

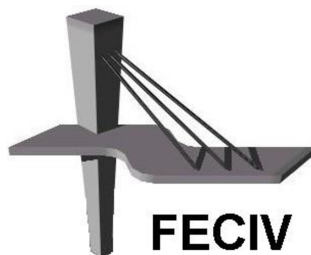


UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO GRAUTEAMENTO
E DA POSIÇÃO DAS ARMADURAS NA LIGAÇÃO
VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

MAIZA MOANA SILVA LACERDA



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Maiza Moana Silva Lacerda

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO GRAUTEAMENTO E DA
POSIÇÃO DAS ARMADURAS NA LIGAÇÃO VIGA-PILAR
EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva
Coorientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Uberlândia, 20 de dezembro de 2016.



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGE

ATA Nº: 173/2016

CANDIDATO: Maiza Moana Silva Lacerda

Nº. Matrícula: 11422ECV008

ORIENTADOR: Prof. Dr. Turíbio José da Silva

TÍTULO: "Análise da influência do grauteamento e da posição das armaduras na ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Comportamento Estrutural

DATA DA DEFESA: 20 de dezembro de 2016

LOCAL: Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y.

HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO: 14:30 / 16:20

Reuniu-se na **Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGE, assim composta: Professores Doutores: **Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU; Anamaria Malachini Miotto Farah – DEC/UEM e Prof. Dr. Turíbio José da Silva** orientador da candidata. Ressalta-se que a **Prof.ª Dr.ª Anamaria Malachini Miotto Farah** participou da defesa por meio de webconferência desde a cidade de Maringá (MG) e os demais membros da banca e o aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Dr. Turíbio José da Silva** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu à discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir a candidata. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou a candidata APROVADA. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.


Professor Orientador: **Prof. Dr. Turíbio José da Silva – FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof.ª Dr.ª Anamaria Malachini Miotto Farah – DEC/UEM**


Membro interno: **Prof.ª Dr.ª Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU**

Uberlândia, 20 de DEZEMBRO de 2016.

*Aos meus amados pais:
Adelice Elena da Silva Lacerda e
Gilmar Candido Lacerda.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente Deus por iluminar meus caminhos e por ter me permitido realizar mais essa etapa em minha vida.

Ao meu noivo Fábio Soares, por ter enfrentado ao meu lado cada etapa ao longo deste trabalho, pela indispensável contribuição na execução dos protótipos, estando sempre presente e disposto a ajudar seja qual for o trabalho, pelo amor e incentivo dedicados a mim tornando as coisas mais simples.

Aos meus queridos pais Adelice e Gilmar, que são a minha vida, e sempre me apoiaram em tudo e fizeram o possível para eu seguir meu caminho.

Aos meus amados irmãos Maxuell e Mayra, por todo incentivo e amizade.

Ao professor Turibio, pela fundamental orientação e ensinamentos no decorrer deste trabalho.

Ao Professor Gerson, pela sua colaboração e sugestões dadas ao trabalho.

À empresa Legran Engenharia, pelo apoio e fornecimento das vigas e pilares pré-moldados utilizados nos ensaios.

Às minhas fiéis amigas, Andressa, Ana Luisa e Sabrina, e também aos queridos colegas e amigos conquistados na pós-graduação, com quem eu pude compartilhar diversos momentos de dificuldade e de descontração, e que sempre se disponibilizaram para ajudar quando foi possível, o que tornou nosso trabalho mais gratificante.

Aos colegas e funcionários da FECIV, principalmente à Cristiane Pires do Laboratório de Estruturas, que se tornou uma amiga e foi fundamental na realização dos meus ensaios.

Agradeço a minha família inteira, por todo amor! Às minhas avós Nevas e Nair e ao meu avô André, que sempre torceram muito por mim.

À CAPES, pelo apoio financeiro concedido.

A todos os que não foram mencionados, mas que direta ou indiretamente contribuíram para realização de mais essa etapa em minha vida.

Lacerda, M. M. S. Análise da influência do grauteamento e da posição das armaduras na ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado. 171 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016.

RESUMO

O estudo das ligações entre os elementos nas estruturas de concreto pré-moldado é de grande importância, pois o desempenho de um sistema estrutural está diretamente relacionado às ligações. Apresenta-se um estudo de uma ligação viga-pilar semirrígida de pilar intermediário, que corresponde a uma viga de concreto pré-moldada apoiada sobre graute em consolo de concreto pré-moldado e a presença de armaduras de continuidade. O presente trabalho teve como principais objetivos verificar a influência do preenchimento com graute na interface vertical entre o consolo e a viga e da posição da armadura de continuidade, passante dentro do pilar ou na laje. Para alcançar os objetivos propostos, foram ensaiados oito protótipos, sendo: dois protótipos com a armadura de continuidade passante pela laje e com graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior da viga; dois protótipos com a armadura de continuidade passante pela laje e sem graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior viga; dois protótipos com a armadura de continuidade passante dentro do pilar e com graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior da viga; dois protótipos com a armadura de continuidade passante dentro do pilar e sem graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior viga. Também foram aplicados dois modelos analíticos para verificar a sua utilização para estimar a rigidez das ligações. Os resultados experimentais indicaram uma boa capacidade de momento fletor das ligações, onde as mesmas apresentaram capacidade portante superior à estimada por todos os modelos de cálculo aplicados neste trabalho. Verificou-se também que o preenchimento de graute contribuiu para aumentar a rigidez e a resistência das ligações e a passagem das armaduras de continuidade pela laje proporcionaram uma maior distribuição da fissuração e menores aberturas de fissuras.

Palavras-chave: Estruturas de concreto pré-moldado. Ligação viga-pilar. Ligação semirrígida. Rigidez à flexão. Concreto armado.

Lacerda, M. M. S. Analysis of the influence of grouting and reinforcing bars position on beam-column connection in precast concrete structures. 171 p., Dissertation (MSc), Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2016.

ABSTRACT

The study of connections between the elements of precast concrete structures is of great importance, because the performance of a structural system is directly related to the connections. It presents a study of a semi-rigid interior beam-column connection, which corresponds to a precast concrete beam supported on grout in precast concrete corbel and the presence of continuity reinforced bars. This work had as main objective to verify the influence of filling with grout in the vertical interface between the corbel and the beam, and of the continuity reinforced position, passing inside the column or the slab. To achieve the goals, eight specimens will be tested, as follows: two specimens with the continuity reinforced bars passing the slab and grouting in vertical interface between the corbel and the lower beam; two specimens with the continuity reinforced bars passing the slab and without grout in the vertical interface between the corbel and the lower beam; two specimens with the continuity reinforced bars passing inside the column and with grout in the vertical interface between the corbel and the lower beam; two specimens with continuity reinforced bars passing inside the column and without grout in the vertical interface between the corbel and the lower beam. They were applied two analytical models to verify its use for estimating the stiffness of the connections. The experimental results indicated a good bending moment capacity of connections, where they had a higher strength capacity estimated by all calculation models applied in this work. It was also found that filling of grout contributed to increase the stiffness and strength of connections and passing continuity reinforcement of the slab provided a greater distribution of cracks, and lower cracks openings.

Keywords: Precast concrete structures. Beam-column connection. Semi rigid connection. Bending stiffness. Reinforced concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar	23
Figura 2 – Curva momento-rotação	23
Figura 3 – Ligação estudada	25
Figura 4 – Componentes da ligação estudada	25
Figura 5 – Preenchimento com graute na ligação viga-pilar estudada	27
Figura 6 – Posição da armadura de continuidade na ligação estudada passante pelo pilar	27
Figura 7 – Posição da armadura de continuidade na ligação estudada passante pela laje	28
Figura 8 – Tipos de ligação viga-pilar quanto à forma	32
Figura 9 – Ligações viga-pilar articuladas	32
Figura 10 – Ligações viga-pilar rígidas mediante conectores metálicos e solda	33
Figura 11 – Ligações viga-pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local	33
Figura 12 – Ligações viga-pilar rígidas com cabos de protensão	33
Figura 13 – Modelos de ligações resistentes ao momento fletor estudados por Dolan, Stanton e Anderson (1987)	36
Figura 14 – Esquema da ligação viga-pilar tipo 1, apresentada em Comair e Dardare (1992)	39
Figura 15 – Esquema de ligação viga-pilar tipo 2, apresentada em Chefdebien (1998)	39
Figura 16 – Ligações viga-pilar utilizadas nos ensaios de Elliott et al (1998)	40
Figura 17 – Modelos ensaiados por Ertas, Ozden e Ozturan (2006)	41
Figura 18 – Ligação viga-pilar ensaiada por Miotto (2002)	43
Figura 19 – Ligação viga-pilar ensaiada por Baldissera (2006)	43
Figura 20 – Ligação viga-pilar ensaiada por Catoia (2007)	44
Figura 21 – Detalhe da armadura de continuidade da ligação viga-pilar ensaia por Kataoka (2007), com 100% passante no pilar	45

Figura 22 – Detalhe da armadura de continuidade da ligação viga-pilar ensaia por Kataoka (2007), com 50% passante no pilar	45
Figura 23 – Relação momento-rotação da ligação viga-pilar.....	47
Figura 24 – Rigidez de projeto considerada pelo EUROCODE 3 (1993).....	49
Figura 25 – Tipos de representação da relação momento-rotação	50
Figura 26 – Simetria da relação momento-rotação.....	50
Figura 27 – Modelo de molas para uma ligação viga-pilar-laje com chapa soldada com duas linhas de parafusos	53
Figura 28 – Modelo tensão de aderência-deslocamento: CEB/FIP (1990) e ENGSTROM (1992)	58
Figura 29 – Configuração da abertura de fissura.....	59
Figura 30 – Diagrama simplificado força x abertura de fissura	59
Figura 31 – Tensões no concreto devido ao efeito de pino para análise linear	60
Figura 32 – Rótulas plásticas em chumbadores inseridos em dois elementos de concreto.....	61
Figura 33 – Equilíbrio de forças resistentes ao momento fletor negativo	66
Figura 34 – Posição deformada da extremidade da viga e mecanismos básicos de deformação da ligação ao momento fletor negativo.....	68
Figura 35 – Equilíbrio de forças resistentes ao momento fletor positivo.....	71
Figura 36 – Posição deformada da extremidade da viga e mecanismos básicos de deformação da ligação ao momento fletor positivo	73
Figura 37 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar.....	74
Figura 38 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar.....	76
Figura 39 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar.....	76
Figura 40 – Classificação de ligações resistentes à flexão como rígidas, semirrígidas ou articuladas.....	77
Figura 41 – Fator de restrição à rotação	78
Figura 42 – Região da ligação na extremidade da viga.....	81
Figura 43 – Exemplos de zonas de distúrbio de elementos estruturais pré-moldados	82
Figura 44 – Ligação viga-pilar semirrígida com armadura de continuidade passante pelo pilar	82
Figura 45 – Ligação viga-pilar semirrígida com armadura de continuidade passante nas laterais do pilar	83

Figura 46 – Ligações viga-pilar semirrígidas com armadura de continuidade passantes somente pelas laterais dos pilares.....	83
Figura 47 – Variável 1: preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga	84
Figura 48 – Variável 2: posição da armadura de continuidade	85
Figura 49 – Características geométricas dos protótipos (medidas em cm)	87
Figura 50 – Detalhes do posicionamento do chumbador (medidas em cm).....	88
Figura 51 – Detalhamento do pilar dos protótipos LS e LC.....	89
Figura 52 – Detalhamento do pilar dos protótipos PS e PC	89
Figura 53 – Detalhamento dos consolos (todos os protótipos).....	90
Figura 54 – Detalhamento da viga (todos os protótipos).....	90
Figura 55 – Detalhamento da laje dos protótipos LS e LC	91
Figura 56 – Detalhamento da laje para os protótipos PS e PC	92
Figura 57 – Posicionamento dos grautes	93
Figura 58 – Fôrmas das vigas e dos pilares	94
Figura 59 – Isolação da parte externa dos estribos das vigas	94
Figura 60 – Etapas de concretagem das vigas e dos pilares	96
Figura 61 – Esquema do cimbramento	98
Figura 62 – Içamento e posicionamento de pilares	101
Figura 63 – Confecção da almofada de graute 1 sobre os consolos	101
Figura 64 – Etapas de montagem e preenchimento dos furos das vigas	102
Figura 65 – Grauteamento da interface vertical entre o consolo e a viga (graute 3) nos protótipos LC e PC	103
Figura 66 – Montagem de cimbramento, montagem das fôrmas das lajes e grauteamento dos espaços entre as vigas e os pilares	103
Figura 67 – Posicionamento das armaduras e concretagem das lajes	104
Figura 68 – Ensaios de abatimento do tronco de cone, massa específica do concreto fresco e teor de ar aprisionado	105
Figura 69 – Moldagem de corpos de prova	107
Figura 70 – Ensaios de resistência a compressão e módulo de elasticidade	109
Figura 71 – Ensaio de resistência à tração do aço	111
Figura 72 – Regiões dos protótipos - vista superior	113
Figura 73 – Extensômetros nas armaduras de continuidade na laje – Protótipos LS e LC ...	113

Figura 74 – Extensômetros nas armaduras de continuidade – Protótipos PS e PC	114
Figura 75 – Posicionamento dos LVDTs nos protótipos.....	115
Figura 76 – Vistas dos transdutores de deslocamento nos protótipos	116
Figura 77 – Posicionamento dos extensômetros de concreto nos protótipos	118
Figura 78 – Medição dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos	119
Figura 79 – Sentido das forças atuantes nos protótipos durante o ensaio	119
Figura 80 – Esquema de ensaio	120
Figura 81 – Detalhes das peças utilizadas nos ensaios.....	121
Figura 82 – Curvas força-deslocamento vertical experimentais	125
Figura 83 – Evolução com a força em kN dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos	126
Figura 84 – Fissuração dos protótipos.....	129
Figura 85 – Exemplificação da configuração e da posição das principais fissuras observadas nos protótipos	132
Figura 86 – Somatório das aberturas de fissuras em função da força nas extremidades das vigas.....	137
Figura 87 – Ruptura em consolos	139
Figura 88 – Detalhe dos LVDTs utilizados no cálculo da rotação.....	139
Figura 89 – Curvas momento-rotação experimentais.....	140
Figura 90 – Curvas momento-rotação de cada tipo de ligação ensaiada.....	141
Figura 91 – Curvas momento-rotação e rigidez secante das ligações	142
Figura 92 – Mecanismos de força resistentes.....	146
Figura 93 – Curvas momento-rotação experimentais das ligações, rigidez secante média entre as réplicas ($R_{sec,m}$) e obtidas pelo modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010)	148
Figura 94 – Curvas momento-rotação experimentais das ligações, rigidez secante média entre as réplicas ($R_{sec,m}$) e obtidas pelo modelo de Ferreira (2001).....	152
Figura 95 – Curvas momento-rotação e rigidezes secante das ligações ensaiadas por Kataoka (2007)	159
Figura 96 – Curva momento-rotação experimental e analítica da ligação ensaiada por Miotto (2002)	160
Figura 97 – Diagrama bilinear momento-rotação experimental das ligações	161
Figura 98 – Diagrama momento reduzido-rotação para as ligações analisadas	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator modificador de rigidez (η) segundo EUROCODE 3 (1993).....	49
Tabela 2 – Deformabilidade das juntas de argamassa e concreto.	56
Tabela 3 – Deformabilidade de juntas de argamassa solicitadas à compressão em função de sua espessura.	57
Tabela 4 – Coeficiente de atrito, baseados em Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002).....	63
Tabela 5 – Classificação das ligações quanto ao fator de restrição.....	78
Tabela 6 – Classificação das ligações quanto a sua rigidez	79
Tabela 7 – Classificação das ligações conforme Ferreira, El Debs e Elliott (2002)	80
Tabela 8 – Resumo das características dos protótipos ensaiados.....	86
Tabela 9 – Descrição da armadura de continuidade utilizada.....	88
Tabela 10 – Tipo e local de utilização dos grautes.....	93
Tabela 11 – Cronograma da concretagem das peças pré-moldadas.	95
Tabela 12 – Traço de concreto utilizado na confecção de duas vigas e um pilar, volume total de 0,168 m ³ de concreto.....	95
Tabela 13 – Características dos grautes.....	97
Tabela 14 – Ordem de montagem dos protótipos.....	100
Tabela 15 – Traço de concreto utilizado na confecção das lajes.....	105
Tabela 16 – Resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone, massa específica e teor de aprisionado.....	106
Tabela 17 – Resistência à compressão aos 7 dias do concreto das vigas e dos pilares pré-moldados.....	107
Tabela 18 – Resistência à compressão aos 28 dias do concreto das vigas e dos pilares pré-moldados.....	108
Tabela 19 – Resistência à compressão aos 7 e 28 dias do concreto das lajes.	108

Tabela 20 – Resistência à compressão do concreto das lajes na idade de cada protótipo na realização do ensaio.....	109
Tabela 21 – Módulo de elasticidade aos 28 dias do concreto das lajes.....	109
Tabela 22 – Tensões de escoamento (f_y) e de ruptura (f_u) do aço.	110
Tabela 23 – Resistências à compressão aos 28 dias dos grautes.	111
Tabela 24 – Equipamentos e instrumentos utilizados nos ensaios.	112
Tabela 25 – Relação de extensômetros nas barras de aço dos protótipos LS e LC.....	114
Tabela 26 – Relação de extensômetros nas barras de aço dos protótipos PS e PC.	114
Tabela 27 – Relação de LVDTs nos protótipos.....	117
Tabela 28 – Procedimento de carregamento nos protótipos.....	122
Tabela 29 – Esforços previstos para os protótipos.	124
Tabela 30 – Máximos momentos atuantes nos protótipos e respectivas forças de atuação. .	124
Tabela 31 – Máximos deslocamentos verticais (mm).	128
Tabela 32 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo LC2.....	133
Tabela 33 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo LS1.....	133
Tabela 34 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo LS2.	134
Tabela 35 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PS1.....	134
Tabela 36 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PS2.....	135
Tabela 37 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PC1.....	135
Tabela 38 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PC2.....	136
Tabela 39 – Momentos de plastificação (M_y) e a respectiva rotação (θ_y), rigidezes secantes (R_{sec}) e média das rigidezes secantes das réplicas ($R_{sec,m}$).....	145
Tabela 40 – Parâmetros utilizados para a aplicação do modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010).	147
Tabela 41 – Momentos de plastificação ($M_{y,2010}$) e a respectiva rotação ($\theta_{y,2010}$), e rigidezes obtidas pelo modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010).	147
Tabela 42 – Relações entre os momentos plastificação experimentais (M_y) e previstos (M_{Rk}), com os momentos de plastificação obtidos pelo modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010) ($M_{y,2010}$).....	149
Tabela 43 – Parâmetros utilizados para a aplicação do modelo de Ferreira (2001).	151
Tabela 44 – Momentos de plastificação ($M_{y,2001}$) e a respectiva rotação ($\theta_{y,2001}$), e rigidezes obtidas pelo modelo de Ferreira (2001).....	152

Tabela 45 – Relações entre os momentos plastificação experimentais (M_y) e previstos (M_{Rk}), com os momentos de plastificação obtidos pelo modelo analítico de Ferreira (2001) ($M_{y,2001}$).	154
Tabela 46 – Momentos de plastificação das ligações estudadas. ($kN \times m$).	155
Tabela 47 – Rigidezes das ligações estudadas ($kN \times m/rad$).	155
Tabela 48 – Relações dos momentos de plastificação entre os protótipos com e sem preenchimento de graute.....	156
Tabela 49 – Relações das rigidezes entre os protótipos com e sem preenchimento de graute.	156
Tabela 50 – Relações dos momentos de plastificação entre protótipos com armadura de continuidade passantes na laje e no pilar.....	157
Tabela 51 – Relações das rigidezes entre os protótipos com armadura de continuidade passantes na laje e no pilar.	157
Tabela 52 – Valores experimentais obtidos para momentos plastificação e rigidezes das ligações.	161

SÍMBOLOS; SIGLAS E ABREVIÇÕES

SÍMBOLOS

A_s	- Área de armadura negativa;
$A_{c,ef}$	- Área de concreto que envolve a armadura de continuidade
A_{sb}	- Área da seção transversal do chumbador
Δy	- Deslocamento transversal do chumbador quando submetido ao máximo esforço
b_f	- Dimensão da mesa colaborante da viga
b_w	- Largura da viga
C	- Ponto de referência para a realização do equilíbrio entre as forças verticais, horizontais e momentos, atuantes na extremidade da viga
c_e	- Coeficiente para consideração da excentricidade da carga aplicada no chumbador
CR	- Centro de rotação da extremidade da viga
c_r	- Coeficiente para consideração de restrição ao deslocamento
d	- Altura útil da seção
d'_e	- Distância do centro de gravidade da armadura negativa à face superior da viga
D_{gi}	- Deformabilidade do graute
e	- Excentricidade da carga aplicada no chumbador
$E_{c,top}$	- Módulo de elasticidade do concreto da capa
$(EI)_{sec}$	- Rigidez secante da viga
E_s	- Módulo de elasticidade do aço

Símbolos; Siglas e Abreviações

$f_{cd,max}$	-	Maior valor de resistência do concreto ou do graute em contato com o chumbador
$f_{cd,top}$	-	Resistência à compressão de projeto da capa de concreto moldado no local
f_{cgd}	-	Resistência a compressão de projeto do graute
f_{ck}	-	Resistência característica do concreto
F_{Rd}	-	Força de projeto
F_{sd}	-	Resultante de cisalhamento do chumbador
F_{td}	-	Resultante de tração do chumbador
f_u	-	Resistência de ruptura do aço
f_y	-	Resistência de escoamento do aço
f_{yb}	-	Resistência ao escoamento do chumbador.
f_{yd}	-	Resistência de escoamento de projeto da armadura
h_e	-	Altura do dente da viga
K_c	-	Rigidez do concreto à compressão
K_{cu}	-	Rigidez do aparelho de apoio
$K_{eff,r}$	-	Coefficiente de rigidez
K_g	-	Rigidez do graute
$K_{j,ini}$	-	Rigidez inicial da ligação
K_m	-	Rigidez à flexão
$K_{m,neg}$	-	Rigidez da ligação ao momento fletor negativo
$K_{m,pos}$	-	Rigidez da ligação ao momento fletor positivo
K_s	-	Rigidez da armadura
K_{sd}	-	Rigidez ao cisalhamento do chumbador
K_{sec}	-	Rigidez secante da ligação
K_{td}	-	Rigidez a tração do chumbador
l_e	-	Comprimento do dente da viga
L_{ef}	-	Vão efetivo entre os centros de giro nos apoios da viga

M	- Momento fletor
M_{EN}	- Momento de engastamento perfeito
$M_{j,Ed}$	- Momento solicitante de projeto na ligação – EUROCODE 3
$M_{j,Rd}$	- Momento resistente de projeto da ligação – EUROCODE 3
M_{neg}	- Momento fletor negativo
M_{pos}	- Momento fletor positivo
$M_{y,neg}$	- Momento fletor negativo resistente
$M_{y,pos}$	- Momento fletor positivo resistente
M_{SR}	- Momento na extremidade da viga
M_u	- Momento último
M_y	- Momento de plastificação
$M_{y,neg}$	- Momento fletor negativo resistente
R_c	- Resultante de compressão no concreto moldado no local
R_{cu}	- Resultante de compressão da almofada de argamassa
R_g	- Resultante de compressão do graute
R_s	- Resultante de tração da armadura negativa
R_{sec}	- Rigidez secante
S_j	- Rigidez da ligação – EUROCODE 3
$S_{j,ini}$	- Rigidez inicial da ligação – EUROCODE 3
w_y	- Abertura da suposta fissura junto à face superior da extremidade da viga.
x_{cu}	- Região comprimida da almofada de argamassa junto ao aparelho de apoio
y_{cr}	- Centro de rotação
y_{cn}	- Região comprimida do graute na interface inferior da extremidade da viga junto ao pilar
y_{cp}	- Região comprimida da capa na interface superior da extremidade da viga junto ao pilar
z_n	- Comprimento do braço de alavanca entre R_s e R_q

z_p	- Comprimento do braço de alavanca entre R_c e F_{sd}
α_R	- Fator de restrição à rotação
θ	- Rotação da viga provocada pelo momento
θ_1	- Rotação da extremidade do elemento (viga)
θ_2	- Rotação combinada do elemento (viga) e da ligação
η	- Fator modificador de rigidez – EUROCODE
μ	- Momento reduzido
σ_s	- Tensão de tração da armadura negativa da ligação
σ_{sb}	- Tensão atuante no chumbador
Φ	- Diâmetro da armadura de continuidade
Φ_d	- Diâmetro do chumbador

SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEB	- Comité Européen du Béton/ European Committee for Concrete
CERIB	- French Precast Concrete Industry Study and Research Center
CML	- Concreto moldado no local
CPM	- Concreto pré-moldado
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
ELU	- Estado Limite Último
FIB	- Fédération Internationale du Béton/ International Federation for Structural Concrete
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte/ International Federation for Prestressing
FRC	- Fiber Reinforced Concrete
NBR	- Norma Brasileira
PCA	- Portland Cement Association

PCI	- Precast/Prestressed Concrete Institute
PRESSS	- Precast Seismic Structural Systems
SFRAD	- Specially Funded Research and Development Program
USP	- Universidade de São Paulo

ABREVIACÕES

cm	- Centímetro(s)
LC	- Protótipo com armadura de continuidade na laje com preenchimento de graute
LS	- Protótipo com armadura de continuidade na laje sem preenchimento de graute
LVDT	- Transdutor de deslocamento
mm	- Milímetro(s)
MPa	- Mega Pascal(s)
PC	- Protótipo com armadura de continuidade no pilar com preenchimento de graute
PS	- Protótipo com armadura de continuidade no pilar sem preenchimento de graute

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
1.1 Considerações iniciais	21
1.2 Justificativa	26
1.3 Objetivos	26
1.3.1 Objetivos específicos	28
1.4 Planejamento	29
1.5 Organização do trabalho	30
2 CONSIDERAÇÕES E ESTUDOS PRÉVIOS SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO	31
2.1 Tipos de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto	31
2.2 Estudos sobre ligações viga-pilar	35
2.3 Considerações relacionadas à rigidez das ligações	46
2.4 Relação momento-rotação	51
2.5 Mecanismos básicos de deformação	55
2.5.1 Transferência de forças de compressão	56
2.5.2 Transferência de forças de tração	57
2.5.3 Transferência de forças de cisalhamento	60
2.5.4 Determinação teórica da relação momento-rotação	65
2.6 Classificação das ligações	77
2.6.1 Ligações semirrígidas	80
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	84
3.1 Considerações iniciais	84
3.2 Projeto da ligação	86
3.2.1 Especificação do concreto	87
3.2.2 Armadura de projeto	88

3.2.3 Especificação do Graute	92
3.3 Confeção e montagem dos protótipos.....	94
3.4 Propriedades mecânicas dos materiais	106
3.4.1 Concreto	106
3.4.2 Armadura	110
3.4.3 Graute	111
3.5 Equipamentos e Instrumentação	112
3.5.1 Instrumentação interna	113
3.5.2 Instrumentação externa.....	115
3.6 Procedimento de ensaio	119
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	123
4.1 Considerações iniciais	123
4.2 Fissuração dos protótipos	129
4.3 Determinação da curva momento-rotação	139
4.3.1 Aplicação de modelos analíticos	146
4.3.2 Síntese dos resultados experimentais e modelos analíticos.....	155
4.4 Comparação com outros trabalhos	158
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	163
5.1 Considerações iniciais	163
5.2 Conclusões.....	164
5.3 Sugestões para trabalhos futuros	165
REFERÊNCIAS	167

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O sistema construtivo de estruturas em concreto pré-moldado é caracterizado pela sua facilidade de execução, devido à produção dos elementos fora do seu local de utilização definitivo. Uma das principais vantagens desse sistema é a velocidade para a conclusão da construção. Além disso, a utilização de elementos pré-moldados de concreto permite: uma maior reutilização de fôrmas e equipamentos; a continuidade dos processos de execução dos elementos; a diminuição de atrasos decorrentes de mau tempo, o que conseqüentemente possibilita uma programação mais precisa dos processos construtivos; além de uma maior organização e limpeza do canteiro de obras comparado a uma construção com elementos de concreto moldado no local (GORGUN, 1997). Entretanto um dos fatores limitantes da utilização de estruturas pré-moldadas de concreto é a realização de ligações entre os seus elementos, que corresponde a uma das atividades mais difíceis e caras na sua produção.

