viga_transv-n7-1 | Barra | Armadura transversal da viga que ultrapassa o nível da viga (N7) |

Fonte: Do próprio autor.

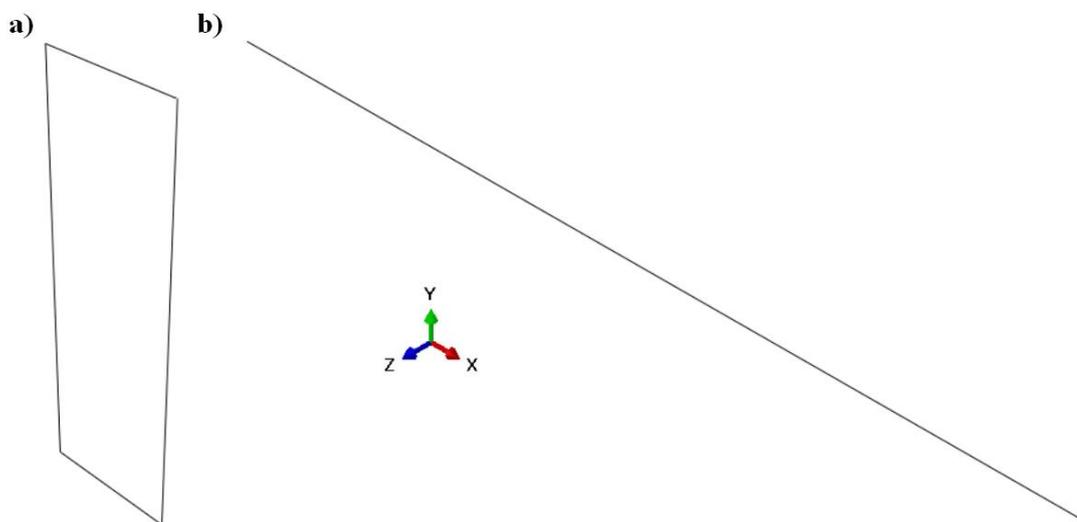
Obs.: Não estão demonstrados no Quadro 5.3 todos elementos utilizados para modelar as barras de armadura, pois o padrão se repete e a descrição se torna desnecessária.

Figura 5.11 – Elementos de volume. a) Pilar; b) Vigas; c) Almofada; d) Armadura de continuidade



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.12 – Elementos de barras. a) N7; b) N1



Fonte: Do próprio autor

No módulo *Property* (Propriedades) foi realizada a definição do tipo de *section* (seção transversal) que cada peça possui. Para esta modelagem foram usados dois tipos de seção. Para os elementos sólidos, foi utilizada a seção homogênea. E para os elementos de barras (armaduras) foi utilizada uma seção transversal específica do programa para a modelagem de barras chamada *truss* (armadura ou treliça).

Para a definição das seções deve-se também definir os materiais que compõem a seção transversal do elemento em si. Foram, portanto, modelados todos os materiais que são utilizados neste modelo, e suas principais características estão reunidas no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Materiais modelados

| Material | Tipo | Uso |
|------------------------|-----------|---|
| ca50 | Aço | Armaduras |
| sae1020 | Aço | Chumbador |
| argamassa_modificada | Argamassa | Almofada de elastômero |
| concreto-capa | Concreto | Capa de solarização |
| concreto_vigas+pilares | Concreto | Pilar e vigas |
| graute 1 | Graute | Preenchimento do espaço entre as vigas e os pilares |

Fonte: Do próprio autor

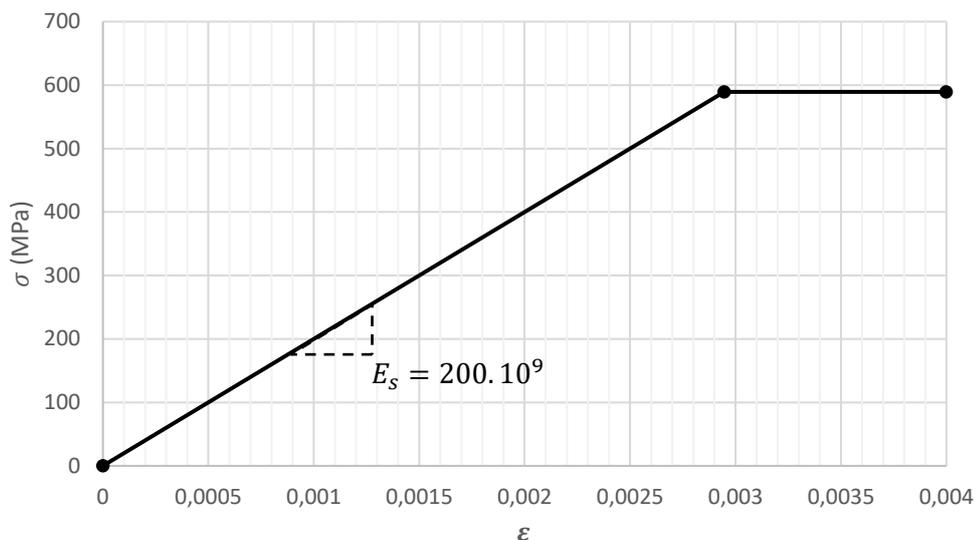
As características físicas dos materiais foram conforme os resultados da pesquisa experimental que foram descritos no Item 5.1.3.

- Aço CA50

O aço CA50 foi modelado para uso exclusivamente das armaduras e suas propriedades foram baseadas nos ensaios realizados por Miotto (2002) e apresentados na Tabela 5.7. Considerou-se o aço com comportamento elasto-plástico perfeito, e a tensão de escoamento definida com os valores da Tabela 5.7 como pode ser observado na Figura 5.13 para o aço com diâmetro de 16mm.

Para os diâmetros que não se tem resultados dos ensaios experimentais, assumiu-se tensão de escoamento $f_y = 500 \text{ MPa}$. O módulo de elasticidade inicial foi adotado com valor nominal de $E_s = 200 \text{ GPa}$ para todos os diâmetros.

Figura 5.13 – Comportamento adotado para o aço CA50 (Ø16mm)

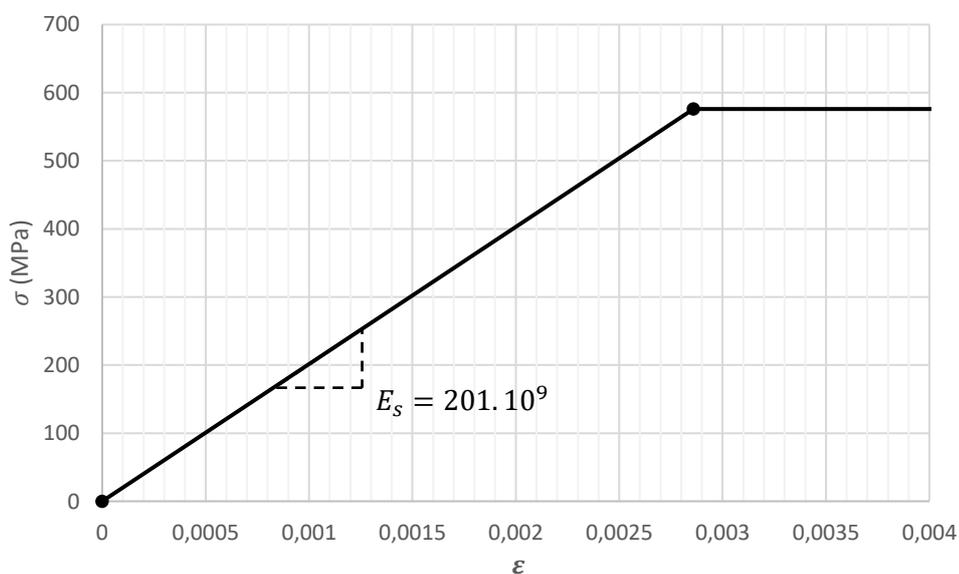


Fonte: Do próprio autor

- Aço SAE 1020

O aço SAE 1020 foi usado para a modelagem dos chumbadores, e suas propriedades foram baseadas nos ensaios realizados por Miotto (2002) e mostrados na Tabela 5.6. A tensão de escoamento foi definida como o valor médio das tensões de escoamento obtidas nos ensaios experimentais $f_y = 576 \text{ MPa}$, o módulo de elasticidade inicial foi adotado com valor nominal de $E_s = 201 \text{ GPa}$. O comportamento adotado foi o elasto-plástico conforme Figura 5.14.

Figura 5.14 - Comportamento adotado para o aço SAE 1020



Fonte: Do próprio autor

- Concreto – Vigas e pilares

O concreto das vigas e pilares foi modelado baseado nos resultados experimentais obtidos por Miotto (2002) apresentados na Tabela 5.1. Como não foi definida a curva tensão x deformação experimentalmente para o concreto utilizado, foi utilizado a Equação 5.2 para extrapolar os dados e fornecê-los ao ABAQUS®. Esta equação é baseada na relação constitutiva para o concreto sob compressão uniaxial proposta por Saenz (1964), com as considerações de Hu (1990). O gráfico pode ser observado na Figura 5.15.

$$\sigma = \frac{E_c \cdot \varepsilon}{1 + (R + R_E - 2) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^3} \quad (5.2)$$

Onde: $R = R_E(R_\sigma - 1)/(R_\varepsilon - 1)^2$

R_E : Relação entre o módulo de elasticidade inicial e secante nte (E_c/E_0)

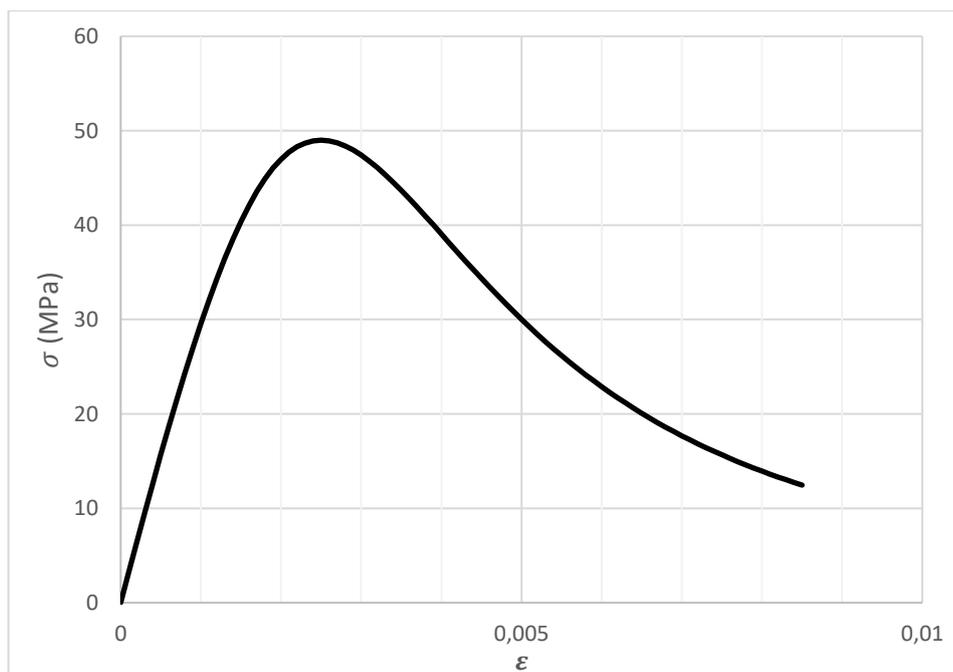
E_0 : Módulo de elasticidade secante (f_c/ε_0)

ε_0 : Deformação correspondente a tensão última (0,0025)

R_ε : Razão de deformação ($\varepsilon_u/\varepsilon_0$) adotada como 4

R_σ : Razão de tensões (f_c/f_u) adotada como 4

Figura 5.15 – Curva tensão x deformação do concreto utilizado nos pilares e vigas



Fonte: Do próprio autor

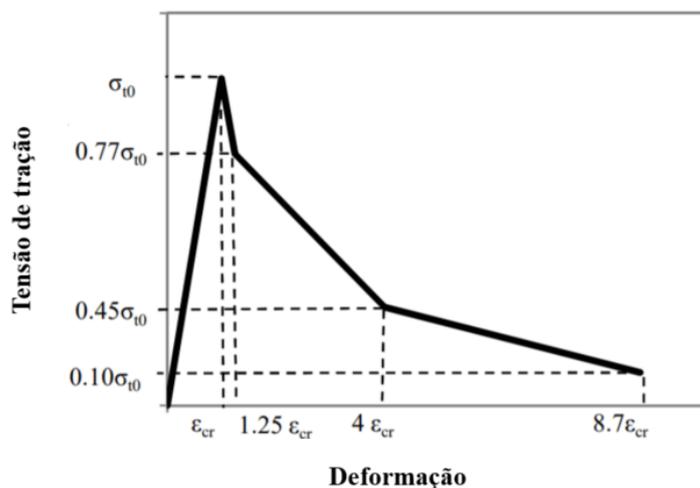
O comportamento do concreto tracionado foi definido baseado na relação constitutiva proposta Nayal e Rasheed (2006), com algumas alterações propostas por Wahalathantri et al. (2011), conforme pode-se observar nas Figuras 5.16. O Quadro 5.5 resume os parâmetros utilizados para modelar o concreto utilizado nas vigas e no pilar.

Quadro 5.5 – Parâmetros para modelagem do concreto utilizado nas vigas e pilares

| MATERIAL | Concreto (Vigas + Pilar) | PARÂMETROS CDP | |
|---|-----------------------------|---|--|
| | | Ângulo de dilatação | $\psi = 38^\circ$ |
| PARÂMETROS ELÁSTICIDADE | | Excentricidade | $\epsilon = 0,1$ |
| Módulo de Elasticidade | $E_c = 32,8 \text{ GPa}$ | Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial | $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,12$ |
| Coef. de Poisson | $\nu = 0,2$ | Parâmetro K_c | $K_c = 0,666$ |
| | | Viscosidade | 0,0001 |
| CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PLÁSTICA - COMPRESSÃO | | DANO DO CONCRETO COMPRESSÃO | |
| Tensão (MPa) | Deformação inelástica | Dano | Deformação inelástica |
| 14,18 | 0,000000 | 0,00 | 0,000000 |
| 26,98 | 0,000078 | 0,00 | 0,000078 |
| 44,27 | 0,000400 | 0,00 | 0,000400 |
| 49,00 | 0,001006 | 0,00 | 0,001006 |
| 39,06 | 0,002809 | 0,20 | 0,002809 |
| 30,02 | 0,004085 | 0,39 | 0,004085 |
| 17,68 | 0,006461 | 0,64 | 0,006461 |
| 11,20 | 0,008659 | 0,77 | 0,008659 |
| 4,14 | 0,014874 | 0,92 | 0,014874 |
| 2,33 | 0,019929 | 0,95 | 0,019929 |
| CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PLÁSTICA - TRAÇÃO | | DANO DO CONCRETO TRAÇÃO | |
| Tensão (MPa) | Deformação inelástica | Dano | Deformação inelástica |
| 2,30 | 0,000000 | 0 | 0,000000 |
| 2,06 | 0,000016 | 0,104 | 0,000016 |
| 1,77 | 0,000035 | 0,230 | 0,000035 |
| 1,73 | 0,000046 | 0,246 | 0,000046 |
| 1,36 | 0,000157 | 0,408 | 0,000157 |
| 1,04 | 0,000255 | 0,550 | 0,000255 |
| 0,54 | 0,000433 | 0,766 | 0,000433 |
| 0,08 | 0,000598 | 0,966 | 0,000598 |

Fonte: Do próprio autor

Figura 5.16 – Relação constitutiva para o concreto sob tração uniaxial



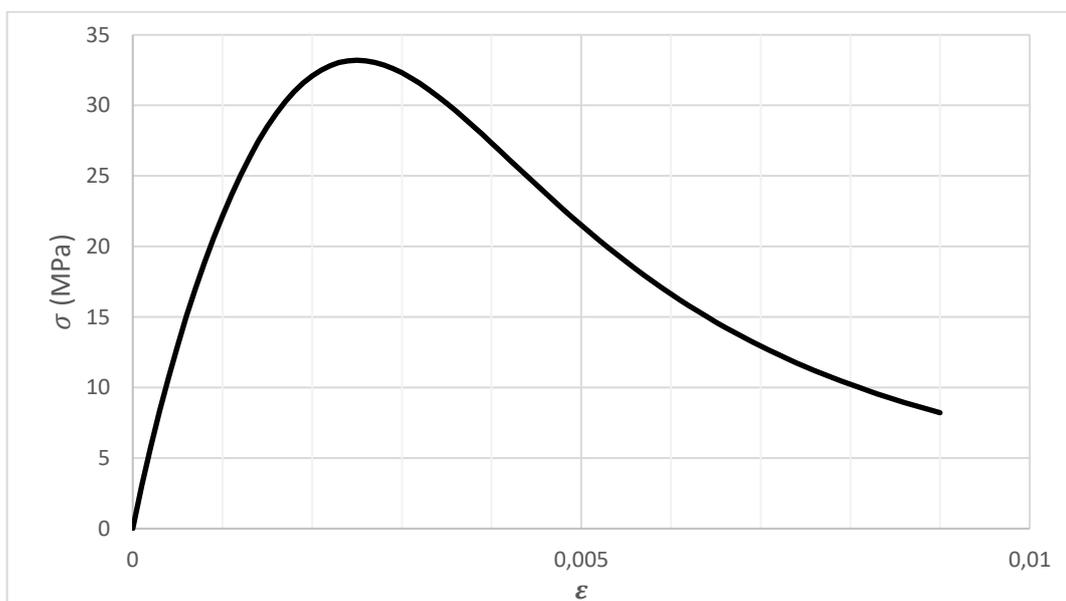
Fonte: Adaptado de Wahalathantri et al. (2011)

- Concreto – Capa

Para o concreto da capa, os parâmetros de modelagem foram obtidos da mesma maneira que para o concreto utilizado nas vigas e no pilar. Mas neste caso foram utilizados os valores obtidos por Miotto (2002) que estão apresentados na Tabela 5.2 para a compressão.

O gráfico tensão x deformação para a compressão é apresentado na Figura 5.17 e os dados utilizados para modelar o concreto tanto na tração quanto na compressão no Quadro 5.6.

Figura 5.17 – Curva tensão x deformação do concreto utilizado nos pilares e vigas



Fonte: Do próprio autor

Quadro 5.6 – Parâmetros para modelagem do concreto utilizado nas vigas e pilares

| MATERIAL | Concreto (Capa) | PARÂMETROS CDP | |
|---|--------------------------|---|--|
| | | Ângulo de dilatação | $\psi = 38^\circ$ |
| PARÂMETROS ELÁSTICIDADE | | Excentricidade | $\epsilon = 0,1$ |
| Módulo de Elasticidade | $E_c = 31,6 \text{ GPa}$ | Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial | $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,12$ |
| Coef. de Poisson | $\nu = 0,2$ | Parâmetro K_c | $K_c = 0,666$ |
| | | Viscosidade | |
| CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PLÁSTICA - COMPRESSÃO | | DANO DO CONCRETO COMPRESSÃO | |
| Tensão (MPa) | Deformação inelástica | Dano | Deformação inelástica |
| 9,58 | 0,000000 | 0,00 | 0,000000 |
| 17,02 | 0,000161 | 0,00 | 0,000161 |
| 30,63 | 0,000781 | 0,00 | 0,000781 |
| 33,20 | 0,001449 | 0,00 | 0,001449 |
| 27,34 | 0,003135 | 0,18 | 0,003135 |
| 21,51 | 0,004319 | 0,35 | 0,004319 |
| 12,94 | 0,006591 | 0,61 | 0,006591 |
| 8,21 | 0,008740 | 0,75 | 0,008740 |
| 3,00 | 0,014905 | 0,91 | 0,014905 |
| 1,67 | 0,019947 | 0,95 | 0,019947 |
| CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PLÁSTICA - TRAÇÃO | | DANO DO CONCRETO TRAÇÃO | |
| Tensão (MPa) | Deformação inelástica | Dano | Deformação inelástica |
| 2,90 | 0,0000000 | 0,00 | 0,0000000 |
| 2,10 | 0,0000834 | 0,27 | 0,0000834 |
| 1,92 | 0,0001393 | 0,34 | 0,0001393 |
| 1,74 | 0,0001951 | 0,40 | 0,0001951 |
| 1,55 | 0,0002509 | 0,46 | 0,0002509 |
| 1,21 | 0,0003619 | 0,58 | 0,0003619 |
| 0,90 | 0,0004714 | 0,69 | 0,0004714 |
| 0,60 | 0,0005810 | 0,79 | 0,0005810 |

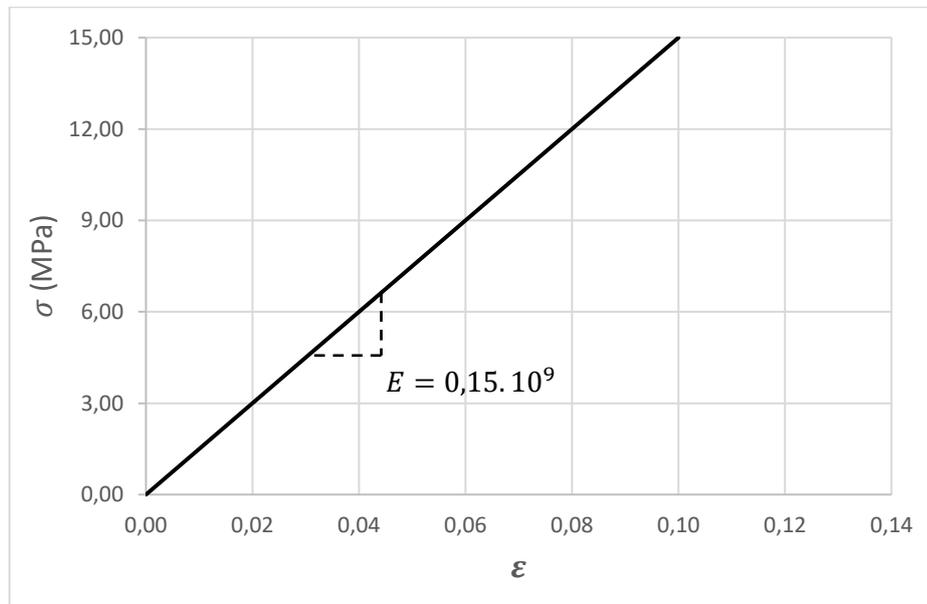
Fonte: Do próprio autor

- Argamassa modificada

A argamassa modificada foi modelada com comportamento elástico-linear, baseado nos dados de Miotto (2002). Foi desconsiderada a elasticidade inicial da argamassa para tensões

menores que 3 MPa, assim, a argamassa foi modelada com comportamento elástico com módulo de elasticidade de 150 MPa, conforme a Tabela 5.8. A Figura 5.18 apresenta o comportamento considerado para a argamassa modificada.

Figura 5.18 – Curva tensão x deformação da argamassa modificada



Fonte: Do próprio autor

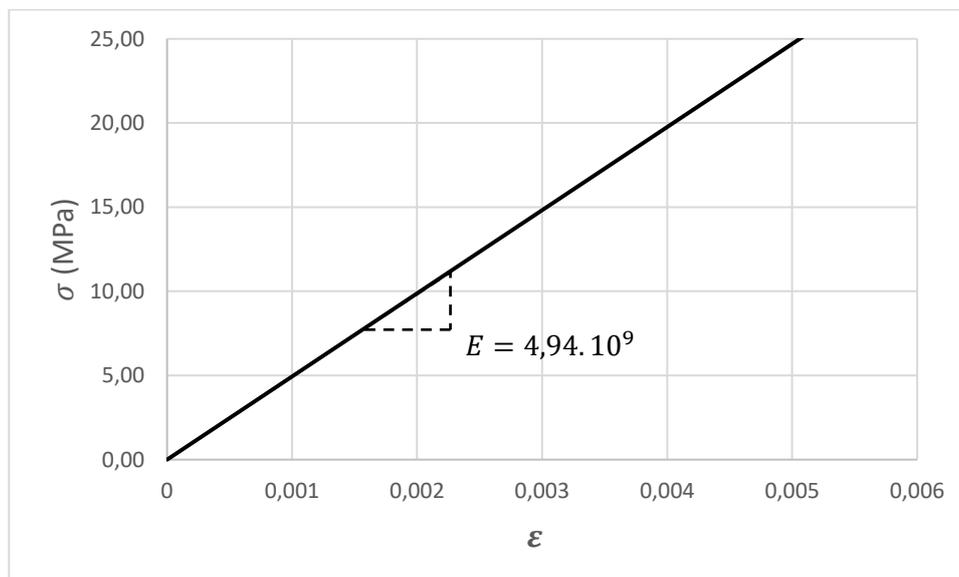
- Graute 1

No modelo experimental um total de quatro regiões foram preenchidas com graute. Porém, nesta simulação numérica resolveu-se considerar somente o graute que preencheu o espaço entre a viga e o pilar. Por este motivo, só foi modelado o Graute 1 e seus parâmetros foram baseados nos resultados experimentais obtidos por Miotto (2002) que foram apresentados na Tabela 5.3.

Para as demais regiões não foi modelado o preenchimento em graute, e para estas situações foram consideradas as interações entre as superfícies através do módulo “*interaction*”. Maiores informações sobre as considerações de interações serão dadas no Item 5.1.4.5.

O Graute 1 foi modelado com comportamento elástico-linear conforme pode ser observado na Figura 5.19.

Figura 5.19 – Curva tensão x deformação do graute 1



Fonte: Do próprio autor

5.2.3 Montagem do modelo (Módulo *Assembly*)

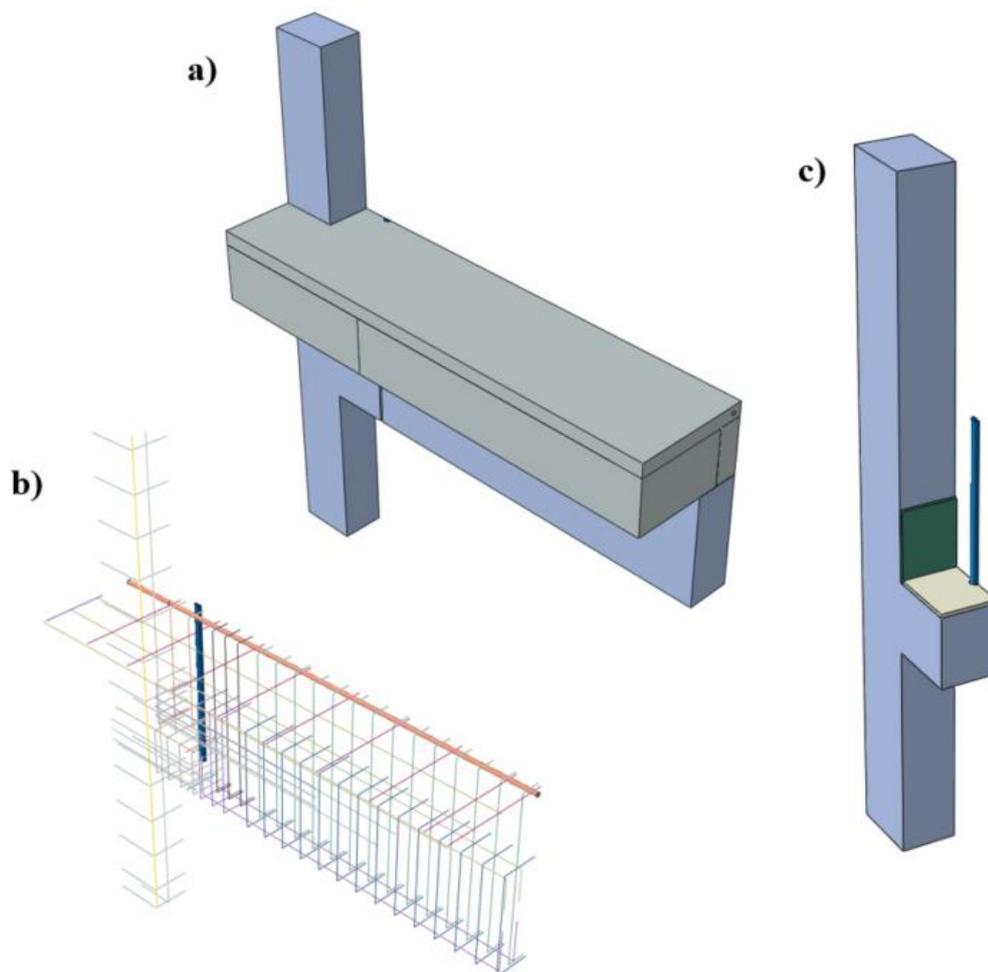
O ABAQUS/CAE possui o módulo “*Assembly*” (Montagem), é neste módulo que realiza-se o procedimento de montagem das diversas *parts* (peças) criadas. As partes são montadas através de instâncias que podem ser dependentes ou independentes.

A dependência está relacionada a interação entre o módulo *assembly* e o *part*. Instâncias dependentes estão sempre relacionadas a sua *part* original, ou seja, qualquer alteração realizada no módulo *part* será replicada no *assembly*, o contrário acontece para as instâncias independentes que são desvinculadas da *part*.

O procedimento de montagem foi realizado com as diversas ferramentas de auxílio do programa, para manuseio das peças. Vale ressaltar que neste módulo, não é realizado nenhum tipo de definição sobre a interação das diferentes peças, somente posiciona-se as peças em relação umas às outras.

Os arquivos gerados através do ABAQUS/CAE podem possuir diversas peças distintas, mas apenas uma montagem das mesmas. As cargas, condições de contorno, criação da malha, são todas realizadas em relação ao módulo *Assembly*. A Figura 5.20 apresenta a montagem das peças.

Figura 5.20 – Elementos montados. a) Montagem completa; b) Armaduras + chumbador; c) Pilar + almofada + placa de graute 1



Fonte: Do próprio autor

5.2.4 Definição das etapas de carregamento e condições de contorno (*Steps e Loads*)

Os “Steps” (etapas) são criados para se definir as etapas de análise, e com isto estabelecer alterações nas condições do modelo, por exemplo, alterações no carregamento, nas condições de contorno, nas interações entre as instâncias, etc.

Através das etapas é possível também alterar o procedimento de análise e os dados de saídas. O ABAQUS® grava os dados de saída em um banco de dados, a especificação dos dados de saída de interesse (deslocamentos, tensões, deformações, energia, etc.) e de quais regiões do modelo estes dados serão extraídos é feita pelo usuário. Importante ressaltar que o usuário deve estar atento a real necessidade de solicitar-se um dado de saída, pois isto influencia no custo de processamento do modelo.

As etapas realizadas para este modelo foram definidas com base na aplicação de cargas realizadas experimentalmente por Miotto (2002) que estão apresentadas na Figura 5.9 e no Quadro 5.1. No entanto, para a análise numérica aqui realizada, não foram considerados os ciclos de carregamento.

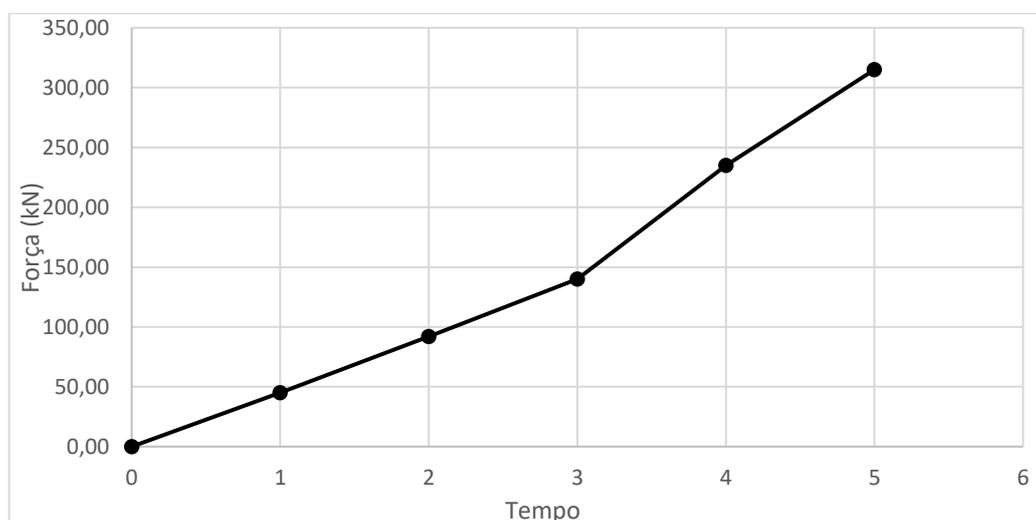
Nesta análise foi avaliado o comportamento da ligação somente em relação ao momento fletor negativo. Foram definidas então cinco etapas de carregamento, considerando os picos de momento fletor negativo realizados na análise experimental. Para isso, foi utilizado o recurso *amplitude* (amplitude) do programa para a aplicação das cargas através de uma função tempo/carga. Dessa maneira foi criada o *step* “carregamento”, e nesta etapa foi definido a função tempo/carga através de dados tabulares conforme pode-se observar no Quadro 5.7 e na Figura 5.21.