De acordo com El Debs (2000), a necessidade de se considerar situações transitórias no cálculo, além da situação final da estrutura, e as particularidades das ligações entre os elementos estruturais, são as razões pelas quais o projeto de estruturas pré-moldadas se diferencia das estruturas de concreto moldado no local. Sendo assim, o estudo das ligações entre os elementos estruturais de concreto pré-moldado possui grande importância para o desenvolvimento e

execução de projetos dessa natureza, isso porque o desempenho do sistema estrutural em concreto pré-moldado está diretamente relacionado ao desempenho de suas ligações.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado (NBR 9062:2006) “ligações são 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 das condições de projeto”. Complementado, de acordo com o manual PCI (2010), o propósito de uma ligação é a transferência de esforços, restringir o movimento, e/ou proporcionar estabilidade à estrutura.

O comportamento das ligações influencia de maneira muito significativa o comportamento da estrutura, afetando a resistência, a estabilidade e a exequibilidade do sistema estrutural, sendo elas responsáveis pela transmissão e redistribuição dos esforços. De uma forma geral, a rigidez das ligações interfere na rigidez da estrutura como um todo (FERREIRA, 1993). Sendo assim, o detalhamento das ligações consiste em uma das partes mais importantes do projeto de estruturas de concreto pré-moldado, devendo-se levar em conta as tolerâncias permitidas para fabricação e montagem da estrutura, prever um bom ajuste entre os materiais a serem utilizados na ligação e evitar a interferência entre armaduras e outros componentes constituintes da ligação (PCI, 2010).

Segundo Ferreira (1993) e o manual PCI (2010), alguns aspectos a serem levados em conta na avaliação da eficiência de uma ligação são: construtibilidade, durabilidade, estabilidade, esforços resistentes, ductilidade, rigidez, resistência ao fogo, acomodações devido à mudança de volume e ainda forças residuais na estrutura.

Os principais problemas dos sistemas construtivos constituídos por elementos pré-moldados de concreto ocorrem nas ligações. Quanto mais complexas, ou seja, em ligações com necessidade de realização de solda em campo ou com muitos componentes para efetivação da mesma, maior a possibilidade de ocorrência de erros, sejam eles no modelo de cálculo adotado para prever o comportamento da ligação, ou na própria execução.

Normalmente, não se consegue liberar ou limitar totalmente os deslocamentos relativos entre as seções dos elementos ligados, de forma que as ligações se comportem como articuladas ou perfeitamente rígidas, respectivamente. Quando solicitadas, as ligações classificadas como

articulações frequentemente possuem uma pequena rigidez à flexão, e outras classificadas como rígidas podem apresentar deformações à flexão e ao cisalhamento (MIOTTO, 2002). Em síntese, as ligações apresentam certa deformabilidade quando solicitadas.

Segundo El Debs (2000), a deformabilidade de uma ligação é definida como a relação do deslocamento relativo entre os elementos constituintes da ligação com o esforço solicitante causador desse deslocamento, ou seja, a deformabilidade representa o deslocamento causado por uma solicitação unitária em sua direção. Para o caso de uma ligação viga-pilar solicitada ao momento fletor, a deformabilidade à flexão está associada à rotação da viga (θ) provocada pelo momento fletor (M) em relação à situação indeformada do nó, conforme ilustrado na Figura 1.

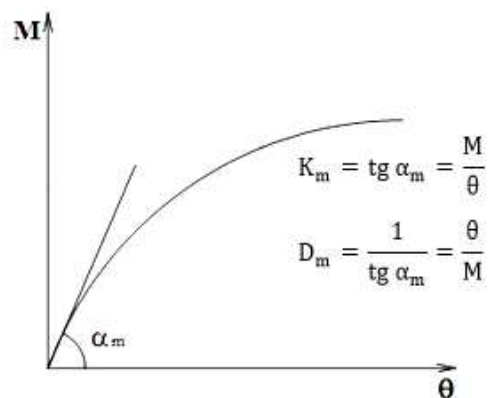
A rigidez corresponde ao inverso da deformabilidade. Para estruturas nas quais o esforço predominante é o momento fletor, emprega-se a curva momento-rotação para representar esse parâmetro, ilustrado na Figura 2.

Figura 1 – Deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar



Fonte: Adaptada de El Debs (2000).

Figura 2 – Curva momento-rotação



Fonte: Adaptada de El Debs (2000).

A determinação da rigidez de uma ligação é normalmente obtida através de resultados experimentais ou por meio de modelos analíticos ou numéricos. No entanto, o custo para a realização de estudos experimentais é elevado, e muitas vezes os resultados obtidos são limitados apenas às ligações com o mesmo detalhamento, materiais e dimensões da ligação ensaiada, tendo assim uma aplicação restrita do ponto de vista prático (MIOTTO; EL DEBS, 2007).

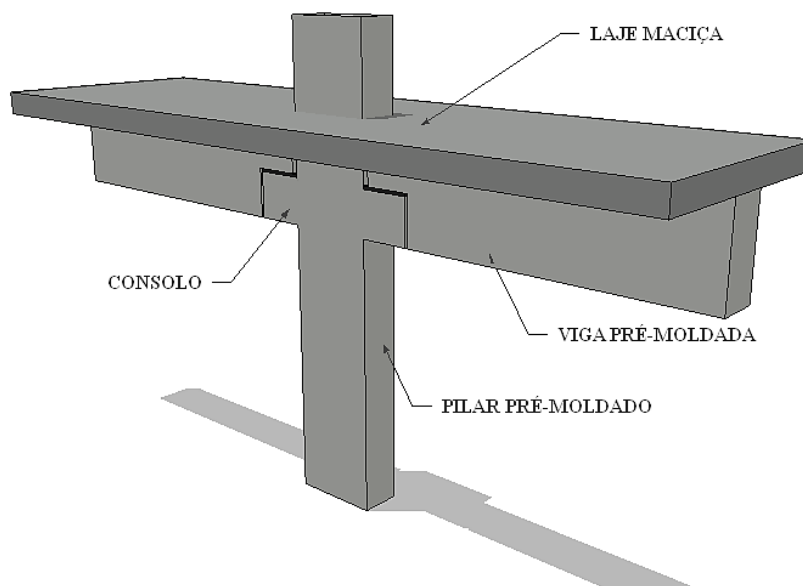
Quanto aos modelos analíticos, a sua utilização apresenta algumas dificuldades, pois as ligações constituem-se regiões de comportamento complexo, com concentração de tensões e influência de uma série de fatores (MIOTTO, 2002). Para o cálculo de deformabilidades em várias ligações típicas de estruturas de concreto pré-moldado, em Ferreira (1993) são apresentados modelos baseados no conhecimento das diferentes fontes de deformação e resistência de cada ligação. Esses modelos foram desenvolvidos através da associação analítica dos mecanismos básicos de deformação dos elementos que compõem a ligação. O equacionamento desenvolve-se por equilíbrio das forças, compatibilização dos deslocamentos e pelo conhecimento das deformações específicas dos mecanismos de deformação. Contudo, o desenvolvimento de equacionamentos para o cálculo das deformabilidades e rigidezes de ligações favorece o planejamento de futuros estudos experimentais, e ainda se mostra de grande interesse para aplicação em projetos, na elaboração de critérios de dimensionamento e detalhamento das ligações, e ainda de avaliar a rigidez da ligação em função do comportamento de seus componentes internos.

O presente trabalho consiste em um estudo experimental do comportamento de uma ligação viga-pilar semirrígida de concreto pré-moldado submetida a momento fletor negativo, cuja tipologia é apresentada na Figura 3. Trata-se de uma ligação semirrígida com armadura de continuidade solidarizada através da concretagem no local de laje maciça. Isso proporciona a transmissão de momento fletor, que será avaliada neste trabalho. Essa ligação pode ser utilizada na execução de estruturas com mais de um pavimento, como construções de fábricas, indústrias e até edifícios comerciais e residenciais.

Os protótipos são compostos por armadura de continuidade, pilar pré-moldado, duas vigas pré-moldadas em balanço apoiadas sobre graute aplicado sobre consolo de concreto e a presença de chumbador, laje maciça de concreto moldado no local, preenchimento de graute na interface entre

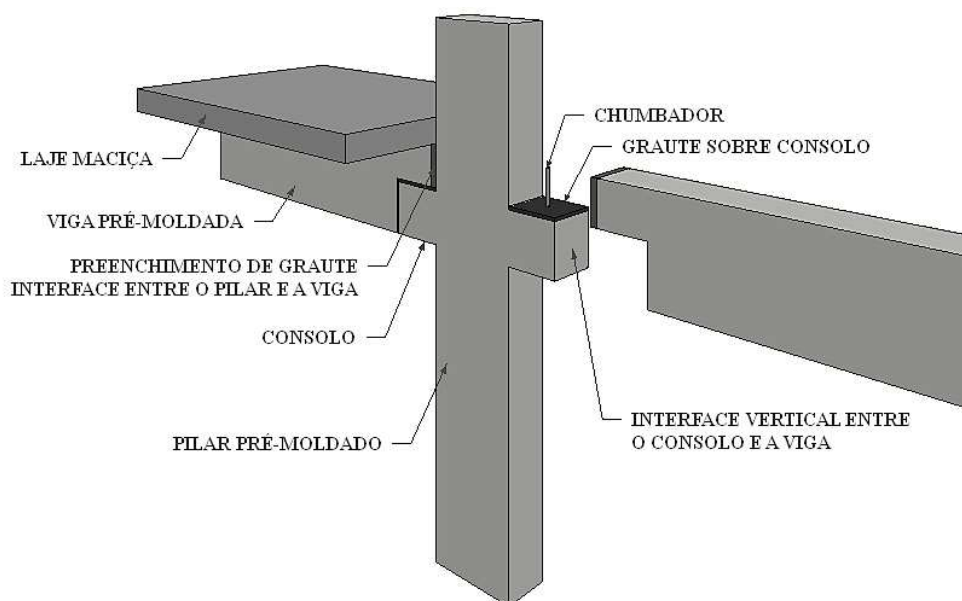
o pilar e a viga, (Figura 4). Serão analisadas a posição da armadura de continuidade e a influência do preenchimento de graute na interface inferior entre a viga e o consolo.

Figura 3 – Ligação estudada



Fonte: Autora (2016).

Figura 4 – Componentes da ligação estudada



Fonte: Autora (2016).

1.2 JUSTIFICATIVA

Na concepção de projetos estruturais de concreto pré-moldado muitas vezes as ligações entre os elementos são consideradas articuladas ou perfeitamente rígidas, desconsiderando-se a influência da sua rigidez real. Isso acontece devido à dificuldade de se propor modelos simplificados que representem o comportamento das ligações e forneçam resultados confiáveis, uma vez que é necessário atribuir valores experimentais de deformabilidades e resistência para a calibração destes modelos.

Sabendo-se da importância do comportamento das ligações no desempenho da estrutura como um todo, a adoção de condições aproximadas de vinculação na análise estrutural pode resultar em estruturas com seções não otimizadas ou até mesmo insatisfatórias, com esforços atuantes bem diferentes dos esforços calculados e considerados no projeto. Com o conhecimento da rigidez das ligações das estruturas pré-moldadas, pode-se obter esforços e deslocamentos com maior realismo, possibilitando um maior controle de sua estabilidade. Dessa forma, é possível realizar um projeto estrutural mais confiável e viável em estruturas de múltiplos pavimentos.

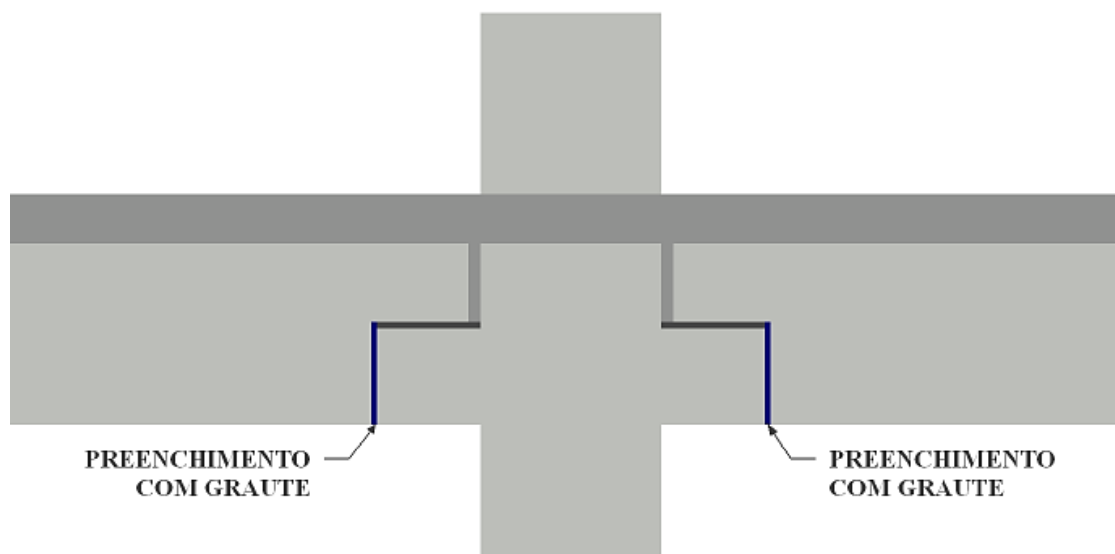
Sendo assim, esse estudo é relevante, pois além de fornecer mais uma alternativa de ligação para estruturas de concreto pré-moldado, é também de grande importância para a indústria de pré-moldados em geral, que tem nos estudos sobre o comportamento de ligações a possibilidade de conhecer mais a fundo o desempenho das estruturas dessa natureza.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é analisar o comportamento de uma tipologia ligação viga-pilar submetida a momento negativo, por meio de resultados experimentais e analíticos, visando verificar a influência de duas variáveis:

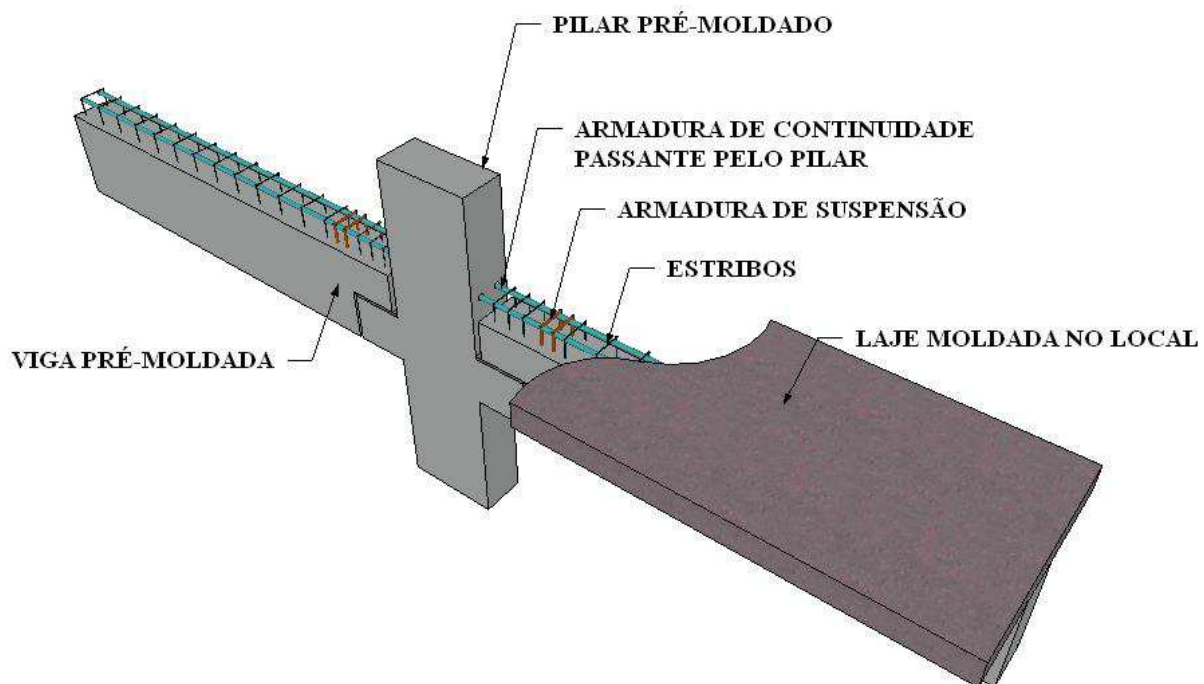
- a) o preenchimento com graute na interface vertical entre o consolo e a viga, como ilustrado na Figura 5;
- b) a posição da armadura de continuidade, passante somente pelo pilar ou somente pela laje, como pode ser visto nas Figuras 6 e 7.

Figura 5 – Preenchimento com graute na ligação viga-pilar estudada



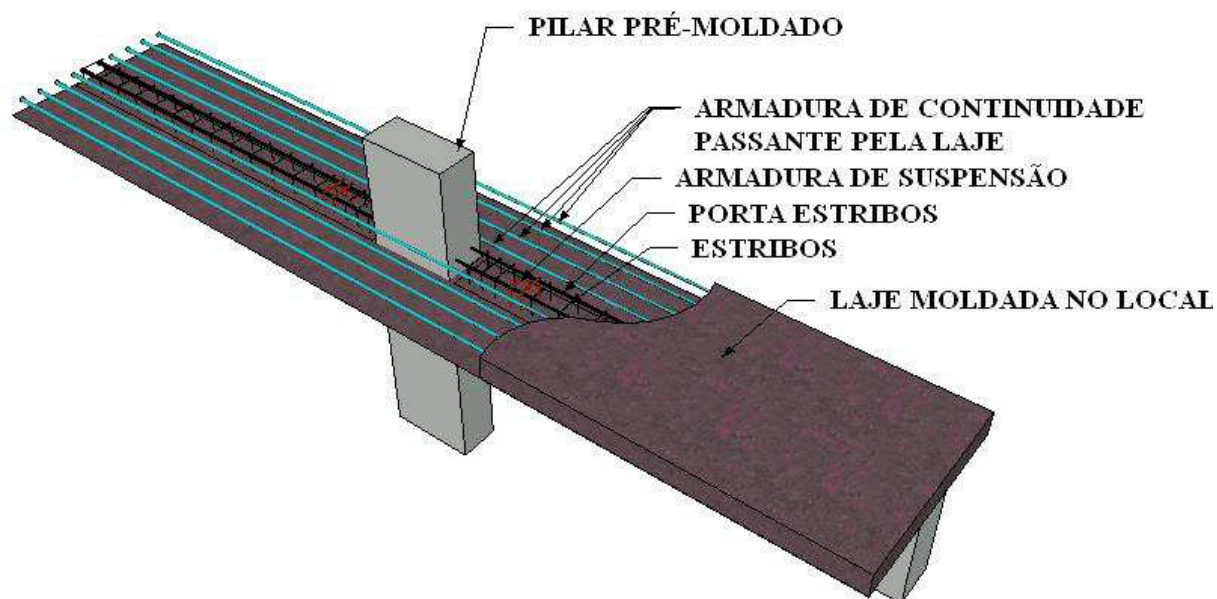
Fonte: Autora (2016).

Figura 6 – Posição da armadura de continuidade na ligação estudada passante pelo pilar



Fonte: Autora (2016).

Figura 7 – Posição da armadura de continuidade na ligação estudada passante pela laje



Fonte: Autora (2016).

1.3.1 Objetivos específicos

Entre os objetivos específicos estão:

- aumentar a base de dados sobre o comportamento à flexão, em relação à resistência e a rigidez de uma tipologia de ligação viga-pilar solidarizada no local submetida ao momento fletor negativo;
- obter informações sobre a rigidez da ligação viga-pilar proposta e verificar modelos analíticos a partir da comparação com os resultados experimentais;
- analisar o comportamento dos mecanismos de deformação e resistência presentes nas ligações ensaiadas e a sua influência no comportamento global da ligação;
- verificar o comportamento da ligação com o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga;

- e) analisar o comportamento da ligação, submetida a momento fletor negativo, com armadura de continuidade passante dentro do pilar e passante na lateral do pilar pela laje.

1.4 PLANEJAMENTO

Para atingir os objetivos desse trabalho estabeleceu-se os seguintes passos:

- a) **definição das ligações a serem estudadas:** a determinação dos protótipos estudados nesta pesquisa foi realizada com base em uma proposta de ligação viga-pilar semirrígida simples de ser executada em campo, com algumas variações em relação a outros modelos de ligação aplicados. Para isso contou-se com a cooperação da Empresa LEGRAN, de Uberlândia-MG;
- b) **redação da revisão bibliográfica:** a revisão bibliográfica foi realizada buscando-se fazer um levantamento dos conhecimentos teóricos e experimentais existentes na literatura técnica sobre ligações viga-pilar pré-moldadas, abordando assuntos relacionados ao tema e que contribuam para cumprimentos dos objetivos deste trabalho;
- c) **programa experimental:** foram ensaiadas quatro variações de uma ligação viga-pilar pré-moldada, sendo cada uma replicada uma vez. Cada protótipo foi composto por duas vigas e um pilar, onde variou-se a posição da armadura de continuidade e o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga. Durante a realização dos ensaios foram observados a resistência e o comportamento global da ligação, assim como os mecanismos básicos de deformação. Obteve-se os deslocamentos com a utilização de transdutores de deslocamento (LVDTs) e a deformação das armaduras e concreto com extensômetros. Através dos dados obtidos, foram determinadas curvas momento-rotação da ligação que fornecem informações importantes sobre a mesma;
- d) **análise dos resultados:** foi realizada com a montagem de gráficos e comparação das respostas dos protótipos ensaiados. Também utilizou-se resultados de outros trabalhos e aplicação de modelos analíticos para esta análise;
- e) **conclusões:** as conclusões foram obtidas a partir das análises dos resultados dos ensaios e da aplicação de modelos analíticos que tiveram como base a revisão bibliográfica.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi dividido em cinco capítulos, cujos conteúdos são resumidos a seguir:

No **capítulo 1** é feita uma introdução ao tema da pesquisa desenvolvida, sendo apresentada a ligação viga-pilar de concreto pré-moldado estudada, juntamente com as suas variações. Nesse capítulo também são apresentados os objetivos e justificativa do presente trabalho e o planejamento para realizá-lo.

O **capítulo 2** traz a fundamentação teórica e são citados de forma sucinta alguns dos estudos encontrados na literatura relacionados ao assunto dessa pesquisa.

Encontra-se no **capítulo 3** o detalhamento do programa experimental, incluindo o projeto dos protótipos ensaiados. Neste capítulo estão descritos os protótipos ensaiados e o esquema de ensaio. Também são apresentadas as características dos materiais, a confecção, transporte e montagem dos protótipos, a instrumentação utilizada, a metodologia experimental empregada e os resultados obtidos.

A análise e discussão dos resultados são realizadas no **capítulo 4**, com a apresentação de gráficos e fotos. É feita uma comparação entre os resultados experimentais e analíticos que também são correlacionados com resultados obtidos em outros trabalhos.

No **capítulo 5** apresentam-se as considerações finais, as conclusões do trabalho abordando o cumprimento dos objetivos e ainda algumas sugestões para pesquisas futuras sobre o tema abordado.

Ao final do trabalho encontram-se as referências consultadas para a realização da dissertação.

CAPÍTULO 2

CONSIDERAÇÕES SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

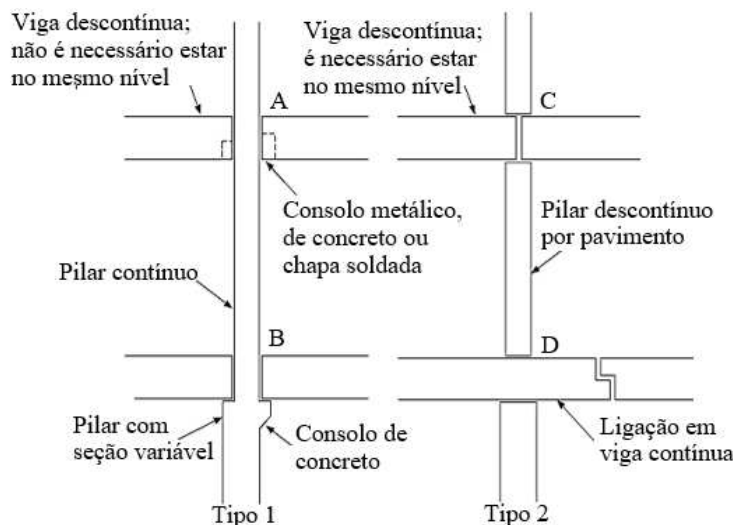
2.1 TIPOS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

As ligações entre vigas e pilares são as mais importantes ligações nos sistemas de estruturas pré-moldadas de esqueleto (ELLIOTT, 2002). Existem vários tipos de ligações viga-pilar, que variam em sua complexidade, custo e comportamento estrutural. Em geral, como apresentado na Figura 8, as ligações viga-pilar podem ter as seguintes configurações:

- a) ligação de extremidade da viga ou ligação viga-pilar – quando o pilar é contínuo e as vigas são conectadas a ele;
- b) ligação de topo – quando as vigas são contínuas ou ligadas no topo do pilar ou interceptando o memo.

Essa pesquisa será limitada somente às ligações viga-pilar com pilares contínuos, em estruturas de esqueleto pré-moldadas, conforme Tipo 1 da Figura 8.

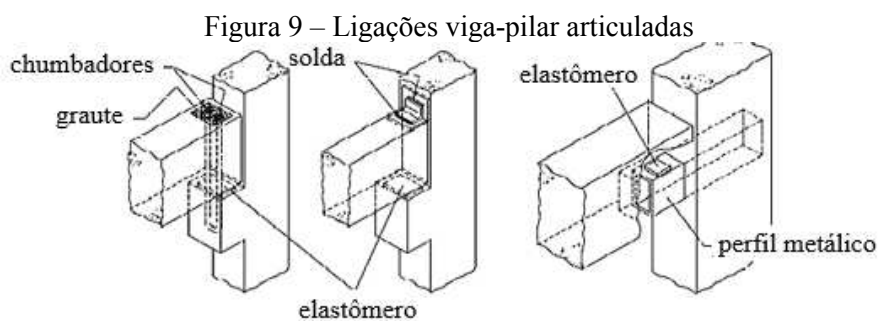
Figura 8 – Tipos de ligação viga-pilar quanto à forma



Fonte: Traduzida de Elliott (2002).

O sistema estrutural em concreto pré-moldado é constituído por elementos que são montados e unidos por diferentes dispositivos mecânicos. Considerando a tipologia construtiva, as ligações podem ser realizadas: com chumbadores; com parafuso; com solda; com perfil metálico de encaixe; emenda da armadura e concreto moldado no local e ação com cabos de protensão.

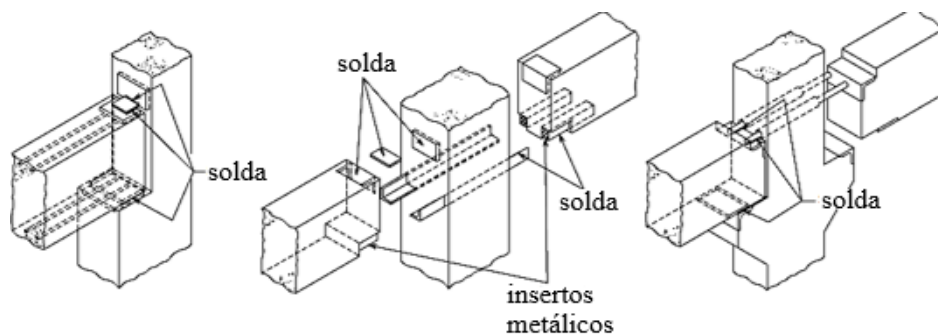
Segundo El Debs (2000), as ligações articuladas normalmente podem ser realizadas com chumbadores ou chapa metálica soldada no topo da viga, ou por encaixe das vigas em consolos com almofada de elastômero, como pode ser visto na Figura 9.



Fonte: El Debs (2000).

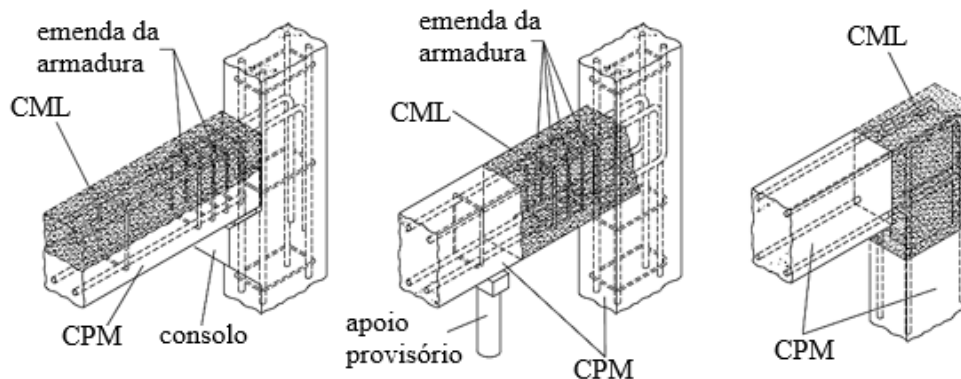
As ligações rígidas podem ser realizadas mediante conectores metálicos e solda, conforme a Figura 10, com emenda das armaduras da viga e do pilar, Figura 11, e com cabos de protensão, como apresentado na Figura 12 (EL DEBS, 2000).

Figura 10 – Ligações viga-pilar rígidas mediante conectores metálicos e solda



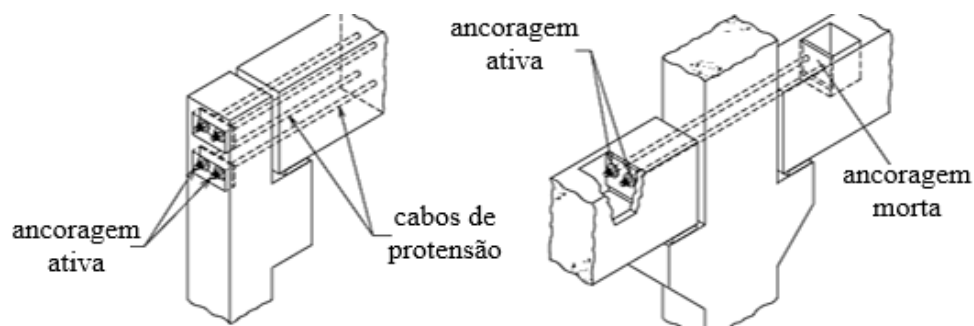
Fonte: El Debs (2000).

Figura 11 – Ligações viga-pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local



Fonte: El Debs (2000).

Figura 12 – Ligações viga-pilar rígidas com cabos de protensão



Fonte: El Debs (2000).

Após a montagem, as ligações desempenham um papel fundamental, pois o desempenho da estrutura pré-moldada irá depender do comportamento das ligações entre os elementos, que serão responsáveis pela integridade da estrutura.

Para um projeto de ligações adequado, é muito importante o entendimento do comportamento das mesmas, atentando-se à sua influência na transferência de forças entre os elementos pré-moldados da estrutura. O arranjo estrutural, a localização de elementos de contraventamento, o projeto do sistema estrutural e o detalhamento das ligações devem ser feitos de forma consistente baseados no conhecimento do comportamento das ligações (KATAOKA, 2007).

No projeto das ligações devem ser consideradas algumas recomendações importantes quanto à produção e à montagem (EL DEBS, 2000), tais como:

- a) a padronização das ligações, para melhorar a qualidade e a economia de produção;
- b) deve ser evitado congestionamento de armadura e de dispositivos metálicos na ligação;
- c) verificar limitações dos materiais e dimensões reais dos elementos;
- d) considerar folgas e tolerâncias;
- e) reduzir os trabalhos após a desforma;
- f) evitar tolerâncias de execução e montagem não padronizadas;
- g) usar repetição dos detalhes, para minimizar a possibilidade de erros;
- h) padronizar os dispositivos e usar poucas variações deles, incluindo simetria.

Quanto à montagem, o projeto das ligações deve seguir algumas indicações (EL DEBS, 2000), como:

- a) diminuir o tempo em que os elementos ficam suspensos;
- b) prever ajustes no campo;
- c) proporcionar acessibilidade à ligação;
- d) evitar elementos salientes que possam ser danificados durante o transporte e a montagem.

Um dos fatores mais importantes é a garantia da segurança da ligação contra falhas de execução e prever operações no canteiro mais simples possíveis para assegurar a execução dos componentes (KATAOKA, 2007). A escolha do tipo de ligação também afeta no tempo de execução da mesma e no custo da obra, uma maior facilidade de execução em campo permite uma redução no tempo de utilização de equipamentos para montagem e com isso, uma redução de custos. Contudo, em

todos os casos os processos mais importantes devem ser executados na fábrica, onde se tem um melhor controle de qualidade.

2.2 ESTUDOS SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Existe uma gama de trabalhos sobre ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado. Nessa seção serão apresentadas algumas das principais pesquisas nacionais e internacionais que foram encontradas na literatura.

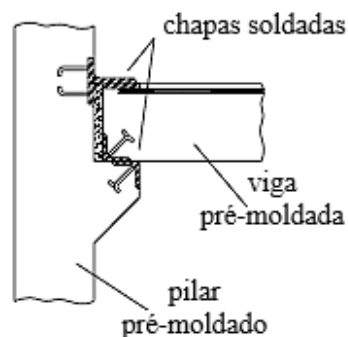
Pelo que se tem conhecimento, os estudos experimentais mais amplos em ligações entre elementos de concreto pré-moldado, foram iniciados na primeira metade da década de 60, com realização de um programa de pesquisa experimental desenvolvido pela “Portland Cement Association” (PCA). O programa abordou temas como: a continuidade em elementos pré-moldados em duplo-T para pisos, de Rostasy (1962); resistência do apoio no topo de pilar para vigas de concreto pré-moldado, de Kriz e Rath (1963); ligações viga-viga e viga-pilar com fixação por parafusos em dentes rebaixados, de Gaston e Kriz (1964); resistência em consolos, de Kriz e Rath (1965); ligações por chapas metálicas em bases de pilares, de LaFraugh e Magura (1966). Os resultados desses estudos estão registrados em vários de artigos publicados no PCI Journal, que são intitulados de “Connections in Precast Structures”.

No ano de 1986, foi lançado nos Estados Unidos, o PCI “Specially Funded Research and Development Program 1 and 4” (PCI-SFRAD) com um amplo programa de pesquisa intitulado de “Moment Resistant Connections and Simple Connections”. Nesse programa foram ensaiados vários tipos de ligações viga-pilar comumente utilizadas, para analisar as questões de rigidez, ductilidade e resistência das mesmas.

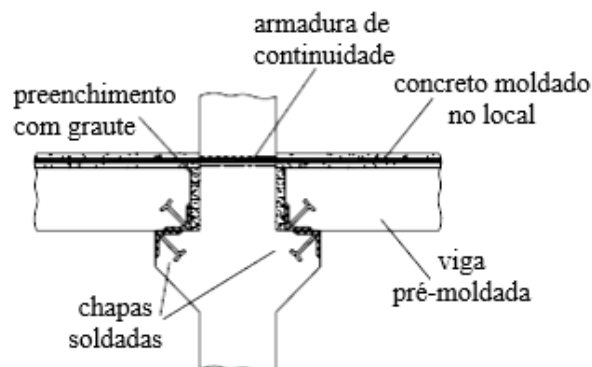
Em Dolan, Stanton e Anderson (1987) são apresentados, resumidamente, o programa de testes, a descrição dos protótipos ensaiados, os resultados e as conclusões alcançadas durante os estudos. Foram realizados testes individuais em oito tipos de ligação resistentes a momento fletor, ilustradas na Figura 13, submetidas a carregamentos gravitacionais, forças laterais ou carregamentos cíclicos equivalentes.

Figura 13 – Modelos de ligações resistentes ao momento fletor estudados por Dolan, Stanton e Anderson (1987)

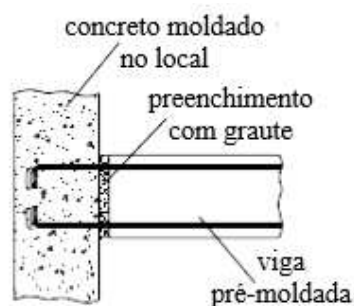
(a) Ligação BC15 – com chapas metálicas soldadas



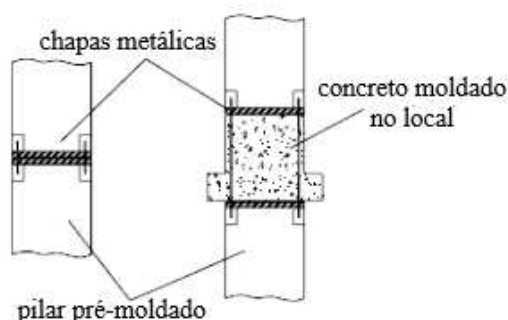
(b) Ligação BC16A – com chapas metálicas e armadura de continuidade passando através do pilar e na capa da laje



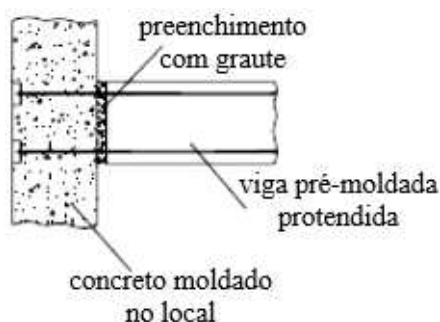
(c) Ligação BC26 – Viga pré-moldada onde são deixadas esperas das armaduras para serem ancoradas em pilar moldado no local



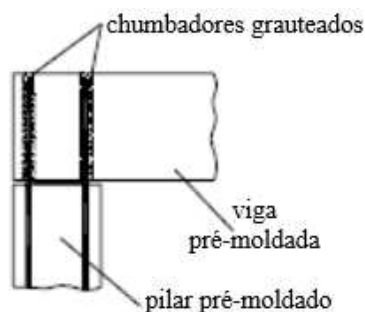
(d) Ligações CC1 e BC25 – Ligações entre segmentos de pilares



(e) Ligação BC27 – com protensão (pós-tração)



(f) Ligações BC28 e BC29 – com chumbadores grauteados na viga



Fonte: Adaptada de Dolan, Stanton e Anderson (1987).

Os resultados indicaram que, com exceção da ligação CC1, todas tiveram sua resistência ao momento fletor negativo no mínimo igual à prevista. Quanto à capacidade resistente ao momento fletor positivo, na ligação BC16A e na ligação BC15 foi de 30% e 65% da capacidade ao

momento fletor negativo respectivamente. Já as ligações BC25 e CC1 as resistências aos momentos negativo e positivo foram próximas. Em relação à rigidez, as ligações BC28 e BC 29 apresentaram-se menos rígidas, sofrendo grandes deformações para pequenas solicitações.

Dando continuidade aos estudos realizados em Dolan, Stanton e Anderson (1987), Dolan e Pessiki (1989) fizeram um estudo experimental utilizando modelos reduzidos, em escala de um para quatro, da ligação BC15. Esta ligação foi escolhida para este estudo, dentre as demais no trabalho Dolan, Stanton e Anderson (1987), devido ao seu bom desempenho constatado nos ensaios anteriores. Os resultados apresentados por Dolan e Pessiki (1989) demonstraram um melhor desempenho da ligação quanto à resistência e à ductilidade e proporcionaram melhores critérios de detalhamento da mesma. Contudo, quanto à rigidez, não se teve a mesma eficiência, pois a ligação apresentou uma deformabilidade considerável ainda na sua fase elástica.

Em 1990, teve início o programa “Precast Seismic Structural Systems” (PRESSSS), formado por universidades dos Estados Unidos e do Japão. O foco deste programa trata, especialmente, sobre o comportamento de estruturas compostas por elementos pré-moldadas submetidas a sismos, com os objetivos de desenvolver sistemas estruturais eficazes para atuar em regiões sísmicas e de elaborar recomendações de projeto, baseadas em investigações teóricas e experimentais, bem como, o desenvolvimento de novos materiais, conceitos e tecnologias para estruturas pré-fabricadas em zonas sísmicas. O PRESSSS foi dividido em três fases sucintamente resumidas a seguir.

Na Fase I foram desenvolvidos conceitos fundamentais, onde realizou-se um levantamento de diversos tipos de ligações desenvolvidas e aplicadas em casos práticos. Como objetivos dessa fase inicial pode-se citar a implementação de recomendações normativas para projetos e o desenvolvimento e melhoramento de ferramentas de cálculo que permitissem avaliar, as particularidades do comportamento não linear das soluções apresentadas. Em Priestley (1991) é apresentado um resumo dividido cinco projetos dessa fase do PRESSSS, que são: desenvolvimento de conceitos; classificação e modelação de ligações; desenvolvimento de uma plataforma analítica; recomendações preliminares de dimensionamento e coordenação.

Na Fase II enfatizou-se estudos teóricos e experimentais de sistemas de ligações dúcteis para estruturas reticuladas e painéis pré-moldados. Conforme em Priestley (1996) foram considerados quatro tipos de ligações genéricas com comportamentos distintos, são elas: sistema de ligação elástico não linear (NLE); sistema de ligação com escoamento em tração e compressão (TCY); sistema de ligação com escoamento em corte (SY); e sistema de ligação com dissipação de energia por atrito (CF).

Os projetos que constituem a Fase II dos PRESSS são (PRIESTLEY, 1996): ligações dúcteis para estruturas reticuladas (parte I); ligações dúcteis para estruturas reticuladas (parte II); comportamento sísmico de um edifício de seis pisos sujeito a um sismo moderado; avaliação da resposta sísmica das estruturas pré-fabricadas em diferentes zonas sísmicas e diferentes tipos de solos; resposta dinâmica de estruturas reticuladas pré-fabricadas; pórticos pré-fabricados com cordoalhas não aderentes pós tracionadas; ligações dissipativas em estruturas pré-fabricadas com concreto de alta resistência reforçado com fibras (Fiber Reinforced Concrete - FRC); recomendações de dimensionamento; coordenação do PRESSS e dimensionamento sísmico com base em deslocamentos.

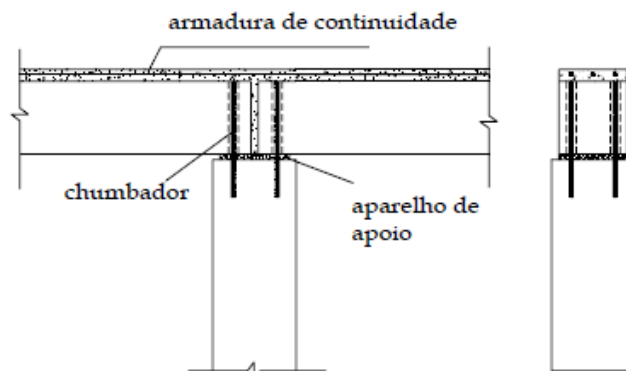
A última fase do programa PRESSS (Fase III), constitui-se de um amplo projeto de investigação teórico e experimental de dois sistemas estruturais, sendo uma estrutura com elementos pré-moldados reticulados e outra em painéis pré-moldados. Essa fase engloba os estudos de concepção, estudos analíticos, a montagem e o ensaio de um edifício em escala natural.

Também em 1990 o centro de pesquisa da indústria de pré-moldados da França (French Precast Concrete Industry Study and Research Center - CERIB) iniciou o primeiro programa experimental de ligações do país, chamado: “Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections”. Este programa tinha o objetivo de desenvolver uma classificação inicial em função da utilização e tecnologia empregada na fabricação das ligações, e recolher informações sobre dados de ensaios e métodos de projeto.

O CERIB é descrito no trabalho de Comair e Dardare (1992, apud CATOIA, 2007), que também apresentam os procedimentos e os resultados obtidos no ensaio realizado em uma ligação viga-pilar muito empregada na França, apresentada na Figura 14. Esta ligação constitui-se de uma viga

apoiada em uma camada de graute presente no topo do pilar, fixada com chumbadores, solidarizada com concreto moldado no local para proporcionar a continuidade.

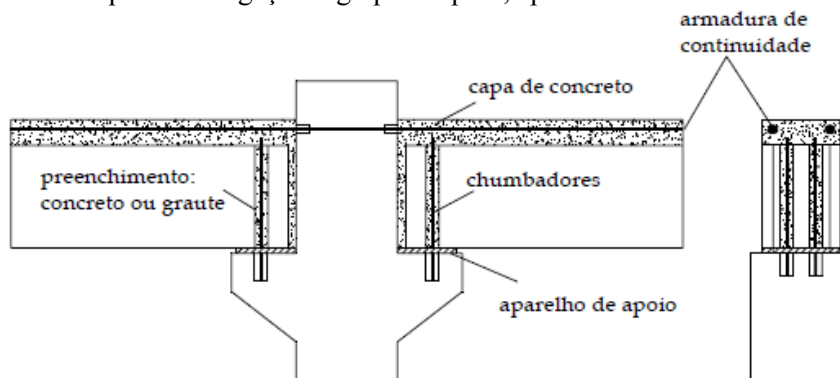
Figura 14 – Esquema da ligação viga-pilar tipo 1, apresentada em Comair e Dardare (1992)



Fonte: Adaptada de Comair e Dardare (1992, apud CATOIA, 2007).

A continuidade do programa experimental realizado no CERIB foi tratada em Chefdebien (1998), onde também apresenta ensaios de 5 ligações do modelo apresentado na Figura 14 (chamadas de tipo 1), variando material da almofada de apoio, preenchimento vertical e quantidade de armadura de continuidade na capa de concreto. Também foi ensaiada uma ligação, ilustrada na Figura 15, chamada de tipo 2.

Figura 15 – Esquema de ligação viga-pilar tipo 2, apresentada em Chefdebien (1998)

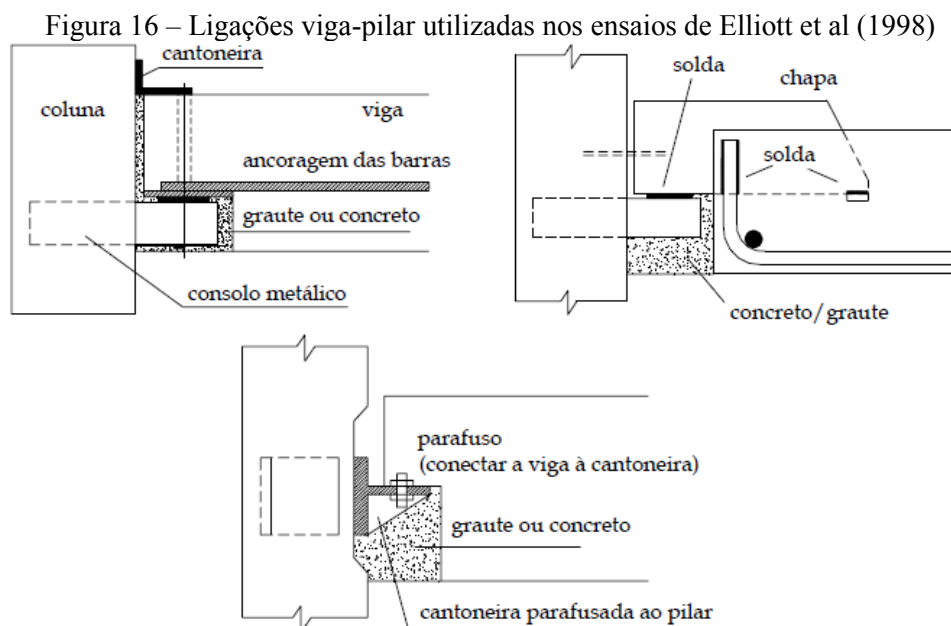


Fonte: Adaptada de Chefdebien (1998, apud CATOIA, 2007).

Em 1991, foi criado na Europa um projeto sobre ligações semirrígidas promovido pelo programa Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections (COST C1). Os objetivos principais do programa na área de ligações em estruturas pré-moldadas englobavam o aumento do banco de dados de ensaios disponíveis sobre o comportamento das ligações;

utilização de técnicas computacionais para análise dos dados, visando abranger mais condições quanto à variabilidade de geometria e o carregamento atuante; e a utilização da análise de curvas momento-rotação para a padronização da medição da rigidez da ligação, para a inclusão dessas curvas em programas de análises gerais utilizados para o projeto de estruturas de concreto pré-moldado. Os principais resultados desta pesquisa encontram-se nos anais das conferências realizadas pelo COST C1 em 1992, 1994, 1996 e 1998 e no relatório final em COST C1 (1999).

Em um artigo publicado por Elliott et al (1998) no COST C1, são apresentados resultados de ensaios experimentais, que foram realizados em conjunto com a Universidade de Nottingham em Londres. Os ensaios em escala natural de ligações viga-pilar geraram dados práticos da relação momento-rotação para as ligações apresentadas na Figura 16, frequentemente empregadas na Inglaterra. Os objetivos destes testes foram determinar o comportamento semirrígido dessas ligações sujeitas a momentos positivos e negativos e a carregamentos cíclicos e monotônicos, verificando a relação entre a resistência e rigidez à flexão das mesmas com o tipo de conector, a geometria da subestrutura e forma de carregamento.

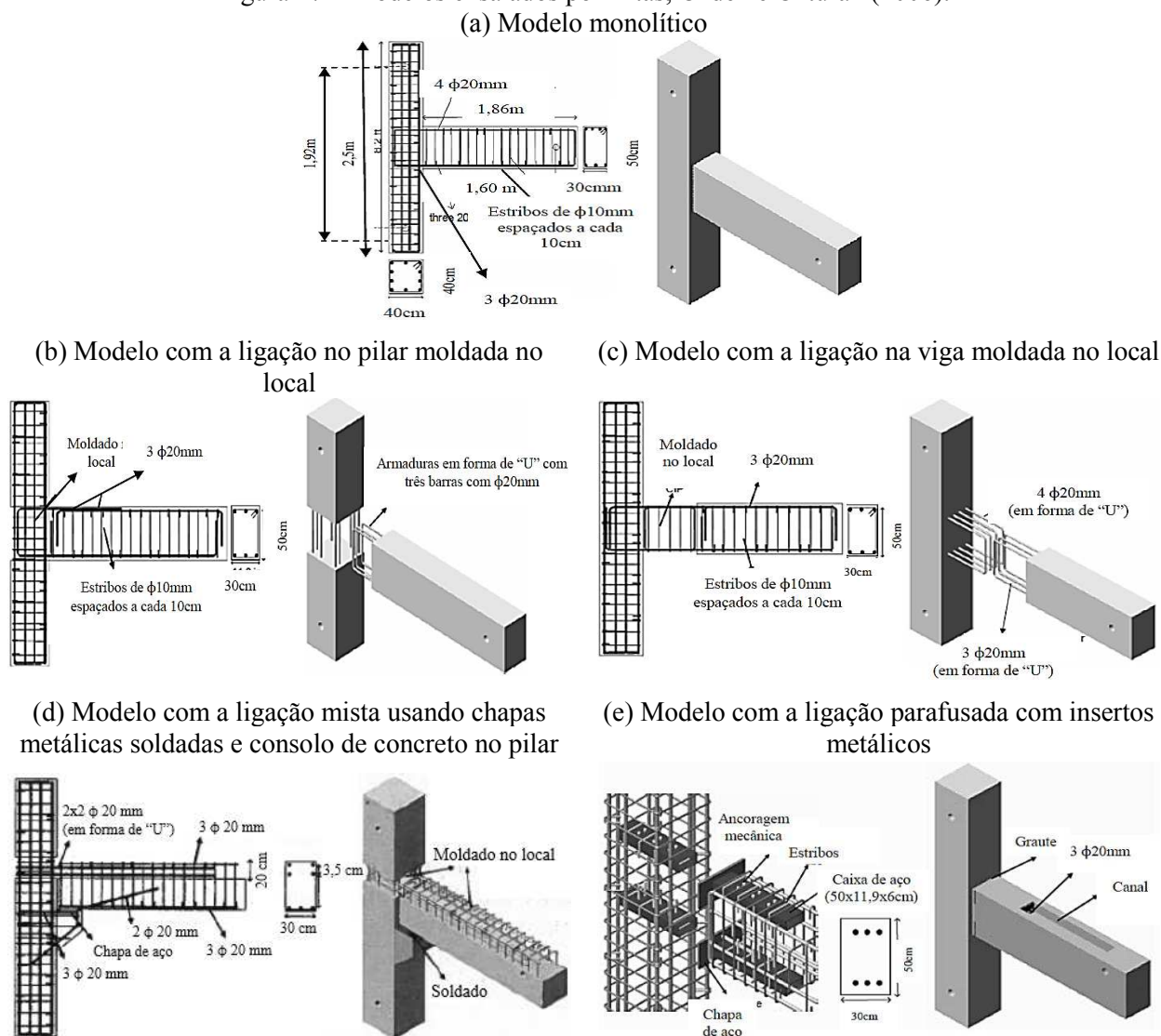


Fonte: Adaptada de Elliott et al (1998, apud CATOIA, 2007).