Quadro 5.7 – Etapas de carregamento

| Força de referência: | | | 235,00 kN |
|----------------------|-------|---------|---------------------|
| Step (Etapa) | Tempo | Fator | Força aplicada (kN) |
| Inicial | - | - | - |
| Carregamento | 0 | 0,00000 | 0,00 |
| | 1 | 0,19150 | 45,00 |
| | 2 | 0,39150 | 92,00 |
| | 3 | 0,59600 | 140,06 |
| | 4 | 1,00000 | 235,00 |
| | 5 | 1,34041 | 315,00 |

Fonte: Do próprio autor

Figura 5.21 – Etapas de carregamento.



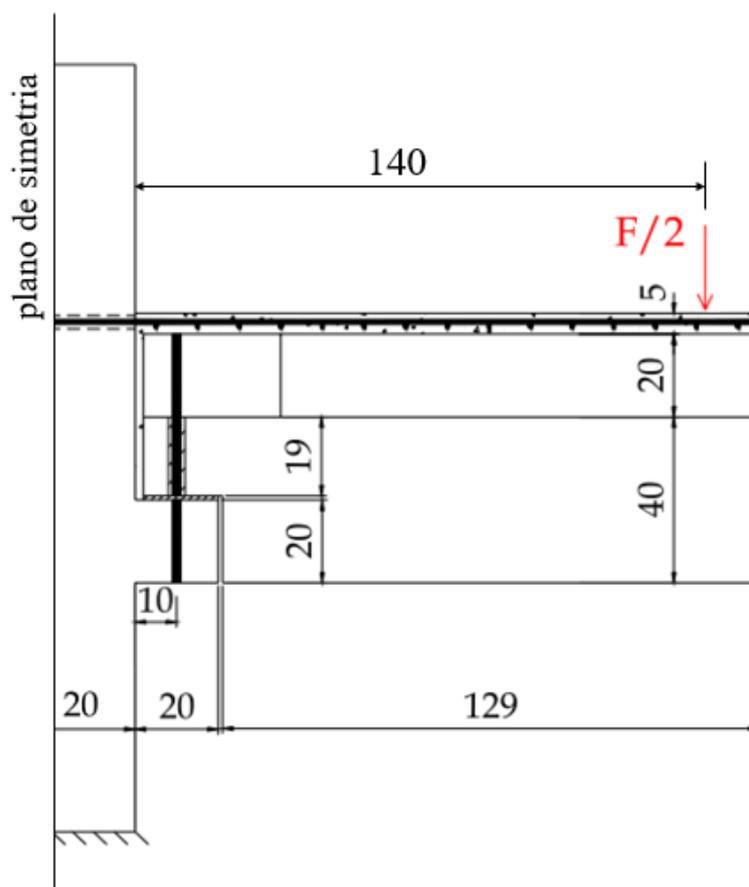
Fonte: Do próprio autor

No módulo “*Load*” define-se a aplicação dos carregamentos e definição das condições de contorno do modelo. Também é no módulo “*Load*” que se aplica a função de carregamento descrita acima utilizando o recurso “*Amplitude*”. Neste modelo a carga foi aplicada na etapa “Carregamento” através de uma “*Pressure*” (pressão).

A pressão foi aplicada ao modelo na extremidade da capa. A força foi aplicada na direção do eixo Y global (Direção 2). As condições de contorno definidas na etapa “inicial” foram conforme o esquema estático representado na Figura 5.23, ou seja, engastou-se a parte inferior do pilar.

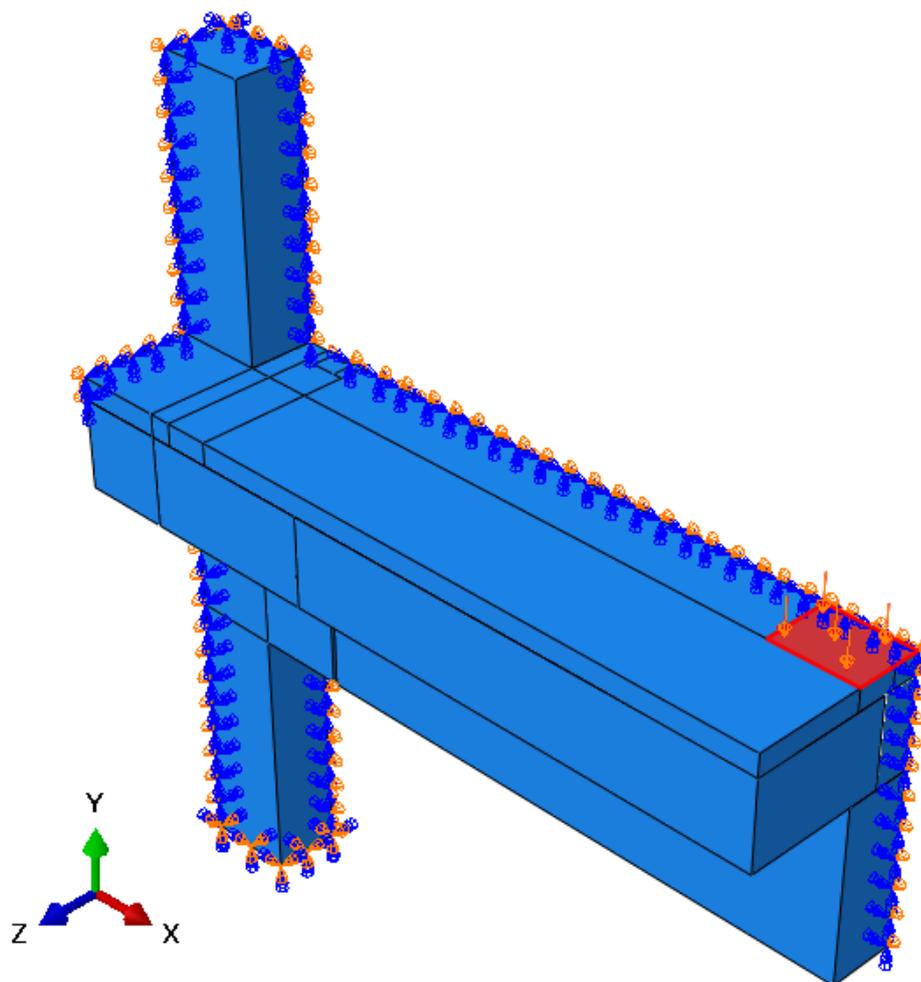
A Figura 5.22 apresenta as condições de contorno e a resultante da pressão aplicada ao modelo numérico.

Figura 5.22 – Esquema estático do modelo numérico



Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

Figura 5.23 – Aplicação da força distribuída e condições de contorno e simetria



Fonte: Do próprio autor

5.2.5 Interação (Módulo *Interaction*)

O ABAQUS/CAE possui um módulo específico para a definição do contato entre as diversas peças que compõem o modelo completo. Este módulo é chamado de “*Interaction*” (interação) e através de suas ferramentas é possível configurar diversos tipos de interação e definir em quais etapas uma determinada interação estará de fato ativa.

O modelo conta com diversas regiões de interação, entre superfícies e entre elementos. Para a modelagem foram utilizados três tipos disponíveis no programa:

***Embed* (Embutido):** Esta opção é utilizada para incorporar um elemento, ou grupo de elementos, em uma região hospedeira. Quando um nó de um elemento incorporado se encontra em um elemento hospedeiro, o programa elimina os graus de liberdade deste nó, e este nó passa a ser um “nó incorporado” no elemento hospedeiro.

Foi utilizada a opção de interação *embeded* principalmente na interação entre as armaduras e o concreto envolvente.

Tie (Atar): Esta opção une duas superfícies durante a simulação numérica, ou seja, ela é utilizada para fazer com que todos os graus de liberdades ativos dos nós das superfícies em contato sejam iguais. O programa, por padrão, só vincula os nós das superfícies quando elas estão próximas uma da outra.

A opção *tie* foi utilizada em algumas superfícies em contato, como as superfícies da capa com a laje pré-moldada.

Interaction (Interação): A interação de contato permite definir propriedades de contato entre superfícies. Assim, é possível, por exemplo, atribuir o coeficiente de atrito para um par de superfícies em contato. O Quadro 5.8 resume as situações de contato da modelagem.

Quadro 5.8 – Condições de interação

| SUPERFÍCIES | TIPO | COEF. ATRITO |
|---|--------------------|--------------|
| Armadura - Concreto | <i>Embeded</i> | - |
| Chumbador – Pilar (consolo) | <i>Embeded</i> | - |
| Chumbador – Viga + Capa | <i>Interaction</i> | 0,01 |
| Armadura de continuidade - Graute | <i>Interaction</i> | 0,01 |
| Capa – Viga | <i>Tie</i> | - |
| Capa – Placas alveolares | <i>Tie</i> | - |
| Viga - Almofada | <i>Interaction</i> | 0,4 |
| Pilar (consolo) - Almofada | <i>Interaction</i> | 0,4 |
| Pilar – Painéis alveolares | <i>Interaction</i> | 0,6 |
| Pilar - Capa | <i>Interaction</i> | 0,6 |
| Viga – Placa (Graute 1) | <i>Interaction</i> | 0,6 |
| Placa (Graute 1) - Almofada | <i>Interaction</i> | 0,4 |
| Pilar - Placa (Graute 1) | <i>Interaction</i> | 0,6 |
| Painéis alveolares – Painéis alveolares | <i>Tie</i> | - |
| Painéis alveolares – Placa (Graute 1) | <i>Interaction</i> | 0,6 |
| Capa – Placa (Graute 1) | <i>Interaction</i> | 0,6 |

Fonte: Do próprio autor

5.2.6 Definição da malha (Módulo *Mesh*)

O ABAQUS/CAE apresenta um módulo chamado “*Mesh*” (malha), que permite ao gerar a malha das peças ou do modelo completo. O modelo é composto por diversas peças com diferentes materiais, por isso a malha é bastante variada contando com diferentes tipos de elementos finitos. Em suma foram utilizados dois tipos de elementos, para as peças sólidas (volume) foi utilizado o elemento hexaédrico C3D8, já os elementos de barra (armaduras) foram modelados com o elemento linear T3D2.

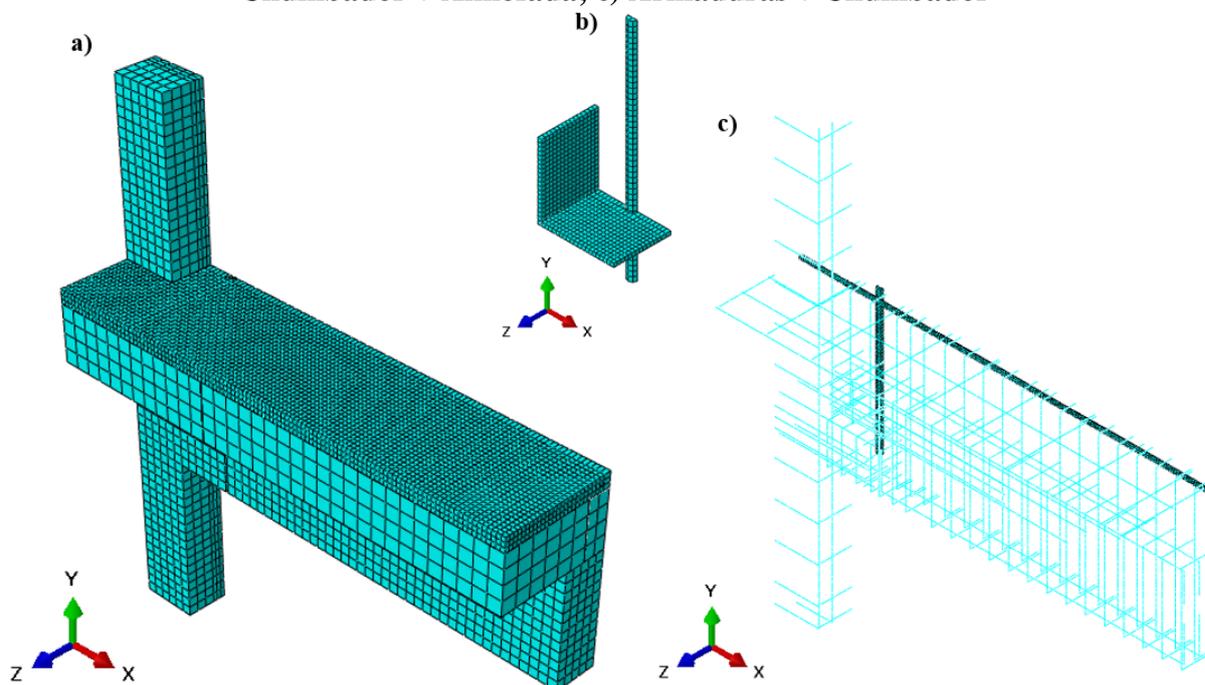
Para a determinação das dimensões médias dos elementos finitos foram realizados testes de grau de refinamento da malha. O Quadro 5.9 resume os tipos de elementos finitos, quantidades e dimensões médias das arestas, e a Figura 5.24 exibe a malha dos elementos.

Quadro 5.9 – Caracterização dos elementos finitos

| Instância | Quantidade de instâncias | Tipo de elemento | Quantidade | Comprimento médio das arestas (mm) |
|----------------------------|--------------------------|------------------|--------------|------------------------------------|
| Pilar | 1 | C3D8 | 2364 | 32,50 |
| Viga | 1 | C3D8 | 2628 | 32,50 |
| Capa | 1 | C3D8 | 8651 | 15,00 |
| Chumbador | 1 | C3D8 | 94 | 10,27 |
| Almofada | 1 | C3D8 | 297 | 10,00 |
| Placa (Graute 1) | 1 | C3D8 | 300 | 10,00 |
| Placas alveolares (tipo 1) | 1 | C3D8 | 528 | 50,00 |
| Placas alveolares (tipo 2) | 1 | C3D8 | 272 | 50,00 |
| Arm. de continuidade | 1 | C3D8 | 852 | 8,00 |
| Total: | | | 15986 | |
| Armaduras | - | T3D2 | 5580 | 10,00 |
| Total: | | | 5580 | |

Fonte: Do próprio autor

Figura 5.24 – Malha dos elementos. a) Modelo completo; b) Placa (Graute 1) + Chumbador + Almofada; c) Armaduras + Chumbador



Fonte: Do próprio autor

5.3 RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO

Os resultados apresentados por Miotto (2002) em relação ao modelo analisado nesta pesquisa (Modelo 2.1 do trabalho original), foram dados em função da forma de ruptura que o modelo apresentou. O modelo analisado experimentalmente rompeu para um momento negativo de aproximadamente $-221,00 \text{ kN.m}$ ($F = +315 \text{ kN}$) devido a uma deformação excessiva da armadura de continuidade na laje.

A seguir serão apresentados os resultados do modelo experimental juntamente com os resultados do modelo numérico, realizando-se comparação e discussão acerca dos mesmos.

5.3.1 Curva momento x rotação

Antes de serem exibidos os resultados do modelo de referência, deve-se apresentar uma explanação sobre a instrumentação da análise experimental para que sejam comparados resultados compatíveis.

A Figura 5.25 apresenta a instrumentação do modelo de referência para a determinação rotação relativa entre o pilar e a viga. Os relógios comparadores são utilizados para determinar o deslocamento relativo entre os elementos conectados por eles. Dessa maneira a rotação pode

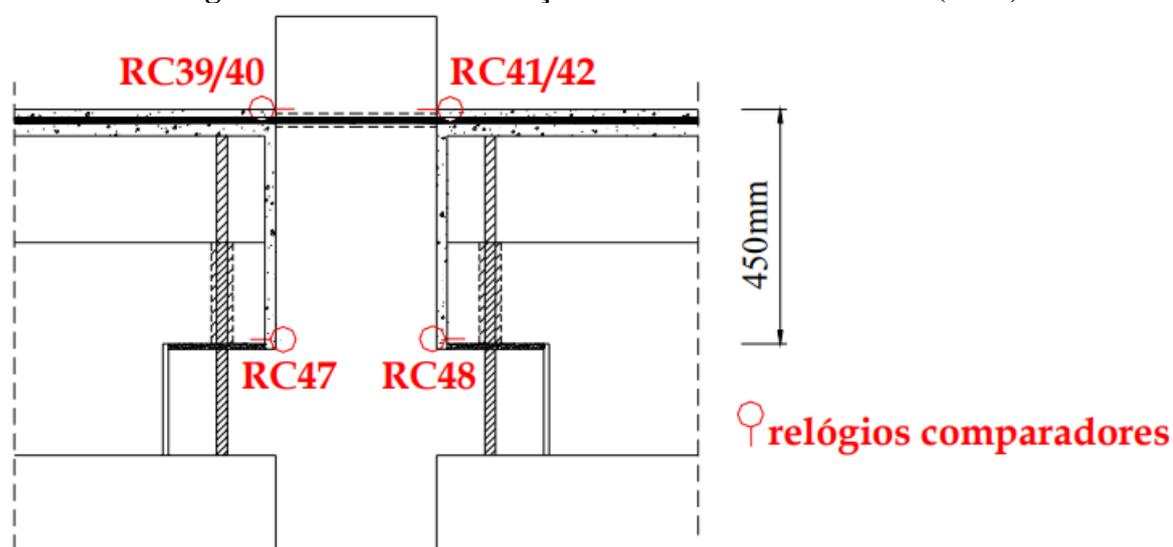
ser calculada pela Equação 5.3 a seguir e o momento fletor aplicado na ligação pode ser determinado pela Equação 5.1.

$$\phi = \frac{\text{média}(RC39/40/41/42) + \text{média}(RC47/48)}{450} \quad (5.3)$$

Onde: ϕ : Rotação [rad];

RC : Deslocamento relativo entre os elementos conectados [mm].

Figura 5.25 – Instrumentação do Modelo 2.1 de Miotto (2002)



Fonte: Adaptado de Miotto (2002).

Vale lembrar, que a deformabilidade da ligação viga-pilar à flexão definida no Item 2.3 é dada pela rotação relativa entre a viga e o pilar em relação à forma indeformada do nó. Neste caso devem ser descontadas as parcelas de deformação que ocorrem mesmo no caso de ligação totalmente rígida, tais como, deformação do concreto tracionado e devido a fissuração na região e deformação do concreto comprimido. Estes fatores foram considerados para o cálculo da rotação por Miotto (2002).

No modelo numérico os resultados de deslocamento foram extraídos de nós que correspondessem a posição dos instrumentos instalados no modelo experimental. Para a determinação da rotação no modelo analisado numericamente nesta pesquisa foram utilizados os dados fornecidos de deslocamento para os nós descritos no Quadro 5.10 e sinalizados na Figura 5.26. Pela Equação 5.4, pode-se observar que há uma inversão no sinal quando

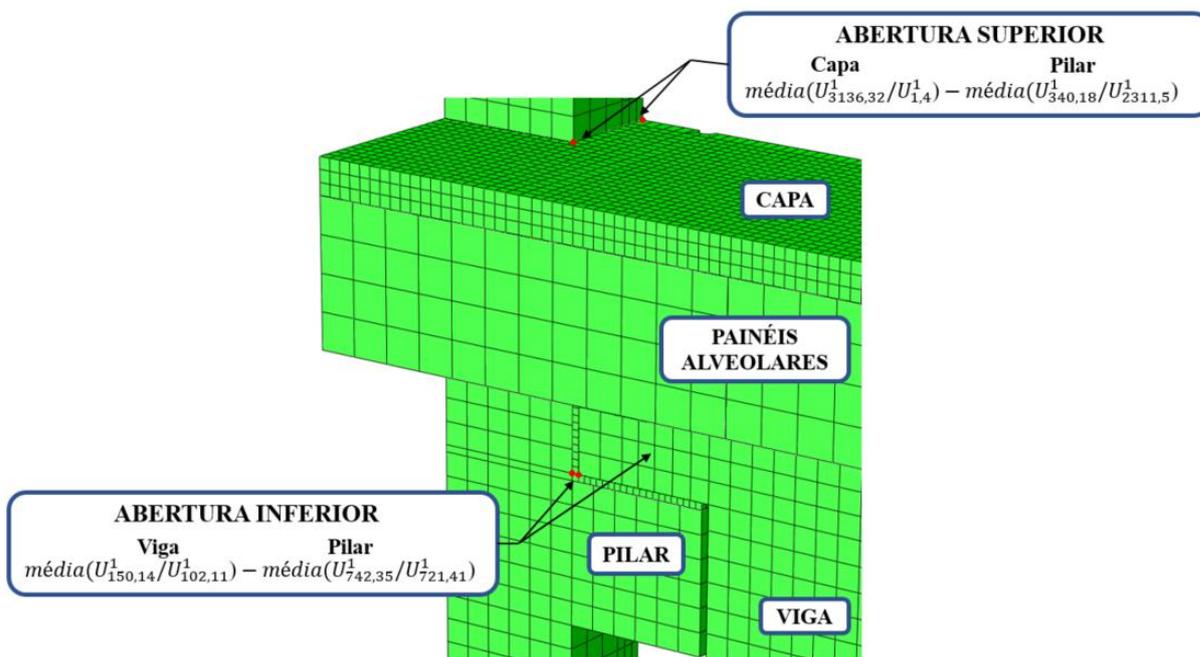
comparada a Equação 5.3, isto ocorre devido o sentido positivo para os deslocamentos definido no programa.

Quadro 5.10– Nós para os quais foram extraídos dados de deslocamento

| Região | Instância | Elemento | Nó |
|----------|-----------|----------|----|
| Superior | Pilar | 340 | 18 |
| | Pilar | 2311 | 5 |
| | Capa | 3136 | 32 |
| | Capa | 1 | 4 |
| Inferior | Pilar | 742 | 35 |
| | Pilar | 721 | 41 |
| | Viga | 150 | 14 |
| | Viga | 102 | 11 |

Fonte: Do próprio autor

Figura 5.26 – Nós para os quais foram extraídos dados de deslocamento



Fonte: Do próprio autor

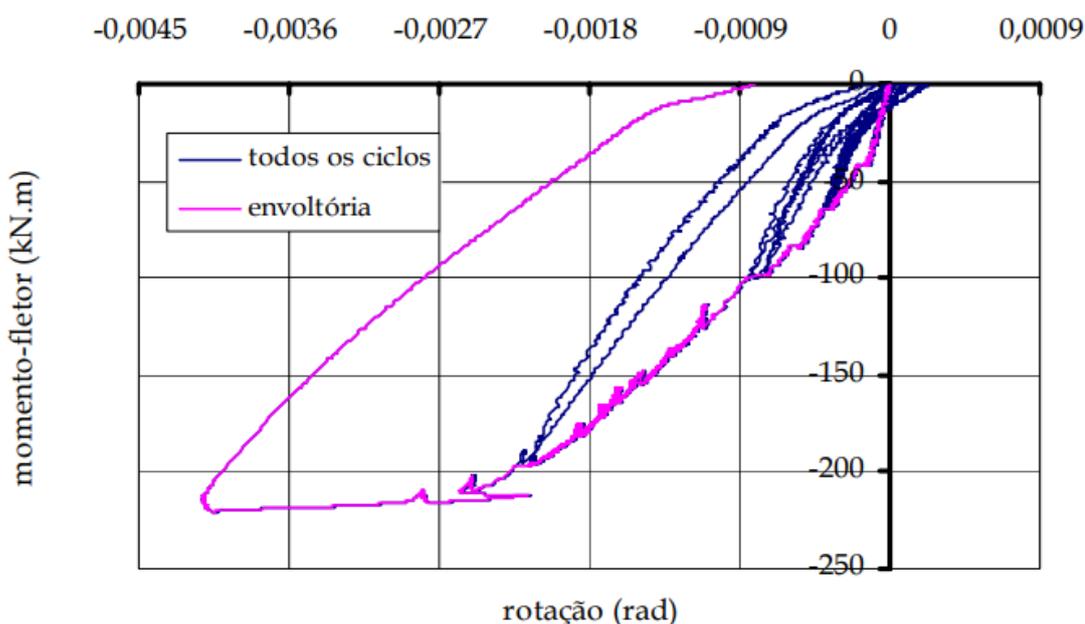
$$\phi = \frac{Abertura\ superior - Abertura\ inferior}{0,45} \quad (5.4)$$

Onde: ϕ : Rotação [rad];

$U_{a,b}^n$: Deslocamento na direção “n” do nó “b” pertencente ao elemento “a” [m].

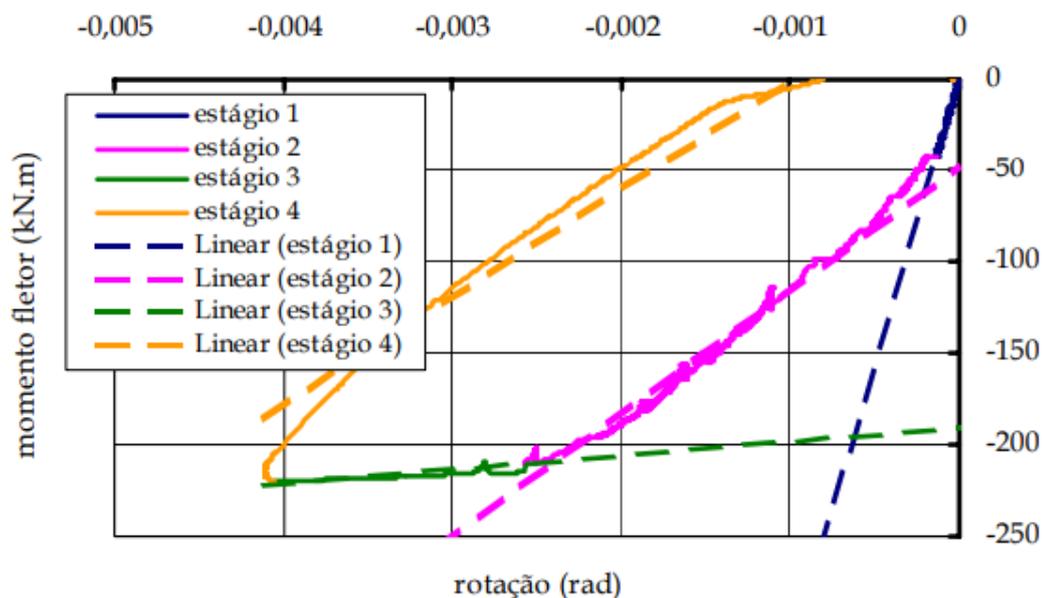
Para o momento fletor negativo, o modelo experimental de Miotto (2002) apresentou alta rigidez inicial e decaimento da rigidez a partir do início da fissuração. A autora dividiu a curva momento-rotação do modelo em quatro estágios. A Figura 5.27 expõe a curva momento-rotação da ligação para todos os ciclos, e a Figura 5.28 exhibe o gráfico linearizado e dividido em estágios.

Figura 5.27 – Curva momento-rotação do modelo experimental



Fonte: Miotto (2002)

Figura 5.28 – Curva momento-rotação do modelo experimental com estágios



Fonte: Miotto (2002)

A um alto decaimento da rigidez do estágio 1 para o estágio 2 com redução da rigidez de 78,44%, e entre o estágio 2 e o estágio 3 o decaimento da rigidez é ainda maior com redução da rigidez de 97,51% em relação a rigidez do 1. O Quadro 5.11 apresenta a rigidez para cada estágio.

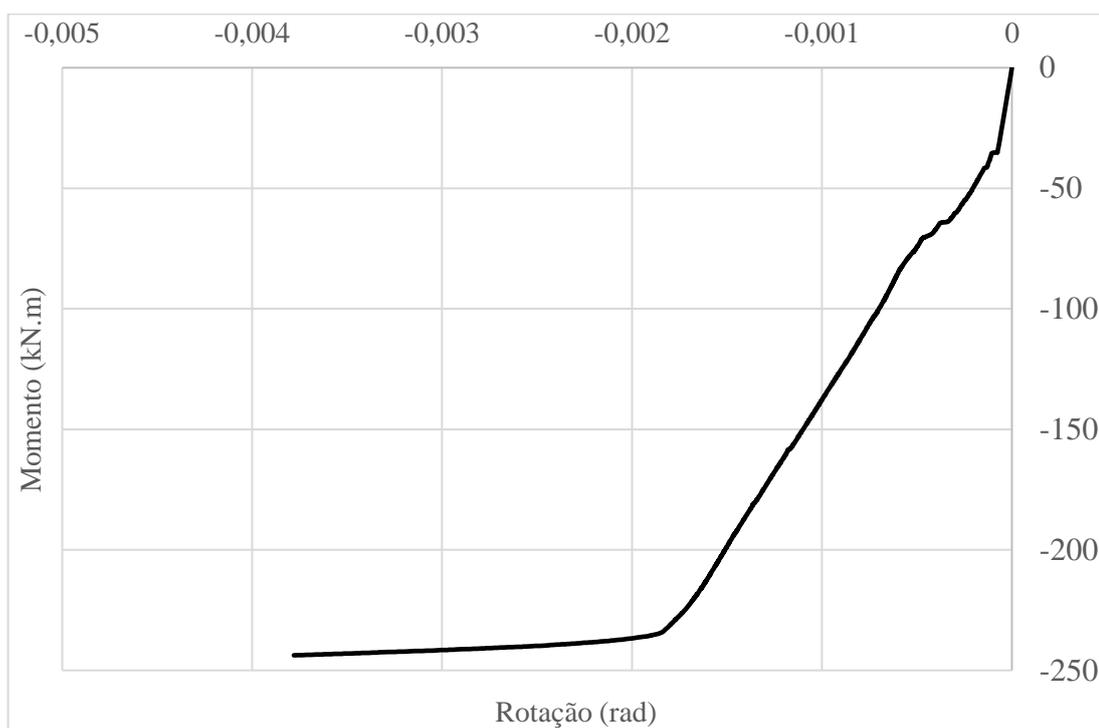
Quadro 5.11– Rigidez dos estágios do modelo experimental

| Estágio | Rigidez (kN.m/rad) |
|---------|--------------------|
| 1 | 312.995 |
| 2 | 67466 |
| 3 | 7793 |
| 4 | 61944 |

Fonte: Adaptado de Miotto (2002)

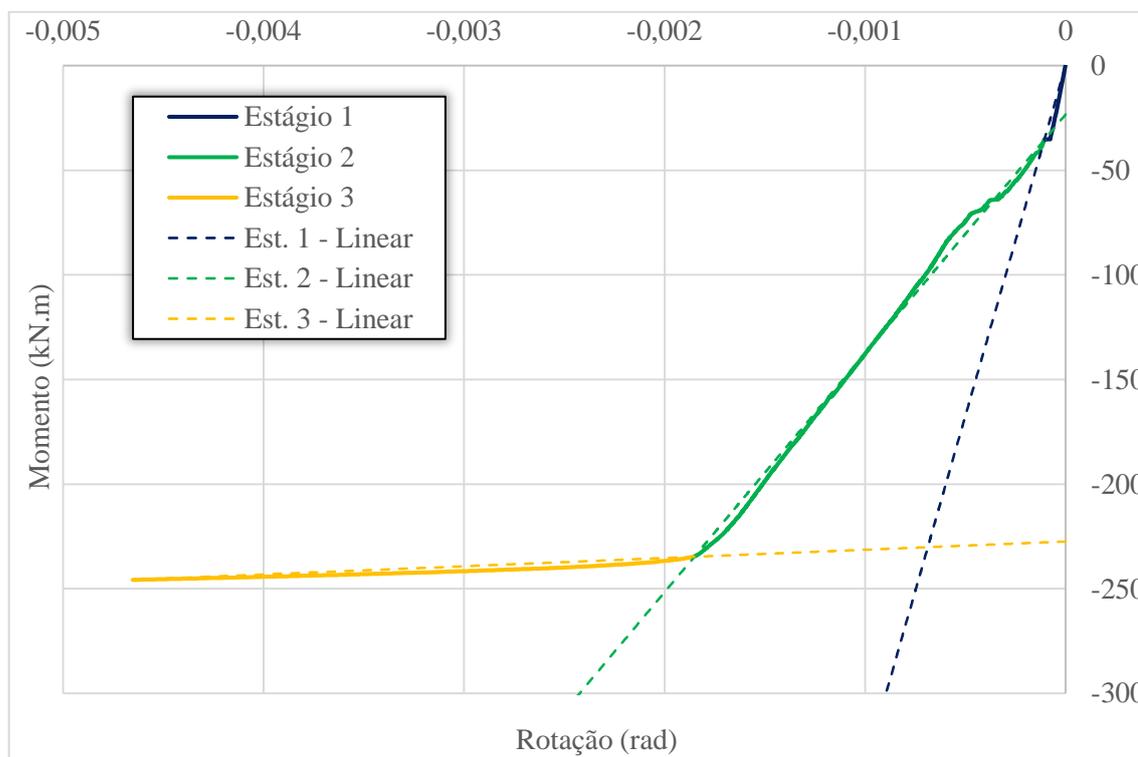
Assim como o modelo experimental, o modelo numérico desta pesquisa tem uma alta rigidez inicial que apresenta um decaimento quando o momento atinge valores próximos a 36 kN.m. A ligação exibe então um comportamento constante até o escoamento da armadura de continuidade que pode ser considerado como o ponto de plastificação da ligação. As Figuras 5.29 e 5.30 apresentam a curva momento x rotação da ligação modelada numericamente.

Figura 5.29 – Curva momento-rotação do modelo numérico



Fonte: Do próprio autor.

Figura 5.30 – Curva momento-rotação do modelo numérico com estágios



Fonte: Do próprio autor.

O Quadro 5.12 mostra a rigidez dos estágios da ligação modelada numericamente no ABAQUS® 6.12. Pode-se observar também no Quadro 5.12 uma comparação das rigidezes das ligações numérica e experimental.

Quadro 5.12– Comparação da rigidez dos modelos experimental e numérico

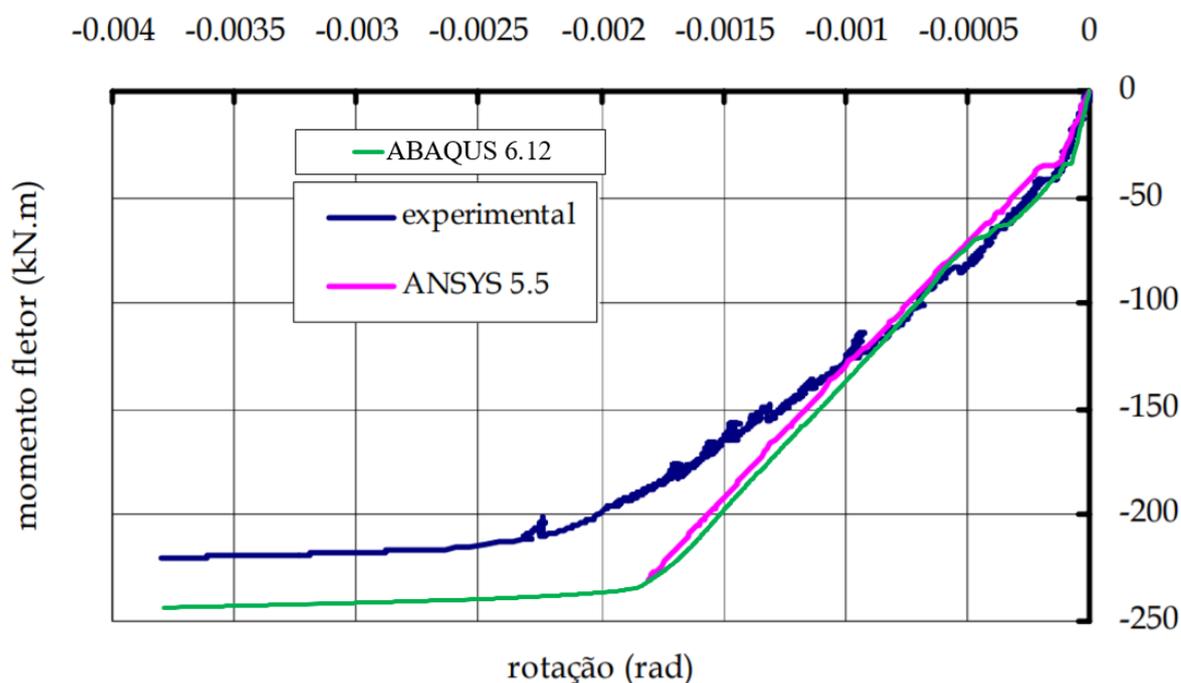
| Estágio | ABAQUS 6.12 | | Miotto (2002) | | Relação $\frac{\text{Abaqus 6.12}}{\text{Miotto (2002)}}$ |
|-----------|---------------------|---------|---------------------|---------|--|
| | Rigidez kN.m/rad | Redução | Rigidez kN.m/rad | Redução | |
| Estágio 1 | 334917 | - | 312995 | - | 1,07 |
| Estágio 2 | 114092 | 65,93 % | 67466 | 78,45 % | 1,69 |
| Estágio 3 | 4690 | 98,60% | 7793 | 97,51% | 0,60 |

Fonte: Do próprio autor.

Miotto (2002) realizou a simulação numérica da ligação utilizando o programa ANSYS® 5.5. Afim de se comparar o comportamento da modelagem numérica realizada no programa

ABAQUS® 6.12 com o modelo experimental e com a modelagem no ANSYS® 5.5, realizou-se a sobreposição das curvas de maneira gráfica, como pode ser verificada na Figura 5.31.

Figura 5.31 – Comparação do comportamento das ligações



Fonte: Do próprio autor.

5.3.2 Fissuração

O modelo experimental teve ruptura ao momento negativo devido ao escoamento da armadura de continuidade. A fissuração do modelo experimental se concentrou na capa e segundo Miotto (2002) os elementos de viga, pilar, consolo e dente gerber não sofreram grande fissuração.

A autora realizou o monitoramento da fissura mais acentuada que ocorre na interface pilar-capa, e que caracteriza o deslocamento horizontal relativo entre os elementos. A abertura da fissura chegou a um valor médio de 0,475mm. Esta fissura foi observada quando o carregamento foi de 92 kN.m.

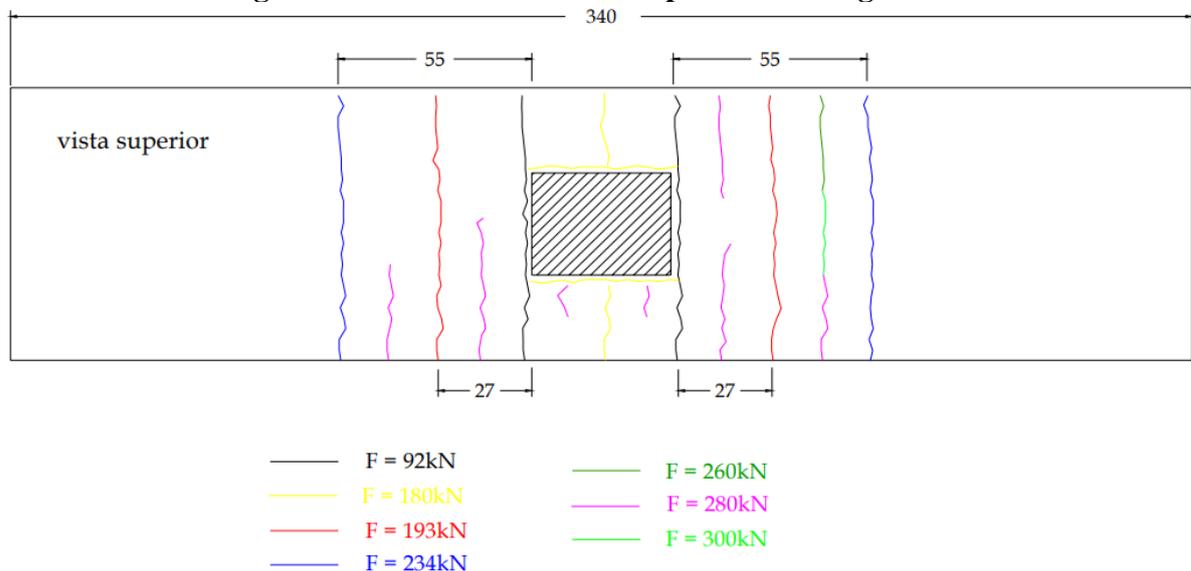
A Figura 5.32 apresenta a fissuração da capa do modelo experimental, e a Figura 5.33 uma ilustração das fissuras observadas e seus respectivos carregamentos.

Figura 5.32 – Configuração de fissuração na capa do modelo experimental



Fonte: Miotto (2002)

Figura 5.33 – Fissuras e seus respectivos carregamentos

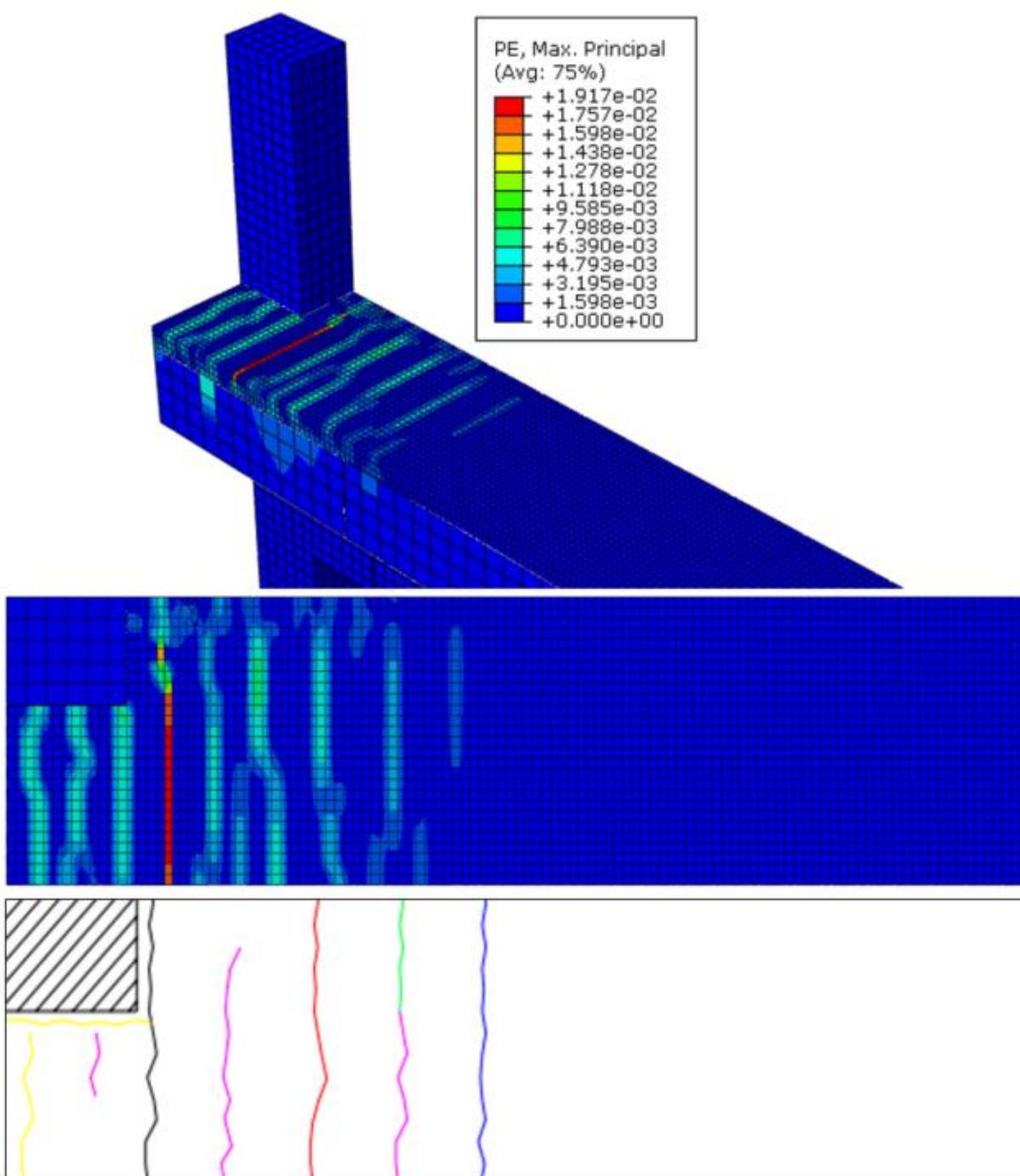


Fonte: Miotto (2002)

A fissura ilustrada na cor preta na Figura 5.33 é a de maior intensidade e que foi monitorada pela autora, é possível notar que esta foi a primeira fissura a surgir. Também é possível observar uma certa simetria no padrão de fissuração da ligação.

Para a avaliação da fissuração no ABAQUS® 6.12, observou-se a distribuição de deformações plásticas no concreto, haja visto que as fissuras ocorrem onde há deformações plásticas localizadas. As deformações plásticas máximas do modelo numérico podem ser verificadas e comparadas com o esquema de distribuição das fissuras no modelo experimental na Figura 5.34.

Figura 5.34 – Deformação plástica no modelo numérico



Fonte: Do próprio autor

5.3.3 Discussão acerca dos resultados

Para discussão dos resultados exibidos nos Itens 5.3.1 e 5.3.2, serão analisados os três estágios de comportamento dos modelos.

- **Estágio 1**

O modelo experimental apresenta uma alta rigidez inicial com comportamento linear até um momento fletor de aproximadamente -42 kN.m. Neste momento há o decaimento da rigidez, e segundo a autora, este ponto pode ser definido como o momento de fissuração da ligação.

Observando o comportamento do modelo numérico conforme a aplicação do carregamento, nota-se a mesma característica de alta rigidez inicial, no entanto, este comportamento acontece até um momento fletor de aproximadamente -36 kN.m. Neste ponto, inicia-se a plastificação de algumas regiões do modelo numérico e o deslizamento relativo entre a armadura de continuidade e o nicho onde está inserida no pilar.

Pelo Quadro 5.12 verifica-se que a rigidez inicial dos modelos foi bastante parecida, sendo a rigidez do modelo numérico 7% maior que a rigidez do modelo experimental.

Constata-se uma boa correlação entre os resultados numérico e experimental até este ponto, apesar de haver uma diferença de aproximadamente 15% do momento onde inicia-se a fissuração dos modelos e de 7% na rigidez.

- **Estágios 2 e 3**

O modelo experimental apresenta um decaimento da rigidez a partir do momento de -42 kN.m. Pela Figura 5.27 observa-se que nesta fase há influência dos ciclos de carregamentos no decaimento da rigidez. Este comportamento permanece até alcançar o momento fletor de plastificação. Miotto (2002) comenta que o modelo experimental plastificou para um momento de aproximadamente -215 kN.m.

Já o modelo numérico mantém rigidez praticamente constante a partir do momento de -36 kN.m até a plastificação completa da armadura de continuidade e conseqüente plastificação da ligação que ocorre para um momento fletor de -234 kN.m. Comparando-se com o modelo experimental, o momento fletor de plastificação é aproximadamente 8,1% maior.

A rigidez dos estágios 2 e 3 teve maior discrepância, observa-se que o estágio 2 do modelo numérico exibe rigidez 41% maior que o modelo experimental e o estágio 3 do modelo numérico tem rigidez 40% menor que o modelo experimental.

Com relação a fissuração dos modelos, através das Figuras 5.32 a 5.34, verifica-se também que o modelo numérico apresentou um panorama de fissuração parecido com o experimental. Além disso, observando o desenvolvimento das deformações plásticas conforme o carregamento do modelo numérico, verifica-se que a primeira fissura a se desenvolver é a fissura que surge no canto reentrante entre o pilar e a capa, que no modelo numérico surge quando o momento fletor atuante na ligação é de aproximadamente -65 kN.m

Evidentemente, os valores obtidos da análise numérica não são exatamente iguais aos obtidos no ensaio experimental. Mas deve-se levar em conta diversos fatores para isto, cita-se:

- i. Os ensaios de caracterização dos materiais realizados na análise experimental exprimem os valores médios de resistências e características mecânicas em geral, sem tratamento estatístico. Obviamente, estes valores médios podem ter diferenças dos valores reais para os materiais que foram efetivamente utilizados no modelo;
- ii. Foram adotadas relações constitutivas lineares para alguns materiais, cita-se o graute, e a argamassa modificada, isto pois ainda não há muito sobre o comportamento destes materiais na literatura;
- iii. A adoção de relação constitutiva para o concreto, tanto para tração uniaxial quanto para compressão uniaxial não exprime com convicção o comportamento da curva tensão deformação do material utilizado efetivamente nos modelos experimentais.

Por outro lado, observa-se uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, tanto no comportamento da ligação conforme o desenvolvimento do carregamento quanto nos momentos de fissuração e de plastificação. Verifica-se também que houve boa correspondência do panorama de fissuração experimental e numérico.

Desta maneira, é possível dizer que a calibração da análise numérica está adequada, o que avalizou a análise numérica dos modelos propostos no Capítulo 4.

6 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo, serão apresentadas as modelagens numéricas dos modelos propostos no Capítulo 4. Será explanada a forma de modelagem e exibidos os resultados bem como uma discussão acerca dos resultados.

6.1 GENERALIDADES

Haja visto que a calibração do modelo se mostrou eficiente. Toda a modelagem será realizada utilizando os parâmetros utilizados no Capítulo 5. Portanto, serão utilizados os mesmos materiais, condições de contorno, dimensão dos elementos e interação.

O processo de modelagem dos modelos propostos no Capítulo 4 foi análogo ao processo de modelagem da ligação usada no modelo de calibração. Por isso, será dado ênfase apenas a aspectos importantes da modelagem e especificidades dos modelos que diferem do modelo de calibração.

Vale observar, que em todos os modelos foram empregues condições de simetria análogas as utilizadas no modelo usado para calibrar a simulação numérica. Ou seja, os modelos foram reduzidos à 1/4 do modelo completo, o que diminui o tempo de processamento necessário para a análise.

6.2 MODELO MM1

O modelo MM1 é monolítico, e foi proposto para servir de parâmetro de comparação para os demais modelos em concreto pré-moldado

6.2.1 Modelagem

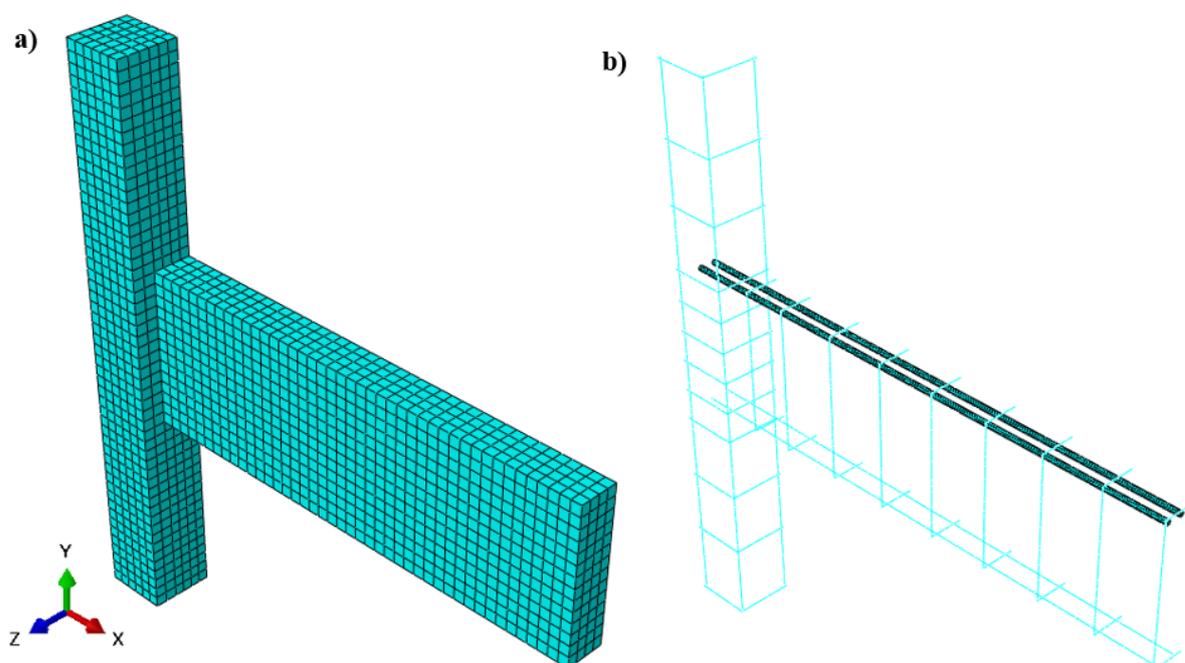
Para a modelagem foi considerado que a viga e o pilar são constituídos pelo mesmo concreto das vigas e pilares do modelo de calibração. O aço das armaduras foi o mesmo utilizado no modelo de calibração e para os diâmetros que não se tem a caracterização, foi adotado módulo de elasticidade $E = 200GPa$ e tensão de escoamento $f_y = 500MPa$.

Neste modelo a única interação existente é entre a armadura e concreto que a envolve. Como o detalhamento apresentado no Apêndice A considera os comprimentos de ancoragem

necessários para todas as armaduras, foi adotada a restrição *embeded* entre as armaduras e o concreto.

Foram utilizados elementos finitos hexaédricos C3D8 para as partes sólidas e elementos finitos lineares T3D2 para algumas armaduras. As armaduras longitudinais da viga, foram modeladas com elementos sólidos, as demais armaduras como elementos de barra. O modelo contou com 5960 elementos do tipo C3D8 e 1908 elementos T3D2. Na Figura 6.1 é possível observar a malha do modelo para o pilar, viga e das armaduras.

Figura 6.1 – Malha de elementos finitos do modelo MM1. a) Pilar e viga; b) Armaduras



Fonte: Do próprio autor.

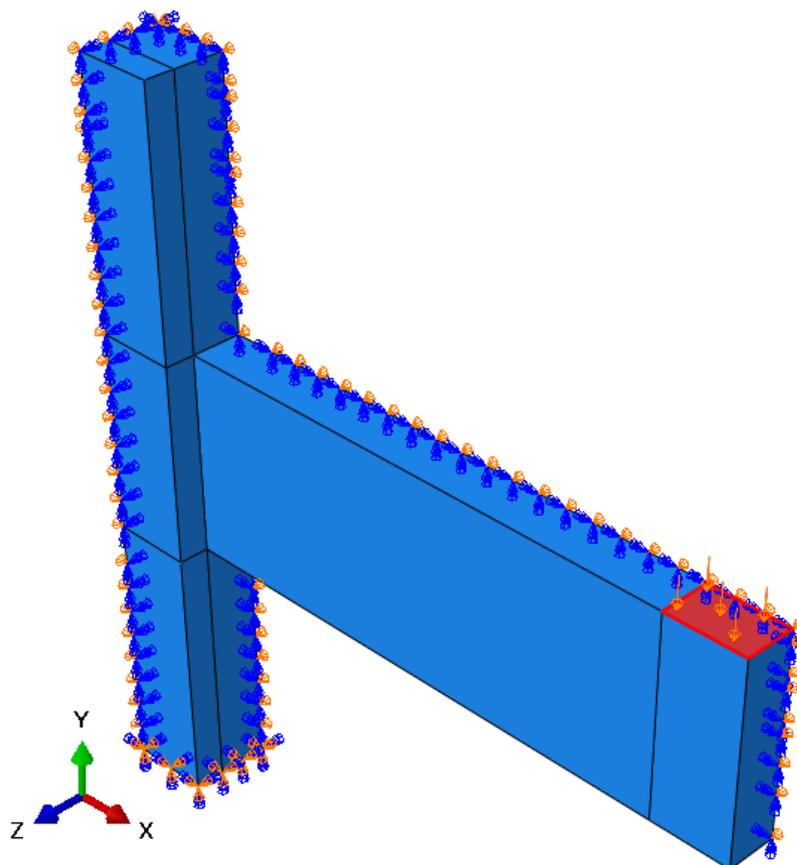
O pilar foi engastado na face inferior e o carregamento foi aplicado através de pressão na extremidade da viga uma região de 0,125 x 0,20 m, com área total de 0,025m². Foi aplicada uma pressão de 2,52 MPa, resultando em uma força de 126 kN (176,40 kN.m) com resultante localizada à 1,40m da face do pilar, sendo o momento fletor calculado pela Equação 6.1.

$$M = F \cdot 1,4 \quad (6.1)$$

Onde: M : Momento fletor atuante na ligação [kN.m];
 F : Resultante atuando na viga [kN].

O carregamento aplicado foi dividido em dois *steps*, assim, no primeiro passo o carregamento vai de 0 a 126 kN, e no segundo passo vai de 126 kN a 252 kN. A Figura 6.2 apresenta o modelo com as condições de contorno, condições de simetria e em vermelho a região do modelo onde foi aplicado o carregamento.

Figura 6.2 – Condições de contorno, simetria e carregamento do modelo MM1

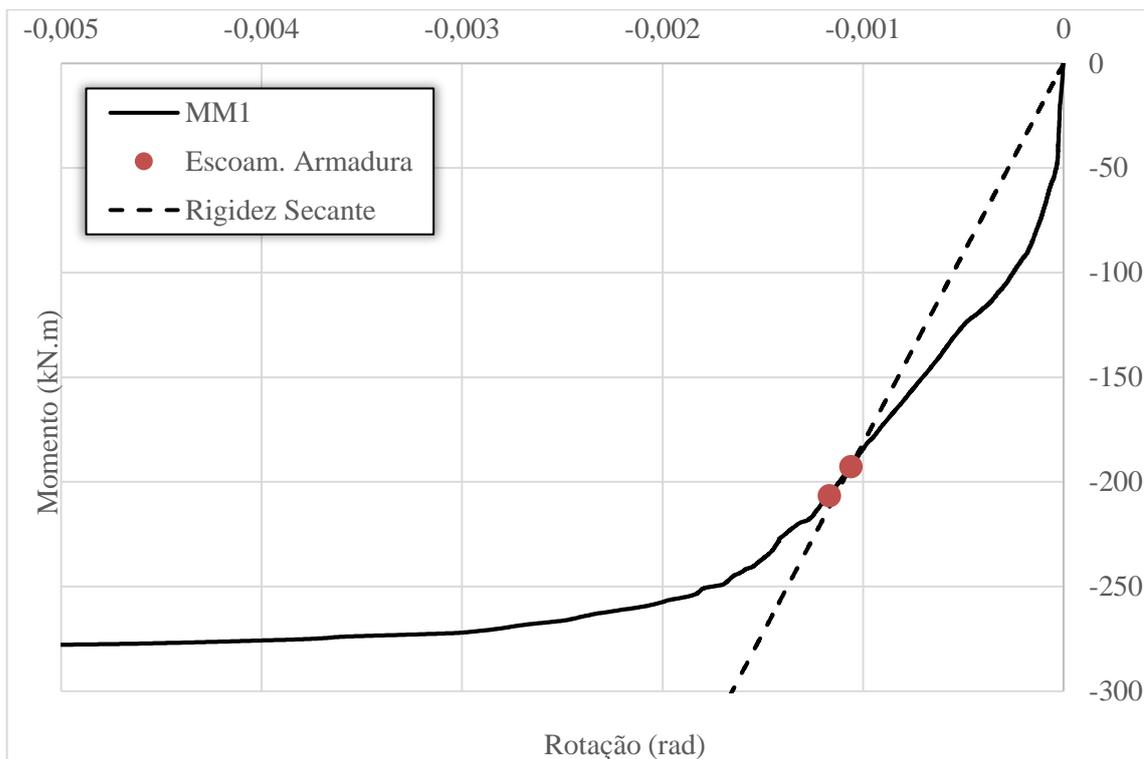


Fonte: Do próprio autor.

6.2.2 Resultados e discussões

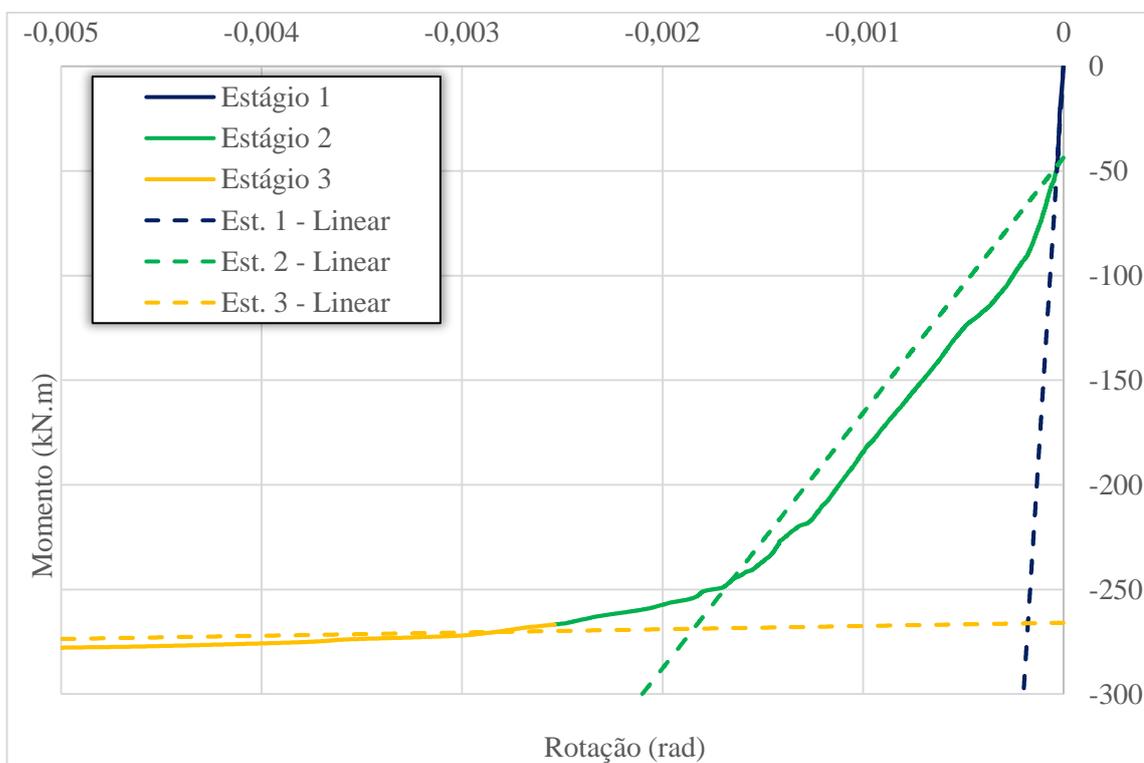
A Figura 6.3 apresenta a curva momento rotação obtida para a ligação MM1 para momentos fletores negativos, onde o primeiro ponto em vermelho indica o início do escoamento da primeira armadura negativa da viga e o segundo ponto indica o início do escoamento da segunda barra, também é possível verificar a reta secante ao início do escoamento da armadura de continuidade. . A Figura 6.4 mostra a curva dividida em três estágios, bem como a rigidez e no Quadro 6.1 verifica-se a rigidez destes estágios.

Figura 6.3 – Curva momento-rotação do modelo MM1



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.4 – Curva momento-rotação do modelo MM1 com estágios



Fonte: Do próprio autor.