Ertas, Ozden e Ozturan (2006) realizaram uma pesquisa investigando o comportamento de quatro tipos de ligações pré-moldadas para regiões sísmicas e compararam com um modelo monolítico.

As ligações ensaiadas estão apresentadas na Figura 17. Os resultados dos ensaios foram analisados em relação à resistência, a rigidez e a tenacidade das ligações. No trabalho os autores concluíram que o modelo com ligação parafusada com insertos metálicos apresentou melhor desempenho em todos os parâmetros analisados, além de uma maior facilidade e velocidade de montagem, entretanto, com exceção à ligação mista, todas as ligações ensaiadas apresentaram ductilidade suficiente para carregamentos sísmicos e em relação à tenacidade as ligações pré-moldadas tiveram o comportamento similar ou melhores que no sistema monolítico.

Figura 17 – Modelos ensaiados por Ertas, Ozden e Ozturan (2006).

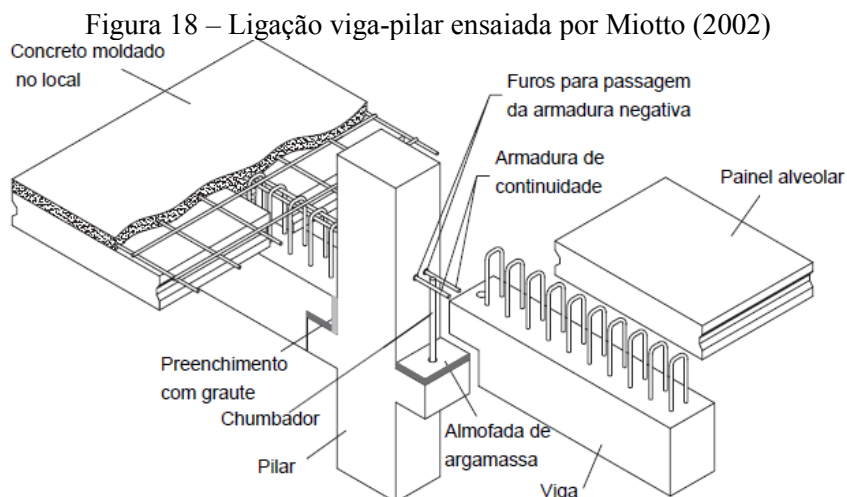


Fonte: Adaptada de Ertas, Ozden e Ozturan (2006).

No Brasil, apesar da ABNT NBR 9062:1985 já abordar sobre ligações entre elementos pré-moldados de concreto, esses estudos tiveram maior abrangência a partir do trabalho de Ballarin (1993), na Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo (EESC-USP), onde foi feita uma revisão sobre as pesquisas existentes e necessidades de estudos futuros, além do estabelecimento de sistemas de classificação tipológica para as ligações. Posteriormente em Ferreira (1993), foi apresentado metodologias para o cálculo de deformabilidades à flexão, ao cisalhamento e à força normal de diferentes ligações pré-moldadas, considerando a associação dos mecanismos internos de deformação dessas ligações.

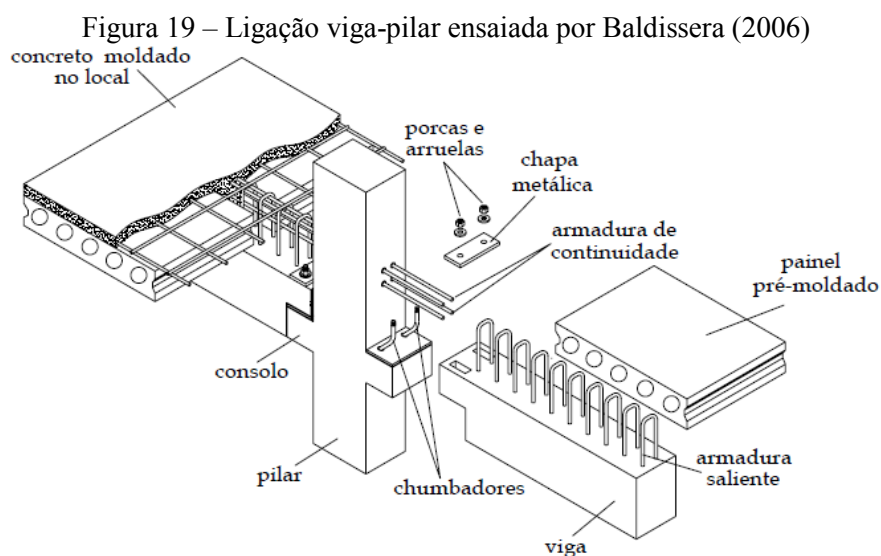
Em Soares (1998) foi analisado uma ligação viga-pilar utilizada em galpões de duas águas, onde os resultados experimentais foram confrontados com os resultados de modelos numéricos e com um modelo analítico proposto em Ferreira (1993). Em Ferreira (1999) foram estudados dois tipos de ligação viga-pilar pré-moldados, onde foram observados seus comportamentos à torção, à flexão e ao cisalhamento. Os resultados experimentais de Ferreira (1999) foram utilizados para aperfeiçoar as expressões apresentadas em Ferreira (1993), para a determinação das deformabilidades das ligações.

No trabalho desenvolvido por Miotto (2002) também foram estudados dois tipos de ligações resistentes à flexão, onde os resultados experimentais foram comparados com valores teóricos e modelagens numéricas. A primeira é muito utilizada em galpões industriais com sistema estrutural de pórticos com cobertura de duas águas, dando continuidade ao trabalho de Soares (1998). O segundo tipo de ligação, ilustrada na Figura 18, é muito utilizado em estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos, e trata-se de uma viga apoiada sobre almofada de argamassa, que é responsável pela transferência das reações da viga para o consolo de concreto. A união da viga ao consolo é promovida por um chumbador. A transferência da reação da viga para o pilar é garantida a partir de uma camada constituída por graute na interface vertical entre a viga e o pilar. A ligação ainda conta com armaduras na região superior da viga, passante no interior do pilar e nas laterais dos mesmos. A solidarizarão ente a armadura superior e a viga é feita através de uma camada de concreto moldado no local, complementando, a seção resistente da viga. A principal característica dessa ligação é a rigidez e resistência ao momento fletor negativo. Em El Debs, Miotto e El Debs (2010) também foi estudada a ligação do segundo tipo, onde foi proposta outra formulação de cálculo analítico para a mesma.



Fonte: Adaptada de El Debs, Miotto e El Debs (2010).

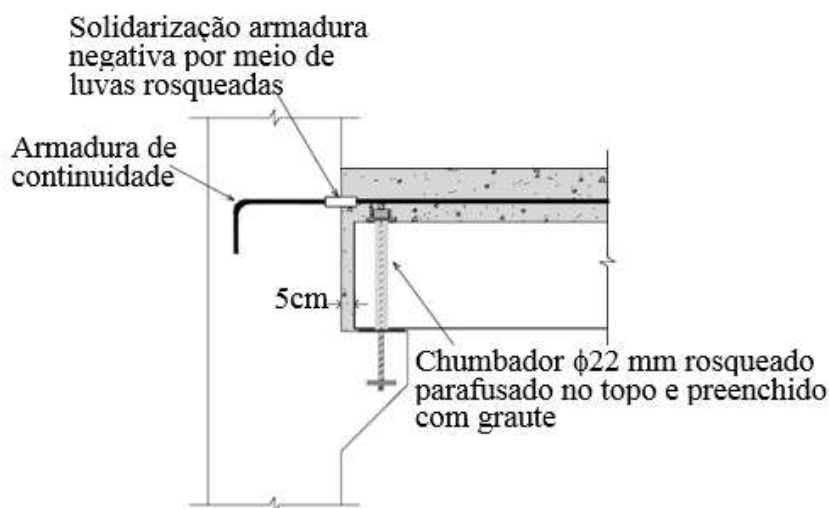
Dando continuidade ao trabalho de Miotto (2002) e às pesquisas sobre ligações semirrígidas no EESC-USP, Baldissera (2006) fez o estudo de uma ligação bastante semelhante à apresentada na Figura 18, tendo como principal diferença a mudança do chumbador retilíneo para um chumbador inclinado fixado na viga através de porcas e arruelas, como pode ser visto na Figura 19. Comparando a eficiência das duas ligações, em relação ao momento fletor positivo, a ligação do trabalho de Baldissera (2006) obteve um aumento superior a 2,5 vezes no momento de plastificação e de 2 vezes na rigidez.



Fonte: Baldissera (2006).

No trabalho de Catoia (2007), foram ensaiados dois modelos, sendo um composto por uma viga protendida biapoiada e outro trata-se de uma viga protendida com ligação semirrígida com ancoragem da armadura negativa utilizando luvas, ilustrada na Figura 20. O objetivo foi investigar capacidade de restrição à rotação da ligação viga-pilar semirrígida de extremidade. A partir dos resultados experimentais obtidos, foi estimada a capacidade de restrição à rotação da ligação semirrígida, comparada a rotação da extremidade da viga biapoiada no Estado Limite Último (ELU), um valor entre 60% e 70%, sendo considerado um bom desempenho para a aplicação desse tipo de ligação em pórticos.

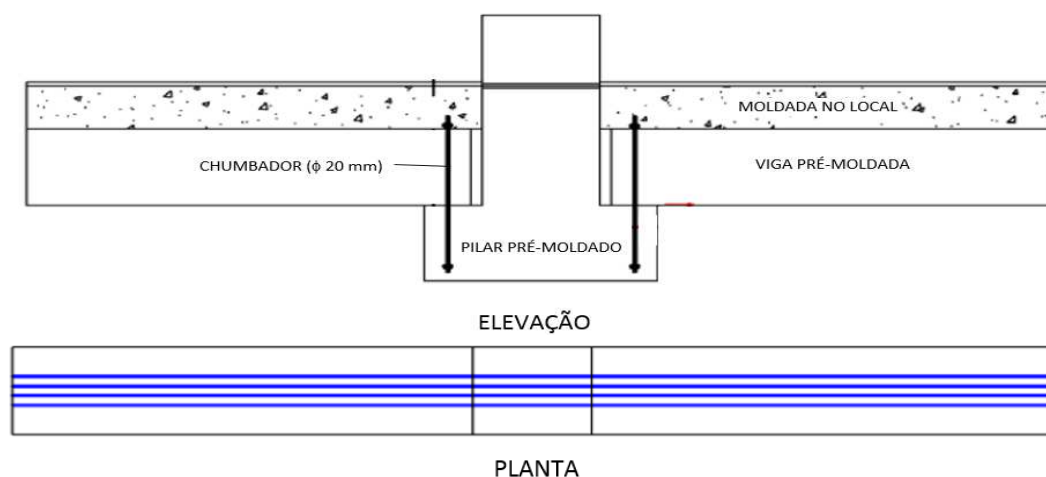
Figura 20 – Ligação viga-pilar ensaiada por Catoia (2007)



Fonte: Adaptada de Catoia (2007).

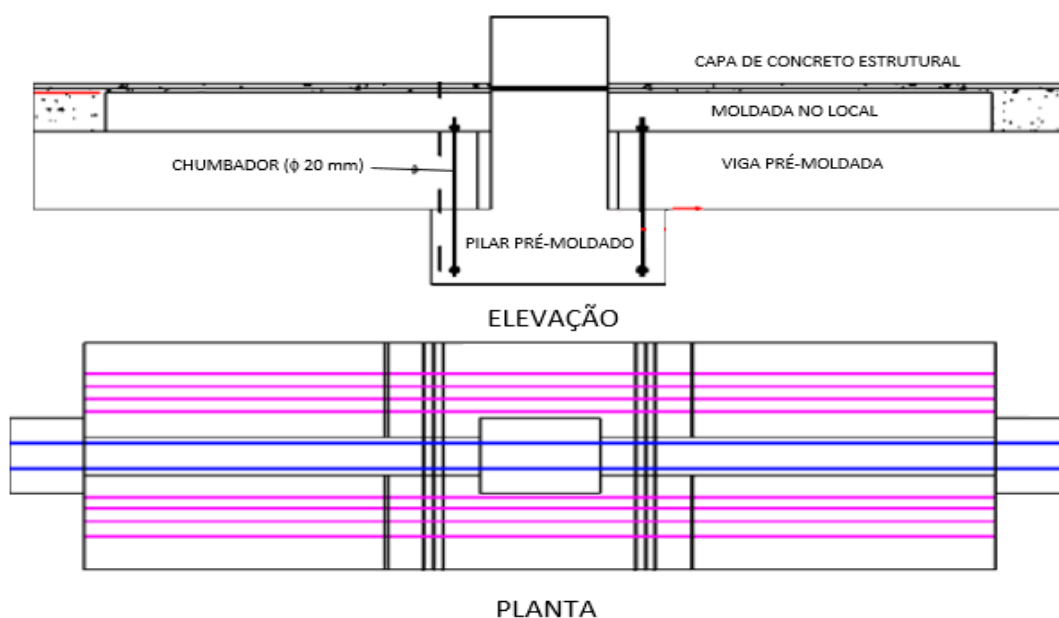
Em Kataoka (2007) foi analisada em ligações viga-pilar a contribuição da parcela de armadura de continuidade passante nas laterais do pilar na capa da laje, tanto para a rigidez à flexão quanto para o controle da fissuração. Foram ensaiados um modelo com toda armadura de continuidade passando pelo pilar, apresentados na Figura 21, e outro modelo com 50% da armadura passando através do pilar e 50% passando pelas laterais do pilar, apresentado na Figura 22. Os resultados experimentais demonstraram que as barras laterais ao pilar contribuíram para aumento da rigidez à flexão da ligação, principalmente na fase de serviço, e também para o controle da fissuração.

Figura 21 – Detalhe da armadura de continuidade da ligação viga-pilar ensaia por Kataoka (2007), com 100% passante no pilar



Fonte: Adaptada de Kataoka (2007).

Figura 22 – Detalhe da armadura de continuidade da ligação viga-pilar ensaia por Kataoka (2007), com 50% passante no pilar



Fonte: Adaptada de Kataoka (2007).

Ensaio relacionados ao modelo da ligação em estudo não foram encontrados durante a revisão bibliográfica. Sendo assim, conclui-se válida a realização dos ensaios propostos nesse trabalho, com o objetivo de observar a influência de algumas configurações da ligação em seu comportamento.

2.3 CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES

De acordo com De Queiros (2007), a resistência, a rigidez e a ductilidade são as principais características das ligações. A primeira é função da resistência dos materiais que constituem a ligação. Já a rigidez inicial da ligação é devida principalmente à sua geometria, podendo ser afetada por condições impostas durante a sua execução, tais como folgas e tolerâncias deixadas para os preenchimentos de juntas no local. A ductilidade é a capacidade da ligação em suportar grandes deformações inelásticas sem perdas significativas de resistência (EL DEBS, 2000).

As ligações viga-pilar resistentes ao momento fletor podem levar a uma significativa economia, dependendo da configuração escolhida. Como por exemplo, as seções dos pilares podem ser reduzidas, com o aumento da rigidez à flexão das ligações viga-pilar.

Segundo o Boletim nº43 da FIB (2008), as ligações resistentes à flexão são usadas principalmente para atribuir maior estabilidade e aumentar a rigidez em pórticos pré-moldados; reduzir dimensões dos elementos resistentes à flexão; reduzir momentos fletores nos pilares, com a distribuição dos momentos de segunda ordem para vigas e lajes e aumentar a resistência da estrutura ao colapso progressivo.

Segundo a ABNT NBR 9062:2006, a capacidade das estruturas pré-moldadas não deve ser determinada pela capacidade resistente das ligações e sim pelo esgotamento da capacidade de resistência dos elementos estruturais. Se a ligação for menos resistente que o elemento estrutural poderia ocorrer uma plastificação precoce da mesma, causando a modificação de todo modelo estrutural, provocando esforços elevados não previstos no dimensionamento. Completando, no Boletim nº43 da FIB (2008) é recomendado que as ligações resistentes à flexão devessem ser dimensionadas de tal modo que ocorra falha dúctil e que a capacidade resistente da ligação não seja governada por cisalhamento, por comprimentos de solda curtos ou por outros detalhes semelhantes que podem levar a fragilidade.

Os ensaios mecânicos não devem ser descartados como métodos de projeto de ligações, principalmente nos casos onde existem ações combinadas entre os elementos, os quais produzem um campo de tensões complexo, com redistribuição de tensões (FIB – BULLETIN 43, 2008). A

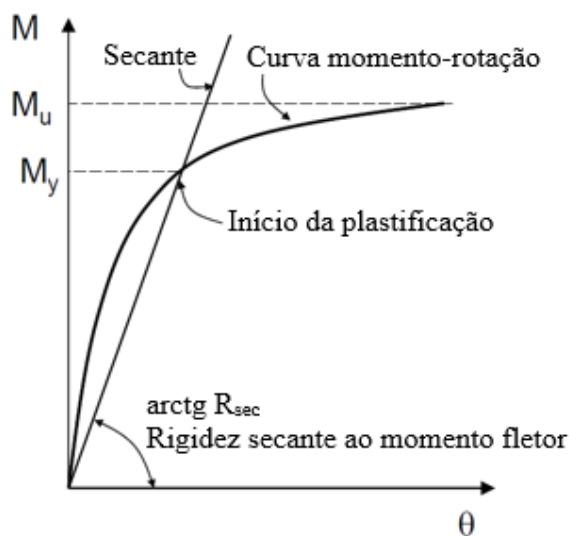
ABNT NBR 9062:2006 também recomenda verificações experimentais como parte dos procedimentos de projeto, em caso de resultados teóricos insatisfatórios.

Em geral, nos ensaios de ligações pré-moldadas, as rigidezes das mesmas são avaliadas pelo diagrama momento-rotação. Esse gráfico representa a relação entre o momento fletor (M) aplicado à ligação e a rotação relativa (θ) causada por este momento, entre os elementos que concorrem nesta ligação.

O comportamento não linear das ligações, representa um obstáculo para uma análise simples e prática aplicada por engenheiros calculistas. Sendo assim, foram desenvolvidas representações simplificadas da relação momento-rotação que forneçam bons resultados e apresentem-se viáveis para a aplicação.

Conforme a ABNT NBR 9062:2006, a rigidez ao momento fletor de uma ligação pode ser obtida em função da construção do seu diagrama momento-rotação. Na Figura 23 está ilustrado o comportamento não linear de uma ligação, que é uma característica da maioria das ligações entre elementos pré-moldados, onde M_u é o momento máximo que a ligação pode resistir.

Figura 23 – Relação momento-rotação da ligação viga-pilar



Fonte: Adequada de ABNT NBR 9062: 2006.

As relações entre momentos (M) e rotações (θ) representam a rigidez à flexão da ligação. Segundo a ABNT NBR 9062:2006 pode-se assumir um comportamento linear aproximando o comportamento não linear da ligação através da utilização da rigidez secante (R_{sec}). No diagrama esse parâmetro é representado por uma reta que liga a origem ao ponto de momento de plastificação (M_y) da ligação.

De acordo com Ferreira, El Debs e Elliott (2003), a utilização da rigidez secante da ligação trata-se de uma aproximação segura para representar o comportamento da ligação dentro da avaliação da estabilidade global da estrutura. Além disso, ela é recomendada pelas seguintes razões:

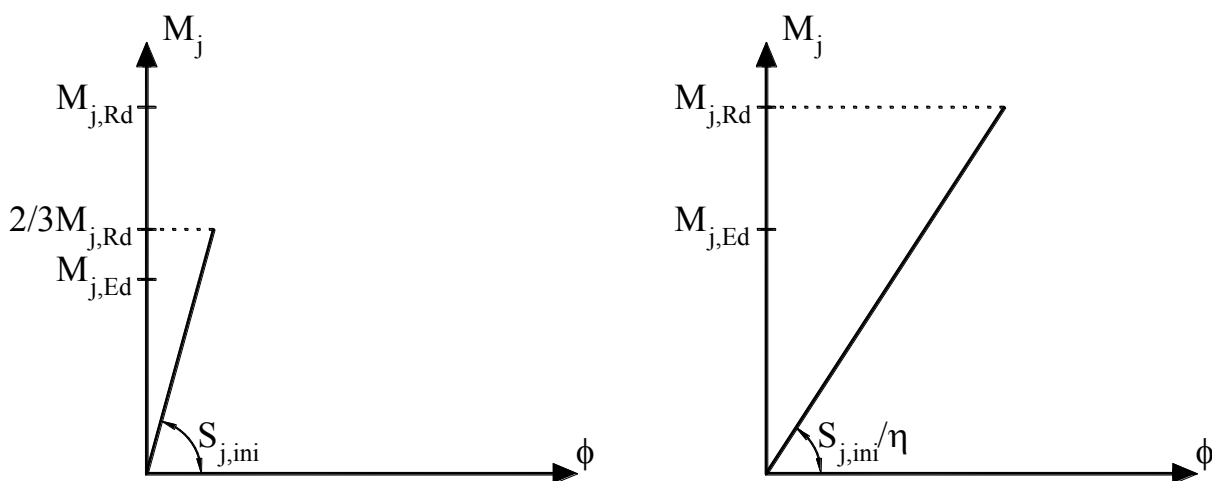
- a) a possibilidade da aplicação das ações majoradas em um único passo;
- b) ela representa o comportamento médio de como a ligação chegou até o nível presente de carregamento;
- c) na curva momento-rotação da ligação, a rigidez secante cobre todos os efeitos dos carregamentos e descarregamentos prévios ao longo da vida útil da estrutura até chegar ao estado de solicitação e da relação atual momento-rotação;
- d) se a rigidez tangente inicial for utilizada, a análise dos deslocamentos da estrutura será errônea, pois ela condiciona a menores deslocamentos, subestimando os efeitos P-Delta.

Para a análise elástica de ligações em estruturas metálicas, o EUROCODE 3 (1993) determina que a linearização das curvas momento-rotação seja feita de forma que, caso o momento solicitante de projeto ($M_{j,Ed}$) seja menor ou igual a 2/3 do momento resistente de projeto ($M_{j,Rd}$), a rigidez da ligação (S_j) seja similar à rigidez inicial ($S_{j,ini}$) da curva momento-rotação não linear. Caso $M_{j,Ed}$ ultrapasse 2/3 de $M_{j,Rd}$, a rigidez fictícia é dada pela rigidez inicial dividida por um fator (η), relacionado na Tabela 1. Esse fator depende dos elementos ligados e dos componentes utilizados para a efetivação da ligação, tais como parafusos e soldas por exemplo. A Figura 24 demonstra o procedimento descrito.

Figura 24 – Rigidez de projeto considerada pelo EUROCODE 3 (1993)

(a) $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$

(b) $M_{j,Ed} > 2/3 M_{j,Rd}$



Fonte: Adaptada de EUROCODE 3 (1993).

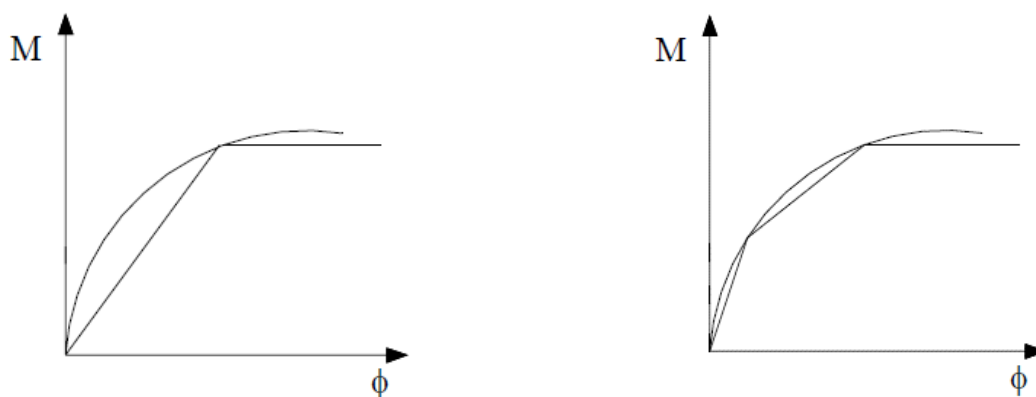
Tabela 1 – Fator modificador de rigidez (η) segundo EUROCODE 3 (1993)

Tipo de ligação	Viga-pilar	Outros tipos
Com solda	2	3
Parafusos e chapas	2	3
Cantoneiras parafusadas	2	3,5
Chapas de base	-	2

Fonte: Adaptada de EUROCODE 3 (1993).

Outras formas de linearização do diagrama momento-rotação podem ser consideradas, como os diagramas bilinear e trilinear representados na Figura 25. Toma-se como lineares os trechos entre os pontos que são representativos ao comportamento da ligação, como o início de fissuração, de plastificação e de ruptura (LINS, 2013).

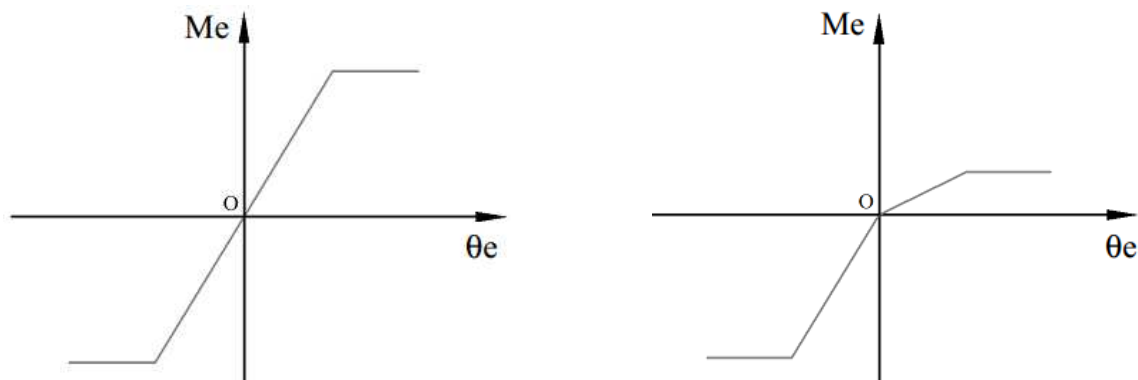
Figura 25 – Tipos de representação da relação momento-rotação
(a) Diagrama bilinear (b) Diagrama trilinear



Fonte: Adaptada de Lins (2013).

Outra consideração a ser feita, também mencionada no trabalho de Lins (2013), é que as ligações podem apresentar comportamentos diferentes quando submetidas aos momentos fletores positivos e negativos. Essa diferença se deve a tipologia adotada para a ligação, estando diretamente vinculada à rigidez devido aos mecanismos básicos de deformação contribuintes em cada caso. Dessa forma, para cada situação de momento fletor, os diagramas momento-rotação podem apresentar relações simétricas, conforme a Figura 26-(a), ou assimétricas, como ilustrado na Figura 26-(b).

Figura 26 – Simetria da relação momento-rotação
(a) Relação momento-rotação simétrica (b) Relação momento-rotação assimétrica



Fonte: Adaptada de Lins (2013).

2.4 RELAÇÃO MOMENTO-ROTAÇÃO

A deformabilidade de uma ligação pode ser determinada através de ensaios físicos e modelagens numérica e analítica. A melhor forma de se determinar a deformabilidade (e consequentemente a rigidez) e a resistência das ligações é através da experimentação em laboratórios. Entretanto existem vários métodos capazes de obter o comportamento nodal sob carregamentos estáticos e cíclicos para o uso em projeto. De acordo com Jaspart e Maquoi (1992, apud MIOTTO, 2002), a maioria dos modelos matemáticos conhecidos podem ser classificados em:

- a) aproximação a uma curva (“curve fitting”): consiste em aproximar a curva momento-rotação, obtida experimentalmente ou por simulações numéricas, a uma representação matemática, com a possibilidade de associar os coeficientes da representação matemática com os parâmetros físicos da ligação.
- b) método dos Elementos Finitos: utiliza simulações numéricas com base no Método dos Elementos Finitos para a determinação da curva momento-rotação da ligação. Esse método é capaz de simular o comportamento não-linear e tridimensional das ligações.
- c) modelos mecânicos: a curva momento-rotação é obtida através de uma combinação de elementos rígidos e deformáveis que representam o comportamento de cada componente da ligação, considerando que o comportamento global da ligação é o resultado da associação dos componentes isolados. Os modelos mecânicos desenvolvidos para cada componente podem ser usados para simular diferentes configurações nodais. A não-linearidade do comportamento da ligação é considerada através da adoção de leis constitutivas não-lineares para os elementos deformáveis.
- d) modelos analíticos simplificados: pode ser considerado uma simplificação dos modelos mecânicos, onde a curva momento-rotação é obtida por meio de uma representação matemática baseada em pontos que são representativos do comportamento da ligação, como: deformabilidade inicial, momento resistente de projeto, momento de plastificação, entre outros. Sendo assim, é necessário o conhecer as propriedades mecânicas e geométricas das ligações.

Os modelos mecânicos e analíticos simplificados, para a determinação da curva momento-rotação, são modelos baseados no Método dos Componentes. Esse método consiste em idealizar a posição deformada da ligação e a partir desta associar os mecanismos básicos da sua deformação.

Segundo o Jaspart, Steenhuis e Anderson (1999) a aplicação do método dos componentes requer os seguintes passos:

- a) listar os componentes ativos da ligação;
- b) avaliar as características de deformação e resistência de cada componente individualmente;
- c) associar os componentes para avaliar o comportamento da ligação como um todo.

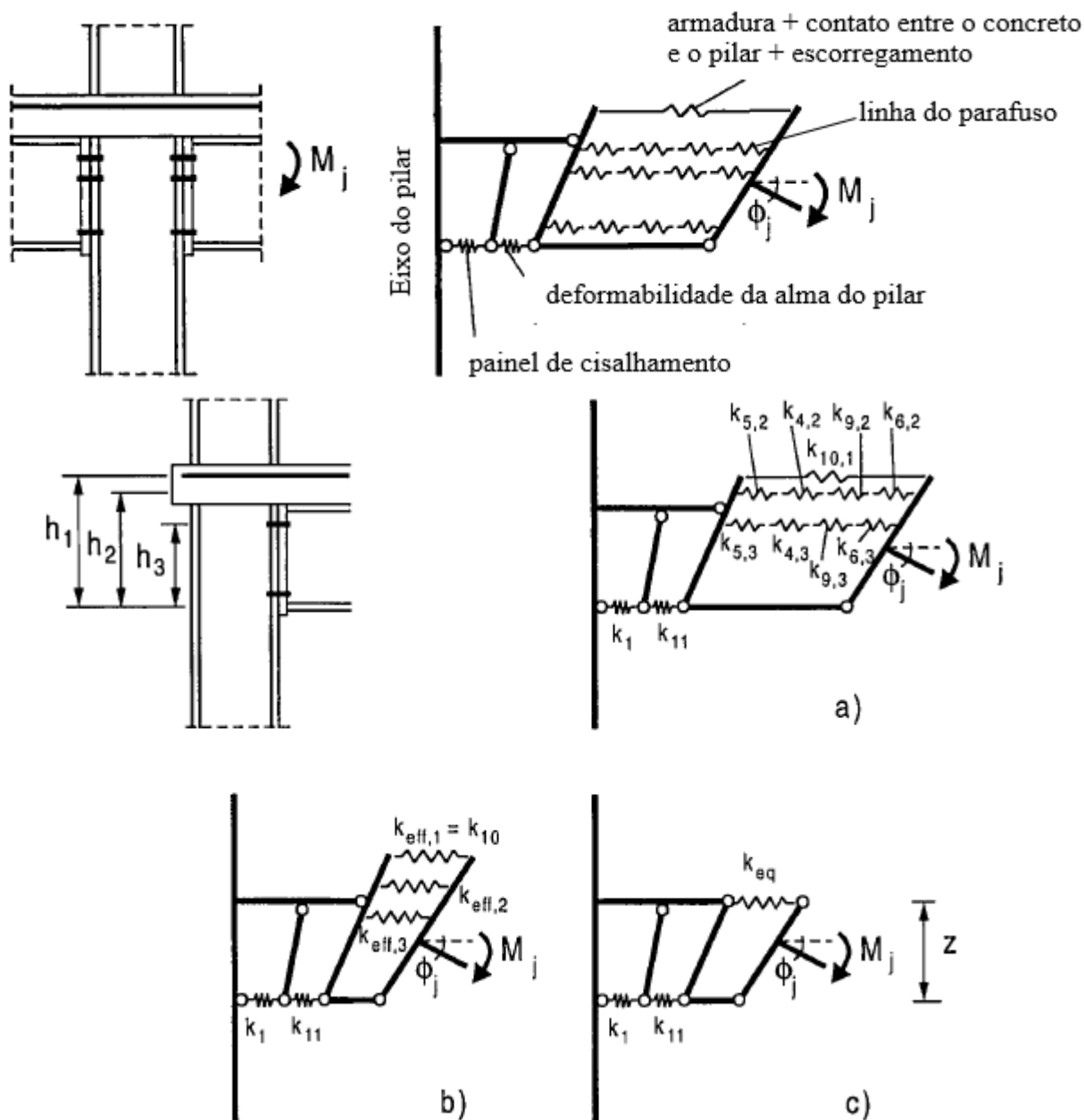
Para representar o comportamento da ligação, são aplicadas molas nos nós para simular a rigidez de cada componente.

O método dos componentes exige o conhecimento do comportamento dos componentes básicos da ligação. Características relativas à rigidez, resistência e capacidade de deformação desses componentes podem ser obtidas através de ensaios experimentais, simulações numéricas com a utilização do Método dos Elementos Finitos ou por meio de modelos analíticos baseados na teoria. Definidas todas as características dos componentes, as molas podem ser associadas para configurar o comportamento da ligação como um todo.

A formulação analítica pode ser desenvolvida a partir de modelos mecânicos caso algumas propriedades de molas adotadas sejam idealizadas. Se as molas têm um comportamento linear correspondente a sua rigidez elástica, então as rigidezes iniciais elásticas da ligação podem ser desenvolvidas analiticamente.

A Figura 27 ilustra o exemplo de uma ligação viga-pilar em estrutura mista submetida a momento fletor e a configuração da ligação através de molas pelo método dos componentes.

Figura 27 – Modelo de molas para uma ligação viga-pilar-laje com chapa soldada com duas linhas de parafusos



Fonte: Adaptada de COST C1 (1997)

O modelo de molas adaptado para casos mais complicados é apresentado na Figura 27-(a), onde as forças de tração resultantes do momento aplicado, são resistidas não apenas por uma única camada de armadura, mas por uma segunda linha de barras ou por parafusos pertencentes à ligação metálica.

Como pode ser visto na Figura 27-(b) e Figura 27-(c), as molas podem ser associadas em série ou em paralelo, reduzindo assim a complexidade do modelo. No caso da Figura 27-(b), as deformações da alma do pilar por tração, da mesa do pilar por flexão, dos parafusos tracionados e a flexão da chapa (componentes 5, 4, 9 e 6 respectivamente da Figura 27-(a) são somadas para formar uma mola efetiva para a linha “r” de parafuso, com um coeficiente de rigidez $K_{eff,r}$. Na Figura 27-(c) essas molas efetivas de cada linha “r” de parafuso, são substituídas por uma mola equivalente com coeficiente de rigidez denominado K_{10} , atuando no nível z. Os coeficientes K_1 , K_{eq} e K_{11} representam respectivamente a alma do pilar submetido ao cisalhamento, a armadura longitudinal tracionada e a alma do pilar submetido à compressão em conjunto com a chapa de contato.

A rigidez inicial da ligação ($K_{j,ini}$) é obtida a partir da rigidez elástica dos componentes. Sendo assim, a rigidez inicial de cada componente pode ser representada pela relação força-deslocamento apresentada na Equação 1.

$$F_i = K_i \cdot E \cdot \Delta_i \quad (1)$$

O momento M_j atuante na ligação é igual $M_j = F \cdot z$, onde z é a distância entre as resultantes de tração, situada ao nível das barras da armadura da laje, e de compressão, considerado no centro da mesa inferior da viga. Dessa forma, a rotação (θ_j) da ligação é dada pela Equação 2 e a rigidez inicial da ligação é dada pela Equação 3. Para a análise da resistência da ligação, o momento resistente de projeto da ligação ($M_{j,Rd}$) é relacionado com a força de projeto (F_{Rd}) do componente mais frágil.

$$\theta_j = \frac{\Delta_1 + \Delta_{10} + \Delta_{11}}{z} \quad (2)$$

$$K_{j,ini} = \frac{M_j}{\theta_j} = \frac{F \cdot z}{\frac{\Delta_1}{z} + \frac{\Delta_{11}}{z} + \frac{\Delta_{10}}{z}} = \frac{F \cdot z^2}{\frac{F}{E} \cdot \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{11}} + \frac{1}{K_{10}} \right)} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (3)$$

Onde:

$\Delta_{1/10/11}$: deslocamentos das molas 1, 11 e 10, respectivamente.

Contudo, a boa aplicação do método dos componentes, sua facilidade nos cálculos e a possibilidade de representar várias ligações, devidos à variedade de combinações dos componentes dos elementos, tornam esse método bastante viável para aplicação prática. Entretanto em ligações mais complexas, essa avaliação pode ser mais difícil e em geral com maior grau de aproximação.

2.5 MECANISMOS BÁSICOS DE DEFORMAÇÃO

No trabalho de Ferreira (1993) foram desenvolvidos equacionamentos para o cálculo das deformabilidades de diferentes ligações, onde foram atribuídos os parâmetros internos que interferem nas mesmas. Estes parâmetros foram denominados como “mecanismos básicos de deformação”. Esse modelo analítico procura obter a deformabilidade de uma determinada ligação através de um equacionamento que represente o comportamento em conjunto dos mecanismos básicos de deformação presentes na mesma. O processo consiste na avaliação de três fatores interdependentes:

- a) os esforços solicitantes a serem transmitidos;
- b) os mecanismos de vinculação adotados;
- c) os mecanismos básicos de deformação considerados.

A consideração dos esforços a serem transmitidos pela ligação depende da função estrutural a qual se pretende destiná-la, visando à distribuição dos esforços ao longo dos elementos estruturais e a estabilidade global da estrutura. A escolha do sistema de vinculação da ligação é em função dos esforços a serem transmitidos e também das condições de execução e de montagem da ligação. A partir do sistema de vinculação, identificam-se os mecanismos básicos de deformação (FERREIRA, 1993).

A última etapa do processo consiste na montagem de um sistema de forças para a configuração deformada da ligação, onde cada força é associada a uma deformação correspondente a um dado mecanismo de deformação, que pode ser representada por uma mola. A equação final, para a deformabilidade da ligação, é resultante da associação das deformabilidades dos elementos da

ligação (FERREIRA, 1993). Para cada tipo de ligação, deve-se estudar a forma de associação entre os mecanismos básicos de deformação presentes na ligação.

Nesta seção são apresentados de forma sucinta alguns mecanismos de deformação, os quais fazem parte da ligação estudada.

2.5.1 Transferência de forças de compressão

Em Bljuger (1988, apud BARBOZA, 2001) é apresentado um estudo sobre a deformabilidade de juntas comprimidas com e sem preenchimento de argamassa. O autor considerou que a deformabilidade da junta entre painéis ou entre pilares dependia da resistência à compressão da argamassa usada, mas era independente da espessura da junta. A Tabela 2 apresenta a deformabilidade de juntas entre painéis e pilares com material de preenchimento de concreto e argamassa definidas em Bljuger (1988).

Tabela 2 – Deformabilidade das juntas de argamassa e concreto.

Tipo de junta	Material de preenchimento	Resistência à compressão do concreto ou argamassa em contato com os elementos pré-moldados		
		Até 1 MPa	5 MPa	≥ 10 MPa
entre painéis	argamassa	$1,0 \cdot 10^{-4}$ m/MPa	$0,6 \cdot 10^{-4}$ m/MPa	$0,4 \cdot 10^{-4}$ m/MPa
	concreto	-	-	$0,2 \cdot 10^{-4}$ m/MPa
entre pilares	argamassa	-	-	$0,2 \cdot 10^{-4}$ m/MPa
	junta seca	-	-	$0,5 \cdot 10^{-4}$ m/MPa

Fonte: Bljuger (1988, apud BARBOZA, 2001).

Barboza (2001) também realizou análises do comportamento de juntas horizontais de argamassa solicitadas à compressão em ligações entre elementos pré-moldados. Segundo seus resultados experimentais a deformabilidade das juntas depende de sua espessura. A Tabela 3 apresenta a deformabilidade de juntas de argamassa solicitadas à compressão, para uma tensão de contato de 10 MPa, em função da espessura da junta obtidas a partir dos resultados de Barboza (2001).

Tabela 3 – Deformabilidade de juntas de argamassa solicitadas à compressão em função de sua espessura.

Espessura da junta (mm)	Deformabilidade (m/MPa)
15	$1,05 \cdot 10^{-4}$ m/MPa
22,5	$0,11 \cdot 10^{-4}$ m/MPa
30	$1,50 \cdot 10^{-4}$ m/MPa

Fonte: Barboza (2001).

2.5.2 Transferência de forças de tração

Em barras de aço envoltas em concreto, a transferência de forças de tração é dada ao longo da interface aço/concreto através de tensões de aderência que não são uniformemente distribuídas, devido à variação do deslizamento ao longo do comprimento de ancoragem da barra, mas em projeto são consideradas uniformes (FIB – BULLETIN 43, 2008).

Baseado em ensaios experimentais de arrancamento, o CEB/FIP (1990) definiu a relação tensão de aderência-deslizamento. No modelo são consideradas boas condições de aderência em barras com inclinação de 45° a 90° em relação a horizontal ou em barras com inclinação inferior a 45° com a horizontal e distantes menos de 250 mm do fundo da peça ou 300 mm do seu topo. Contudo observou-se que o modelo do CEB/FIP (1990) não informa como considerar o efeito de escoamento da armadura, ou seja, na fase plástica ele subestima tanto a abertura da fissura como a extensão da zona plástica, sendo válido, portanto apenas no regime elástico.

Devido ao escoamento da armadura, a deformação axial e a contração da barra aumentam significativamente, fazendo com que os efeitos de chave de cisalhamento das mossas diminuam e, conseqüentemente, reduzindo as tensões de aderência. Baseado em resultados experimentais Engstrom (1992 apud FIB – BULLETIN 43, 2008) propõe um modelo modificado que tem um ramo descendente para quando ocorre o escoamento da armadura ($\tau = \tau_y$).

Na Figura 28 são representados os dois modelos, de CEB/FIP (1990) e Engstrom (1992), para descrever a relação tensão de aderência-deslizamento, onde:

s_1 : 1,0 mm;

s_2 : 3,0 mm;

s_3 : espaçamento livre entre as mossas;

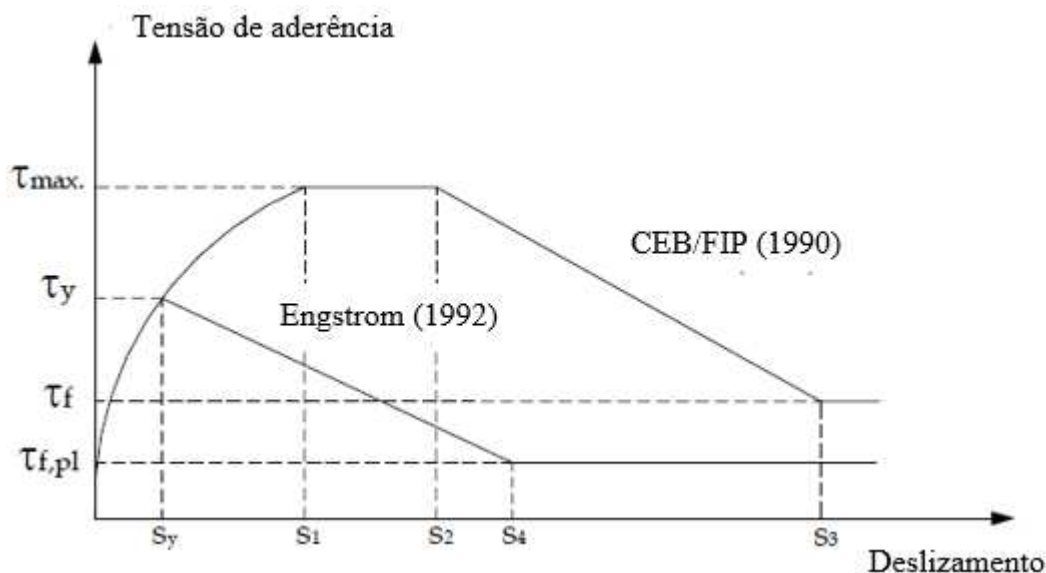
s_4 : $0,5 \cdot s_3$;

τ_{\max} : $2,5 \cdot f_{ck}^{1/2}$ ou $1,25 \cdot f_{ck}^{1/2}$ (boa ou má condição de aderência, respectivamente);

τ_f : $0,4 \cdot \tau_{\max}$;

$\tau_{f,pl}$: $0,5 \cdot \tau_f$.

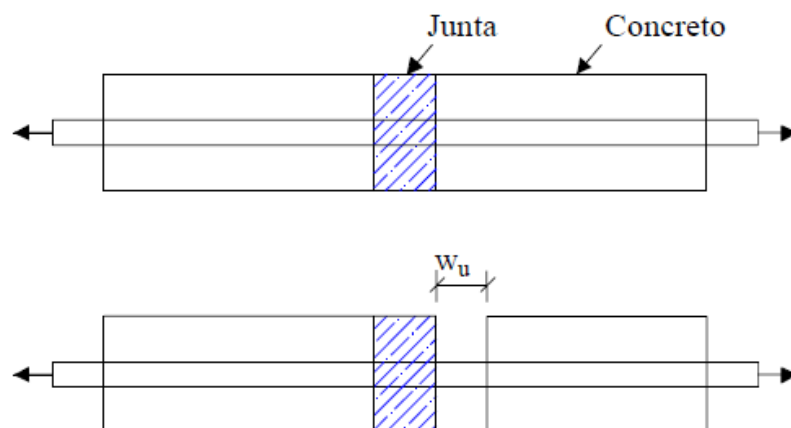
Figura 28 – Modelo tensão de aderência-deslocamento: CEB/FIP (1990) e ENGSTROM (1992)



Fonte: Adaptada de Miotto (2002).

Em ligações com barras tracionadas contínuas e a presença de juntas entre os elementos preenchidas, como ilustra a Figura 29, é provável que, ao serem submetida a tensões, apresentem a primeira fissura em uma das interfaces junta/elemento. Geralmente, a capacidade dos tirantes é muito pequena para produzir fissuras de tração nos elementos, consequentemente, com o aumento do carregamento normalmente ocorrerá a concentração das deformações na primeira fissura até um valor máximo de abertura w_u . Dessa forma as ligações podem ser tratadas analiticamente como um caso de uma única fissura em membros tracionados.

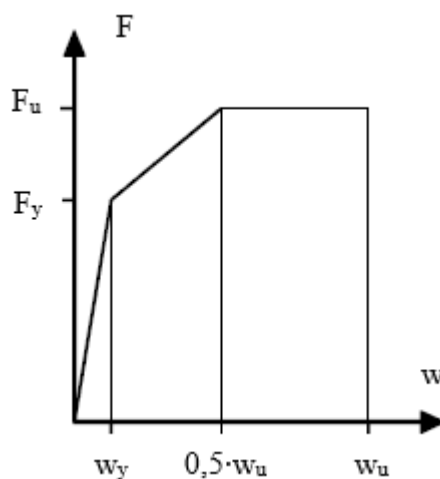
Figura 29 – Configuração da abertura de fissura



Fonte: FIB (2003 apud BALDISSERA, 2006).

Para se estimar os valores de abertura de fissura das ligações de barras tracionadas envoltas em concreto é proposto um diagrama trilinear simplificado apresentado na Figura 30 (FIB – BULLETIN 43, 2008).

Figura 30 – Diagrama simplificado força x abertura de fissura



Fonte: Adaptada de FIB – Bulletin 43 (2008).

O cálculo da abertura de fissura no instante de escoamento da barra (w_y) é feito pela Equação 4.

$$w_y = 0,576 \cdot \left(\frac{\theta_d \cdot f_y^2}{\tau_{\max} \cdot E_s} \right)^{0,714} + \frac{f_y \cdot 4 \cdot \theta_d}{E_s} \quad (4)$$

Onde:

w_y : abertura de fissura;

θ_d : diâmetro da armadura;

f_y : tensão de escoamento do aço;

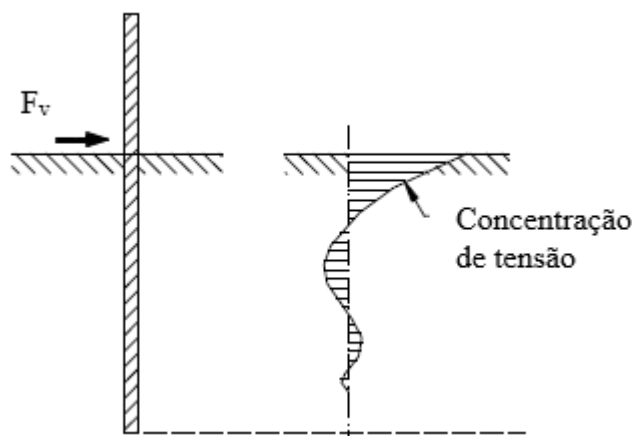
τ_{\max} : máxima tensão de aderência

E_s : módulo de elasticidade do aço

2.5.3 Transferência de forças de cisalhamento

Um mecanismo fundamental na transferência de força de cisalhamento é o feito de pino de barras de aço transversais (chumbadores) embutidas em concreto submetidas a esforços horizontais. Essa transferência de forças provoca um estado de tensões não uniformes no concreto, como esquematizado na Figura 31, onde o chumbador é submetido à flexão com um valor máximo de momento fletor próximo ao plano da interface.

Figura 31 – Tensões no concreto devido ao efeito de pino para análise linear



Fonte: Adaptada de FIB – Bulletin 43 (2008).

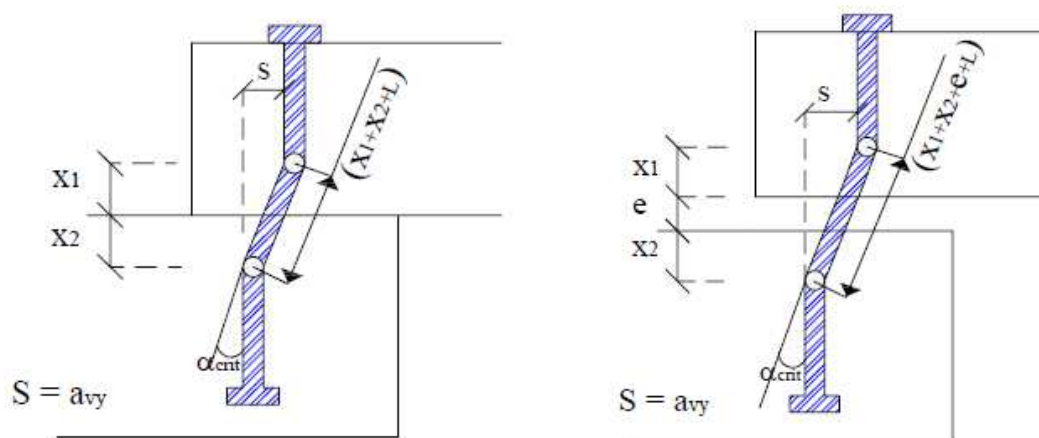
Dependendo das dimensões, da posição e da resistência do chumbador no elemento ao que ele está inserido, vários modos de ruptura são possíveis. Em um chumbador pouco resistente, em relação ao concreto que o circunda, pode ocorrer ruptura por cisalhamento no próprio chumbador. Caso contrário, ou quando a cobertura de concreto na barra for pequena, a falha pode ocorrer na peça de concreto (FIB – BULLETIN 43, 2008).

No caso em que o chumbador não tenha resistência muito menor que a do concreto em que está inserido, o modo de ruptura previsto, é através da formação de rótulas plásticas na seção de máximo momento fletor (FIB – BULLETIN 43, 2008).

Quando se tem chumbadores inseridos em dois elementos de concreto, a formação de rótulas plásticas ocorrerá em cada um destes elementos. Em caso de simetria dos elementos que envolvem os chumbadores e de mesmas resistências desses elementos, as rótulas podem ser formar simultaneamente, caso contrário se formaram em períodos diferentes. Neste último caso, a primeira rótula se forma no elemento de menor resistência enquanto o outro elemento ainda está em regime elástico. Neste momento a ligação já terá sua rigidez reduzida. Posteriormente é formada a segunda rótula no elemento mais resistente. Considera-se que a capacidade da ligação é atingida no momento em que o mecanismo de plastificação é formado, ou seja, a formação da segunda rótula.