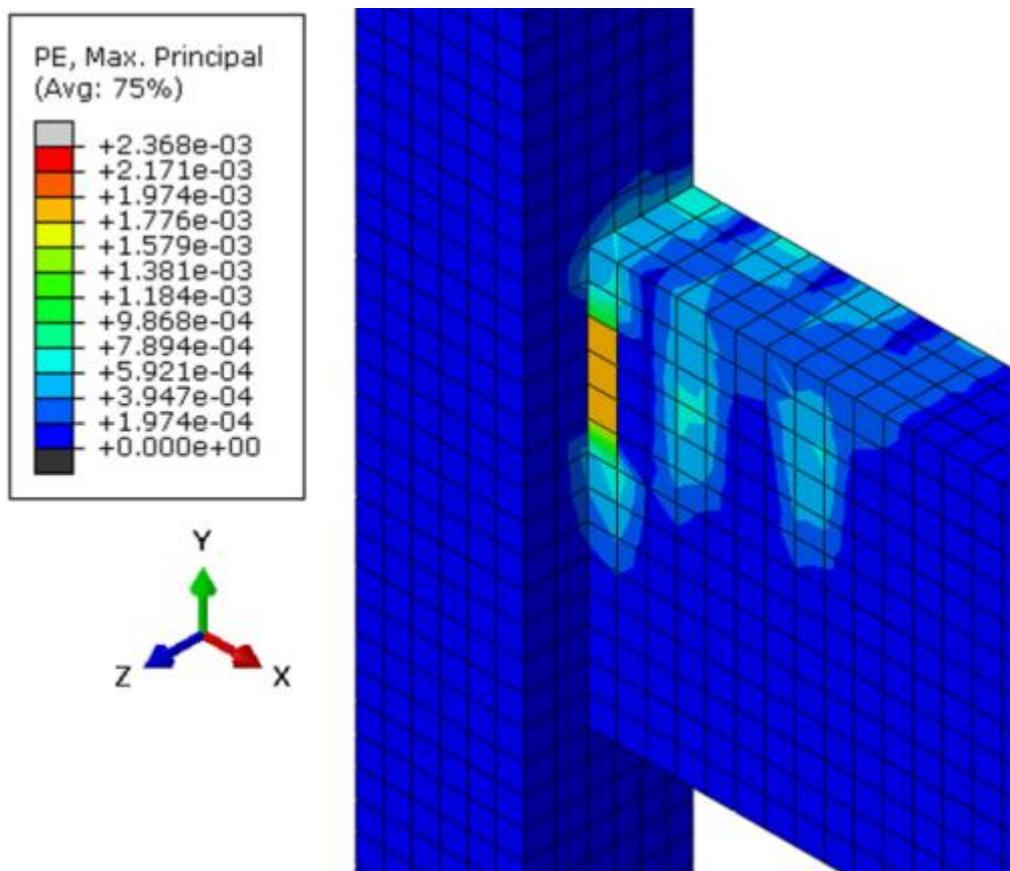
Quadro 6.1 – Rigidez dos estágios da ligação MM1

| MM1 | | |
|-----------------|------------|---------|
| Estágio | Rigidez | Redução |
| | kN.m/rad | |
| Estágio 1 | 1499013,78 | - |
| Estágio 2 | 121990,86 | 91,86% |
| Estágio 3 | 1551,88 | 99,90% |
| Rigidez secante | 181562,50 | - |

Fonte: Do próprio autor.

Observa-se pelas Figuras 6.3 e 6.4 que a ligação tem alta rigidez inicial (estágio 1), que tem uma redução brusca quando o momento fletor atuante é de aproximadamente $-47,55$ kN.m (transição do estágio 1 para o estágio 2). Esta redução está associada a fissuração da região superior da viga na interface com o pilar e nas regiões próximas como pode ser observado na Figura 6.5 através das deformações plásticas para um momento atuante de $-47,55$ kN.m.

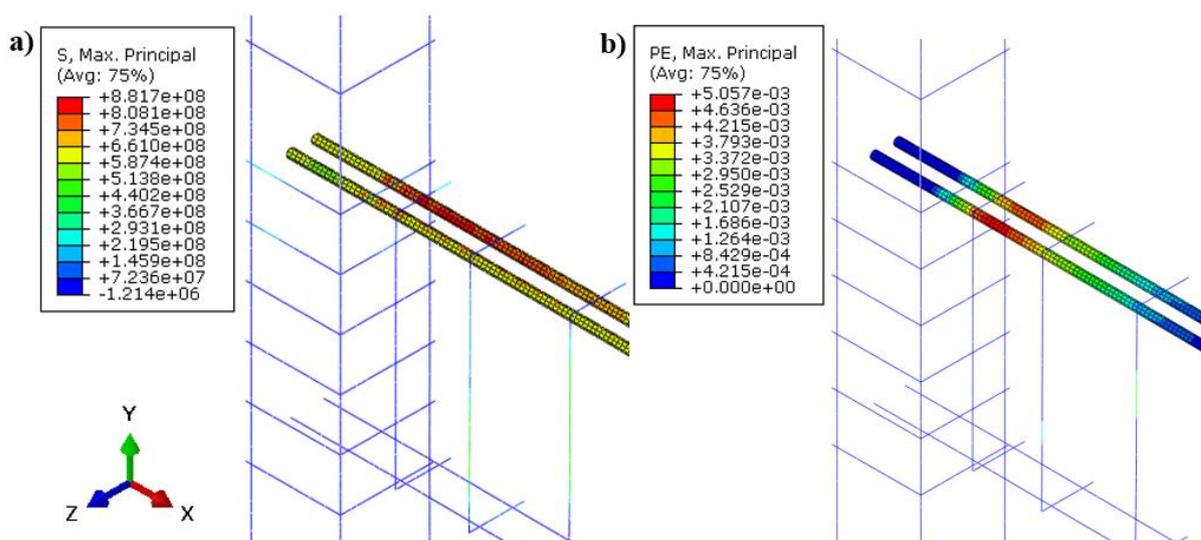
Figura 6.5 – Deformações plásticas para $M=-47,55$ kN.m no modelo MM1



Fonte: Do próprio autor.

O colapso da ligação ocorre quando todas as armaduras longitudinais negativas da viga estão totalmente plastificadas. A Figura 6.3 indica que a plastificação da primeira armadura acontece para um momento fletor de aproximadamente $-192,67 \text{ kN.m}$ e que a plastificação total das armaduras ocorre para o momento fletor de $-245,55 \text{ kN.m}$ (transição do estágio 2 para o estágio 3). Neste momento a ligação apresenta intensa fissuração, haja visto o alto nível de deformação plástica da armadura. A Figura 6.6 mostra a armadura totalmente escoada e sua respectiva deformação plástica para o momento de $-245,55 \text{ kN.m}$.

Figura 6.6 – Armadura longitudinal negativa MM1. a) Tensões; b) Deformações plásticas



Fonte: Do próprio autor.

6.3 MODELO MP1

O modelo MP1 é o mais simples do ponto de vista de execução, assim como é o menos oneroso dos modelos em concreto pré-moldado.

6.3.1 Modelagem

Assim como no modelo MM1, a viga e o pilar foram modelados com o mesmo material das vigas e pilares do modelo de calibração. O aço das armaduras foi o mesmo utilizado no modelo de calibração e para os diâmetros que não se tem a caracterização, foi adotado módulo

de elasticidade $E = 200GPa$ e tensão de escoamento $f_y = 500MPa$. Essas mesmas características foram adotadas para o aço do chumbador.

Este modelo apresenta contato apenas nas interfaces entre o concreto da viga e do pilar com a almofada de elastômero e a interface entre o chumbador e o graute de preenchimento no nicho da viga. Considerou-se também o contato entre o dente gerber e o consolo que deve acontecer conforme o giro relativo entre a viga e o pilar se desenvolver. Assim como no modelo MM1 foi considerada a restrição *embeded* entre o concreto e a armadura.

Para a definição do coeficiente de atrito entre o concreto e a almofada de policloropreno utilizou-se a relação proposta por Magliulo et. al. (2014) demonstrada na Equação 6.2. Nesta relação o coeficiente de atrito depende da pressão de contato entre as peças.

$$\begin{aligned} \mu &= 0,49, \text{ para } \sigma_p \leq 0,14 \text{ MPa} \\ \mu &= 0,1 + \frac{0,055}{\sigma_p}, \text{ para } 0,14 \leq \sigma_p \leq 5 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (6.2)$$

Onde: μ : Coeficiente de atrito;
 σ_p : Pressão de contato entre as superfícies [MPa].

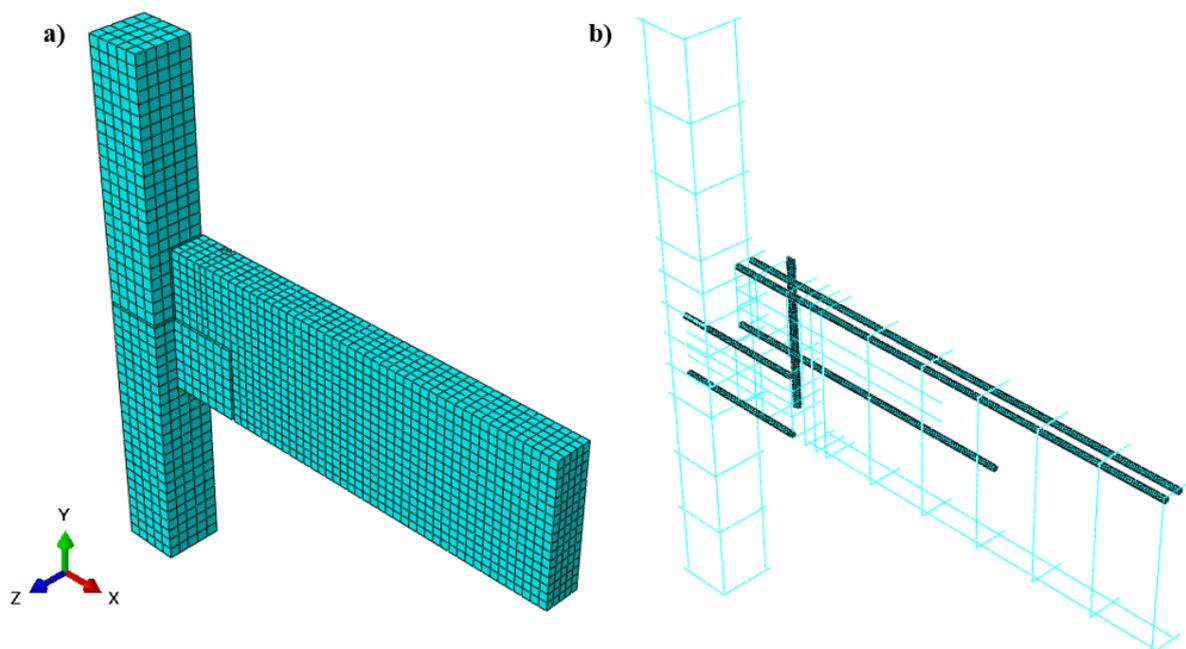
Para a interface entre a armadura e o graute, neste caso, adotou-se um coeficiente de atrito de 0,6. Este valor maior foi adotado, pois o aço utilizado para o chumbador é nervurado, o que propicia maior aderência entre as superfícies. Considerou-se que o deslizamento ocorreria entre o graute e o concreto da viga, antes de ocorrer o deslizamento do chumbador.

Foram utilizados elementos finitos do tipo C3D8 para as partes sólidas e elementos finitos T3D2 para algumas armaduras. As armaduras longitudinais da viga e os tirantes do consolo e dente gerber foram modelados com elementos sólidos, as demais armaduras foram modeladas como elementos de barra. Este modelo contou com 8559 elementos do tipo C3D8 e 2403 elementos do tipo T3D2.

A Figura 6.7 em “a” mostra a malha de elementos finitos do modelo completo, e em “b” das armaduras e chumbador do modelo MP1.

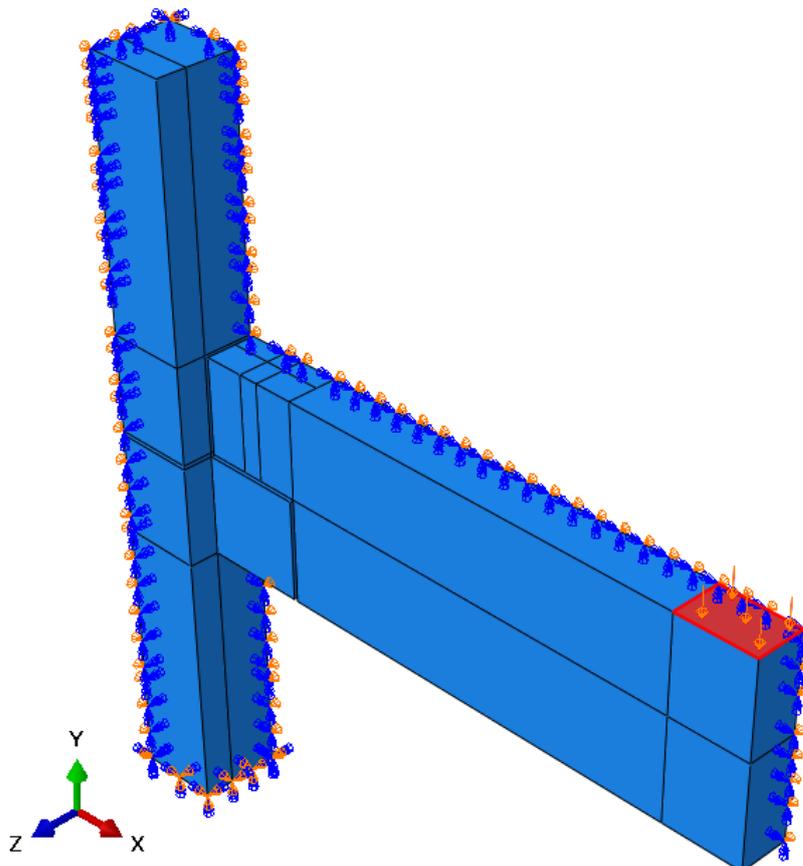
Analogamente ao modelo MM1, o carregamento foi aplicado na extremidade livre da viga e o pilar engastado na face inferior como pode ser observado na Figura 6.8.

Figura 6.7 – Malha de elementos finitos do modelo MP1. a) Modelo completo; b) Armaduras e chumbador



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.8 – Condições de contorno, simetria e carregamento do modelo MP1

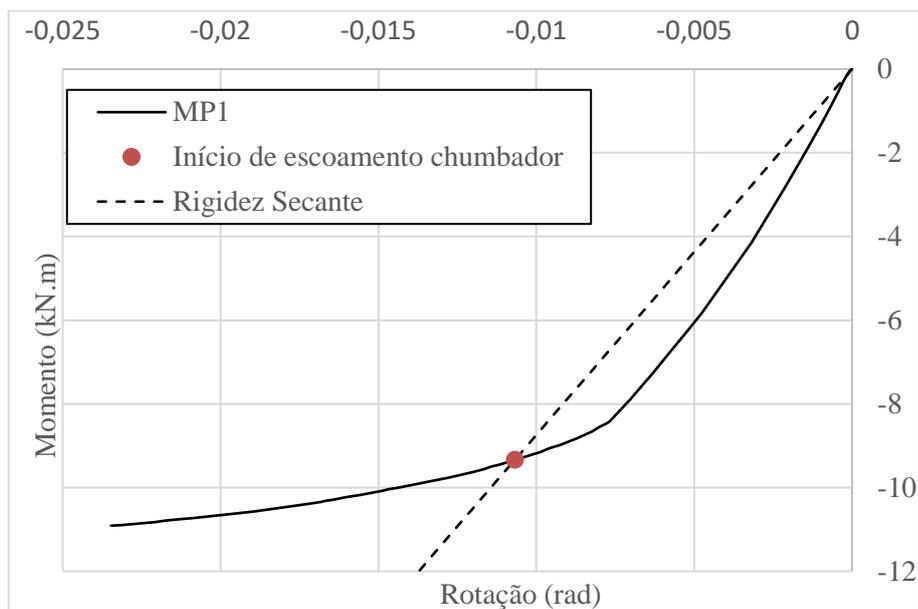


Fonte: Do próprio autor.

6.3.2 Resultados e discussões

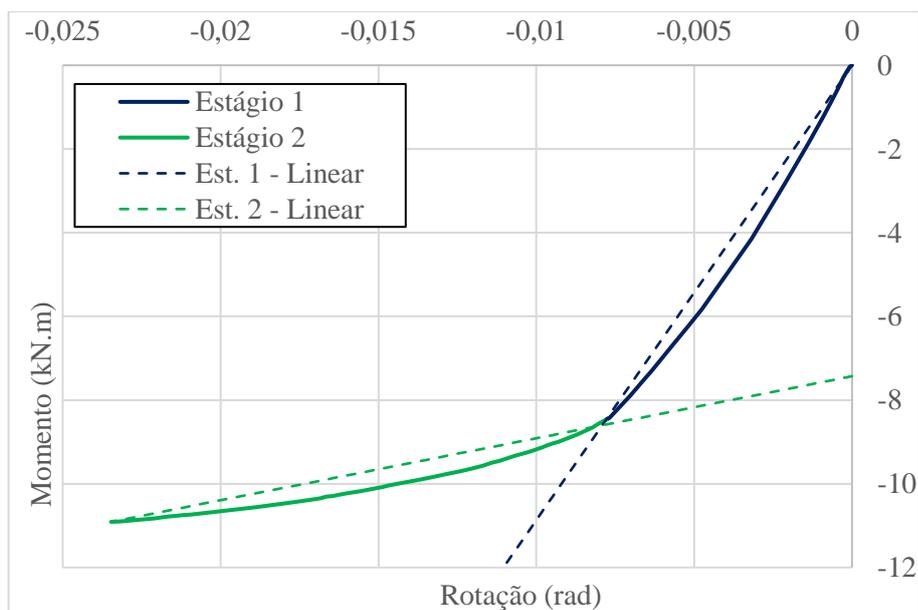
Na Figura 6.9 observa-se a curva momento rotação obtida para a ligação MP1 para momentos fletores negativos, onde o ponto em vermelho indica o início do escoamento do chumbador e a Figura 6.10 mostra a curva dividida em dois estágios. No Quadro 6.2 verifica-se a rigidez secante destes estágios.

Figura 6.9 – Curva momento-rotação do modelo MP1



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.10 – Curva momento-rotação do modelo MP1 com estágios



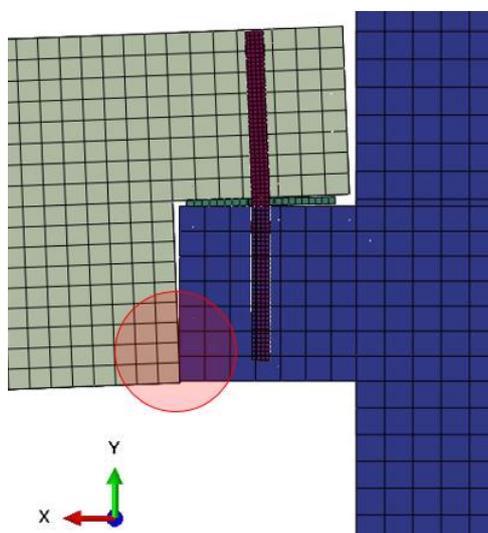
Fonte: Do próprio autor.

Quadro 6.2 – Rigidez dos estágios da ligação MP1

| MP1 | | |
|---------------------------|----------|---------|
| Estágio | Rigidez | Redução |
| | kN.m/rad | |
| Inicial (tangente) | 569,15 | - |
| Rigidez Secante | 874,26 | - |
| Estágio 1 | 1086,77 | - |
| Estágio 2 | 148,17 | 86,37% |

Fonte: Do próprio autor.

Vale ressaltar que o chumbador não se encontra totalmente escoado para momento fletor máximo da Figura 6.9. Neste momento a parte inferior do dente guerber toca a parte inferior do consolo e a ligação ganha rigidez novamente. No entanto, constata-se que a ligação já se encontra plastificada para este momento e com deformações excessivas. O toque entre as superfícies pode ser observado na Figura 6.11 na região sombreada pelo círculo vermelho.

Figura 6.11 – Contato entre o dente guerber e o consolo

Fonte: Do próprio autor.

É interessante observar na Figura 6.9 que o início do escoamento do chumbador ocorre depois que a ligação perde a rigidez inicial (transição do estágio 1 para o estágio 2). Observando o comportamento da ligação conforme o aumento do momento fletor, percebe-se que a perda de rigidez está relacionada a perda da aderência entre o chumbador e a viga.

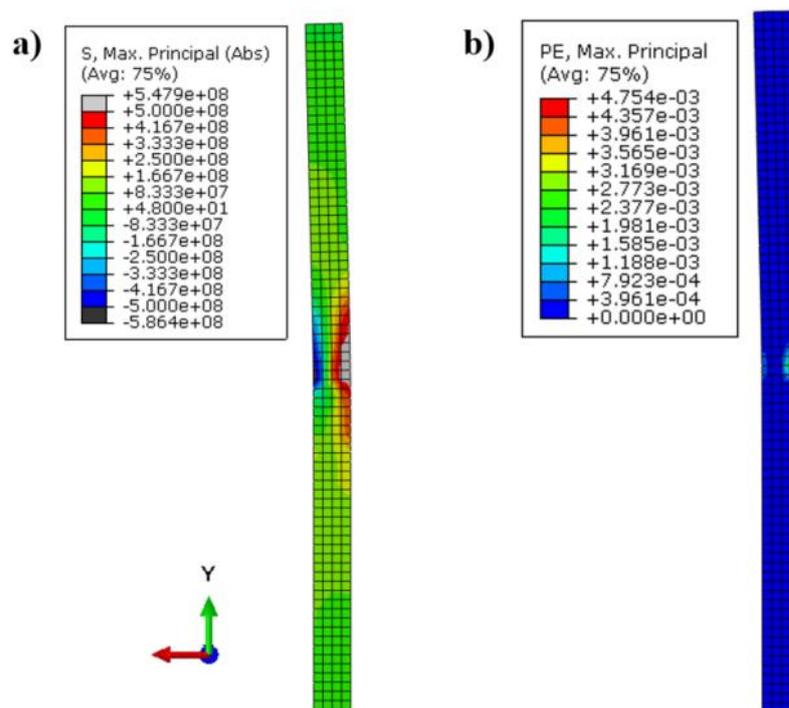
Vale lembrar que o modelo utilizado para representação da transmissão de esforços cisalhantes é o *Modelo Friccional de Coulomb* conforme a Figura 3.10. Pode-se concluir que

quando o momento na ligação atinge valores próximos a $-8,47$ kN.m, a tensão de cisalhamento na interface entre o chumbador e a viga (τ) ultrapassou a tensão de cisalhamento crítica (τ_{crit}) dado pela Equação 3.17.

A plastificação do chumbador se inicia quando o momento fletor na ligação atinge $\approx -9,33$ kN.m, e quando o momento fletor é da ordem de $\approx -10,91$ kN.m percebe-se a formação quase completa de uma rotula plástica no chumbador, pouco abaixo da interface com a face superior do consolo. Na Figura 6.12 pode-se verificar as tensões e deformações plásticas no chumbador para um momento atuante de $\approx -10,91$ kN.m.

Como era esperado, a ligação praticamente não apresenta rigidez ao momento fletor, haja visto que não há mecanismo de resistência para este esforço, portanto, o giro relativo entre a viga e o pilar acontece quase que livremente. Ficou claro que o deslizamento entre o chumbador e a viga é preponderante para o comportamento da ligação.

Figura 6.12 – Chumbador MP1. a) Tensões; b) Deformações plásticas



Fonte: Do próprio autor.

6.4 MODELO MP2

O modelo MP2 tem como alterações em relação ao modelo MP1, a alteração da almofada de elastômero por almofada de argamassa modificada visando maior rigidez rotacional em relação ao modelo anterior.

6.4.1 Modelagem

Para o pilar e a viga foi utilizado o concreto modelado para o pilar e vigas da ligação utilizada na calibração, e assim como nos modelos MM1 e MP1 o foi utilizado o mesmo aço para as armaduras e chumbador. A argamassa modificada utilizada como almofada foi modelada com propriedades físicas e mecânicas análogas a modelada para o modelo de calibração e apresentadas no Item 5.2.2.

O coeficiente de atrito para o contato entre a argamassa modificada e o concreto do pilar e da viga foi definido como 0,4, e do contato entre a placa de fixação com a viga como 0,01. Considerou-se que há aderência perfeita entre a placa de fixação e o chumbador através da restrição *tie*.

Foram utilizados dois tipos de elementos finitos para modelagem desta ligação. Para as partes sólidas foi utilizado elemento finito C3D8 e para algumas armaduras o elemento T3D2. Este modelo tem 8559 elementos hexaédricos do tipo C3D8, utilizados no pilar, viga, almofada, chumbador, armaduras longitudinais negativas da viga e tirantes do consolo e dente gerber e na placa de fixação. Também conta com 2403 elementos lineares do tipo T3D2 utilizado nas demais armaduras.

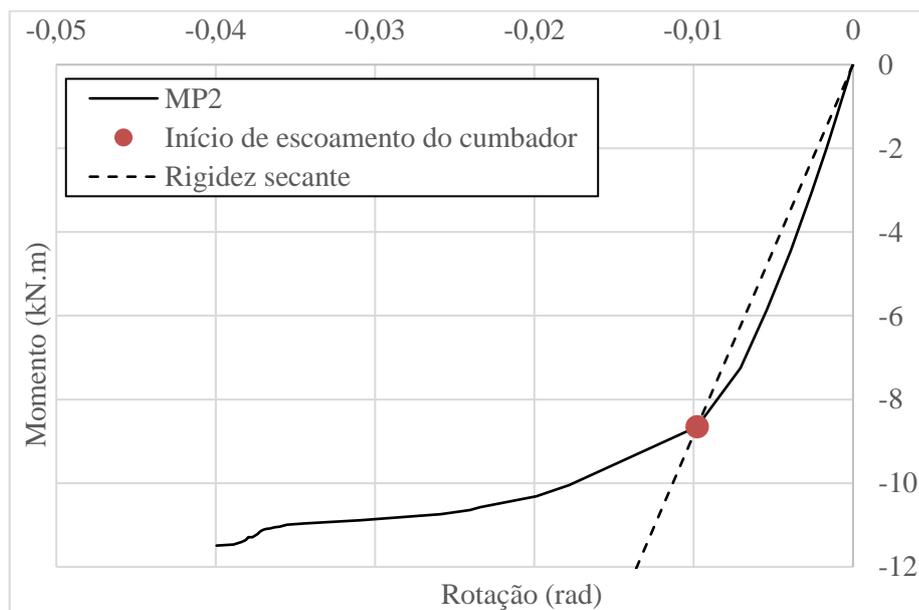
O modelo MP2 tem aparência externa exatamente igual ao modelo MP1, por este motivo, optou-se por não mostrar uma figura com sua malha, haja visto que seria exatamente igual a Figura 6.7. O carregamento foi aplicado através de pressão na extremidade livre da viga, e o pilar teve a extremidade inferior engastada, de maneira análoga ao carregamento e condições de contorno e simetria aplicados ao modelo MP1 e apresentados na Figura 6.8.

6.4.2 Resultados e discussões

Na Figura 6.13 observa-se a curva momento rotação obtida para a ligação MP2 submetida a atuação do momento fletor negativo, o ponto em vermelho indica o início do escoamento do chumbador. A Figura 6.14 exhibe a curva dividida em dois estágios e no Quadro 6.3 verifica-se as rigidezes obtidas.

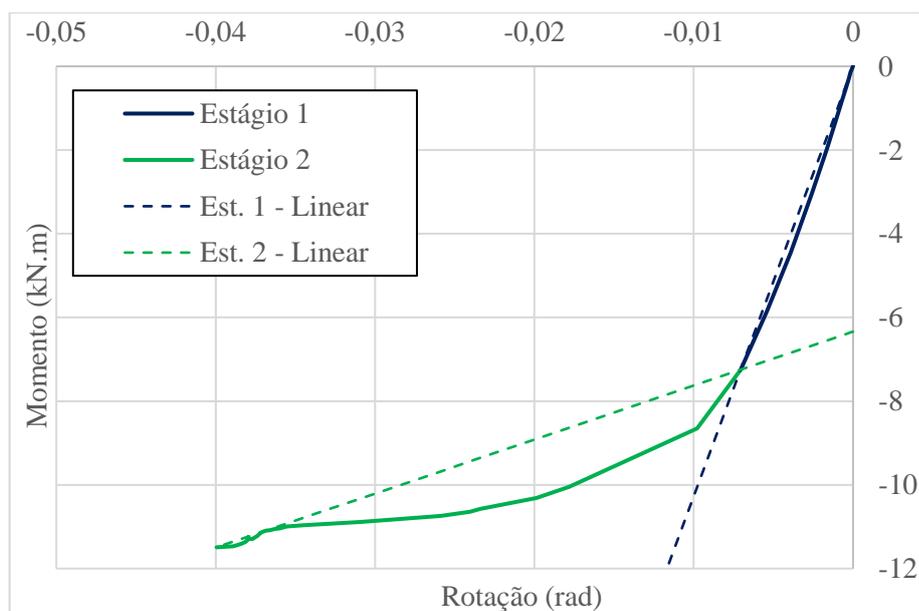
Observa-se que o comportamento da curva momento rotação do modelo MP2 é bastante parecido com o comportamento da curva momento-rotação do modelo MP1. O início da plastificação do chumbador acontece quando o momento fletor atuante na ligação atinge aproximadamente -8,64 kN.m. O estágio 2 apresenta rigidez secante 86,54% menor que o estágio 1. Essa redução ocorre por conta do processo de plastificação do chumbador.

Figura 6.13 – Curva momento-rotação do modelo MP2



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.14 – Curva momento-rotação do modelo MP2 com estágios



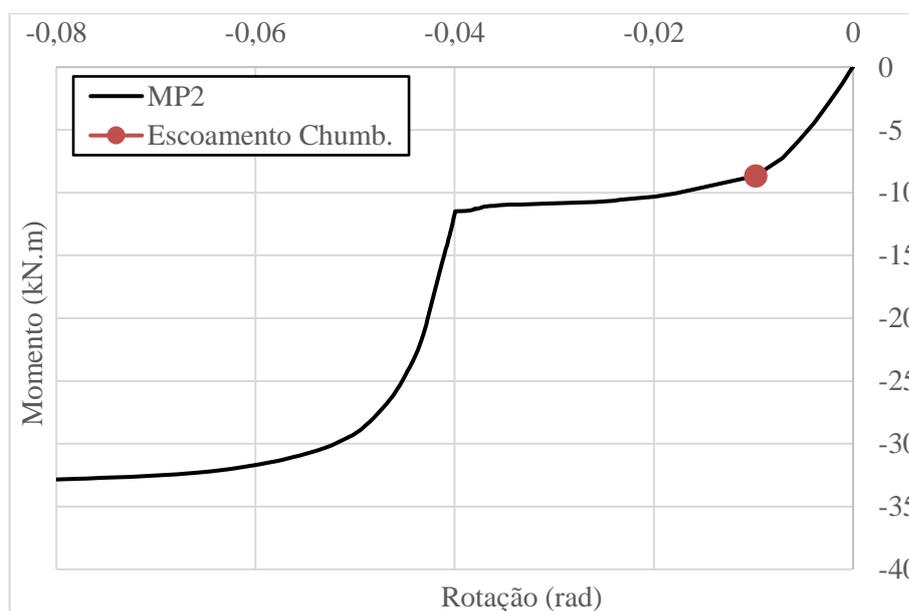
Fonte: Do próprio autor.

Quadro 6.3 – Rigidez dos estágios da ligação MP2

| MP2 | | |
|--------------------|----------|---------|
| Estágio | Rigidez | Redução |
| | kN.m/rad | |
| Inicial (tangente) | 1083,35 | - |
| Secante | 884,73 | - |
| Estágio 1 | 1028,21 | - |
| Estágio 2 | 128,97 | 87,46 % |

Fonte: Do próprio autor.

Para verificar a situação de momento último do modelo MP2 é necessária a análise da curva momento-rotação completa, ou seja, após o contato entre o consolo e o dente Gerber demonstrado na Figura 6.11. A curva momento-rotação completa para o modelo MP2 pode ser observada na Figura 6.15.

Figura 6.15 – Curva momento-rotação MP2 completa

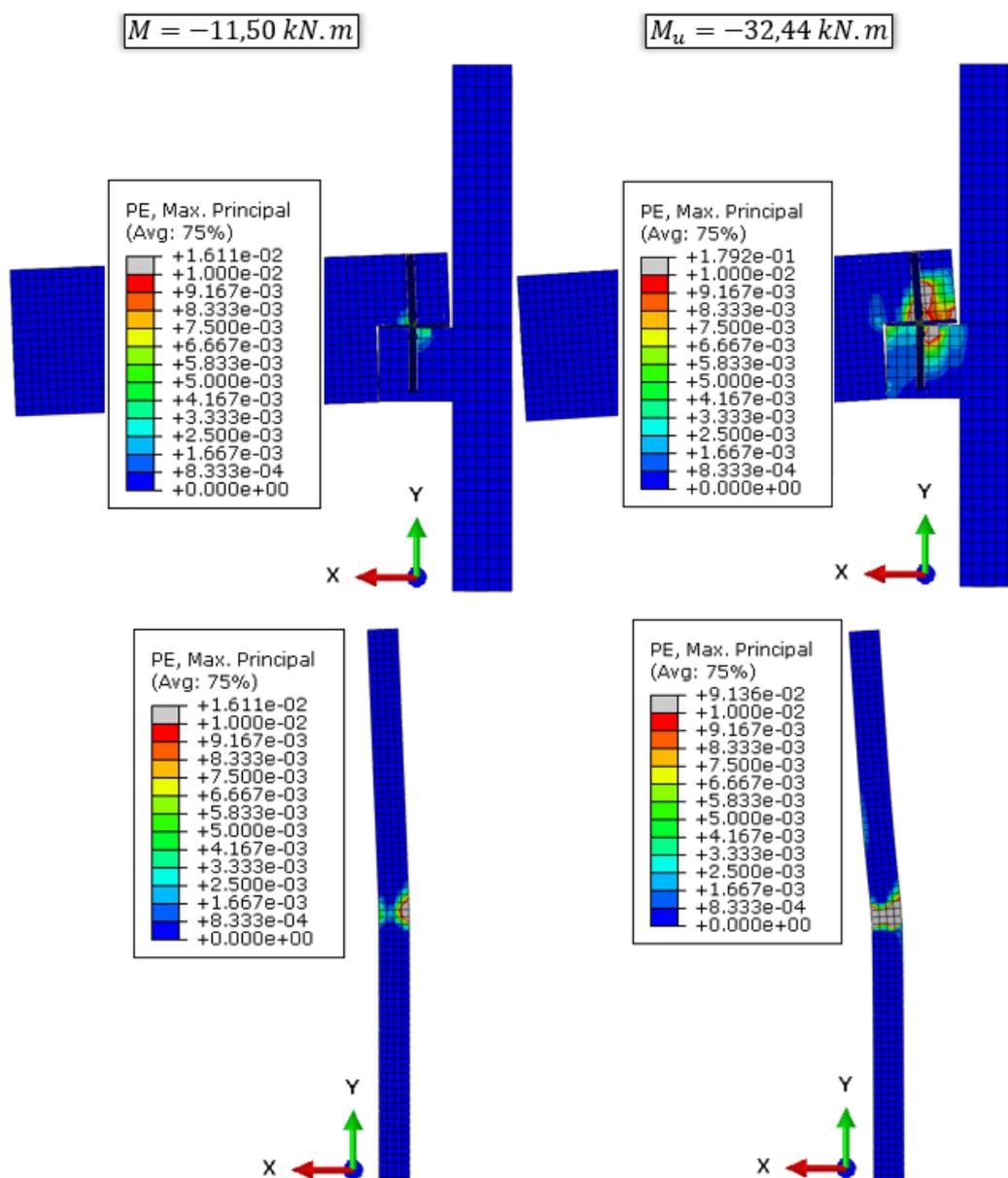
Fonte: Do próprio autor.

O que se observa na Figura 6.15 é que a ligação exibe comportamento praticamente linear até ocorrer o deslizamento relativo entre as superfícies do chumbador e do concreto da viga, a partir deste momento inicia-se a plastificação do chumbador, dessa forma a ligação perde rigidez e ingressa no estágio 2. Quando o momento fletor atuante atinge valores próximos a -11,50 kN.m

ocorre o contato entre o consolo e o dente e a ligação exibe ganho de rigidez até o completo escoamento do chumbador com momento último de aproximadamente $-32,44 \text{ kN.m}$.

Na Figura 6.16 observa-se as deformações plásticas principais no modelo numérico MP2 para o momento de $-11,50 \text{ kN.m}$ (ocorrência do contato) e para o momento último de $-32,44 \text{ kN.m}$. Verifica-se que o chumbador já exibe uma rótula plástica em formação quando o momento atuante é de $-11,50 \text{ kN.m}$, no entanto conforme pode-se verificar na Figura 6.15, o momento último do modelo é de $-32,44 \text{ kN.m}$, neste ponto o concreto do consolo e da viga já exibe situações intensas de plastificação e o chumbador exibe uma rótula plástica completamente formada. A ruptura ocorre, portanto, pela formação da rótula plástica.

Figura 6.16 – Deformações plásticas no modelo MP2



Fonte: Do próprio autor.

6.5 MODELO MP3

O modelo MP3 tem como alterações em relação ao modelo MP2 a fixação do chumbador na parte superior da viga, afim de se limitar principalmente o deslizamento relativo entre o chumbador e a viga.

6.5.1 Modelagem

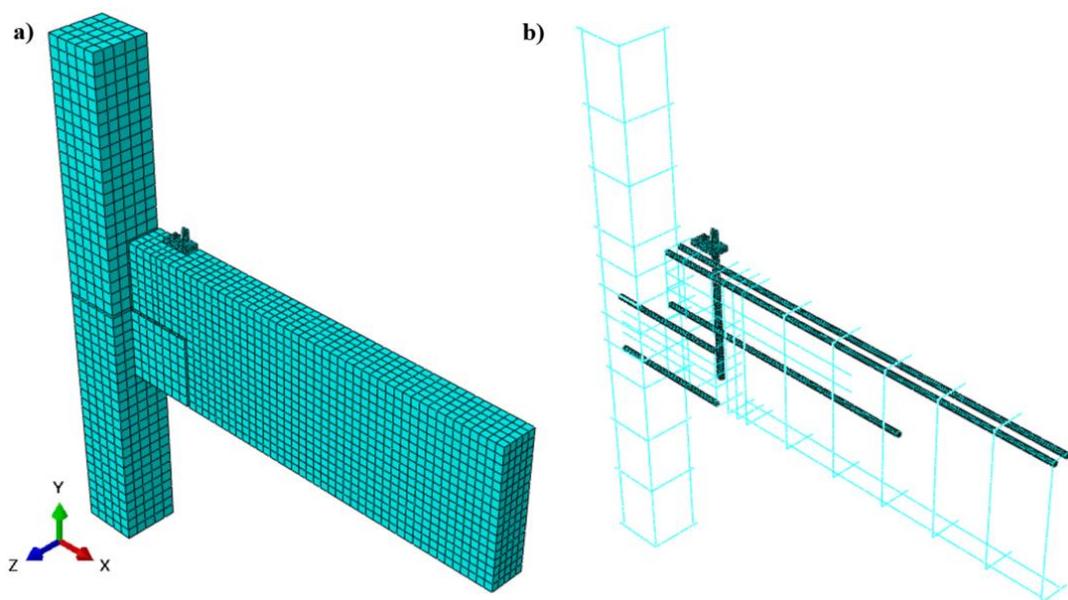
Para o pilar e a viga foi utilizado o concreto modelado para o pilar e vigas da ligação utilizada na calibração, e assim como nos modelos MM1, MP1 e MP2 foi utilizado o mesmo aço para as armaduras e chumbador.

Nesta ligação foi modelada uma placa para gerar a fixação do chumbador a parte superior da viga. Esta placa foi modelada com o aço SAE 1020 conforme as características apresentadas na Figura 5.14.

Foram utilizados dois tipos de elementos finitos para modelagem desta ligação. Para as partes sólidas foi utilizado elemento finito C3D8 e para algumas armaduras o elemento T3D2. Este modelo tem 8811 elementos hexaédricos do tipo C3D8, utilizados no pilar, viga, almofada, chumbador, armaduras longitudinais negativas da viga e tirantes do consolo e dente gerber e na placa de fixação. Também conta com 2403 elementos lineares do tipo T3D2 utilizado nas demais armaduras.

A Figura 6.17 exhibe a malha do modelo MP3 completo e a malha das armaduras, chumbador e placa de ancoragem. O carregamento foi aplicado através de pressão na extremidade livre da viga, e o pilar teve a extremidade inferior engastada, de maneira análoga ao carregamento e condições de contorno e simetria aplicados ao modelo MP1 e apresentados na Figura 6.8.

Figura 6.17 – Malha de elementos finitos do modelo MP2. a) Pilar e viga; b) Armaduras



Fonte: Do próprio autor.

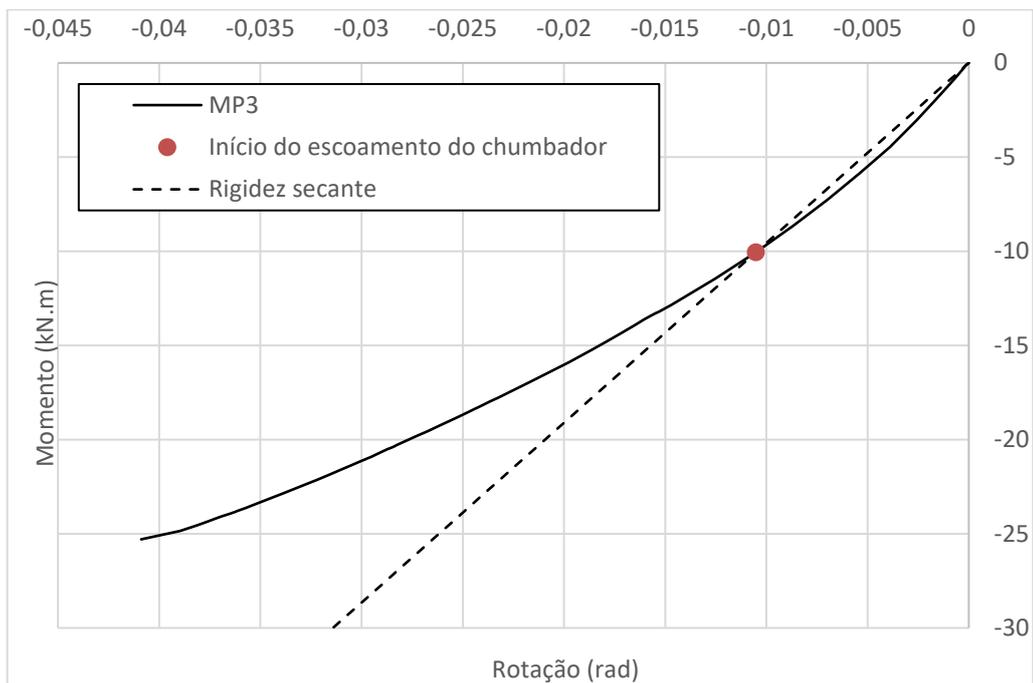
6.5.2 Resultados e discussões

Na Figura 6.18 observa-se a curva momento rotação obtida para a ligação MP3 submetida a atuação do momento fletor negativo, o ponto em vermelho indica o início do escoamento do chumbador. A Figura 6.19 exibe a curva dividida em dois estágios e no Quadro 6.4 verifica-se a rigidez secante destes estágios.

No modelo MP3 a curva momento rotação tem comportamento parabólico, sem apresentar de maneira evidente a redução da rigidez como se observou nos modelos MP1 e MP2. Entretanto, a rigidez se perde com maior intensidade após o início do escoamento do chumbador. Isto ocorre pois neste caso a fixação do chumbador com uma chapa na parte superior da viga não permite o seu deslizamento em relação a viga, bem como altera o tipo de solicitação ao chumbador.

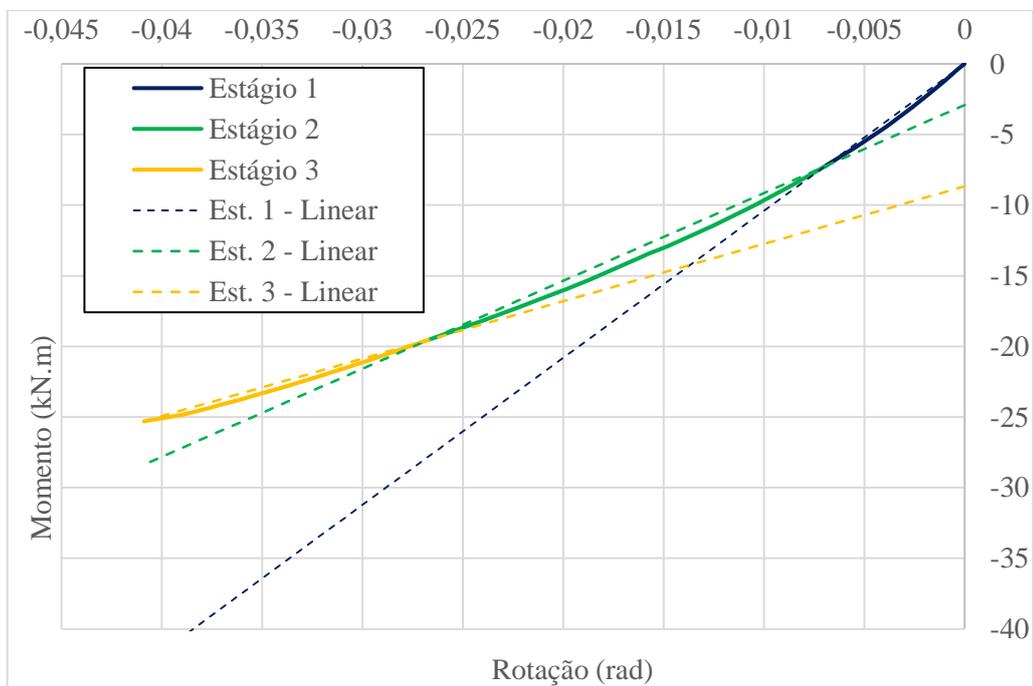
O início da plastificação do chumbador acontece quando o momento fletor atuante na ligação atinge aproximadamente $-10,05$ kN.m. E o momento último da ligação ocorreu para valores próximos de $-49,90$ kN.m. Assim como nos modelos anteriores, inicialmente será avaliado o comportamento da ligação antes da ocorrência do contato entre consolo e dente Gerber.

Figura 6.18 – Curva momento-rotação MP3



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.19 – Curva momento-rotação do modelo MP3 com estágios



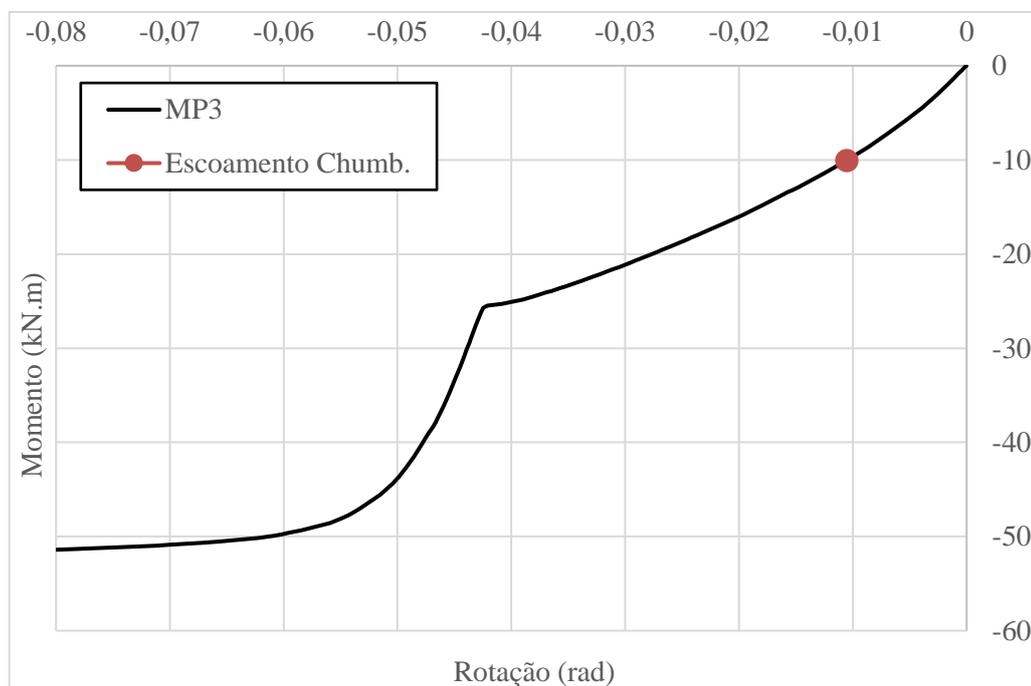
Fonte: Do próprio autor.

Quadro 6.4 – Rigidez dos estágios da ligação MP3

| MP3 | | |
|---------------------------|----------|---------|
| Estágio | Rigidez | Redução |
| | kN.m/rad | |
| Inicial (tangente) | 1081,27 | - |
| Secante | 955,14 | - |
| Estágio 1 | 1040,73 | - |
| Estágio 2 | 622,46 | 40,19 % |
| Estágio 3 | 407,00 | 60,93 % |

Fonte: Do próprio autor.

Assim como no modelo MP2, para a avaliação do momento último tem de se avaliar a curva momento-rotação completa, mesmo após o contato entre o consolo e o dente Gerber. Observa-se através da Figura 6.20 que neste caso o momento fletor para o qual ocorreu o contato é de aproximadamente -25,50 kN.m, 2,2 vezes maior que o momento para o qual ocorreu o contato no modelo MP2.

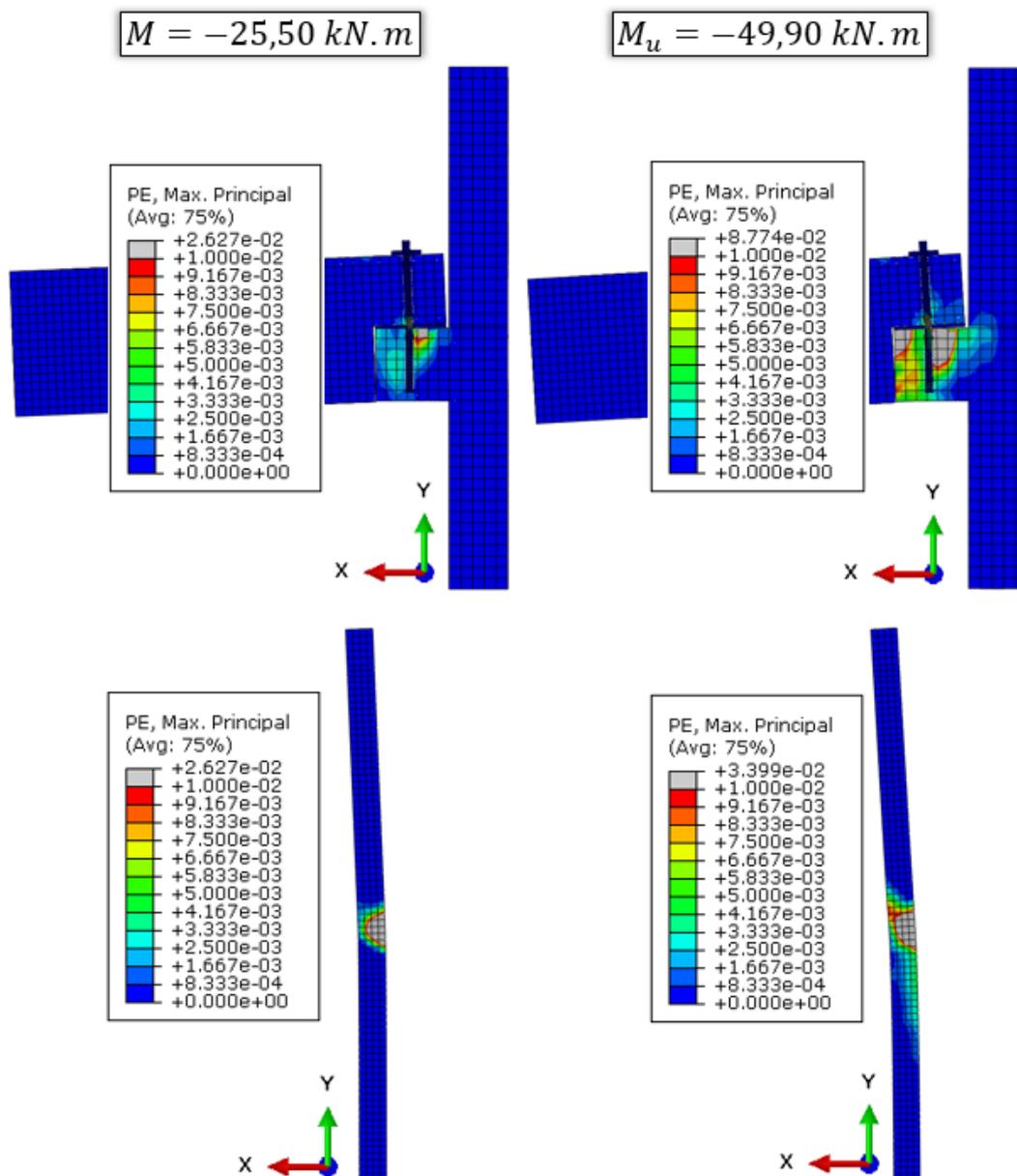
Figura 6.20 – Curva momento-rotação do modelo MP3 completa

Fonte: Do próprio autor.

Pela Figura 6.21 pode-se observar que na situação de momento último, o consolo do modelo MP3 se encontra mais plastificado que o modelo MP2. Observa-se também, que para o

momento fletor de $-25,50 \text{ kN.m}$ o chumbador exibe a rótula plástica quase completamente formada, no entanto ele ainda exibe rigidez.

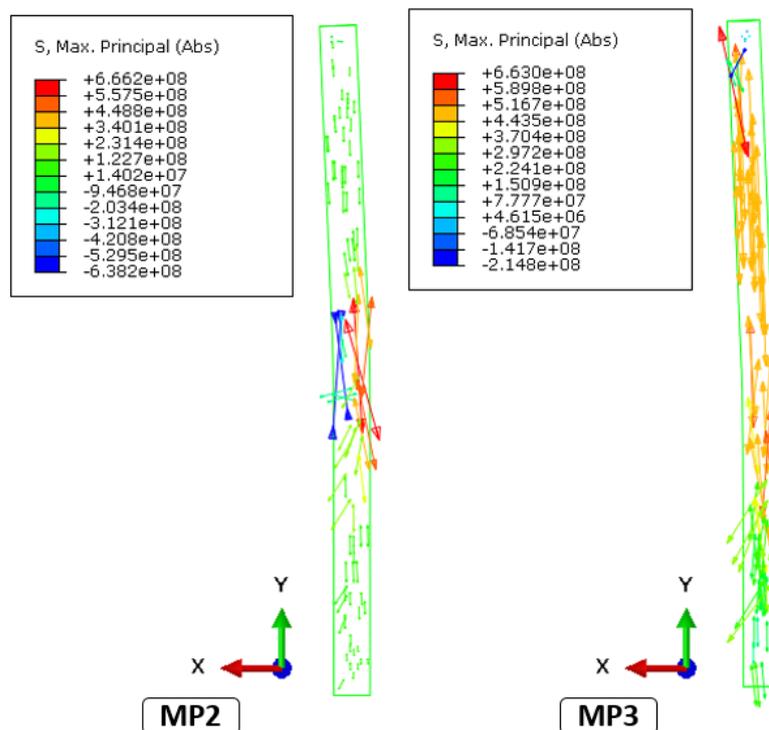
Figura 6.21 – Deformações plásticas no modelo MP3



Fonte: Do próprio autor.

É interessante comparar as tensões dos chumbadores dos modelos MP2 e MP3. O chumbador do modelo MP2 está submetido a tensões de tração devido a fixação na parte superior da viga, enquanto que no chumbador do modelo MP2 há uma concentração de causada pela flexão na região próxima a almofada de apoio. Flexão causada pelo efeito de pino.

Figura 6.22 – Comparação de distribuição de tensões MP2 e MP3.



Fonte: Do próprio autor.

6.6 MODELO MP4

Afim de se obter maior rigidez que os modelos MP1, MP2 e MP3, para este modelo foi adicionado o preenchimento das interfaces entre o pilar e a viga. Este preenchimento gera um mecanismo de resistência a rotação.

6.6.1 Modelagem

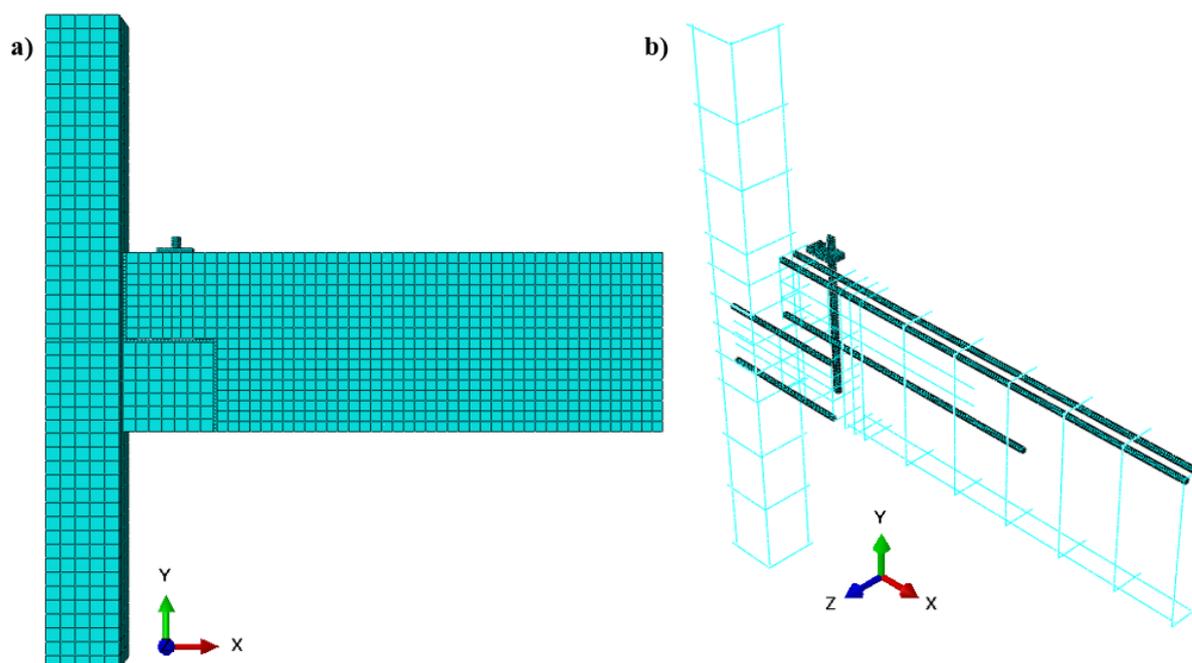
Para este modelo foram incrementadas duas *parts* que foram chamadas de “placas de preenchimento”. Estas placas foram modeladas com o mesmo material do graute de preenchimento modelado para a ligação utilizada na calibração. Este material foi modelado com comportamento elástico-linear e suas características podem ser observadas na Figura 5.19 do Item 5.2.2.

A incorporação das placas de preenchimento criou novas interfaces de contato, ou seja, o contato entre a placa e o concreto do pilar e da viga e as superfícies de contato entre as placas e a argamassa modificada. Para o contato entre o graute e o concreto, definiu-se coeficiente de atrito de 0,6. Para as superfícies de contato entre concreto e a argamassa definiu-se coeficiente de atrito de 0,4.

Assim como nos demais modelos foi utilizado o elemento hexaédrico C3D8 para as peças sólidas (inclusive as placas sólidas incrementadas neste modelo). E para algumas armaduras foi utilizado os elementos lineares T3D2. O modelo conta com 9474 elementos hexaédricos do tipo C3D8, utilizados no pilar, viga, almofada, chumbador, armaduras longitudinais negativas da viga e tirantes do consolo e dente gerber, placa de fixação e placas de preenchimento. Para as demais armaduras foram utilizados 2403 elementos T3D2. Pode-se verificar na Figura 6.17 a malha de elementos finitos do modelo completo e das armaduras.

As condições de contorno, simetria e carregamento são análogas a dos demais modelos e podem ser verificadas na Figura 6.8.

Figura 6.23 – Malha de elementos finitos do modelo MP4. a) Pilar e viga; b) Armaduras



Fonte: Do próprio autor.

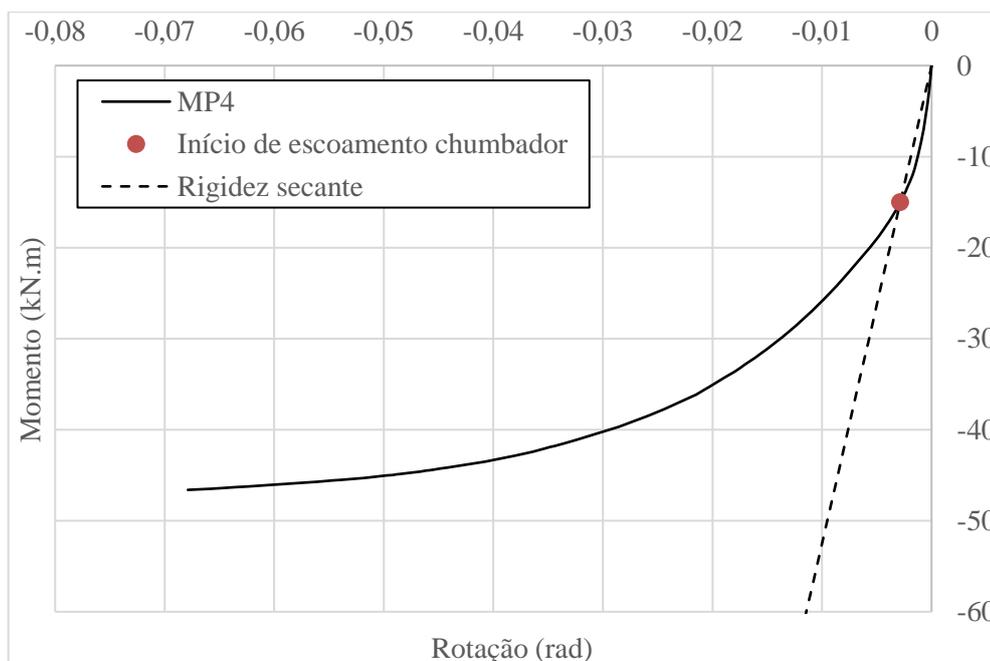
6.6.2 Resultados e discussões

Na Figura 6.24 exibe-se a curva momento rotação para o modelo MP4, onde o ponto em vermelho indica o início da plastificação do chumbador. A Figura 6.25 exibe a curva momento-rotação com estágios definidos. No Quadro 6.5 podem ser verificadas as rigidezes do modelo, inicial, e secante para cada estágio.

Assim como nos modelos MP1 e MP2, esta ligação apresenta transição bem definida de uma maior rigidez inicial para um segundo patamar de menor rigidez. A ligação exibe rigidez

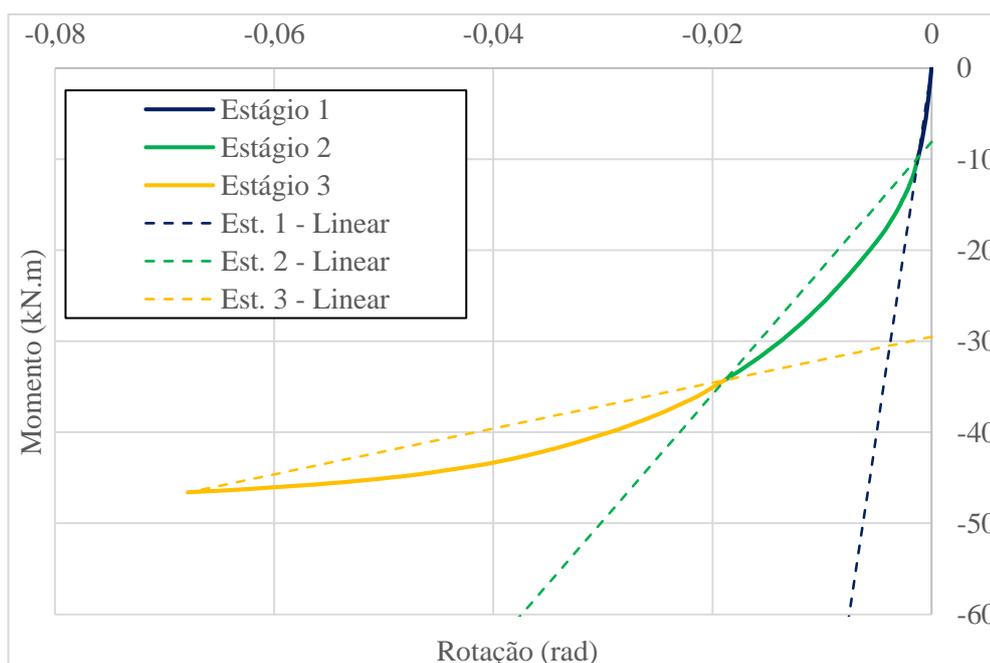
inicial tangente consideravelmente maior que os demais de 12156,08 kN.m/rad e rigidez do estágio 1 de 7988,28 kN.m/rad que decai quando o momento fletor atuante na ligação atinge $-9,8$ kN.m, por conta do início da ocorrência de deformações plásticas e danificação no consolo. O início do escoamento do chumbador ocorre para um momento fletor de $-15,01$ kN.m.