Na Figura 32 é esquematizada a configuração de chumbadores inseridos em dois elementos de concreto após a formação de rótulas plásticas.

Figura 32 – Rótulas plásticas em chumbadores inseridos em dois elementos de concreto
(a) Sem altura livre entre os elementos (b) Com altura livre entre os elementos



Fonte: FIB (2003 apud BALDISSERA, 2006).

Segundo Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002) a força de escoamento da ligação para teoria clássica de efeito de pino é dada pela Equação 5:

$$F_{vy} = c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc,max} \cdot f_{yb}} \quad (5)$$

Onde:

F_{vy} : força responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador;

c_1 : coeficiente para consideração do efeito de compressão tri-axial, igual a 1,03 para o caso da ausência de atrito na interface aparelho de apoio-viga, conforme Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002);

ϕ_b : - diâmetro do chumbador;

$f_{cc,max}$: maior valor de resistência à compressão dentre os elementos que envolvem o chumbador;

f_{yb} : resistência ao escoamento do chumbador.

Quando houver restrições de deslocamento e/ou carregamento aplicado excêntrico, devem ainda ser considerados outros dois coeficientes c_r e c_e respectivamente, multiplicando c_1 . Engstrom (1992 apud Miotto, 2002) sugere:

$$\begin{cases} c_r = 2 & \text{para o caso de restrição total ou} \\ c_r = \sqrt{\frac{2+1}{2}} & \text{para o caso de restrição parcial} \end{cases} \quad (6)$$

$$c_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot c_1)^2} - \varepsilon \cdot c_1 \quad (7)$$

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot e}{\phi_b} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{cc,max}}{f_{yb}}\right)} - \varepsilon \cdot c_1 \quad (8)$$

Onde:

c_r : coeficiente para consideração de restrição ao deslocamento;

c_e : coeficiente para consideração da excentricidade da carga aplicada no chumbador

e: Excentricidade da carga aplicada no chumbador, ou seja, a altura livre; no caso dessa altura livre ser devida à presença de aparelho de apoio ela deve ser tomada como a metade da altura do referido aparelho de apoio.

Além do efeito de pino ao qual o chumbador está submetido, pode-se contabilizar o efeito do atrito entre as interfaces do concreto. Com a consideração do atrito, a Equação 5, é alterada para Equação 9.

$$F_{v,tot} = c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc,max} \cdot f_{yb,red} + \mu \cdot \sigma_{sb} \cdot A_{sb}} \quad (9)$$

$$f_{yb,red} = f_{yb} - \sigma_{sb} \quad (10)$$

Onde:

μ : coeficiente de atrito na interface (Tabela 4);

σ_{sb} : tensão atuante no chumbador quando o mecanismo é formado;

A_{sb} : área da seção transversal do chumbador;

c_1 : 1,03.

Tabela 4 – Coeficiente de atrito, baseados em Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002).

Superfície de contato na interface da ligação	μ
Concreto-concreto	0,6
Aço-concreto	0,4
Concreto-elastômero	0,3 – 0,4

Fonte: Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002).

De acordo com Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002), através da introdução de um critério de deformação para o chumbador inserido em concreto, durante a ruptura é possível estimar o alongamento imposto ao chumbador e com isso, o efeito do atrito resultante na interface da ligação. Segundo Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002), as rotulas plásticas se formam quando a inclinação total do chumbador, esquematizado na Figura 32, atinge o valor crítico (α_{crit}), cujo valor pode ser determinado pela Equação 11.

$$\alpha_{crit} = k \cdot \frac{f_{yb,red}}{\phi_b \cdot E_s} \quad (11)$$

Onde:

E_s : módulo de elasticidade do aço;

k : 1,75 m, valor médio sugerido por Engstrom (1992 apud MIOTTO, 2002);

$f_{yb,red}$: $0,7f_{yb}$, sugerido por Ferreira (1999).

A distância x , da face do elemento de concreto até à seção de máximo momento atuante no chumbador, pode ser calculada pela Equação 12, que expressa uma condição de equilíbrio. Contudo, somente a parcela na força total ($F_{v,tot}$) que é devida ao efeito de pino, representada por $F_{v,red}$, é levada em conta nesse equilíbrio.

$$x = \frac{F_{v,red}}{q} = \frac{\sqrt{f_{yb,red}/f_{cc}}}{3 \cdot c_1} \cdot \phi_b \quad (12)$$

$$q = 3 \cdot c_1^2 \cdot f_{cc} \cdot \phi_b \quad (13)$$

A distância x deve ser ajustada pelos fatores c_r e c_e , para se levar em conta os efeitos da restrição ao giro e da excentricidade das ações horizontais, respectivamente, conforme cada caso. Em chumbadores inseridos em dois elementos de concreto, essa distância deve ser calculada separadamente para cada lado, utilizando-se os valores da resistência do concreto para cada elemento.

Por meio da deformação angular crítica α_{crit} , o deslocamento horizontal relativo na ligação (av_y), que está associado ao momento da formação das rótulas plásticas no chumbador, pode ser calculado através das Equações 14.

$$\begin{cases} \alpha_{crit} = \frac{\alpha_{vy}}{x} & \text{chumbador inserido em um único elemento de concreto ou} \\ \alpha_{crit} = \frac{\alpha_{vy}}{l_p} & \text{chumbador inserido em dois elementos de concreto} \end{cases} \quad (14)$$

Onde l_p é dado pela Equação 15.

$$\begin{cases} l_p = x_1 + x_2 & \text{ligações sem altura livre entre os elementos ou} \\ l_p = x_1 + x_2 + h_a & \text{ligações com almofada de elastômero, com uma altura livre} \end{cases} \quad (15)$$

entre os elementos da ordem da espessura da almofada (h_a)

2.5.4 Determinação teórica da relação momento-rotação

Nesta seção são apresentados dois modelos analíticos para o cálculo da rigidez secante de ligações com armadura negativa de continuidade: o modelo apresentado em El Debs, Miotto e El Debs (2010) e o modelo de Ferreira (2001), também apresentado em Ferreira, El Debs e Elliott (2003).

O primeira apresenta uma formulação para uma ligação submetida a momentos fletores negativo e positivo. Já a segunda somente para momento fletor negativo. Posteriormente as formulações para momento fletor negativo destes modelos analíticos serão aplicados aos protótipos ensaiados neste trabalho.

2.5.4.1 Modelo analítico de El Debs; Miotto e El Debs (2010)

Em El Debs, Miotto e El Debs (2010) é apresentada uma formulação considerando os mecanismos básicos de deformação da ligação ensaiada por Miotto (2002), apresentada na Figura 18. Conforme mencionado anteriormente, essa ligação caracteriza-se como uma ligação semirrígida, onde a viga é apoiada sobre uma almofada de argamassa, que é responsável pela transferência das reações da viga para o consolo de concreto. A transferência da reação da viga para o pilar é garantida a partir de uma camada constituída por graute na interface vertical entre a viga e o pilar. A união da viga ao consolo é promovida por um chumbador. A ligação ainda conta com armaduras na região superior da viga passantes no interior do pilar central. A solidarização ente a armadura superior e a viga é feita através de uma camada de concreto moldado no local, complementando a seção resistente da viga.

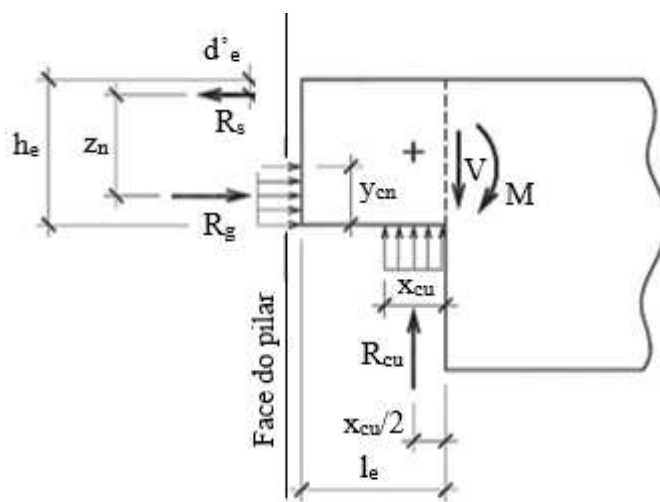
Para a obtenção das curvas momento-rotação, tanto para momento negativo quanto para momento positivo, foi proposto o uso de um diagrama bilinear. Desta forma, o comportamento de ligação pode ser descrito por apenas dois parâmetros, para cada direção de momento fletor, o

momento de escoamento M_y ($M_{y,pos}$ para momento positivo e $M_{y,neg}$ para momento negativo) e a rigidez K_m ($K_{m,pos}$ para um momento positivo e de $K_{m,neg}$ para momento negativo). A formulação proposta em El Debs, Miotto e El Debs (2010) está apresentada a seguir.

Rigidez ao momento negativo

A Figura 33 apresenta os mecanismos resistentes da ligação ao momento fletor negativo (M_{neg}).

Figura 33 – Equilíbrio de forças resistentes ao momento fletor negativo



Fonte: El Debs, Miotto, El Debs (2010).

Onde:

R_s : resultante de tração da armadura negativa, Equação 16;

R_g : resultante de compressão do graute, Equação 17;

R_{cu} : resultante de compressão da almofada de argamassa;

x_{cu} : região comprimida da almofada de argamassa junto ao aparelho de apoio;

y_{cn} : região comprimida do graute na interface inferior da extremidade da viga junto ao pilar;

h_e : altura do dente da viga;

l_e : comprimento do dente da viga;

d'_e : distância do centro de gravidade da armadura negativa à face superior da viga;

z_n : comprimento do braço de alavanca entre R_s e R_g , Equação 18;

C: ponto de referência para a realização do equilíbrio entre as forças verticais, horizontais e momentos, atuantes na extremidade da viga, localizado na projeção de R_{cu} .

$$R_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (16)$$

$$R_g = y_{cn} \cdot f_{cgd} \cdot b_w \quad (17)$$

$$z_n = h_e - d'_e - \frac{y_{cn}}{2} \quad (18)$$

Onde:

A_s : área de armadura negativa;

f_{yd} : resistência de escoamento de projeto da armadura;

f_{cgd} : resistência à compressão de projeto do graute;

b_w : largura da viga.

A contribuição do chumbador não é relacionada como componente resistente ao momento fletor negativo. A distribuição de tensão de compressão tanto da almofada de argamassa como do graute foi considerada linear. O equilíbrio do sistema de forças resultantes dos componentes da ligação na direção horizontal está expresso na Equação 19

$$R_s = R_g \quad (19)$$

Ao substituir as Equações 16 e 17 na Equação 19 obtém-se a dimensão do graute que está sendo solicitada (y_{cn}), conforme a Equação 20.

$$y_{cn} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cgd} \cdot b_w} \quad (20)$$

O momento fletor negativo resistente da ligação ($M_{y,neg}$) pode ser determinado com base na Equação 21.

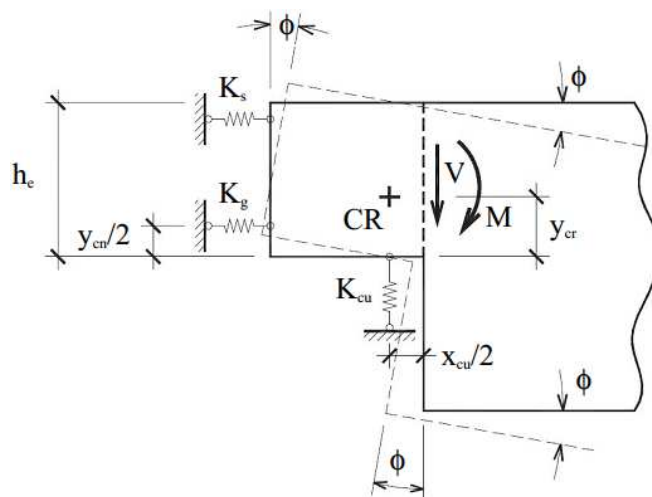
$$M_{y,neg} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_n \quad (21)$$

Segundo El Debs, Miotto, El Debs (2010), a dimensão da região comprimida junto ao aparelho de apoio (x_{cu}) é influenciada pela rigidez do aparelho do aparelho de apoio. Quanto maior for a resistência da almofada de argamassa menor será a dimensão do campo de atuação das forças de compressão. Se o aparelho de apoio é muito deformável, a dimensão da região comprimida tende ao final da extremidade da viga. Se a distribuição de tensões adotada for triangular, o valor de x_{cu} é dado pela Equação 22.

$$x_{cu} = \frac{2 \cdot l_e}{3} \quad (22)$$

A Figura 34 ilustra a posição deformada da extremidade da viga, onde são representados os mecanismos básicos de deformação responsáveis pela idealização analítica do comportamento da ligação. Os mecanismos básicos de deformação considerados são representados pela região submetida a tensões de tração junto à face superior da viga, caracterizada pela rigidez da armadura (K_s); pela região submetida a tensões de compressão junto à face inferior da extremidade da viga, caracterizada pela rigidez do graute (K_g) e pela região submetida a tensões de compressão junto ao aparelho de apoio, caracterizada pela rigidez do aparelho de apoio (K_{cu}).

Figura 34 – Posição deformada da extremidade da viga e mecanismos básicos de deformação da ligação ao momento fletor negativo



Fonte: El Debs, Miotto, El Debs (2010).

A rigidez da ligação ao momento negativo está em função tanto da rigidez da armadura quanto da rigidez do graute, que dependem da distância da face inferior da extremidade da viga ao centro de

rotação (y_{cr}). O centro de rotação da extremidade da viga (CR) coincide como ponto C. O valor de y_{cr} é expresso pela Equação 23.

$$y_{cr} = \frac{K_s(h_e - d_e') + K_g(y_{cn}/2)}{K_s + K_g} \quad (23)$$

A rigidez da armadura é determinada através da Equação 24.

$$K_s = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{w_y} \quad (24)$$

Onde:

σ_s : a tensão de tração da armadura negativa da ligação;

w_y : abertura da suposta fissura junto à face superior da extremidade da viga.

O valor da suposta abertura de fissura, no instante do escoamento do aço, pode ser estimado de acordo com a Equação 25, onde o primeiro e o segundo termo foram indicados respectivamente pelo Boletim nº2 da FIB (1999) e Engstrom (1992 apud EL DEBS, MIOTTO, EL DEBS, 2010).

$$w_y = 2 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha_w) \cdot s_1^{\alpha_w}}{8 \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef})} \cdot \frac{\sigma_s^2}{T_{max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1+\alpha_w}} + \frac{4 \cdot \phi \cdot \sigma_s}{E_s} \quad (25)$$

As variáveis α_e , T_{max} e $\rho_{s,ef}$ são expressas pelas Equações 26, 27 e 28 respectivamente.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,top}} \quad (26)$$

$$T_{max} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{cd,top}} \quad (27)$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (28)$$

$$A_{c,ef} = h_{ef} \cdot b_w \quad (29)$$

$$h_{ef} = 2,5(h - d) \leq \frac{h - x_2}{3} \quad (30)$$

Onde:

A_s : área da seção transversal da armadura de continuidade;

$A_{c,ef}$: área de concreto que envolve a armadura de continuidade (FIB – BULLETIN 2, 2008);

σ_s : tensão na armadura de continuidade;

ϕ : diâmetro da armadura de continuidade (mm);

E_s : módulo de elasticidade do aço;

$E_{c,top}$: módulo de elasticidade do concreto da capa;

$f_{cd,top}$: resistência à compressão de projeto da capa de concreto moldado no local;

α_w : 0,4;

s_1 : 1 mm.

A rigidez da região comprimida junto à face inferior da extremidade da viga pode ser expressa conforme a Equação 31.

$$K_g = \frac{y_{cn} \cdot b_w}{D_{gi}} \quad (31)$$

Onde:

D_{gi} : deformabilidade do graute, onde os valores podem ser encontrados em Barboza (2001).

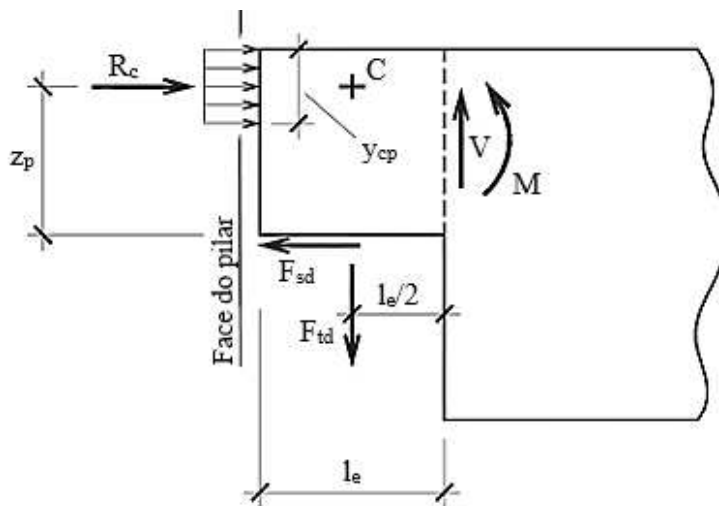
Portanto a rigidez da ligação ao momento fletor negativo ($K_{m,neg}$) em relação ao ponto CR pode ser calculada pela Equação 32.

$$K_{m,neg} = [K_s \cdot (h_e - y_{cr} - d_e')^2 + K_g \cdot (y_{cr} - y_{cn}/2)^2] \quad (32)$$

Rigidez ao momento positivo

Com relação ao momento fletor positivo (M_{pos}), na Figura 35 estão representados os mecanismos resistentes.

Figura 35 – Equilíbrio de forças resistentes ao momento fletor positivo



Fonte: El Debs, Miotto, El Debs (2010).

Onde:

R_c : resultante de compressão no concreto moldado no local, Equação 33;

F_{sd} : resultante de cisalhamento do chumbador, Equação 34;

F_{td} : resultante de tração do chumbador;

y_{cp} : região comprimida da capa na interface superior da extremidade da viga junto ao pilar;

h_e : altura do dente da viga;

z_p : comprimento do braço de alavanca entre R_c e F_{sd} , Equação 35;

C: ponto de referência para a realização do equilíbrio entre as forças verticais, horizontais e momentos atuantes na extremidade da viga, localizado na projeção de F_{td} .

$$R_c = y_{cp} \cdot b_f \cdot f_{cd,top} \quad (33)$$

$$F_{sd} = 2 \cdot c \cdot \phi_d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{ccd,max}} \quad (34)$$

$$z_p = h_e - \frac{y_{cp}}{2} \quad (35)$$

Onde:

b_f : dimensão da mesa colaborante da viga;

$f_{cd,top}$: resistência à compressão de projeto do concreto moldado no local;

f_{yd} : resistência ao escoamento de projeto do chumbador;

\varnothing_d : diâmetro do chumbador;

$f_{ccd,max}$: maior valor de resistência do concreto ou do graute em contato com o chumbador;

c : coeficiente que pode ser adotado igual a 1,245 conforme a indicação de Engstrom (1992 apud LINS, 2013).

No processo de determinação da rigidez da ligação ao momento positivo, o aparelho de apoio não é relacionado como componente resistente da mesma. A distribuição de tensão de compressão no graute foi considerada linear. O equilíbrio do sistema de forças resultantes dos componentes da ligação na direção horizontal está expresso na Equação 36.

$$R_c = F_{sd} \quad (36)$$

Ao substituir as Equações 33 e 34 na Equação 36 obtém-se a dimensão do graute que está sendo solicitada (y_{cp}), conforme a Equação 37.

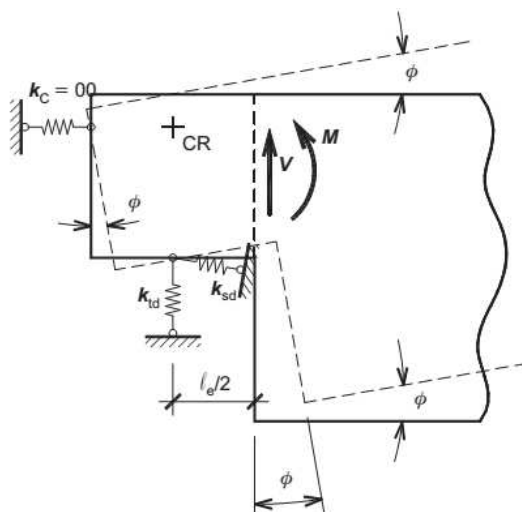
$$y_{cp} = \frac{2 \cdot c \cdot \varnothing_d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{ccd,max}}}{b_f \cdot f_{cd,top}} \quad (37)$$

O momento fletor positivo resistente ($M_{y,pos}$) da ligação pode ser determinado com base na Equação 38.

$$M_{y,pos} = F_{sd} \cdot z_p \quad (38)$$

A Figura 36 ilustra a posição deformada da extremidade da viga, onde são representados os mecanismos básicos de deformação responsáveis pela idealização analítica do comportamento da ligação. Os mecanismos básicos de deformação considerados são representados pela região submetida a tensões de compressão junto à face superior da extremidade da viga, caracterizada pela rigidez do concreto à compressão (K_c); pela região submetida a tensões de tração no chumbador, caracterizada pela rigidez a tração do chumbador (K_{td}) e pela região submetida a tensões de cisalhamento no chumbador, caracterizada pela rigidez ao cisalhamento do chumbador (K_{sd}).

Figura 36 – Posição deformada da extremidade da viga e mecanismos básicos de deformação da ligação ao momento fletor positivo



Fonte: El Debs, Miotto, El Debs (2010).

Como a rigidez do concreto à compressão (K_c) tende ao infinito, o centro de rotação (CR) alinha-se com a região submetida a tensões de compressão no concreto. Neste caso também o ponto CR coincide com o ponto C, usado para calcular o momento positivo de plastificação. Dessa forma a rigidez da ligação ao momento fletor positivo ($K_{m,pos}$) passa a estar apenas em função da rigidez ao cisalhamento do chumbador (K_{sd}), dada pela Equação 39.

$$K_{sd} = \frac{F_{sd}}{a_{vy}} \quad (39)$$

Onde:

a_{vy} : deslocamento transversal do chumbador quando submetido ao máximo esforço.

Segundo El Debs, Miotto e El Debs (2010) mais informações sobre a_{vy} podem ser encontradas em Engstrom (1992). O deslocamento transversal do chumbador quando submetido ao esforço máximo pode ser obtido do Model Code do CEB-FIP de 1990 (1993), que indica o valor de 10% de ϕ_b .

Portanto a rigidez da ligação ao momento fletor positivo ($K_{m,pos}$) pode ser determinada através da Equação 40.

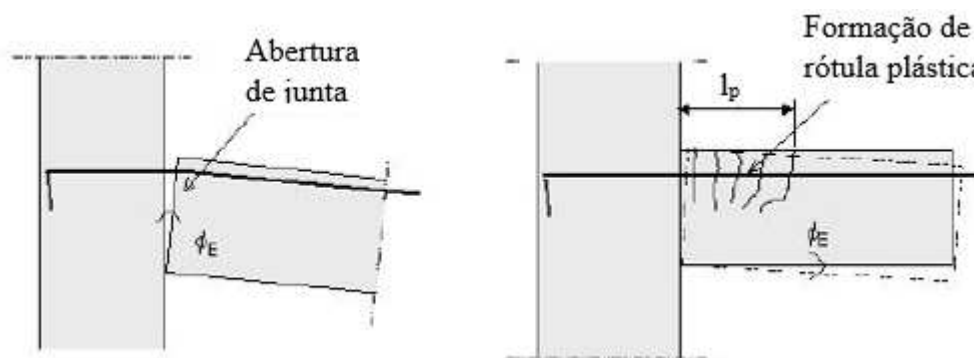
$$K_{m,pos} = K_{sd} \cdot \left(h_e - \frac{y_{cp}}{2} \right)^2 \quad (40)$$

2.5.4.2 Modelo analítico de Ferreira (2001)

Segundo o modelo de Ferreira (2001), a ligação é dada como uma região de distúrbio na extremidade da viga com concentração de deformações inelásticas. Nesta região, há uma redução da rigidez e a curvatura é descontínua e pode ser considerada constante, onde se formará um mecanismo de rótula plástica. A rotação relativa viga-pilar, medida na região da ligação, é resultante do mecanismo de deformação por alongamento das barras de continuidade, relativa ao trecho embutido no pilar, somado ao mecanismo de deformação por flexão da região da ligação (FERREIRA, 2003).

Na Figura 37 são esquematizados dois tipos de mecanismos de deformação que podem ocorrer em ligações viga-pilar: o mecanismo com abertura de uma única junta e o mecanismo com formação da rótula plástica na extremidade da viga. O primeiro deverá ocorrer em ligações com taxas de armadura muito pequenas. Em geral, em ligações resistentes à flexão deverá ocorrer o segundo mecanismo, apresentado na Figura 37-(b), e que é considerado no modelo analítico em questão.

Figura 37 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar
(a) Mecanismo de abertura de junta (b) Mecanismo de formação de rótula plástica



Fonte: Ferreira (2001 apud FERREIRA, 2003).

O modelo de Ferreira (2001) propõe que o comportamento não linear da ligação deva ser considerado até a primeira plastificação. Neste ponto a rigidez secante é obtida pelo momento resistente da ligação e pela rotação relativa viga-pilar calculados para o início do escoamento nas barras de continuidade. Contudo, Ferreira (2001) propôs que a rigidez secante a flexão negativa, para ligações com armadura de continuidade, pode ser obtida pela Equação 41.

$$K_{\phi_s} = \frac{M_{RC}}{\phi_c} = \left[\frac{l_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2} + \frac{l_p}{E_{cs} \cdot I_{II}} \right]^{-1} \quad (41)$$

Onde:

l_e : comprimento de embutimento das barras dentro do pilar;

l_p : comprimento da região da ligação;

d : altura efetiva na extremidade da viga;

E_s : módulo de elasticidade do aço;

f_{yk} : tensão de escoamento das barras de continuidade;

A_s : área de armadura negativa passante no pilar;

I_{II} : momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II;

E_{cs} : módulo secante do concreto.

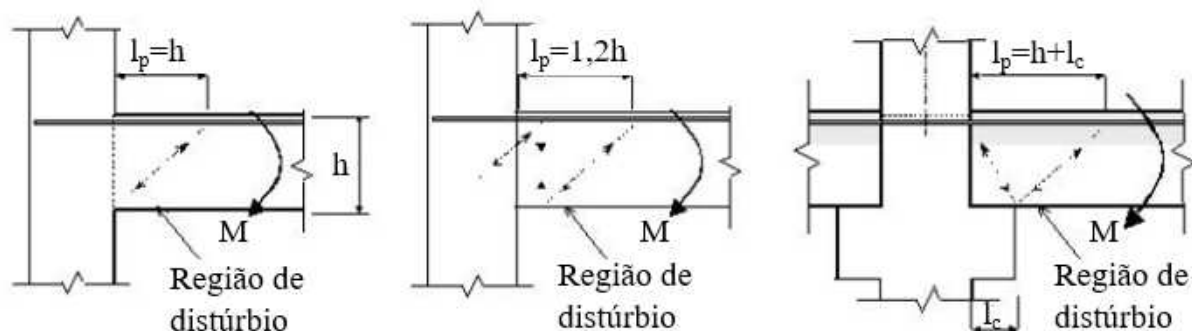
O momento resistente da ligação no limite de escoamento pode obtido pela Equação 42, e a rotação é obtida pela Equação 43:

$$M_{RC} = M_y = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d \quad (42)$$

$$\phi_c = \left(\frac{1}{r} \right)_{II} \cdot l_p + \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \cdot l_e = \left[\frac{M_{RC}}{E_{cs} \cdot I_{II}} \cdot l_p \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \cdot l_e \right] \quad (43)$$

O valor de l_p é função da altura da viga, da posição do centro de rotação na ligação e do caminho das forças internas na extremidade da viga, como exemplificado na Figura 38.

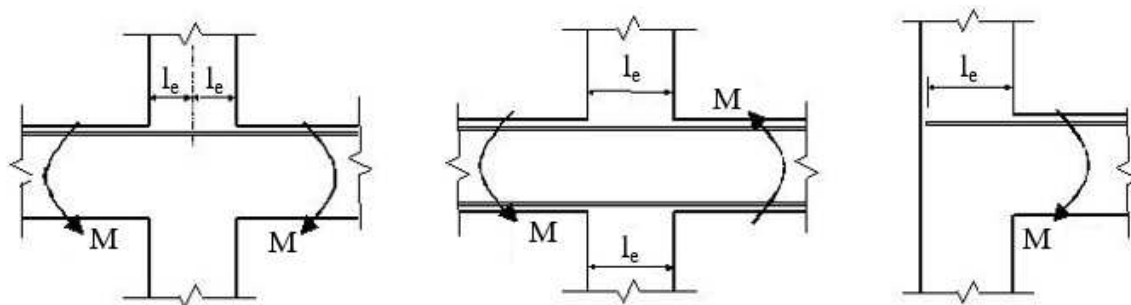
Figura 38 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar
(a) Ligação monolítica (b) Efeito da armadura de suspensão (c) Efeito do consolo



Fonte: Ferreira (2001 apud FERREIRA, 2003).

Já o valor do comprimento de embutimento (l_e) é em função do tipo de ligação em relação à posição dos pilares, ou seja, pilares com ligação em apenas um lado e pilares com ligações nos dois lados, conforme esquematizado na Figura 39. Em consequência desse fator, ligações centrais (com vigas duplas) tendem a ser mais rígidas do que ligações periféricas (com apenas uma viga). Em contrapartida, ligações centrais com momentos negativos em ambos os lados conduzem a uma rigidez maior do que ligações duplas com momentos reversos provocadas por ações laterais na estrutura (FERREIRA, 2003).

Figura 39 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar
(a) Ligação central momentos negativos (b) Ligação central momentos alternados (c) Ligação de canto



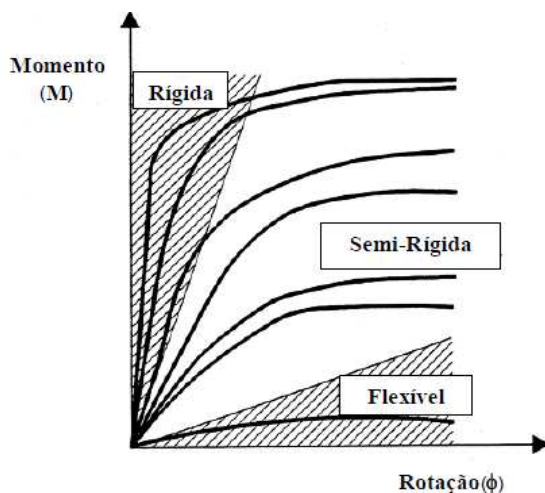
Fonte: Ferreira (2001 apud FERREIRA, 2003).

2.6 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

As ligações entre elementos pré-moldados podem ser classificadas de diferentes formas, como por exemplo, dependendo do tipo de elementos conectados ou do tipo de esforço resistido. Ballarin (1993) apresentou um estudo sobre a classificação e a tipologia de ligações em estruturas de concreto pré-moldado, utilizadas por vários autores, normas e países. Ele classificou as ligações quanto à vinculação, como ligações rígidas e articuladas, e quanto aos elementos a serem ligados, como por exemplo, ligações viga-pilar, pilar-fundação, viga-viga e pilar-pilar.

A classificação das ligações quanto ao tipo de vinculação é bastante difundida e importante, pois evidencia a proposta da concepção estrutural da ligação pelo seu comportamento. Pode-se dizer que as ligações rígidas são aquelas capazes de restringir grande parte dos graus de liberdade, resistindo à tração, compressão e flexão. Já as ligações articuladas (flexíveis) transmitem os esforços que passam pela articulação, liberando alguns graus de liberdade, principalmente deslocamentos horizontais e rotações. Entretanto na maioria das vezes o comportamento mais realista das ligações não é perfeitamente rígido ou articulado, e sim semirrígido. As ligações semirrígidas possuem um comportamento intermediário entre ligações rígidas e articuladas, transmitindo parcialmente os esforços. Na Figura 40 é representada esta classificação quanto a ligações resistentes à flexão.

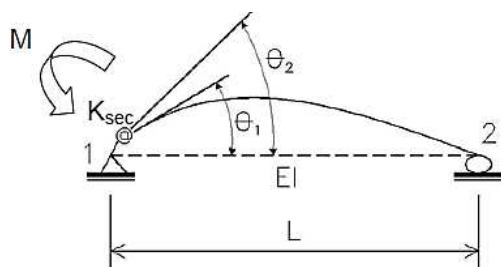
Figura 40 – Classificação de ligações resistentes à flexão como rígidas, semirrígidas ou articuladas



Fonte: Adaptada de FIB – Bulletin 43 (2008).

Para classificar as ligações em função de suas rigidezes, pode-se aplicar o fator de restrição à rotação da ligação (α_R), que é apresentado na ABNT NBR 9062:2006 e definido pela Equação 44. Ele pode ser interpretado como sendo a relação da rotação da extremidade do elemento (θ_1) em relação à rotação combinada do elemento e da ligação (θ_2) devido ao momento fletor de extremidade, como esquematizado na Figura 41.

Figura 41 – Fator de restrição à rotação



Fonte: Adaptada de ABNT NBR 9062:2006.

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \frac{\frac{M \cdot L_{ef}}{3(EI)_{sec}}}{\frac{M \cdot L_{ef}}{3(EI)_{sec}} + \frac{M}{K_{sec}}} = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{K_{sec} \cdot L_{ef}}} \quad (44)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$: rigidez secante da viga;

K_{sec} : rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;

L_{ef} : vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios.

Na Tabela 5 são apresentados os limites para o valor do fator de restrição recomendados pela ABNT NBR 9062:2006, para a classificação das ligações quanto à rigidez.

Tabela 5 – Classificação das ligações quanto ao fator de restrição

Classificação da ligação	ABNT NBR 9062:2006
Articulada	$\alpha_R \leq 0,15$
Semirrígida	$0,15 < \alpha_R < 0,85$
Rígida	$\alpha_R \geq 0,85$

Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

Na Tabela 6 são apresentados os limites de rigidez aos momentos fletores, para classificação das ligações, definidos pela ABNT NBR 9062:2006, pelo EUROCODE 3 (1993) e por Bjorhovde, Colson e Brozzetti (1990).

Tabela 6 – Classificação das ligações quanto a sua rigidez

Classificação da ligação	Articulada	Semirrígida	Rígida
ABNT NBR 9062:2006	$K_{sec} \leq 0,5(EI)_{sec}/L_{ef}$	$0,5(EI)_{sec}/L_{ef} < K_{sec} \leq 20(EI)_{sec}/L_{ef}$	$K_{sec} > 20(EI)_{sec}/L_{ef}$
EUROCODE 3 (1993) - Estruturas contraventadas	$K_{sec} \leq 0,5(EI)_{sec}/L_{ef}$	$0,5(EI)_{sec}/L_{ef} < K_{sec} < 25(EI)_{sec}/L_{ef}$	$K_{sec} \geq 25(EI)_{sec}/L_{ef}$
EUROCODE 3 (1993) - Estruturas não contraventadas	$K_{sec} \leq 0,5(EI)_{sec}/L_{ef}$	$0,5(EI)_{sec}/L_{ef} < K_{sec} < 8(EI)_{sec}/L_{ef}$	$K_{sec} \geq 8(EI)_{sec}/L_{ef}$
Bjorhovde, Colson e Brozzetti (1990)	$K_{sec} \leq (EI)_{sec}/2d$	$(EI)_{sec}/2d < K_{sec} < (EI)_{sec}/10d$	$K_{sec} \leq (EI)_{sec}/10d$

d: altura da viga metálica.

Fonte: ABNT NBR 9062:2006; EUROCODE 3 (1993) e Bjorhovde, Colson e Brozzetti (1990).

Com a determinação do fator de restrição (α_R) para uma viga com ligação semirrígida e com carregamento distribuído, é possível determinar a porcentagem de engastamento da ligação (também chamado de coeficiente de engastamento parcial), pela relação entre o momento na extremidade da viga (M_{SR}) e o momento de engastamento perfeito (M_{EN}), conforme a Equação 45.

$$\frac{M_{SR}}{M_{EN}} = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \quad (45)$$

Em Ferreira, El Debs e Elliott (2002) foi apresentada uma proposta de classificação de ligações em cinco zonas, como relacionado na Tabela 7.

Tabela 7 – Classificação das ligações conforme Ferreira, El Debs e Elliott (2002)

Zona	Classificação da ligação	Fator de restrição (α_R)	Coefficiente de Engastamento parcial
I	Articulada	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_{SR}/M_{EN} < 0,2$
II	Semirrígida com restrição baixa	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_{SR}/M_{EN} < 0,5$
III	Semirrígida com restrição média	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_{SR}/M_{EN} < 0,75$
IV	Semirrígida com restrição alta	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_{SR}/M_{EN} < 0,9$
V	Perfeitamente rígida	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq M_{SR}/M_{EN} < 1$

Fonte: Ferreira, El Debs e Elliott (2002).

2.6.1 Ligações semirrígidas

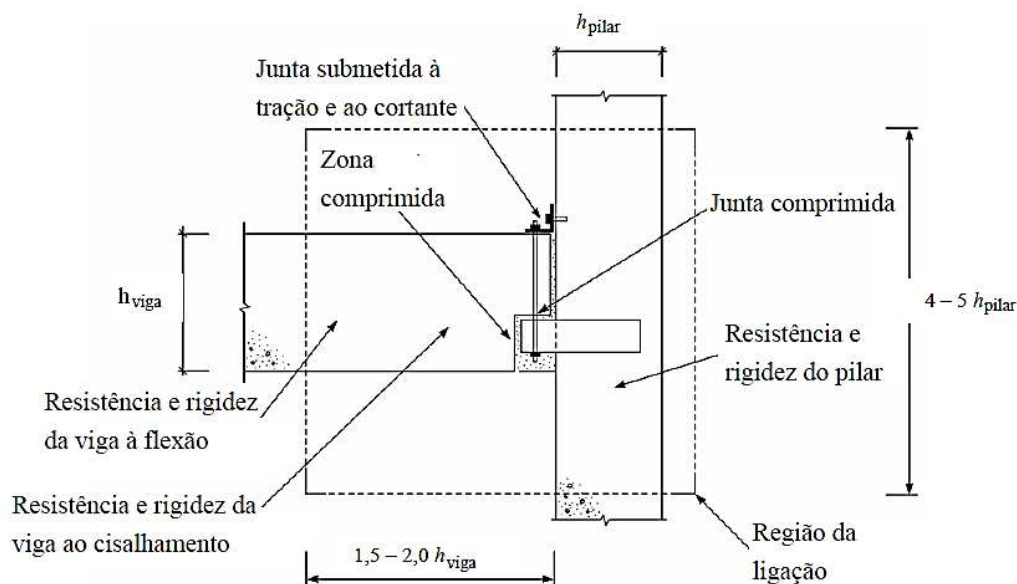
O nível de conhecimento sobre o comportamento semirrígido das ligações viga-pilar é um fator determinante na qualidade do projeto estrutural. Conforme mencionado anteriormente, o efeito das ligações influencia na redistribuição dos esforços ao longo dos elementos pré-moldados, nos deslocamentos laterais, na estabilidade global das estruturas não contraventadas e nas flechas locais das vigas com extremidades semirrígidas.

Em uma mesma ligação pode haver vários mecanismos de transmissão de forças. No Boletim n°43 da FIB (2008) é feita uma distinção de junta e ligação, onde uma junta trata-se da interface entre dois ou mais elementos estruturais na qual podem atuar forças (tração, compressão, cisalhamento) ou momentos. A ligação, por sua vez, pode envolver uma ou mais interfaces e as partes dos elementos adjacentes, sendo projetada para resistir à ação de forças e momentos. A ABNT NBR 9062:2006 menciona que as zonas dos elementos que serão ligadas aos demais elementos da estrutura constituem-se trechos singulares que devem ser dimensionados atendendo aos requisitos de segurança. Dessa forma, o projeto da ligação é função tanto dos elementos estruturais quanto dos mecanismos de transmissão de forças nas interfaces entre eles.

De acordo com Gorgun (1997), as ligações são consideradas como “regiões” onde ocorrem concentração de tensões e deslocamentos localizados, influenciando o desempenho estrutural do

elemento interligado por estas ligações. Na Figura 42 é apresentada a delimitação da “região” de uma ligação viga-pilar conforme o Boletim nº43 da FIB (2008).

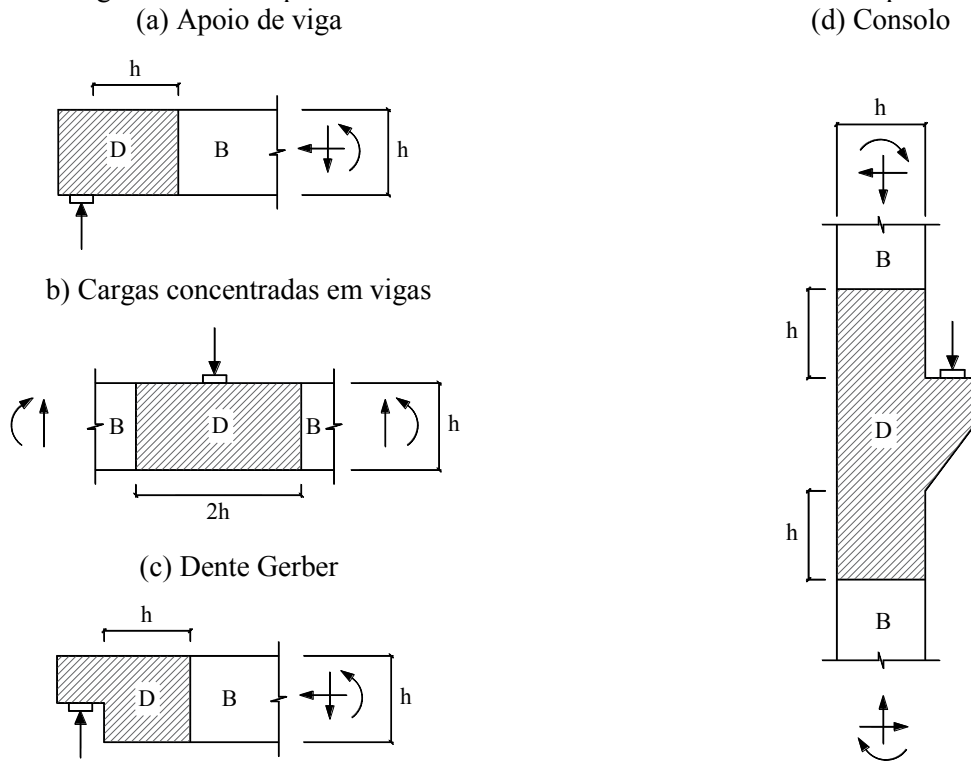
Figura 42 – Região da ligação na extremidade da viga



Fonte: Adaptada de FIB – Bulletin 43 (2008).

No Boletim nº43 da FIB (2008) e também na ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) podem ser encontrados exemplos de considerações de regiões de distúrbio na extremidade de elementos pré-moldados. Essas regiões são chamadas Regiões D. Alguns desses exemplos são apresentados na Figura 43. As chamadas Regiões B de um elemento estrutural são aquelas em que as hipóteses da seção plana são aplicáveis, ou seja, considera-se uma distribuição linear de deformações específicas na seção do elemento. As Regiões D são aquelas em que esta hipótese da seção plana não mais se aplica. De acordo com ABNT NBR 6118:2014 o limite entre as Regiões B e D pode ser considerado localizado a uma distância h , que corresponde à altura da seção transversal do elemento estrutural considerado, da seção efetiva da descontinuidade.

Figura 43 – Exemplos de zonas de distúrbio de elementos estruturais pré-moldados



Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118:2014.

Existem várias formas de se promover um comportamento semirrígido nas ligações viga-pilar pré-moldadas. No Brasil é comum o uso de armadura negativa de continuidade, compostas por barras passantes através do pilar, conforme Figura 44, e também por barras posicionadas nas laterais do mesmo, como pode ser visto na Figura 45.

Figura 44 – Ligação viga-pilar semirrígida com armadura de continuidade passante pelo pilar



Fonte: FIB – Bulletin 43 (2008).

Figura 45 – Ligação viga-pilar semirrígida com armadura de continuidade passante nas laterais do pilar



Fonte: FIB – Bentes (2004 apud KATAOKA, 2007).

Outra possibilidade é utilização de armadura de continuidade passante somente pelas laterais do pilar. A Figura 46 ilustra esse tipo de ligação sendo executada em um edifício de múltiplos pavimentos.

Figura 46 – Ligações viga-pilar semirrígidas com armadura de continuidade passantes somente pelas laterais dos pilares.



Fonte: CPI Engenharia (2006, apud KATAOKA, 2007).

Neste trabalho foram estudadas as configurações ilustradas pelas Figuras 44 e 46 de se promover a continuidade em ligações viga-pilar pré-moldadas.

Apesar de existirem recomendações, em Elliott (2002) e também na norma britânica BS 8110 (1997) por exemplo, para se utilizar tirantes entre os elementos estruturais (entre vigas e pilares, entre lajes e painéis, etc.) a fim de promover segurança contra o colapso progressivo, adotou-se também para estudo a configuração com armadura de continuidade passante somente nas laterais dos pilares, devido à sua facilidade de execução em campo, a comprovações de sua utilização e também porque não foram encontrados estudos experimentais na literatura considerando essa alternativa.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental descrito nesta seção consiste no estudo de uma ligação viga-pilar pré-moldados, submetida a momento fletor negativo, para verificar a influência de duas variáveis, sendo: o preenchimento (ou não) com graute na interface vertical entre o consolo e a viga, como ilustrado na Figura 47; e a posição da armadura de continuidade, passante somente pelo pilar ou somente pela laje, como ilustrado na Figura 48.

Figura 47 – Variável 1: preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga
(a) Ligação com preenchimento de graute

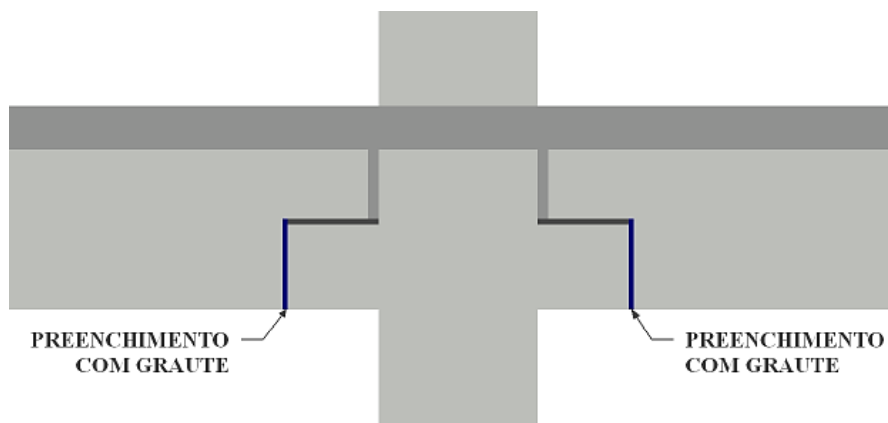
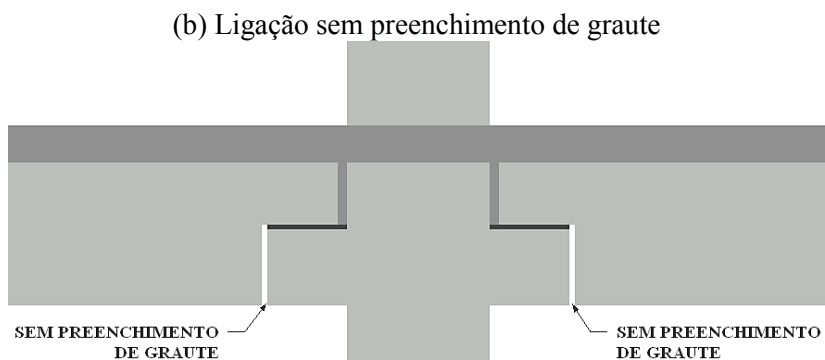
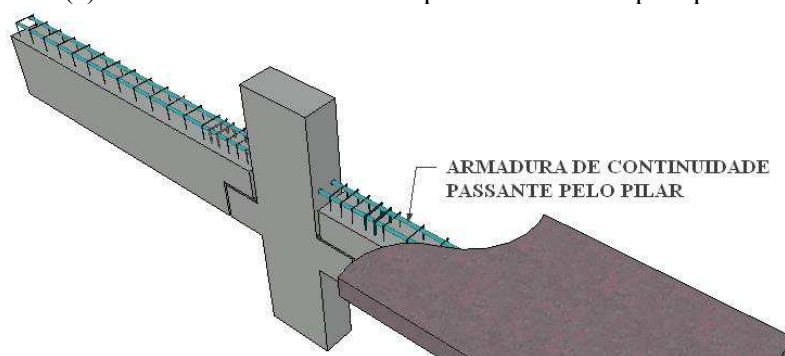


Figura 47 – Variável 1: preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga
(continuação)

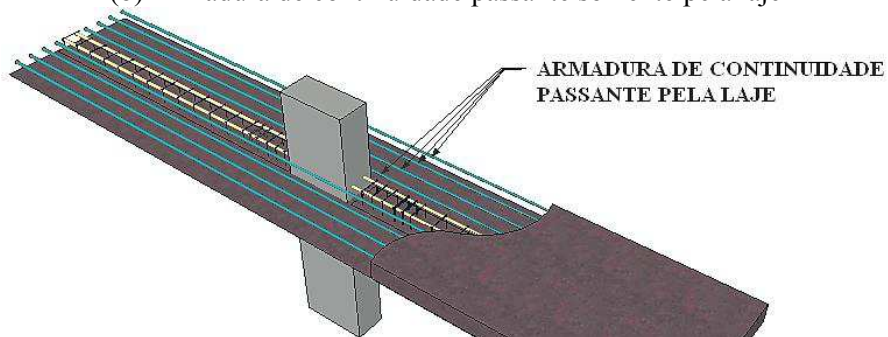


Fonte: Autora (2016).

Figura 48 – Variável 2: posição da armadura de continuidade
(a) Armadura de continuidade passante somente pelo pilar



(b) Armadura de continuidade passante somente pela laje



Fonte: Autora (2016).

Para isto, adotou-se a metodologia experimental, com análise de quatro tipos de protótipos, sendo:

- a) LC: protótipo com armadura de continuidade passante pela laje e com graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior viga (2 unidades);

- b) LS: protótipo com a armadura de continuidade passante pela laje e sem graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior viga (2 unidades);
- c) PC: protótipo com a armadura de continuidade passante dentro do pilar e com graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior viga (2 unidades);
- d) PS: protótipo com a armadura de continuidade passante dentro do pilar e sem graute na interface vertical entre o consolo e a parte inferior viga (2 unidades).

Cada protótipo representa a região de apoio intermediário e é composto por um pilar pré-moldado, duas vigas pré-moldadas em balanço apoiadas sobre graute aplicado sobre consolo de concreto e a presença de chumbador, laje maciça de concreto moldado no local, preenchimento de graute na interface entre o pilar e a viga, armadura de continuidade passante pelo pilar ou pela laje e o preenchimento ou não de graute na interface vertical entre o consolo e a viga. Dessa forma, a parte experimental desta pesquisa é composta por 8 ensaios com protótipos em formato cruciforme. Na Tabela 8 é apresentado um resumo com as características dos protótipos ensaiados.

Tabela 8 – Resumo das características dos protótipos ensaiados.

Protótipo	Variáveis		Quantidade
	Armadura de continuidade	Preenchimento com Graute	
LS	Laje	Sem	2
LC	Laje	Com	2
PS	Pilar	Sem	2
PC	Pilar	Com	2

LS – Protótipo com armadura de continuidade na **Laje Sem** preenchimento de graute.

LC – Protótipo com armadura de continuidade na **Laje Com** preenchimento de graute.

PS – Protótipo com armadura de continuidade no **Pilar Sem** preenchimento de graute.

PC – Protótipo com armadura de continuidade no **Pilar Com** preenchimento de graute.