Figura 6.24 – Curva momento-rotação do modelo MP4



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.25 – Curva momento-rotação do modelo MP4 com estágios



Fonte: Do próprio autor.

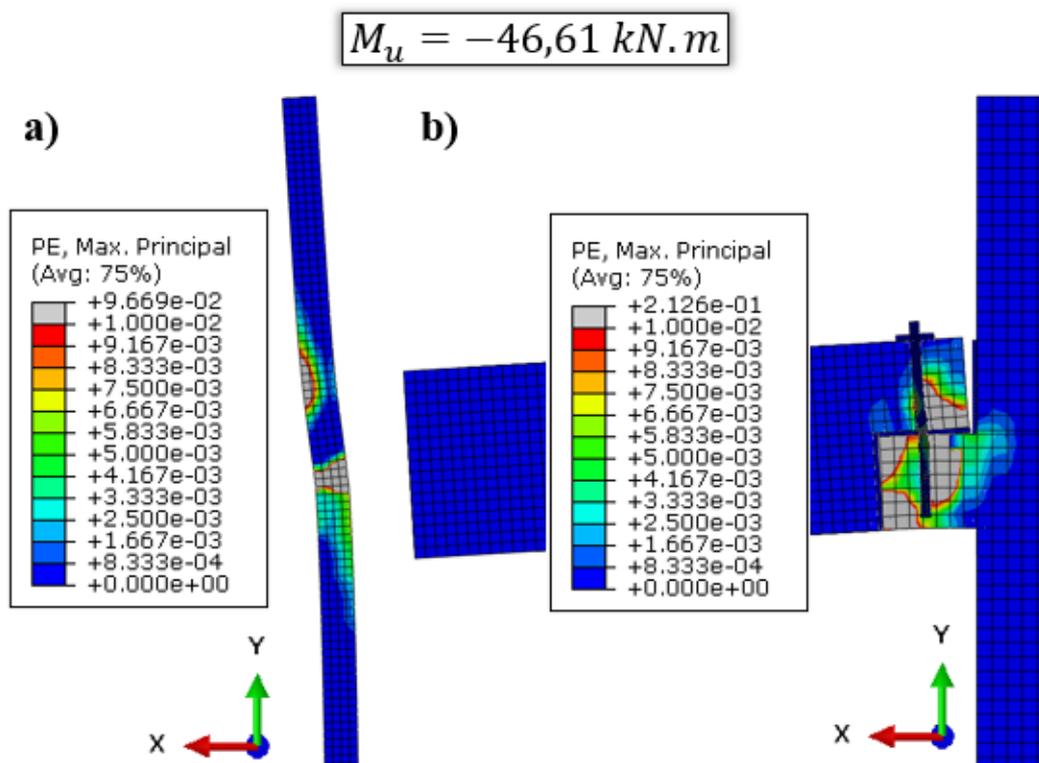
Quadro 6.5 – Rigidez dos estgios da ligaço MP4

| MP4 | | |
|--------------------|----------|---------|
| Estgio | Rigidez | Reduço |
| | kN.m/rad | |
| Inicial (tangente) | 12156,08 | - |
| Secante | 5250,70 | - |
| Estgio 1 | 7988,28 | - |
| Estgio 2 | 1387,51 | 82,63 % |
| Estgio 3 | 251,76 | 96,85 % |

Fonte: Do próprio autor.

Conforme o processo de plastificao do chumbador se desenvolve a ligaço demonstra perda de rigidez. A ligaço apresenta momento ltimo de aproximadamente $-46,61$ kN.m, quando o chumbador apresenta-se completamente escoado, bem como o consolo e o dente exibem intensa plastificao conforme pode ser observado na Figura 6.26.

Figura 6.26 – Plastificao MP4. a) Chumbador; b) Modelo completo

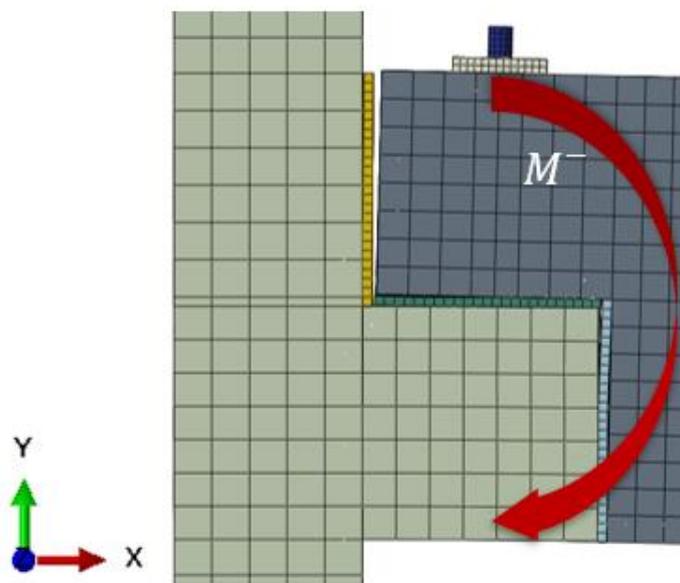


Fonte: Do próprio autor.

Verifica-se que o preenchimento das interfaces com material rgo foi eficiente em aumentar a rigidez do modelo. Mas vale ressaltar, que somente o preenchimento da interface

entre o dente gerber e o consolo (inferior) teve efetiva contribuição. Na parte superior, para baixos valores de momento fletor houve a separação das superfícies conforme Figura 6.27. Isto pode ser atribuído ao fato de não se ter modelado a adesão entre as superfícies.

Figura 6.27 – Deformação do modelo MP4



Fonte: Do próprio autor.

Este comportamento era esperado, pois a região inferior comprimida forma um mecanismo de resistência ao giro graças à boa resistência a compressão e alto módulo de elasticidade do graute. No entanto, não há na parte superior nenhum tipo de mecanismo de resistência a tração. De qualquer maneira, a ligação apresentou comportamento mais rígido e maior resistência ao escoamento do chumbador do que os modelos MP1, MP2 e MP3.

6.7 MODELO MP5

Este modelo apresenta armadura de continuidade superior com o objetivo de se obter um comportamento mais próximo do comportamento da ligação monolítica (MM1). Além disso, o processo executivo planejado para a ligação permite que seja preenchida a interface pilar-viga, o que deve contribuir para maior rigidez da ligação, com a formação de um binário resistente ao momento fletor solicitante.

6.7.1 Modelagem

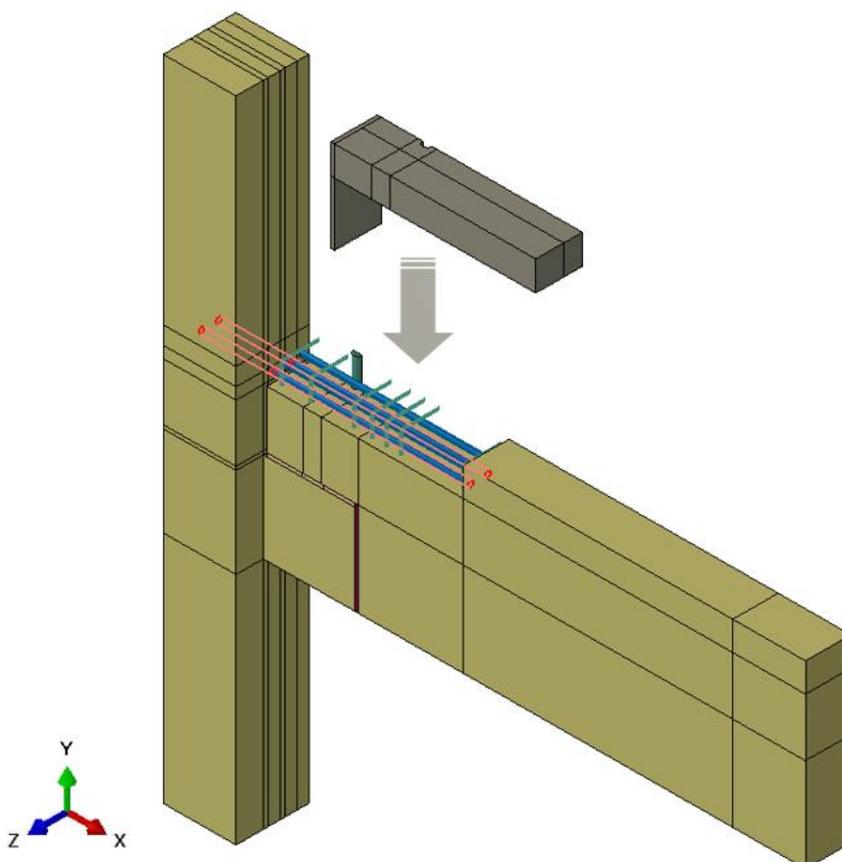
A grande diferença deste modelo para o MP4 é a continuidade da armadura na região superior da viga. Desta maneira, foram criados os nichos no pilar para passagem das barras de

continuidade, de maneira que fosse possível definir as condições de interação entre o pilar e a armadura.

Também foi criada uma nova *part*, que consiste no concreto a ser moldado em um segundo momento. A criação desta parte tem função importante pois permite definir condições de interação entre o concreto de segunda etapa com o concreto pré-moldado da viga e do pilar. O modelo numérico é exibido na Figura 6.23, onde em vermelho pode ser observado as armaduras de continuidade inseridas no pilar, e a seta indica a posição final da peça “concreto_2etapa”.

Para esta parte, foi definido como material o mesmo concreto utilizado na capa do modelo de calibração. A escolha deste concreto se justifica pois ambos são concretos que em uma situação executiva são moldados no local, em uma etapa posterior a moldagem das peças pré-moldadas, já no canteiro de obras.

Figura 6.28 – Modelo MP5



Fonte: Do próprio autor.

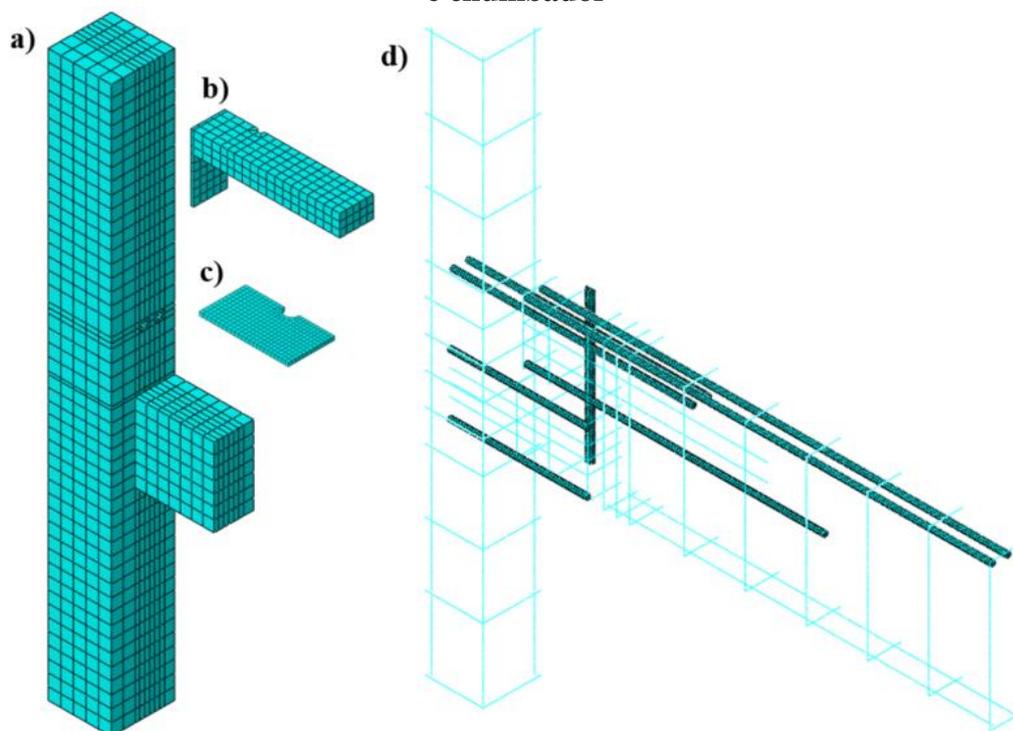
Para a interação entre a armadura e o graute envolvente do nicho do pilar, foi definido coeficiente de atrito de 0,01, pois há grande dificuldade de preencher com graute essa região, o

que não permite boa aderência entre as superfícies. Já para a interação entre os concretos, foi definido coeficiente de atrito de 0,6.

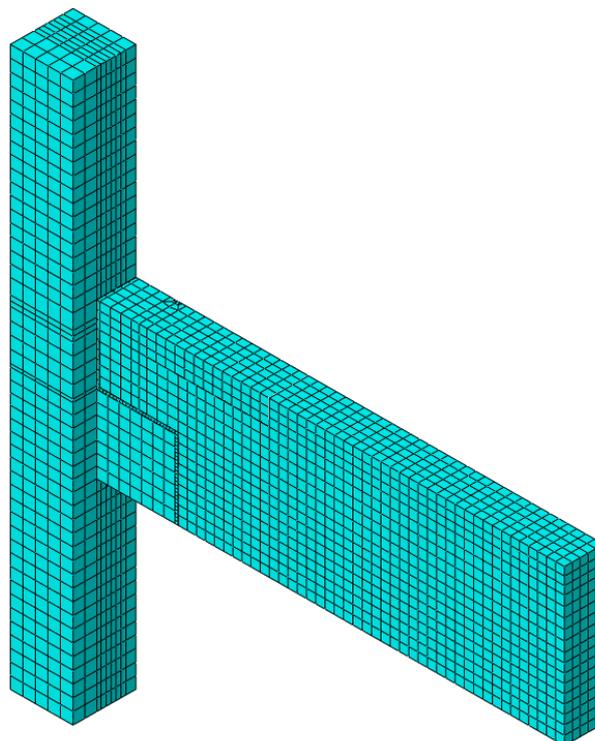
Neste modelo foram utilizados elementos finitos hexaédricos C3D8 e elementos finitos lineares T3D2. Todas as armaduras longitudinais negativas da viga, incluindo as barras de continuidade, e o chumbador foram modeladas com elementos hexaédricos C3D8, enquanto, as demais armaduras foram modeladas com elementos lineares T3D2. Todas as demais partes do modelo foram modeladas com elementos C3D8. No total foram utilizados 11032 elementos C3D8 e 2403 elementos T3D2.

A malha de elementos finitos do modelo MP5 pode ser observada nas Figura 6.29 e Figura 6.30.

Figura 6.29 – Malha MP5. a) Pilar; b) Concreto de 2ª etapa; c) Almofada; c) Armaduras e chumbador



Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.30 – Malha MP5 (modelo completo)

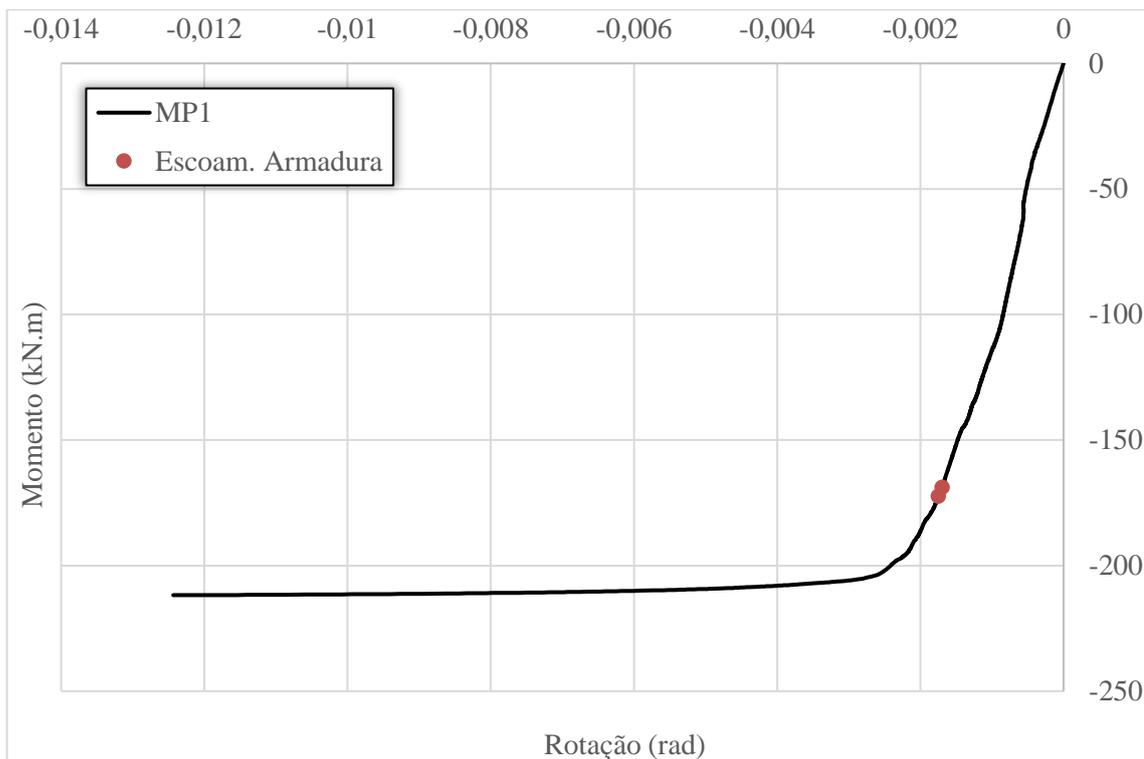
Fonte: Do próprio autor.

6.7.2 Resultados e discussões

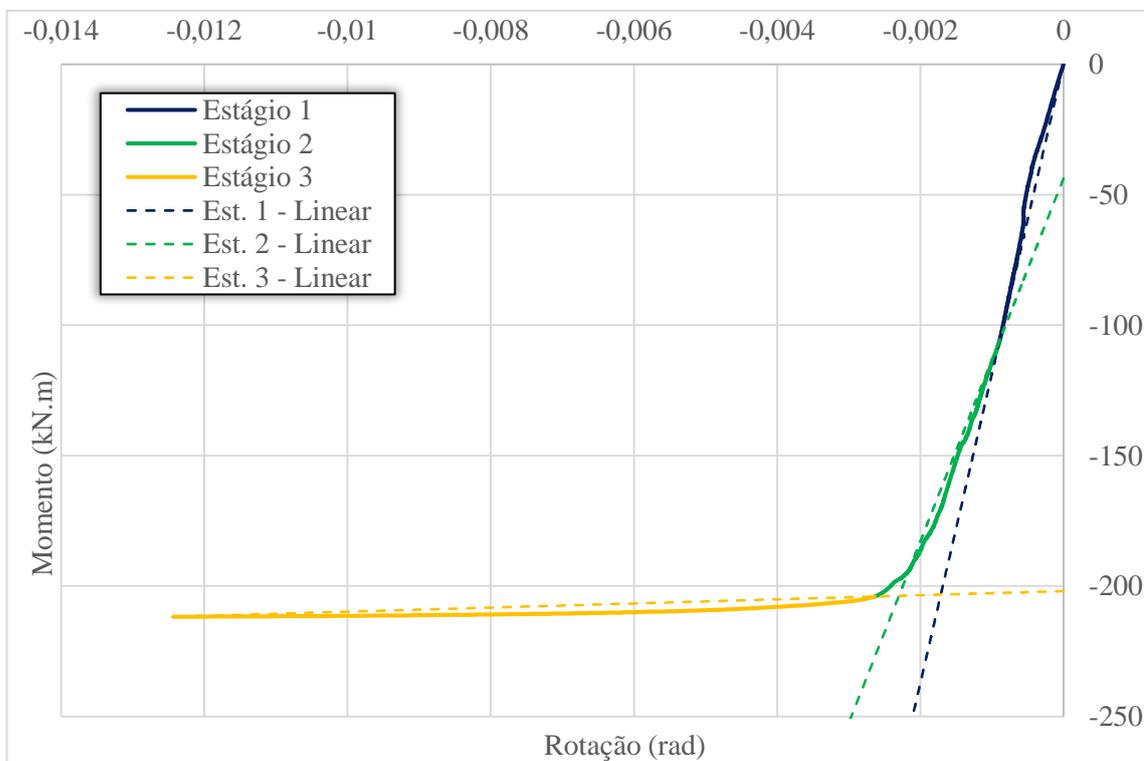
A Figura 6.31 mostra a curva momento-rotação da ligação MP5, onde os pontos vermelhos indicam o início do processo de plastificação das armaduras de continuidade. A Figura 6.32 exhibe a curva dividida em estágios. No Quadro 6.6 verifica-se as rigidezes de cada estágio.

Observa-se que a ligação mostrou comportamento semirrígido, e que quando comparado aos demais modelos em concreto pré-moldado, exhibe rigidez muito maior, o que mostra que as alterações foram efetivas para o ganho de rigidez.

O colapso da ligação foi regido pelo escoamento das armaduras de continuidade. Como pode-se observar na Figura 6.26 o início do escoamento da primeira armadura de continuidade ocorre para um momento fletor de $-168,80 \text{ kN.m}$ e da segunda $-172,30 \text{ kN.m}$. As armaduras apresentaram plastificação total quando o momento fletor atuante foi de aproximadamente -204 kN.m . Pode-se observar na Figura 6.28 as armaduras completamente plastificadas para o momento último de $-205,00 \text{ kN.m}$.

Figura 6.31 – Curva momento-rotação do modelo MP5

Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.32 – Curva momento-rotação do modelo MP5 com estágios

Fonte: Do próprio autor.

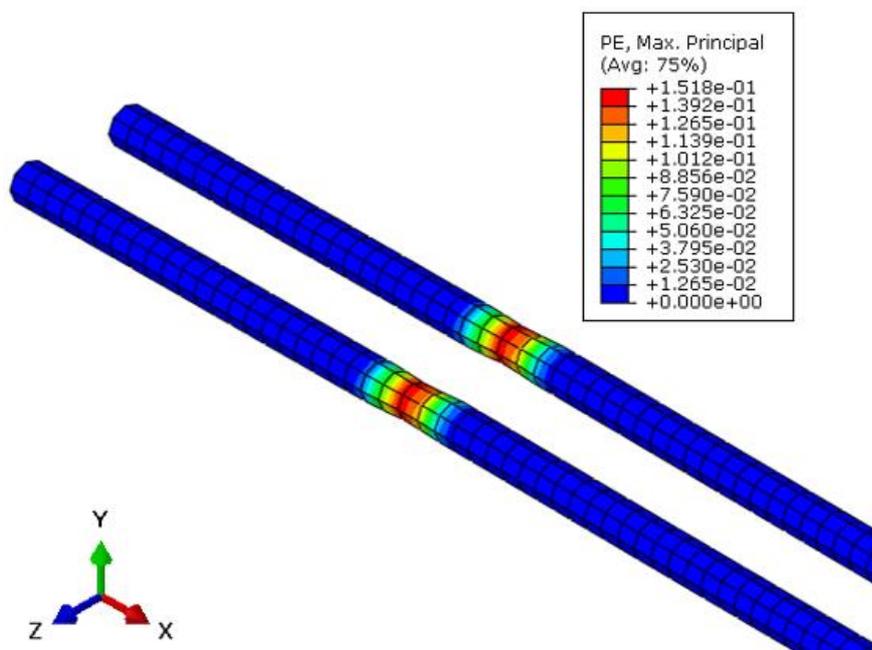
Quadro 6.6 – Rigidez dos estágios da ligação MP5

| MP5 | | |
|-----------|-----------|---------|
| Estágio | Rigidez | Redução |
| | kN.m/rad | |
| Estágio 1 | 118611,22 | - |
| Estágio 2 | 69580,75 | 41,34% |
| Estágio 3 | 788,97 | 99,33% |

Fonte: Do próprio autor.

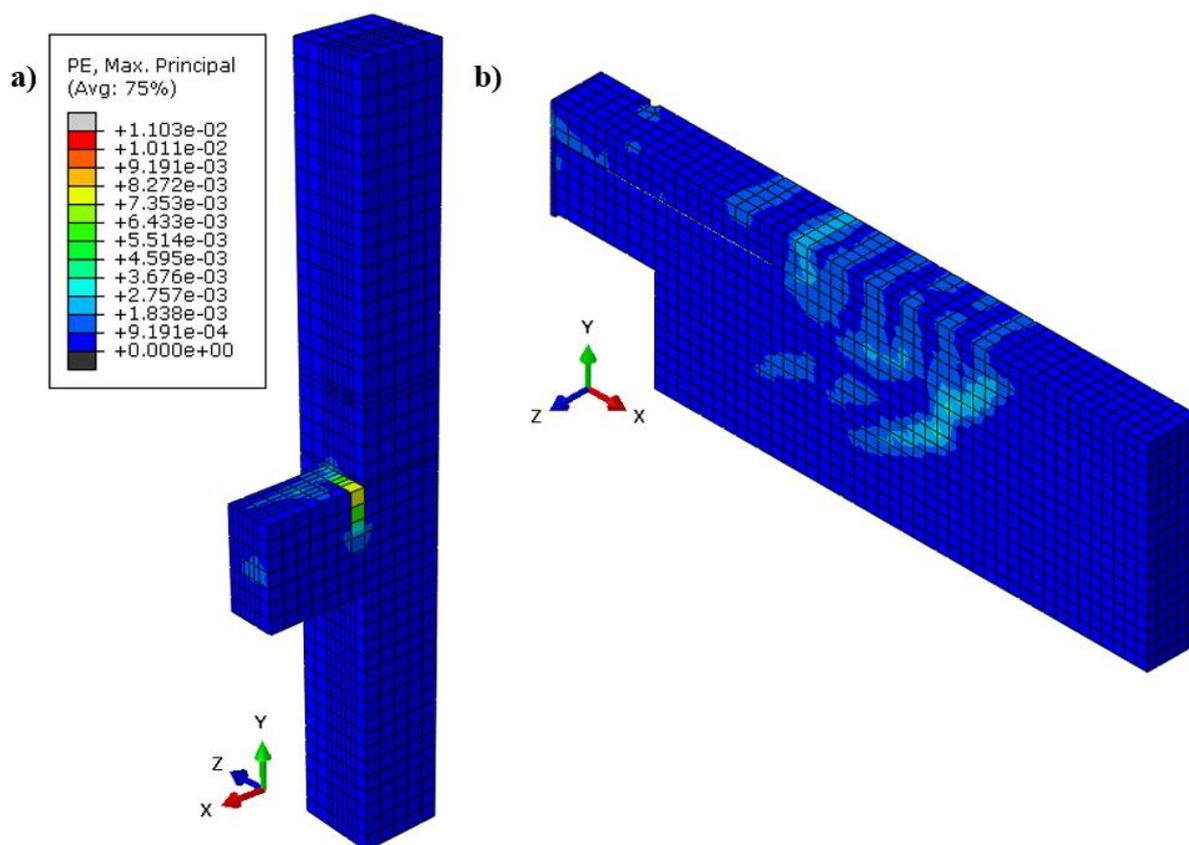
O chumbador do modelo MP5 não teve a importância no processo de plastificação da ligação que teve nos demais modelos, haja visto que os mecanismos de resistência desta ligação sobrepõem a resistência ao efeito de pino do chumbador.

A ligação apresentou fissuração na viga e no pilar. O pilar mostrou deformações plásticas na interface com o consolo. Já a viga apresentou deformações plásticas transversais paralelas, ao longo de seu comprimento como pode ser observado na Figura 6.34.

Figura 6.33 – Plastificação das armaduras de continuidade do MP5

Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.34 – Deformações plásticas MP5. a) Pilar; b) Viga



Fonte: Do próprio autor.

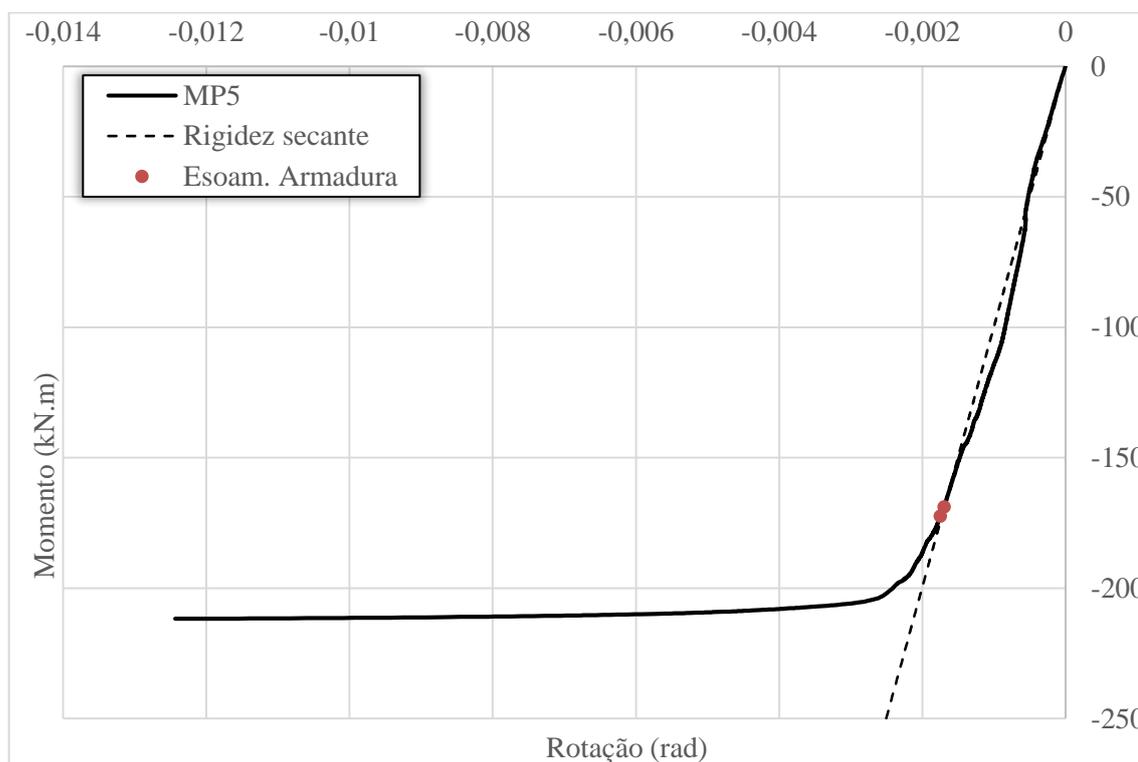
6.7.3 Rigidez secante segundo a NBR 9062:2017

Foi realizada a análise da rigidez deste modelo de ligação proposto, segundo a rigidez secante obtida para o início do escoamento da armadura de continuidade conforme a Figura 2.10. Considerou-se o início do escoamento da ligação para o momento fletor de -168,80 kN.m e sua correspondente rotação de -0,00175 rad. Neste caso a ligação exibiu rigidez secante de 99776 kN.m/rad conforme pode-se observar na Figura 6.35.

A ligação apresentou características de uma ligação semirrígida segundo a NBR 9062:2017. Pode-se verificar isto através do cálculo do fator de restrição a rotação α_R definido no Item 2.4.1 e na Equação 2.1. Considerando as condições da estrutura hipotética, tem-se os seguintes dados: L_{ef} : 5,75m; $(EI)_{sec}$ =43138 kN.m²; R_{sec} =99776 kN.m/rad.

Da Equação 2.1, obtém-se $\alpha_R = 0,816$, que segundo Ferreira (2005) caracteriza a ligação como semirrígida com restrição alta. O que comprova, que a consideração da rigidez deste tipo de ligação é imprescindível na análise estrutural.

Figura 6.35 – Rigidez secante ao início do escoamento da armadura de continuidade



Fonte: Do próprio autor.

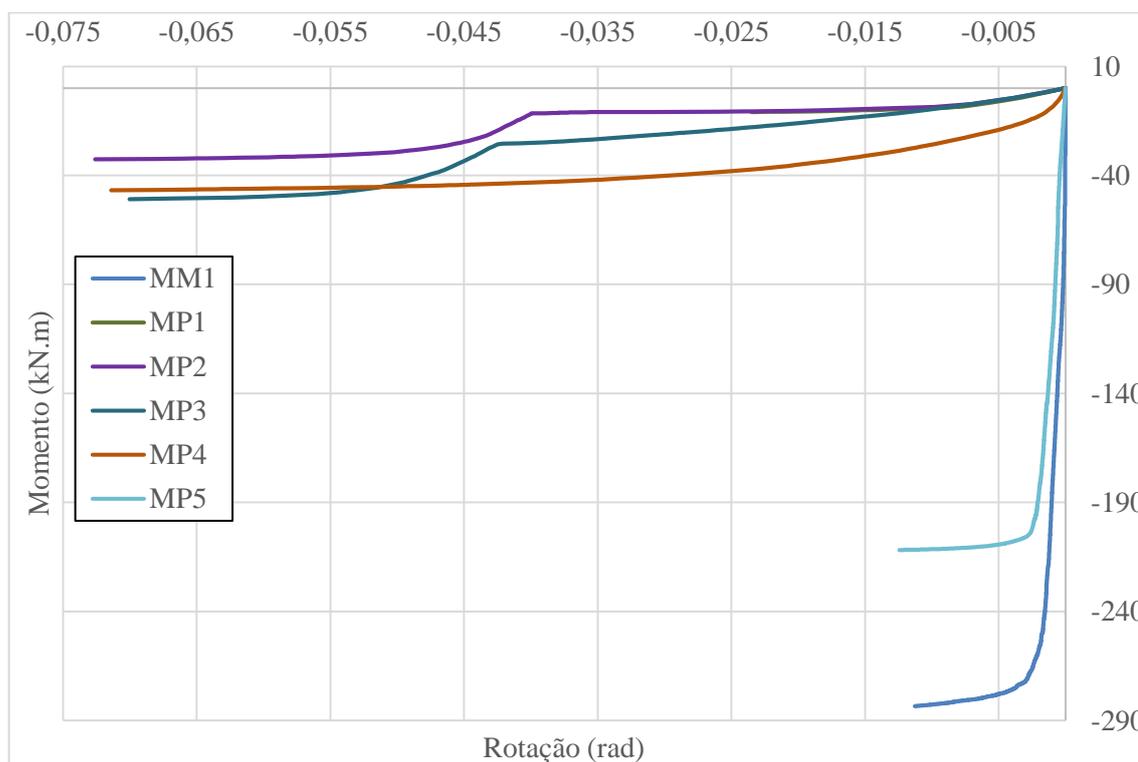
6.8 AVALIAÇÃO GERAL DOS MODELOS

De maneira geral é possível verificar que o comportamento dos modelos esteve de acordo com aquilo que se esperava, haja visto que houve um crescente da rigidez e da resistência dos modelos pré-moldados como pode-se verificar na Figura 6.36 e no Quadro 6.7. Verifica-se também que o modelo MP5 exibiu comportamento parecido com o MM1.

Quadro 6.7 – Comparação de rigidez entre os modelos

| Estágio | MM1 | MP1 | MP2 | MP3 | MP4 | MP5 |
|---------------------------|------------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| | Rigidez | Rigidez | Rigidez | Rigidez | Rigidez | Rigidez |
| | kN.m/rad | kN.m/rad | kN.m/rad | kN.m/rad | kN.m/rad | kN.m/rad |
| Inicial (tangente) | 1123063,49 | 569,15 | 956,43 | 1081,27 | 12156,08 | 84930,36 |
| Secante | 181562,50 | 874,26 | 884,73 | 955,14 | 5250,70 | 99776,00 |
| Estágio 1 | 1499594,41 | 1086,77 | 1028,21 | 1040,73 | 7988,28 | 118611,22 |
| Estágio 2 | 122005,88 | 148,17 | 128,97 | 622,46 | 1387,51 | 69580,75 |
| Estágio 3 | 1551,88 | - | - | 407,00 | 251,76 | 788,97 |

Fonte: Do próprio autor.

Figura 6.36 – Curva momento-rotação de todos modelos

A Figura 6.36 e o Quadro 6.7 mostram que comparados ao modelo MM1, as ligações MP1 a MP4 tem rigidez e resistência muito baixas, e que somente a ligação MP4 tem comportamento semelhante. Por isso, será feita uma análise comparativa entre os modelos sem armadura de continuidade MP1, MP2, MP3 e MP4, e outra análise entre os modelos MM1 e MP4.

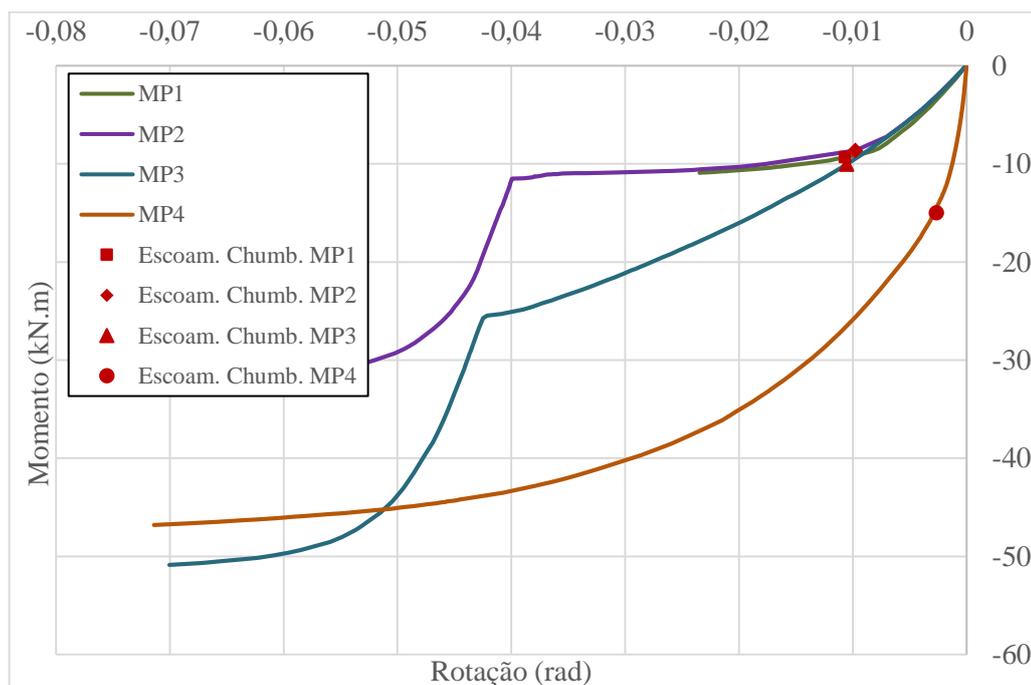
6.8.1 Comparação MP1, MP2, MP3 e MP4

Houve um aumento da rigidez dos modelos como pode ser verificado no Quadro 6.7 e na Figura 6.37. Percebe-se também que o comportamento dos modelos MP1 e MP2 foi bastante similar, mas vale ressaltar que não foi possível verificar o comportamento completo do modelo MP1, o que pode ser atribuído a complexa interação de contato entre a almofada de elastômero e o concreto.

A alteração realizada no MP3 (fixar o chumbador a viga) permitiu que a ligação apresentasse maior capacidade de resistir ao momento fletor como pode-se verificar nas diferenças de comportamento das ligações MP1 e MP2 com o MP3 na Figura 6.37. O momento último da ligação MP3 foi 54% maior que o momento último da MP2. Entretanto, observa-se

também que a fixação do chumbador a região superior da viga teve pouca influência sobre a rigidez da ligação, bem como pouco influenciou no momento de início de escoamento do chumbador, haja visto que a rigidez dos modelos até o início do escoamento do chumbador teve pouca variação conforme verifica-se na Figura 6.39.

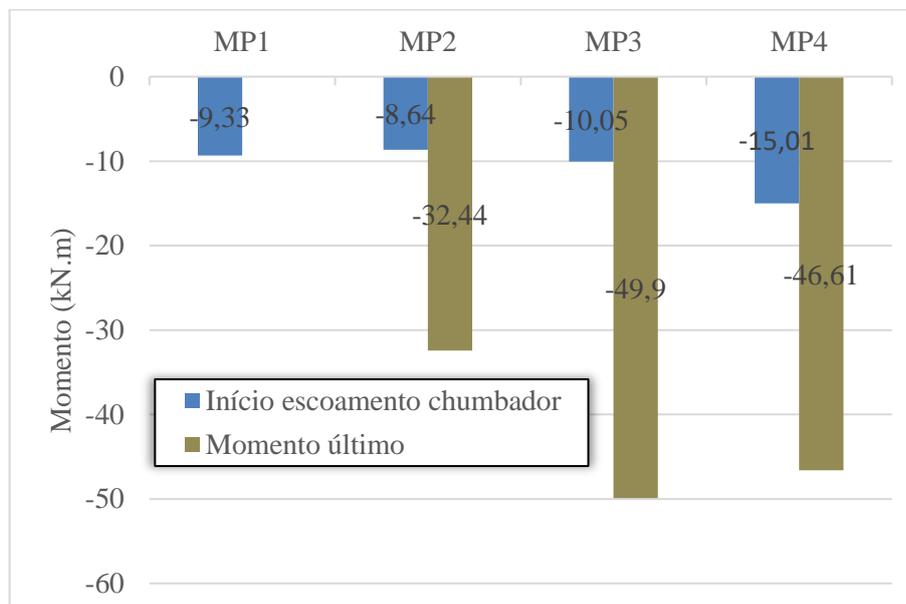
Figura 6.37 – Curva momento-rotação dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4



Fonte: Do próprio autor.

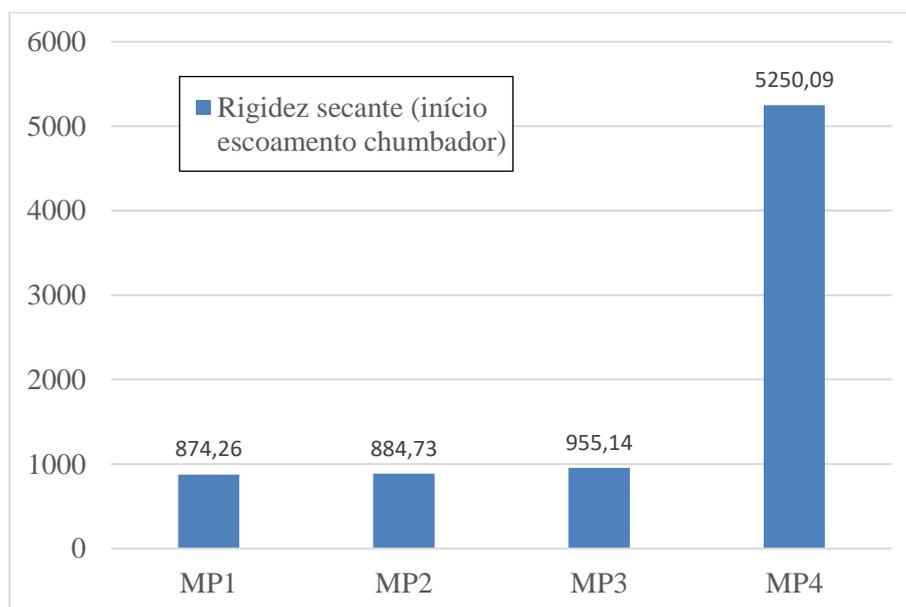
A incorporação das placas ao modelo MP4 teve colaboração significativa para a rigidez da ligação. O modelo MP4 exibiu rigidez secante ao início do escoamento do chumbador 5,5 vezes maior que a rigidez do modelo MP3 conforme pode-se observar na Figura 6.39. Além disso, a utilização das placas de graute colaborou para que retardar o início de escoamento do chumbador, resultando em um momento 49% maior no modelo MP4 em relação ao modelo MP3.

Figura 6.38 – Momentos fletores dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4



Fonte: Do próprio autor.

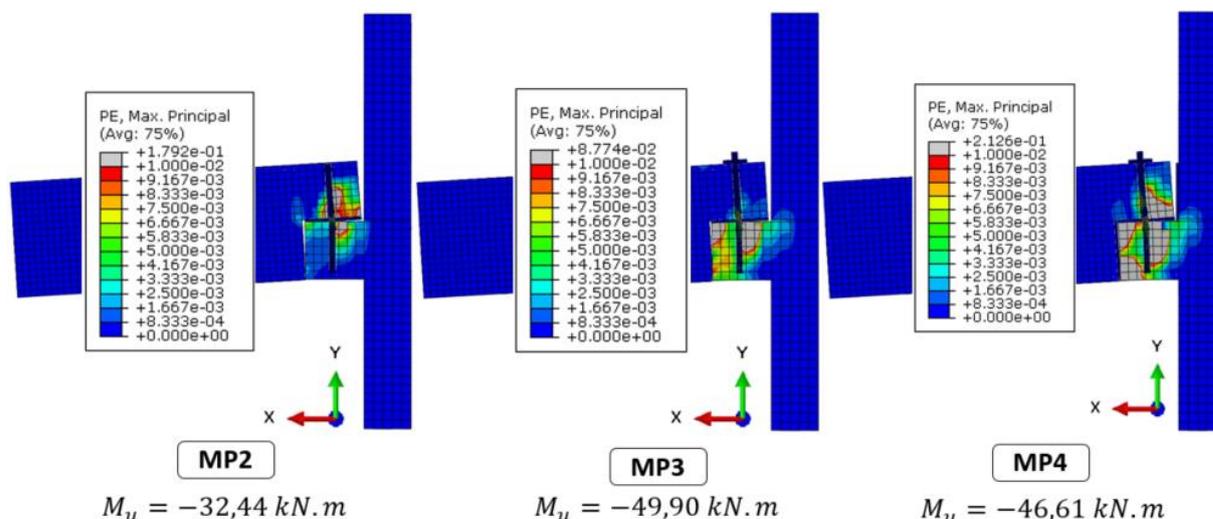
Figura 6.39 – Rigidez secante dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4



Fonte: Do próprio autor.

Verifica-se que o modelo MP4 exibiu um melhor desempenho comparado aos demais modelos, entretanto, deve-se observar que o comportamento dos modelos foi bastante diferente. Para isso, na Figura 6.42 é o estado de plastificação dos modelos MP2, MP3 e MP4 quando da atuação de seus respectivos momentos últimos.

Figura 6.40 – Plastificação dos modelos em momento último



Fonte: Do próprio autor.

Nota-se pela Figura 6.42 que os modelos MP3 e MP4 exibem intensa plastificação no consolo, e o MP4 apresenta ainda plastificação no dente Gerber. A fixação do chumbador no modelo MP3 e a incorporação das placas nas interfaces do modelo MP4 introduzem mecanismos de transmissão de esforços.

O modelo MP2 apresenta plastificações próximas ao chumbador causadas pelo efeito de rotação da viga, e conforme se desenvolve a rotação, há também a plastificação da extremidade do consolo, causada pelo deslocamento do centro de giro da ligação. O modelo MP4 exibe ainda a plastificação da região inferior do consolo, causada pelos efeitos de compressão como pode-se verificar na Figura 6.27.

Neste contexto, é importante observar que as mudanças propostas para os modelos alteraram os mecanismos de transmissão de esforços, por isso, deve-se realizar análise minuciosa na fase de projetos.

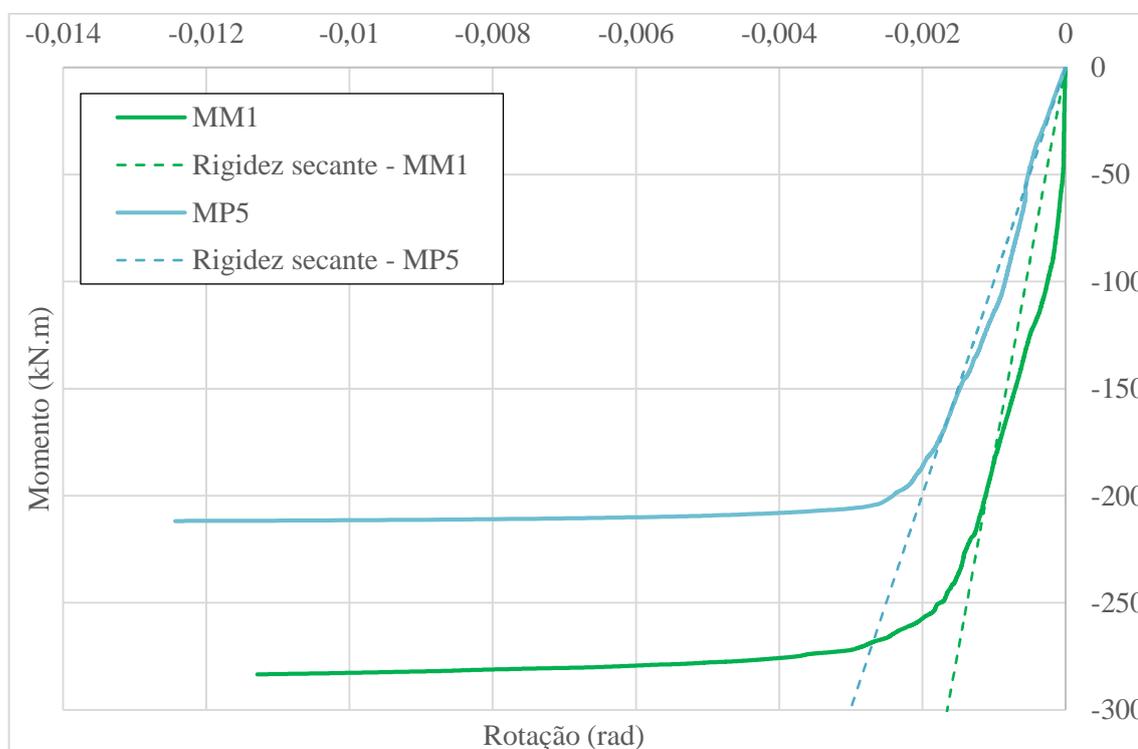
6.8.2 Comparação MM1 e MP5

O modelo MP5 exibiu comportamento semirrígido comparável ao comportamento da ligação de referência MM1. Isso mostra que a armadura de continuidade foi efetiva. A Figura 6.41 mostra que o comportamento das duas ligações foi parecido.

Foi realizada a análise da rigidez secante das ligações quando do início do escoamento da armadura de continuidade como indica a NBR 6118:2014 e pode ser visto na Figura 2.10. A Figura 6.41 exibe as curvas momento rotação com a rigidez secante dos modelos MM1 e MP5.

O Quadro 6.8 apresenta uma comparação das rigidezes dos dois modelos, e pode-se observar que a rigidez secante da ligação MM1 é 82% maior que a rigidez secante da ligação MP5.

Figura 6.41 – Curva momento-rotação dos modelos MM1 e MP5



Fonte: Do próprio autor.

É nítido que a rigidez inicial das ligações é bastante diferente, e isto ocorre pois no modelo MP5 o contato entre o concreto pré-moldado do pilar e o concreto de preenchimento se perde para pequenas tensões.

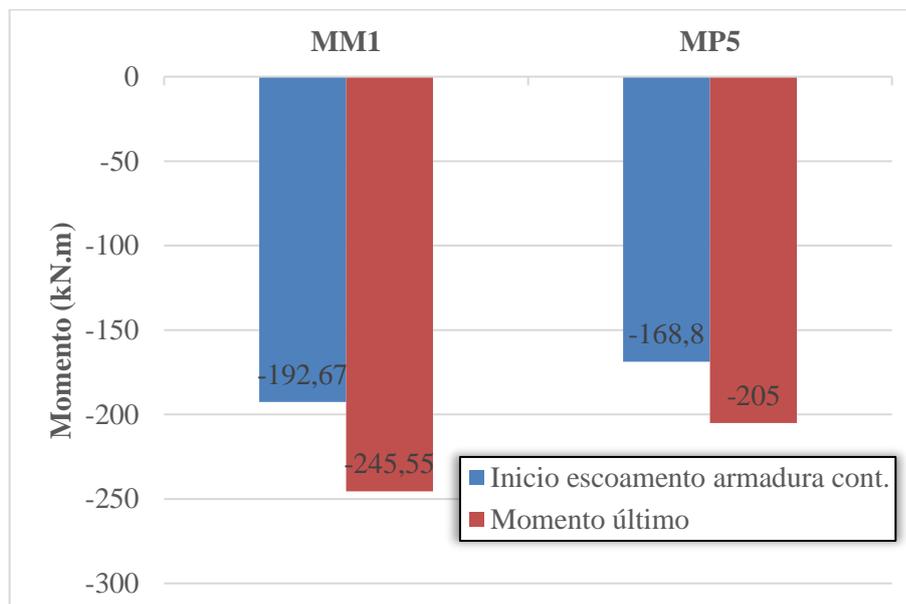
Quadro 6.8 – Rigidez secante MM1 e MP4

| MM1 | MP4 | $\frac{MM1}{MP4}$ |
|-----------------|-----------------|-------------------|
| Rigidez secante | Rigidez secante | |
| kN.m/rad | kN.m/rad | |
| 181563 | 99776 | 182 % |

Fonte: Do próprio autor.

A ligação monolítica também teve resistência maior que o modelo MP5, o momento de início de escoamento da armadura de continuidade do MM1 foi 12,39% maior que da ligação MP5, e o momento último 16,51% maior. A Figura 6.42 mostra uma comparação do momento em que se iniciou o escoamento das armaduras de continuidade e do momento último das ligações.

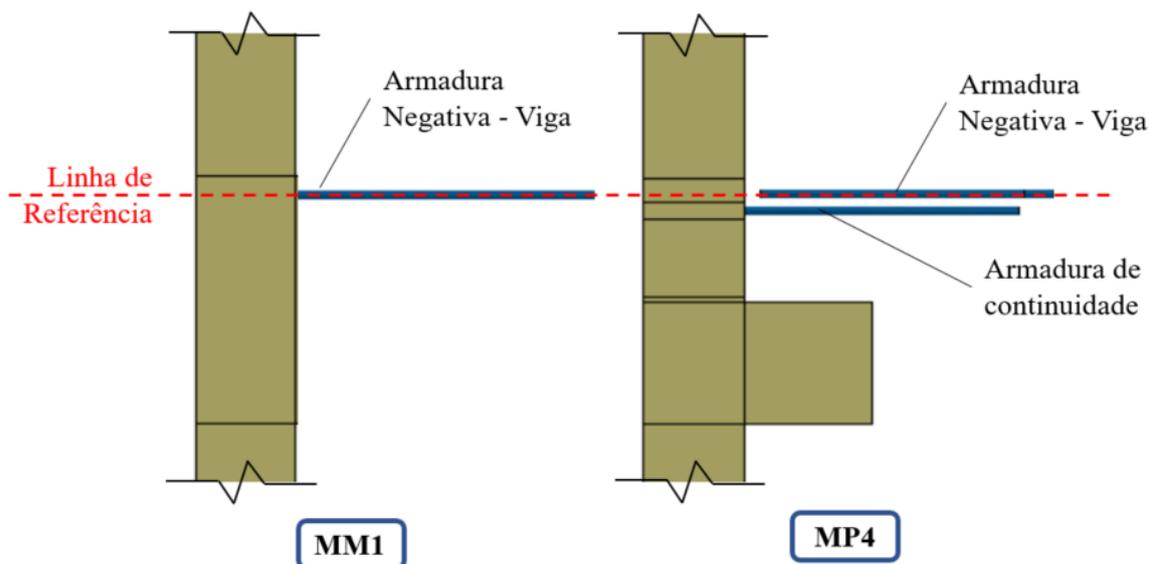
Figura 6.42 – Momentos fletores dos modelos MM1 e MP4



Fonte: Do próprio autor.

A menor resistência do modelo MP5 em relação ao modelo MM1 pode ser explicada pela baixa aderência entre a armadura de continuidade e o pilar e também pela posição da mesma (mais baixa em relação ao MM1, pela necessidade de se realizar o transpasse da armadura) como pode ser observado na Figura 6.43.

Figura 6.43 – Armaduras negativas MM1 e MP5



Fonte: Do próprio autor.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA

Inicialmente serão expostas as conclusões acerca da influência das alterações promovidas nos modelos visando alcançar maior rigidez ao momento fletor e maior resistência nas ligações pré-moldadas. Será também realizada a análise geral do desempenho das ligações e por fim uma sugestão para pesquisas futuras.

7.1 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DAS LIGAÇÕES

- Sobre a influência do chumbador nas ligações

Os modelos MP1, MP2, MP3 e MP4 mostraram que o chumbador é o elemento mais importante no comportamento das ligações sem armadura de continuidade. Todos os modelos chegaram a plastificação devido a formação de rótula plástica no chumbador.

A fixação do chumbador à viga no modelo MP3 teve efeito importante para aumentar a rigidez e resistência última da ligação, pois o que se observou nos modelos MP1 e MP2 é que houve o decaimento da rigidez inicial quando ocorreu a perda de aderência entre as superfícies do chumbador e do concreto da viga.

Desta maneira a fixação do chumbador no MP2 fez com se alterasse as condições de solicitação ao chumbador, diminuindo a flexão causada pelo efeito de pino e introduzindo efeitos de tração ao chumbador. Este efeito se mostrou positivo, pois não permitiu a queda brusca de rigidez a flexão da ligação como nos modelos MP1 e MP2.

Este comportamento foi semelhante no modelo MP4, pois o preenchimento das interfaces entre o pilar e a viga criou um mecanismo de resistência a compressão na região inferior da ligação, o que limita a rotação e permitiu maior resistência e rigidez na ligação.

Já no modelo com armadura de continuidade (MP4), o que se observou, é que o chumbador teve contribuição na rigidez do modelo, no entanto, a resistência da ligação está relacionada a resistência da armadura de continuidade, e o chumbador não chegou ao escoamento para o momento último.

Portanto, verifica-se que em modelos com chumbador e sem armadura de continuidade, a resistência da ligação está relacionada a resistência do chumbador ao efeito de pino, no entanto, em ligações com armadura de continuidade há outros mecanismos de resistência que sobrepõem o chumbador.

- Sobre a influência do material da almofada de apoio

Comparando o comportamento dos modelos MP1 e MP2, nota-se que a alteração do material da almofada de apoio não gerou grande influência no comportamento da ligação a flexão. Os modelos exibiram rigidez e início do escoamento do chumbador muito parecidos.

- Sobre a influência do preenchimento das interfaces pilar-viga

O preenchimento das interfaces se mostrou importante para a resistência e rigidez tanto das ligações sem armadura de continuidade quanto da ligação com armadura de continuidade. Isto ocorre devido ao acréscimo de resistência ao giro da viga causado pelo preenchimento.

Comparando os modelos MP4 e MP3 (sem armadura de continuidade) observa-se que o modelo MP3 exibiu rigidez secante ao início do escoamento do chumbador 5,5 vezes maior que o MP2, e início do escoamento do chumbador aproximadamente 1,5 vezes maior. Este efeito positivo foi gerado pelo preenchimento das interfaces com graute, haja visto que esta é a única alteração entre estes modelos.

Vale também observar que na ligação MP5 (com armadura de continuidade) o preenchimento da interface entre o consolo e o dente gerber também contribuiu para a resistência, pois permite que o binário resistente ao momento fletor tenha um braço de alavanca maior, diminuindo a força de tração na armadura de continuidade e de compressão na região inferior.

Um dos objetivos desta pesquisa foi encontrar maneiras de se alcançar maior rigidez e resistência nas ligações utilizando artifícios de fácil execução. Observou-se que o preenchimento da interface teve importante contribuição nas ligações sem armadura de continuidade, e além disso é um artifício de execução simples e pouco oneroso.

- Sobre a influência da armadura de continuidade

A ligação MP4 é a única que utiliza armadura de continuidade, e assim como esperado, é a que apresenta maior rigidez e resistência entre os modelos pré-moldados. Para que haja resistência na ligação ao momento fletor negativo, é importante que ela apresente algum mecanismo de resistência a tração na região superior, o que no caso do modelo MP4 é gerado pela armadura de continuidade.

O modelo MP4 teve sua resistência relacionada a resistência da armadura de continuidade. O comportamento do MP4 foi comparável a ligação de referência MM1, mas evidentemente apresentou resistência e rigidez menor. O que pode ser explicado pela baixa aderência entre a armadura de continuidade e o pilar, e também pela posição da mesma conforme abordado no Item 6.8.2.

7.2 ANÁLISE GERAL

Sobre o comportamento geral das ligações, observa-se que foi de acordo com o que se esperava e que foi comentado no Capítulo 4.

A ligação MP1 exibiu rigidez e resistência muito baixas.

A ligação MP2 exibiu comportamento muito parecido com a MP1.

A ligação MP3 apresentou comportamento parecido com as ligações MP2 e MP3, entretanto, a fixação do chumbador a viga alterou as condições de solicitações ao chumbador, diminuindo a flexão causada pelo efeito de pino e introduzindo tração, o que permitiu a ligação apresentar maior resistência que as demais.

A ligação MP4, a mais elaborada dentre as sem armadura de continuidade, demonstrou maior capacidade resistente e maior rigidez, e vale ressaltar que a ligação MP4 ainda tem características de facilidade de execução quando comparado a ligações com armadura de continuidade.

A ligação MP5 teve comportamento similar ao comportamento da ligação de referência MM1, e foi proposta de maneira que não seja de execução muito complexa, sem a necessidade de escoramento e com influência mínima no andamento da obra.

A pesquisa também mostrou que a modelagem numérica de ligações de estruturas pré-moldadas através do MEF pode funcionar como uma ferramenta valiosa as empresas e aos engenheiros do ramo, visto que a análise do modelo de calibração mostrou boa correlação com o experimental.

Desta maneira, mostra-se útil que as empresas e engenheiros se utilizem destas ferramentas afim de conhecerem melhor o comportamento das estruturas que estão concebendo, permitindo assim, maior confiança, segurança e economia no dimensionamento de estruturas pré-moldadas.

7.3 SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS

Ainda com relação ao comportamento das ligações, é importante se avaliar o seu desempenho em situações práticas, ou seja, verificar a influência sobre o comportamento global das estruturas.

Além disso, para o desenvolvimento da indústria brasileira de estruturas pré-moldadas é necessário que se consiga romper algumas limitações, como a dificuldade de aplicar estruturas pré-moldadas em edificações altas e com situações de carregamento específicas, por exemplo, carregamentos cíclicos e dinâmicos.

Neste sentido, recomenda-se para trabalhos futuros a avaliação experimental e numérica de ligações pré-moldadas, com a intenção de desenvolver modelos de ligações com bom desempenho em situações como as citadas acima, mas ainda mantendo as principais vantagens das estruturas pré-moldadas.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, E. A. B. (2010). Comportamento de ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor mediante chumbadores grauteados. 188p. Tese de doutorado – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- ALMEIDA, Sandra Freire. **Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura**. 2005. 193 f. Universidade de São Paulo, 2005.
- ALMEIDA, Sandra Freire. **Análise experimental estática e dinâmica da rigidez de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 2010. 204 f. Universidade de São Paulo, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré- moldado. Rio de Janeiro, 2017, 85p.
- BIJLAARD, F. et al. Structural properties of semi-rigid joints in steel frames. **International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)**, v. 13, n. S-42, p. 33, 1989.
- BONO, G. F. F. **Modelos constitutivos para análise tridimensional de estruturas de concreto armado através do método dos elementos finitos**. 2008. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, [s. l.], 2008.
- BOURNAS, D. A.; NEGRO, P.; MOLINA, F. J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 57, p. 609–627, 2013.
- BRUNA, P. (1976) Arquitetura, Industrialização e Desenvolvimento - EDUSP/Perspectiva, Coleção Debates, número 135, São Paulo.
- CENTRO DE GESTÃO E ESTUDOS ESTRATÉGICOS. Centro de Gestão e Estudos Estratégicos (Org.). Estudo Panorama Setorial de Construção Civil. Brasília, 2009. 219 p. Disponível em: <[http://www.abdi.com.br/Estudo/Panorama Setorial de Construção Civil.pdf](http://www.abdi.com.br/Estudo/Panorama%20Setorial%20de%20Construcao%20Civil.pdf)>. Acesso em: 08 jan. 2018.
- COST C1. **Composite steel concrete joints in braced frames for building**. 1996. Brussels, Luxembourg.
- CHAVES, Sebastião de Noronha Peres Henriques. **Atenuação da Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios Utilizando Amortecedores Viscosos**. 2010. 101 f. Faculdade de Engenharia da Univesidade do Porto, 2010.
- CONLEY, J e SRITHARAN, S e PRIESTLEY, M J N. **Precast seismic structural systems PRESS-3: The five-story precast test building, Vol. 3-5: Wall direction response**. Report SSRP-99/19, n. July, 2002.

DAL LAGO, B.; NEGRO, P.; DAL LAGO, A. Seismic design and performance of dry-assembled precast structures with adaptable joints. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, [s. l.], v. 106, n. July 2017, p. 182–195, 2018. Disponível em: <<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0267726117307728>>

DIÓGENES, Hidelbrando J. F. **Análise tipológica de elementos e sistemas construtivos pré-moldados de concreto do ponto de vista de sensibilidade a vibrações em serviço**. 2010. 248 f. Universidade de São Paulo, 2010.

DITZ, J. D. **Desempenho de almofadas de argamassa modificada na transferência de tensões de compressão em ligações de concreto pré-moldado**. 2015. Universidade de São Carlos, 2015.

EL DEBS, M. K., **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2ª Edição. Oficina dos textos. São Paulo. 2017.

ELLIOT, R. S. (2002). Precast Frame Concepts, Economics and Architectural Requirements. In workshop on Design & Construction of Precast Concrete Structures. Construction Industry Training Institute. Singapore.

ELLIOTT, K. S. Research and development in precast concrete framed structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, [s. l.], v. 2, n. 4, p. 405–428, 2000.

ELLIOTT, Kim S. **Research and development in precast concrete framed structures**. Progress in Structural Engineering and Materials, v. 2, n. 4, p. 405–428, 2000.

EN1993-1-8. **Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Parte 1-8: Design of Joints**. European Committee for Standardization, Brussels, 2003.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. Universidade de São Paulo, [s. l.], 1999.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados**. 1993. Universidade de São Paulo, [s. l.], 1993.

FERREIRA, M. A. et al. Estabilidade Global De Estruturas Pré-Moldadas : Efeito Das Ligações Semi-Rígidas. **1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado**, v. 1, n. 1, p. 11, 2005.

FIB (2003). **FIB Guide to Good Practice: Structural Connections for Precast Concrete Buildings**. FIB: Comissions C6: Prefabrication. Task Group 6.2: Connection (Draft Version)

GARCIA, S., BENITO, R.D., DANESI, R.F., (1993). **Performance de Uniones de Elementos Prefabricados**. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26., Montevideo, Uruguai, 15-19 Nov. 1993. Memorias. Montevideo, CLAES/ASAIE, V.3, pp 431-443.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2010

GHAYEB, H. H.; RAZAK, H. A.; SULONG, N. H. R. Development and testing of hybrid precast concrete beam-to-column connections under cyclic loading. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 151, p. 258–278, 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.073>>

HU, H.-T.; SCHNOBRICH, W. C. **Constitutive Modeling of Concrete by Using Nonassociated Plasticity**. v. 1, n. 4, p. 199–216, 1990.

KMIECIK, P. & KAMINSKI, M. **Modeling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration**. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 11 (3), 2011.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, [s. l.], v. 11, n. 3, p. 623–636, 2011.

LEE, J. H.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **J. Eng. Mech. (ASCE)**, [s. l.], v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, [s. l.], v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MAGLIULO, G. et al. FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 69, p. 271–284, 2014. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.036>>

MAGLIULO, G. et al. Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 33, n. 2, p. 535–538, 2011. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.011>>

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. 2002. Universidade de São Paulo, 2002.

MONTEDOR, L. C. **Desenvolvimento de compósito a ser utilizado como almofada de apoio nas ligações entre elementos pré-moldados**. 2004. Universidade de São Paulo, 2004.

MOTA, J. E. **Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado**. 2009. Universidade de São Paulo, 2009.

NAKAKI, Suzanne D. e STANTON, John F. e SRITHARAN, Sri. **Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building**. PCI Journal, v. 44, n. 2, p. 26–39, 1999.

NAYAL, R., & RASHEED, H.A. **Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars**. Journal of Materials in Civil Engineering, 18(6), 831-841. 2006.

NEGRO, P.; BOURNAS, D. A.; MOLINA, F. J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Global response. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 57, p. 594–608, 2013.

NEGRO, P.; TONIOLO, G. **Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions.**

NÓBREGA, P. G. B. **Análise dinâmica de estruturas de concreto estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas.** 2 004. Universidade de São Paulo, 2004.

OBAIDT, Y., HEYDEN, S. & DAHLBLOM, O. **The effect of CFRP an CFRP/concrete interface models when modeling retrofitted RC beams with FEM.** *Composite Structures*, 92, p. 1391–1398, 2010.

OLIVEIRA FILHO, J. O. **Estudo Teórico-Experimental Da Influência Das Cargas Cíclicas Na Rigidez De Vigas De Concreto Armado.** 2005.

OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. et al. **Precast Beam–Column Connection Subjected to Cyclic and Dynamic Loadings.** *Structural Engineering International*, [s. l.], v. 27, n. 1, p. 114–126, 2017.

OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. **Ligação viga-pilar em elementos pré-moldados de concreto solidarizados por concreto reforçado com fibras de aço: análises estática e dinâmica.** 2012. Universidade de São Paulo, [s. l.], 2012.

OLIVEIRA, L.A. (2002). **Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios.** 191p. Dissertação de mestrado – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

PITUBA, J. J. C. **Estudo E Aplicação De Modelos Constitutivos Para O Concreto Fundamentados Na Mecânica Do Dano.** 1998. Universidade de São Paulo, [s. l.], 1998.

PRADO, L. P. **Ligações de montagem viga-pilar para estruturas de concreto pré- moldado – Estudo de caso.** 2014. Universidade de São Carlos, [s. l.], 2014.

QIAN, K.; LI, B. **Performance of Precast Concrete Substructures with Dry Connections to Resist Progressive Collapse.** *Journal of Performance of Constructed Facilities*, [s. l.], v. 32, n. 2, p. 04018005, 2018. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0001147>>

SAENZ, L. P. **Discussion of “Equation for the stress-strain curve of concrete”** by Desayi P, Krishnan S. *ACI Journal* 1964, 61:1229–35.

SALAS, S. J. (1988). **Construção Industrializada: pré-fabricação.** São Paulo: Instituto de pesquisas tecnológicas.

SARTURI, F. D. M. **Simulação computacional de estruturas de concreto reforçadas com aço e compósitos de fibra de carbono.** 2014. 2014.

STANTON, John F e NAKAKI, Suzanne D. **PREcast Seismic Structural Systems Volume 3 -09 DESIGN GUIDELINES FOR PRECAST CONCRETE SEISMIC STRUCTURAL SYSTEMS.** 2002. v. 3.

VASCONCELOS, A. C. (2002). **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Volume III. Studio Nobel. São Paulo.

WAHALATHANTRI, B. L. et al. **A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS**. First International Conference on Engineering, [s. l.], p. 260–264, 2011.

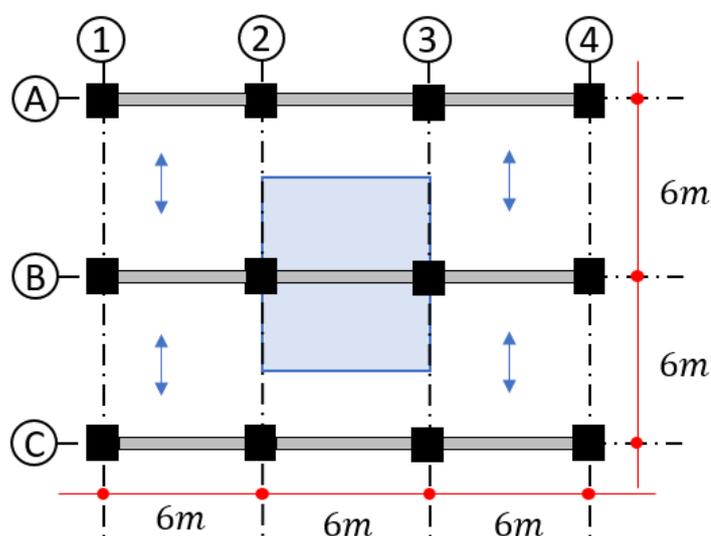
YAN, Q.; CHEN, T.; XIE, Z. Seismic experimental study on a precast concrete beam-column connection with grout sleeves. **Engineering Structures**, v. 155, p. 330–344, 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.027>>

APÊNDICE A – Dimensionamento e detalhamento dos modelos

1. DIMENSIONAMENTO DA VIGA

A estrutura definida para o modelo é composta por pilares espaçados em 6,00m x 6,00m conforme representado na Figura A.1 abaixo. O retângulo em azul representa a área de contribuição para a viga modelo.

Figura A.1 – Área de contribuição para a viga modelo

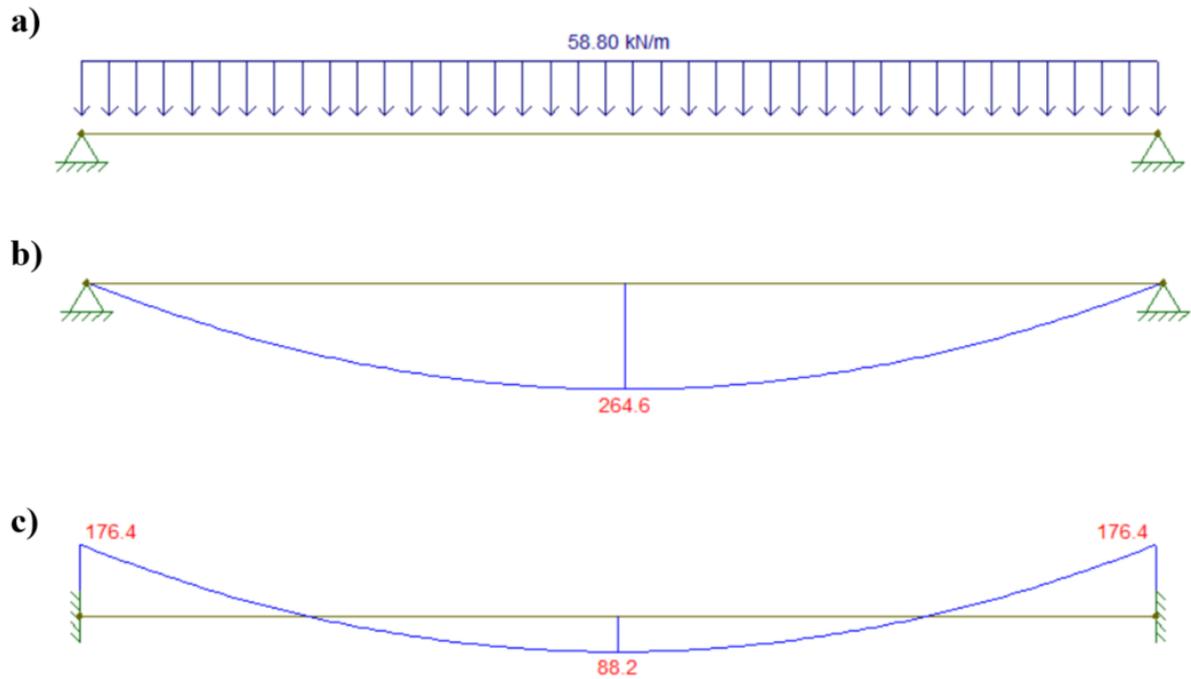


Fonte: Do próprio autor

Considerou para esta análise que a estrutura está submetida a um carregamento de 4 kN/m² de peso próprio e 3 kN/m² de ações acidentais. Chegando-se por fim a uma carga (última) linearmente distribuída sobre a viga de 58,8 kN/m.

Como os modelos variam de ligações articuladas a ligações rígidas, o dimensionamento da viga foi realizado considerando ambas as situações. A Figura A.2 apresenta a situação de carregamento da viga, bem como a solicitação de momento fletor, considerando a situação em que as ligações são perfeitamente articuladas e perfeitamente rígidas.

Figura A.2 – Situações de carregamento e solicitações da viga a) Carregamento; b) Ligações articuladas; c) Ligações rígidas



Fonte: Do próprio autor

1.1. Momento fletor positivo

Utilizando a teoria da flexão para o dimensionamento da viga, e as seguintes condições e características:

$$M_d = 26.460 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$f_{cd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

A posição da linha neutra (x) é:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 16,15 \text{ cm} \rightarrow \frac{x}{d} = 0,358 \text{ (Domínio 3)} \rightarrow \text{Ok!}$$

A área de aço (A_s) de armadura longitudinal é dada por:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)}$$

$$A_s = 15,78 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,ef} = 16,08 \text{ cm}^2 (8 \text{ } \emptyset 16,0\text{mm})$$

Adotando de maneira conservadora que a armadura longitudinal inferior no apoio será $A_{s,anc} = 1/2 A_{s,v\tilde{a}o}$, tem-se:

$$A_{s,anc} = \frac{1}{2} A_{s,v\tilde{a}o}$$

$$A_{s,anc} = 7,89 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,ef} = 8,04 \text{ cm}^2 (4 \text{ } \emptyset 16,0\text{mm})$$

1.2. Momento fletor negativo

Considerando que a ligação terá comportamento semirrígido, diga-se, com capacidade de transmitir 75% do momento fletor negativo, tem-se a seguinte situação no apoio:

$$M_d = -13.230 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$f_{cd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

A posição da linha neutra (x) é:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 7,41 \text{ cm} \rightarrow \frac{x}{d} = 0,1647 \text{ (Domínio 2)} \rightarrow \text{Ok!}$$

A área de aço (A_s) de armadura longitudinal superior no apoio é dada por:

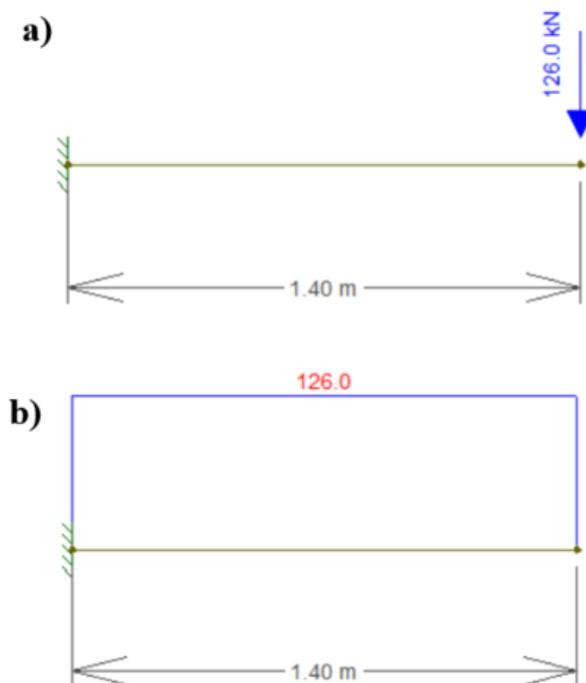
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)}$$

$$A_s = 7,23 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,ef} = 8,04 \text{ cm}^2 (4 \text{ } \emptyset 16,0\text{mm})$$

1.3. Cisalhamento

Considerando a forma dos modelos e que a força será aplicada a uma distância de 1,40 m da interface viga-pilar. A força a ser aplicada para se alcançar o momento fletor negativo da Figura 2 é de 126 kN. A Figura A.3 apresenta o esquema estático dos modelos o esforço cortante atuante.

Figura A.3 – Esforço cortante no modelo. a) Carregamento; b) Esforço cortante



Fonte: Do próprio autor

O dimensionamento em relação ao esforço cortante foi realizado conforme o esforço cortante demonstrado na Figura A.3. Os seguintes dados foram considerados:

$$V_{sd} = 126 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 0,16 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ywk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ywd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

Inclinação das diagonais comprimidas: $\theta = 30^\circ$

Inclinação dos estribos: $\alpha = 90^\circ$

Verificação da biela comprimida:

$$V_{Rd2} = 0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)$$

$$V_{Rd2} = 565,57 \text{ kN} > V_{sd} = 126 \text{ kN} \rightarrow Ok!$$

Cálculo da armadura transversal:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} = 108 \text{ kN}$$

$$V_{c1} = V_{c0} \left(\frac{V_{Rd2} - V_{sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} \right)$$

$$V_{c1} = 103,75 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 22,75 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw,90}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \cdot \text{sen } \alpha}$$

$$A_{sw,90} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima:

$$A_{sw,min} = \frac{20 \cdot f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot b_w$$

$$A_{sw,min} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw,90} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore \text{Utilizar } A_{sw,min}$$

Armadura efetiva para dois ramos:

$$A_{sw,ef} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{m} (\text{Ø}6,3\text{mm } c/19\text{cm})$$

2. DIMENSIONAMENTO DO CONSOLO

O dimensionamento do consolo foi realizado conforme El Debs (2017), e considerando as seguintes características.

$$V_d = 126 \text{ kN}$$

$$H_d = 0,5 \cdot V_d = 63 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 21,20 \text{ cm}$$

$$a = 12,5 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{d} = 0,59 \rightarrow \text{Consolo curto !}$$

- Tensão na biela comprimida:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \leq \tau_{wu} = 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{wd} = 0,237 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{wu} = 0,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

- Armadura do tirante:

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{V_d \cdot a}{0,9 \cdot d} + 1,2H_d \right)$$

$$A_{s,tir} = 3,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tir,ef} = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (2 } \emptyset 16,0 \text{ mm)}$$

- Armadura de costura:

$$A_{s,h} = \frac{0,5}{f_{yd}} \left(\frac{V_d \cdot a}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_{s,h} = 1,90 \text{ cm}^2, \text{ distribuídos em } \frac{2 \cdot d}{3} \text{ (13,44 cm}^2/\text{m)}$$

Adotando armadura em estribos com dois ramos:

$$A_{s,h,ef} = 15,59 \text{ cm}^2/\text{m} (\text{Ø}6,3\text{mm } c/4\text{cm})$$

- Armadura horizontal:

$$A_{s,v} = 0,2 \cdot A_{s,tir}$$

$$A_{s,v} = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,v,ef} = 1,18 \text{ cm}^2 (6 \text{ Ø } 5,0\text{mm})$$

3. DIMENSIONAMENTO DO DENTE GERBER

O dimensionamento do dente Gerber foi realizado conforme El Debs (2017), e considerando as seguintes características.

$$V_d = 126 \text{ kN}$$

$$H_d = 0,5 \cdot V_d = 63 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$a_{ref} = 11 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d_d = 16,8 \text{ cm}$$

- Tensão na biela comprimida:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd_d} \leq \tau_{wu} = 0,17 \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{wd} = 0,3 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{wu} = 0,43 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow Ok!$$

- Armadura do tirante:

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{V_d \cdot a_{ref}}{0,85 \cdot d_d} + 1,2H_d \right)$$

$$A_{s,tir} = 3,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tir,ef} = 4,02 \text{ cm}^2 (2 \text{ Ø } 16,0\text{mm})$$

- Armadura de costura:

$$A_{s,h} = 0,5 \cdot A_{s,tir}$$

$$A_{s,h} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,h,ef} = 2,01 \text{ cm}^2 (6 \text{ } \emptyset 6,3\text{mm})$$

- Armadura horizontal:

$$A_{s,v} = 0,25 \cdot A_{s,tir}$$

$$A_{s,v} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,v,ef} = 1,18 \text{ cm}^2 (6 \text{ } \emptyset 5,0\text{mm})$$

- Armadura suspensão:

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

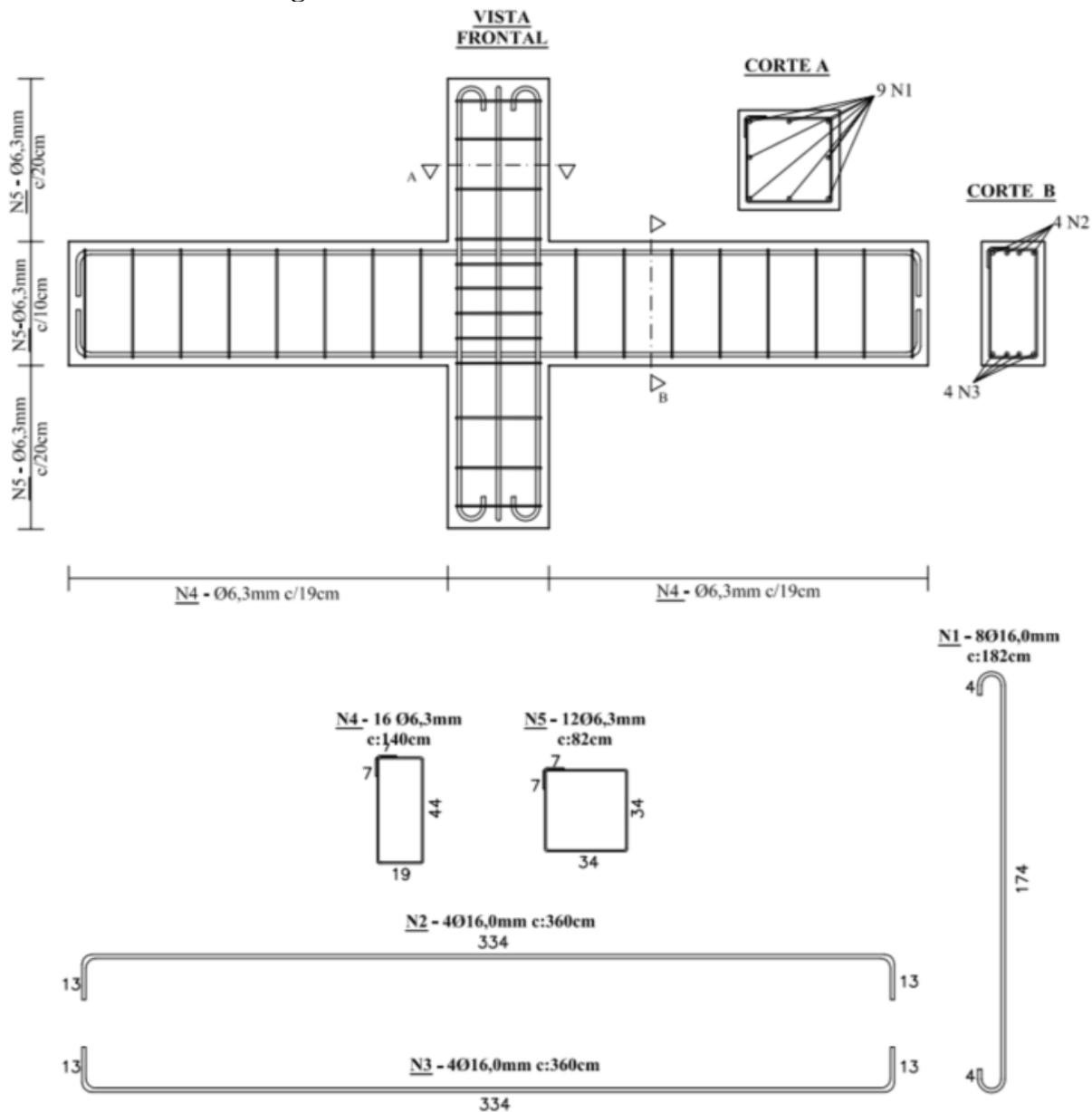
$$A_{s,sus} = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,sus,ef} = 3,01 \text{ cm}^2 (6 \text{ } \emptyset 8,0\text{mm})$$

4. DETALHAMENTO DOS MODELOS

4.1. Modelo MM1

Figura A.4 – Detalhamento do modelo MM1

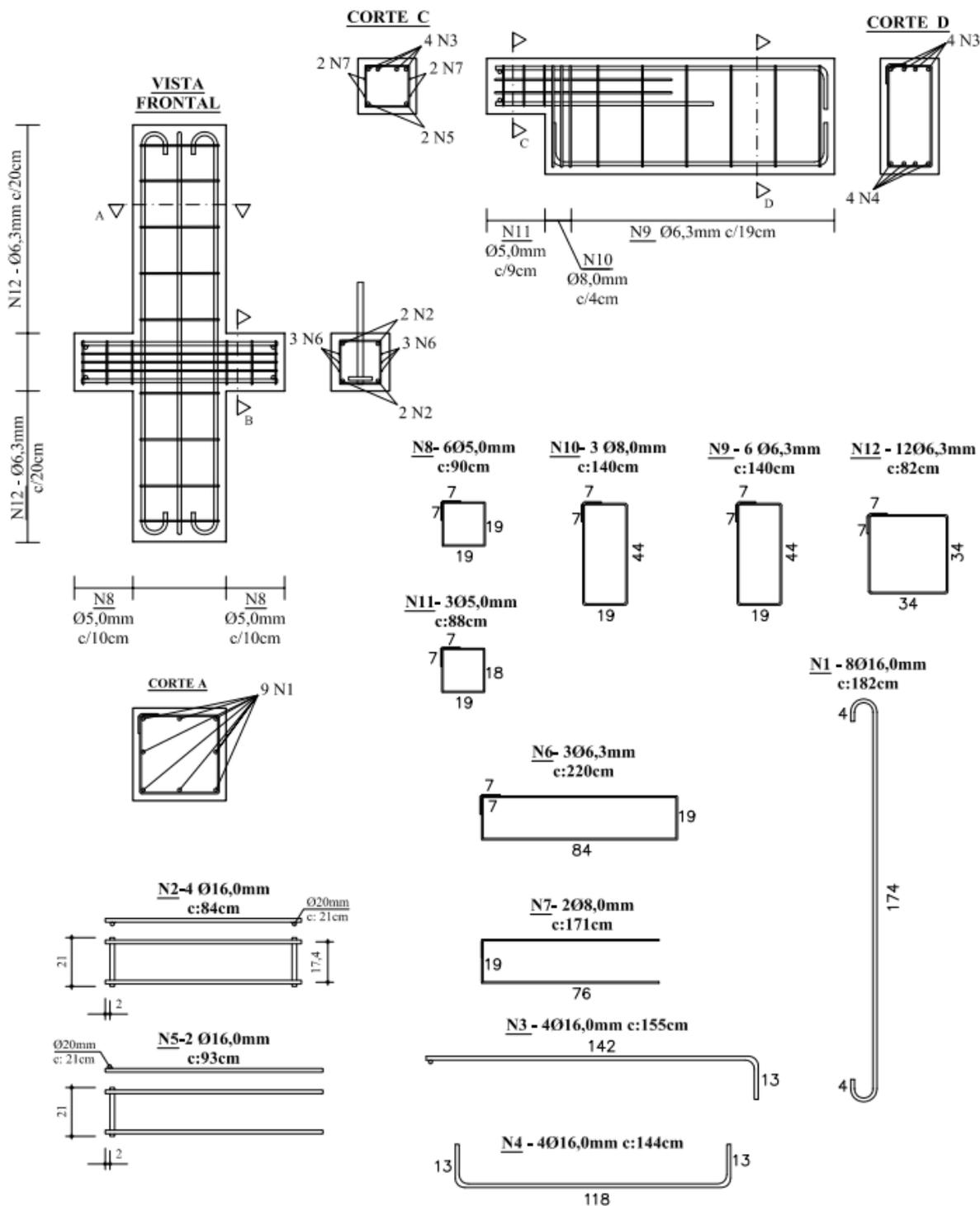


Fonte: Do próprio autor

4.2. Modelos MP1, MP2, MP3 e MP4

O detalhamento dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4 é igual e pode ser observado na Figura A.5.

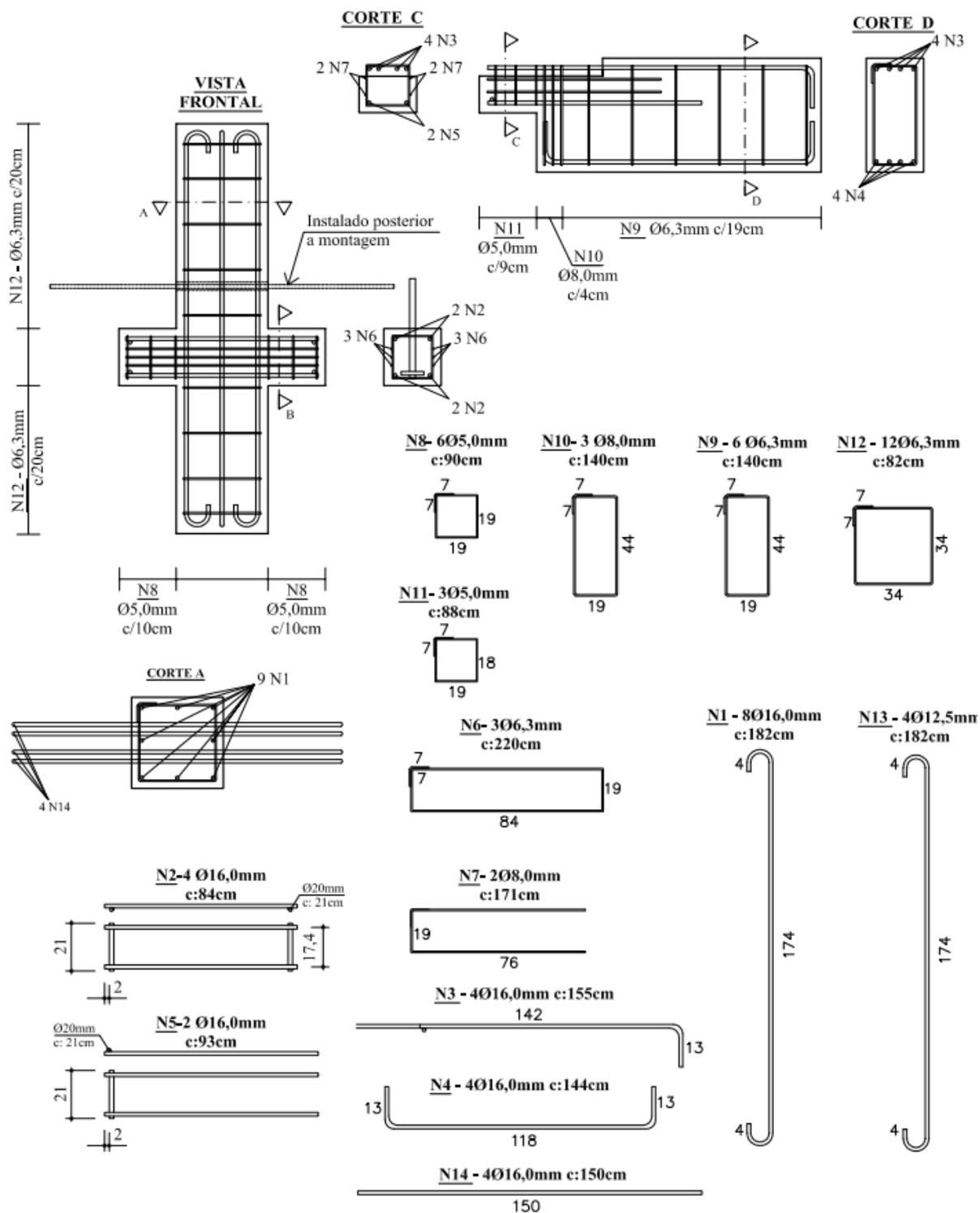
Figura A.5 – Detalhamento dos modelos MP1, MP2, MP3 e MP4



Fonte: Do próprio autor

4.3. Modelos MP5

Figura A.6 – Detalhamento do modelo MP5



Fonte: Do próprio autor