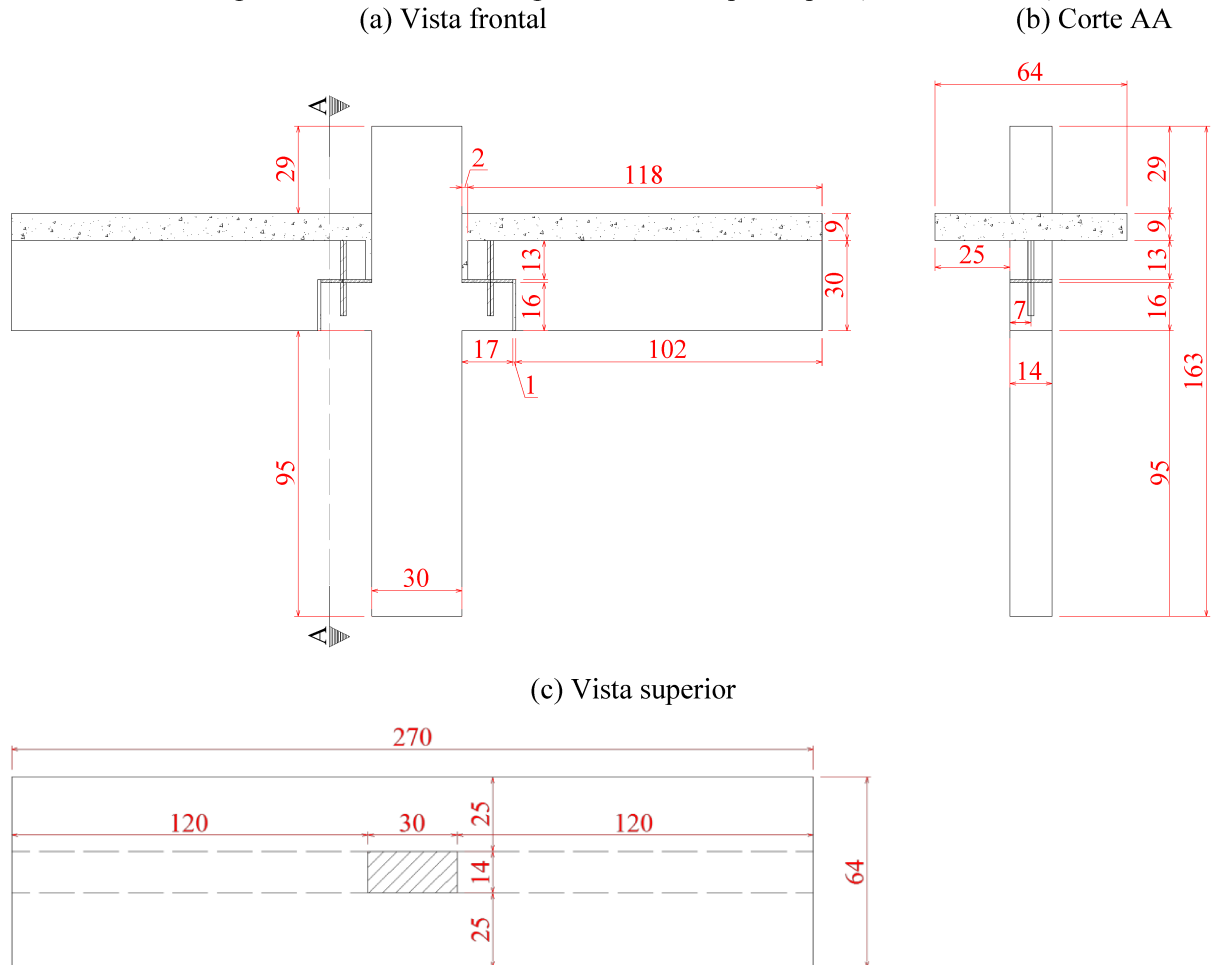
Fonte: Autora (2016).

3.2 PROJETO DA LIGAÇÃO

Todos os protótipos possuem as mesmas dimensões. As suas características geométricas de projeto estão apresentadas na Figura 49. Os pilares pré-moldados possuem seção transversal de

14 cm x 30 cm e altura total de 163 cm, com consolo de concreto de 14 cm x 17 cm x 16 cm para apoio das vigas. As vigas pré-moldadas possuem seção transversal de 14 cm x 30 cm e comprimento de 118 cm e a laje maciça sobre todo comprimento do protótipo, 270 cm, com largura de 64 cm e altura de 9 cm.

Figura 49 – Características geométricas dos protótipos (medidas em cm)



Fonte: Autora (2016).

3.2.1 Especificação do concreto

Para a confecção das vigas e pilares pré-moldados a resistência especificada do concreto foi de 40 MPa, valor comumente utilizados em estruturas de esqueleto em pré-moldados. Já para o concreto moldado no local da laje, foi especificado uma resistência para o concreto de 25 MPa.

3.2.2 Armadura de projeto

O aço utilizado para as amaduras de continuidade foi o CA-50. A área total de armadura de continuidade utilizada em cada protótipo foi de 4,02 cm², conforme a Tabela 9. Essa armadura foi solidarizada juntamente com a concretagem da laje de 9 cm, provendo a resistência à flexão negativa para a ligação.

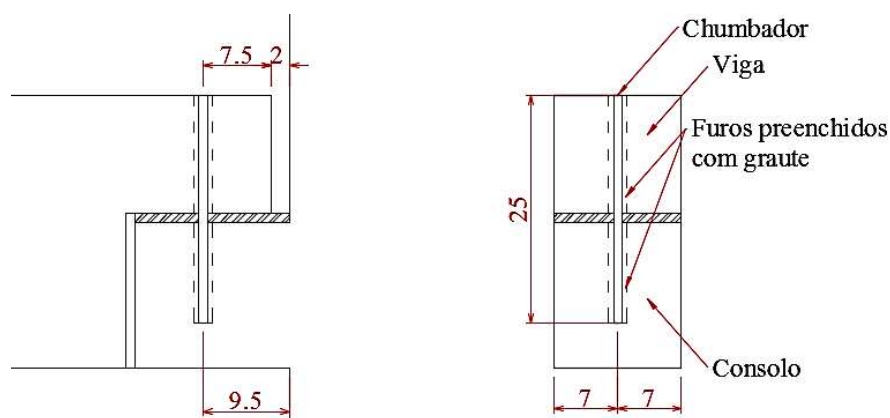
Tabela 9 – Descrição da armadura de continuidade utilizada.

Protótipo	Posição da armadura de continuidade	Armadura de continuidade
LS	Laje	8 Ø 8 mm
LC	Laje	8 Ø 8 mm
PS	Pilar	2 Ø 16 mm
PC	Pilar	2 Ø 16 mm

Fonte: Autora (2016).

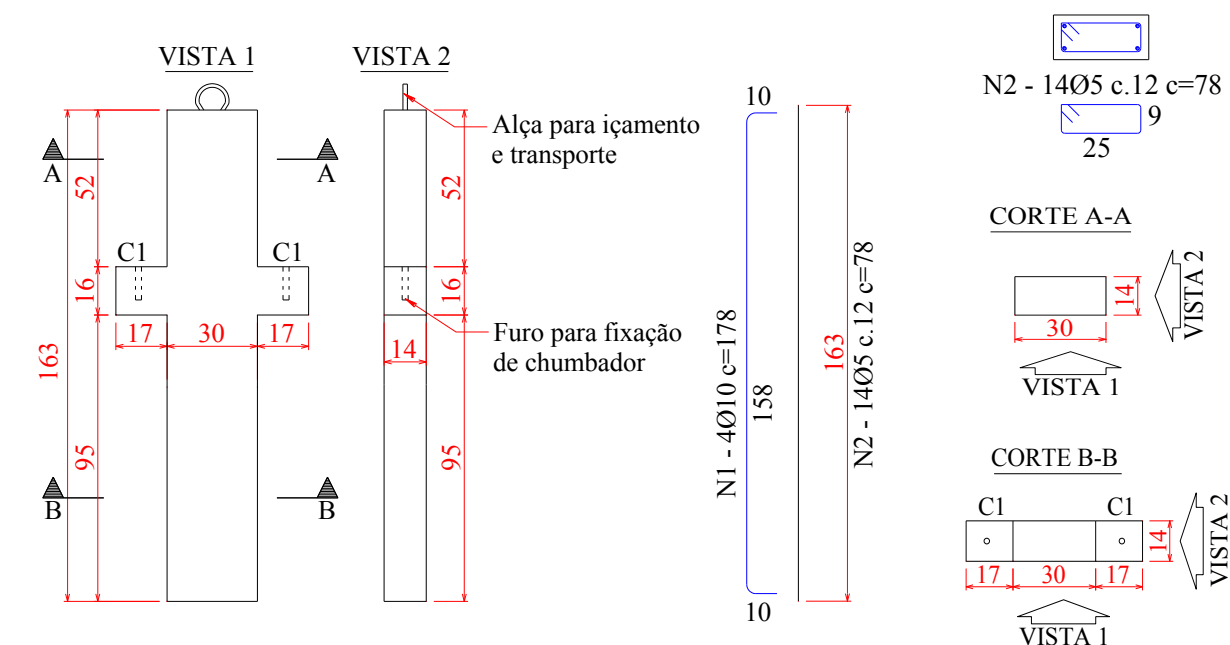
Nos consolos e nas vigas foram deixados furos para fixação dos chumbadores. Após a colocação dos mesmos, os furos foram preenchidos com graute. Os chumbadores foram feitos de aço CA 60 com diâmetro de 9,5 mm e comprimento de 25 cm. A Figura 50 apresenta detalhes do posicionamento dos chumbadores na ligação. Nas Figuras 51 a 56 estão apresentados os detalhamentos dos elementos estruturais do programa experimental.

Figura 50 – Detalhes do posicionamento do chumbador (medidas em cm)



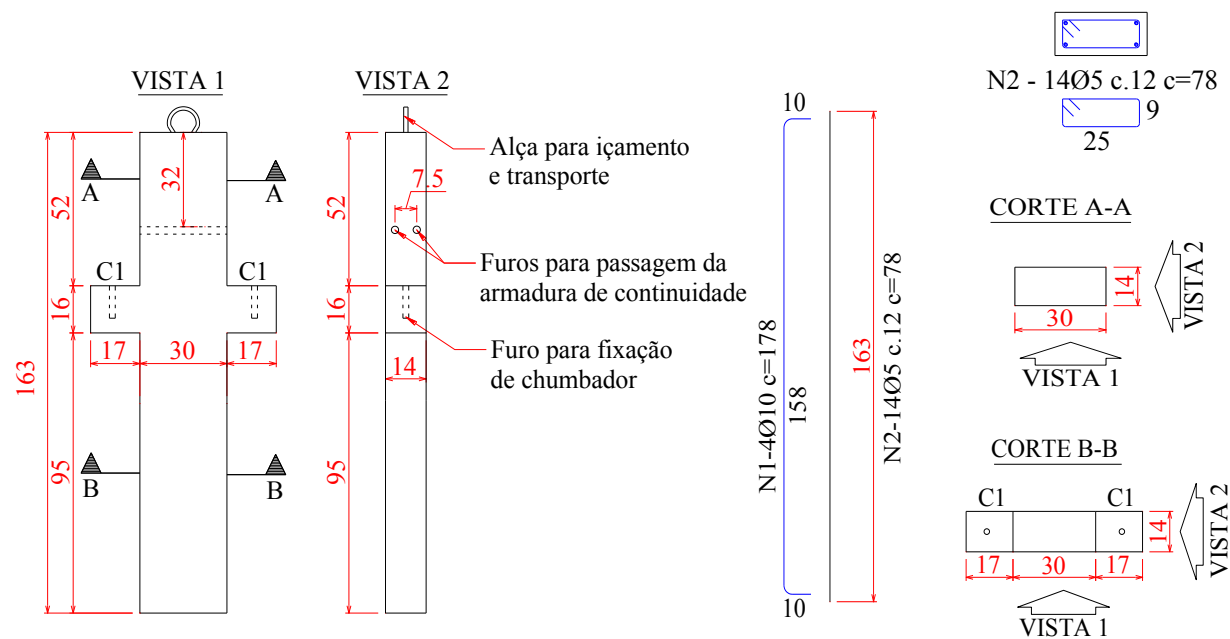
Fonte: Autora (2016).

Figura 51 – Detalhamento do pilar dos protótipos LS e LC



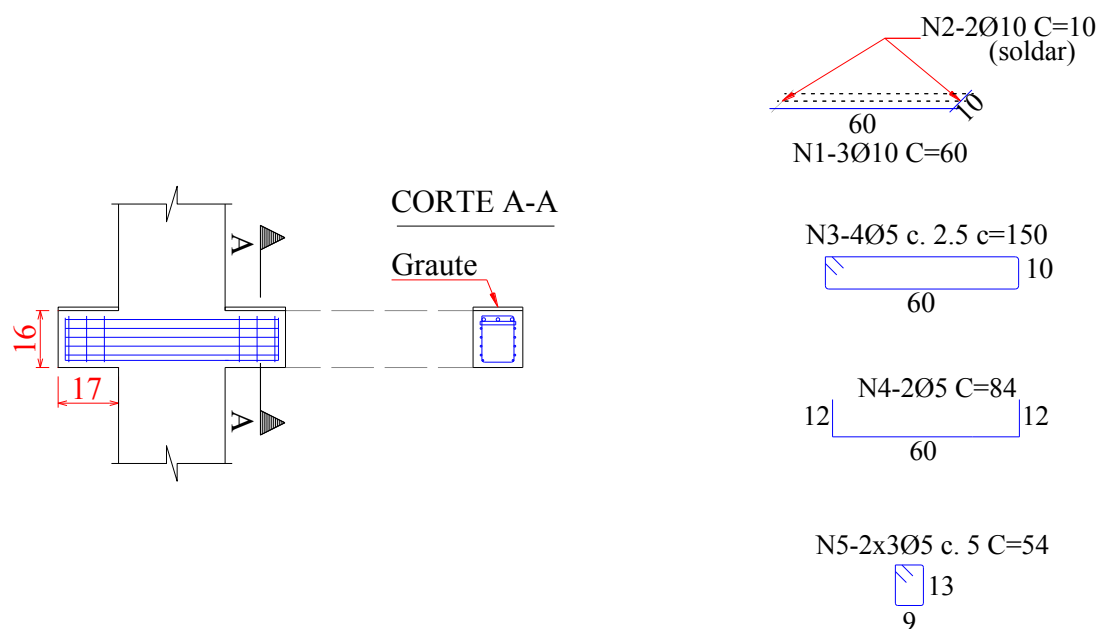
Fonte: Autora (2016).

Figura 52 – Detalhamento do pilar dos protótipos PS e PC



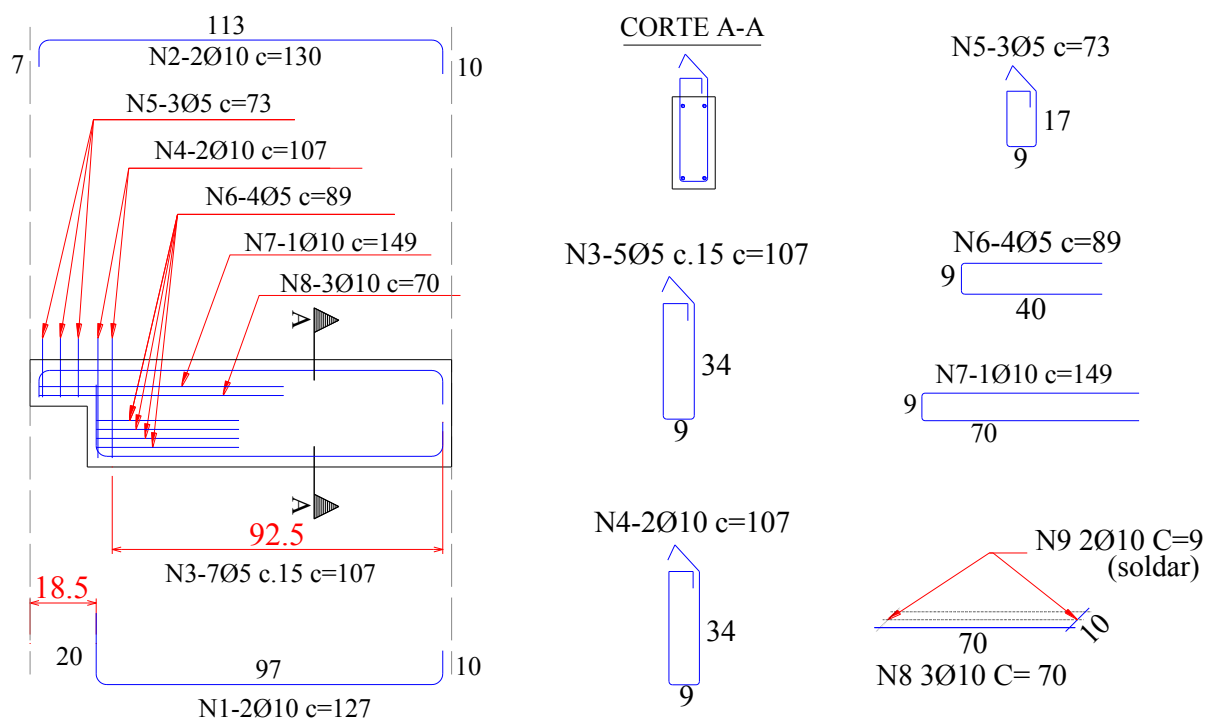
Fonte: Autora (2016).

Figura 53 – Detalhamento dos consolos (todos os protótipos)



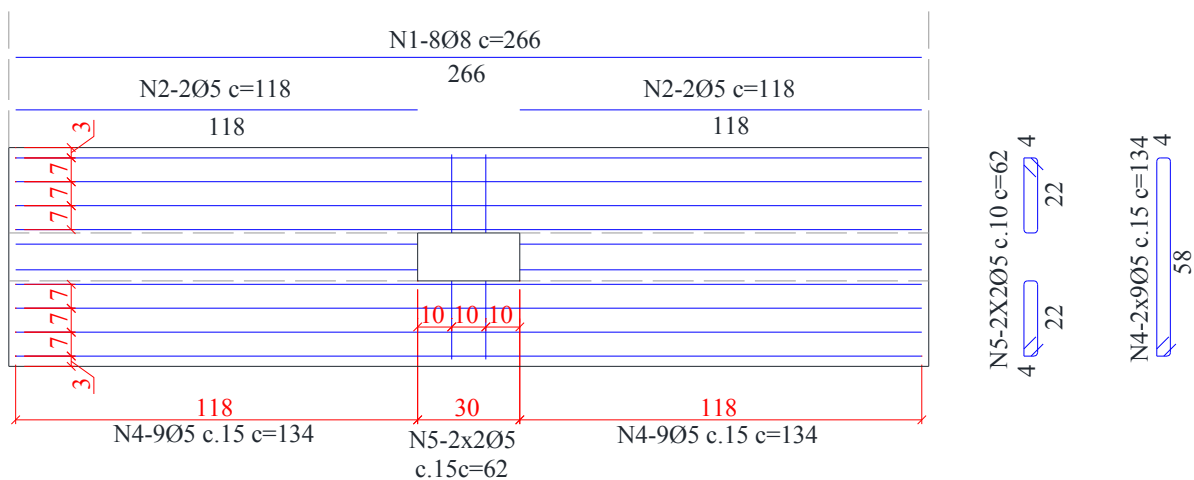
Fonte: Autora (2016).

Figura 54 – Detalhamento da viga (todos os protótipos)

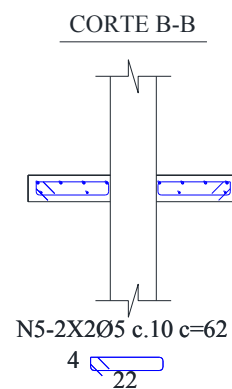
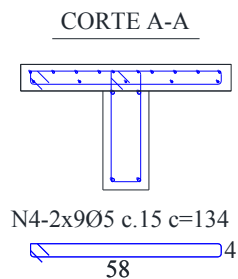
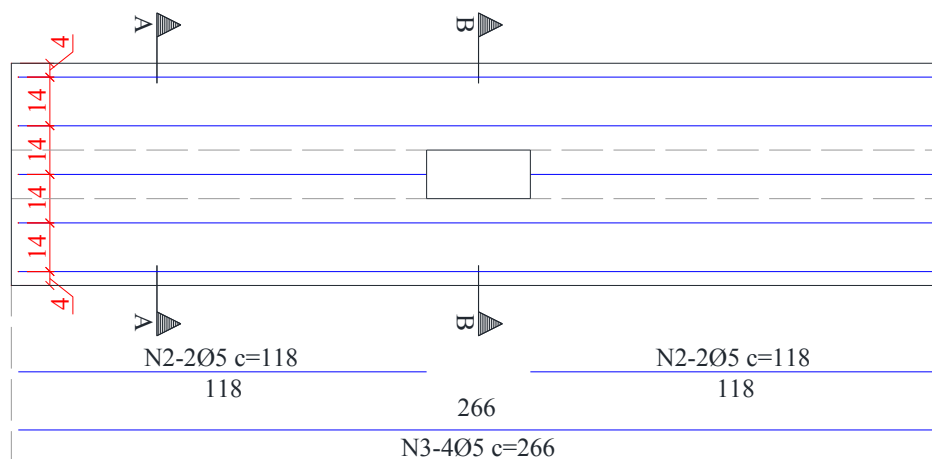


Fonte: Autora (2016).

Figura 55 – Detalhamento da laje dos protótipos LS e LC
(a) Armadura Superior

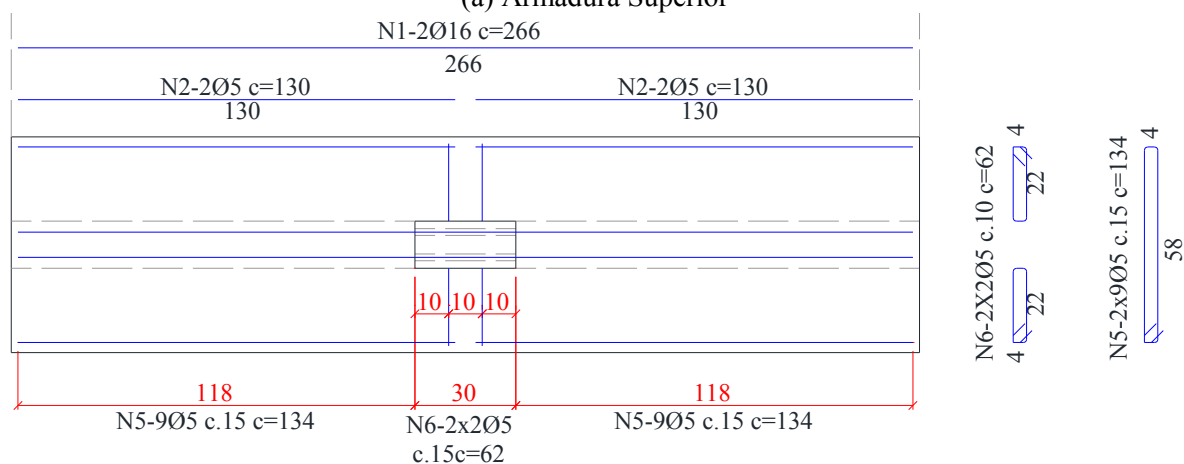


(b) Armadura Inferior

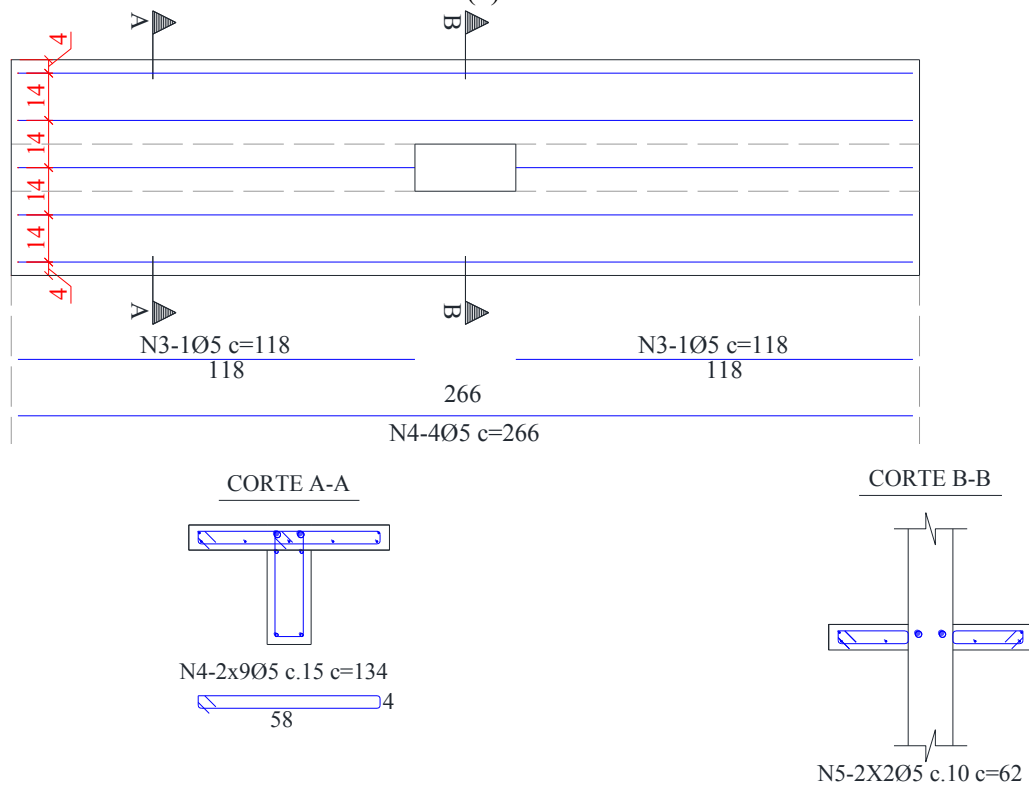


Fonte: Autora (2016).

Figura 56 – Detalhamento da laje para os protótipos PS e PC
(a) Armadura Superior



(b) Armadura Inferior



Fonte: Autora (2016).

3.2.3 Especificação do Graute

Foi especificado graute auto adensável com retração compensada, e com resistência a compressão similar à do concreto dos elementos pré-moldados, 40 MPa. Foi utilizado graute para:

- a) assentamento das vigas sobre os consolos;
- b) preenchimento dos furos das vigas e dos consolos, onde foram fixados os chumbadores;
- c) preenchimento dos espaços entre as vigas e os consolos, nos protótipos LC e PC;
- d) preenchimento dos espaços entre as vigas e os pilares em todos os protótipos;
- e) preenchimento dos furos nos pilares, por onde passou a armadura de continuidade nos protótipos PS e PC;

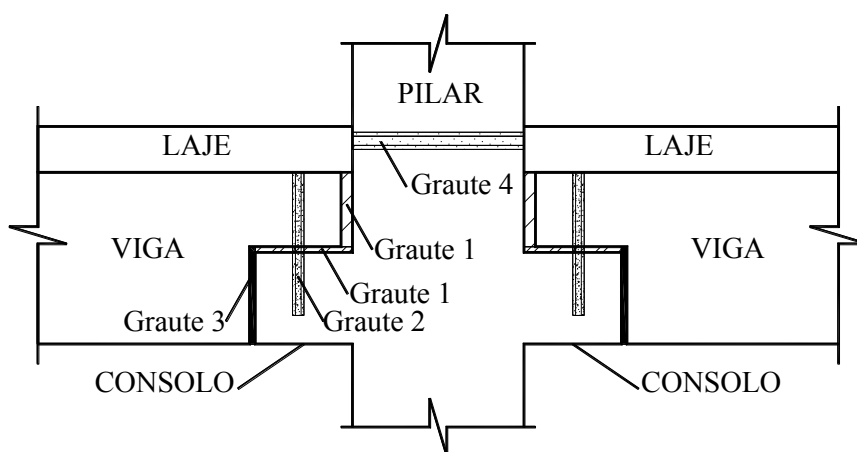
A Tabela 10 especifica os locais de utilização e a nomenclatura dos grautes e a Figura 57 exemplifica o posicionamento dos grautes.

Tabela 10 – Tipo e local de utilização dos grautes.

Graute	Local de utilização
Graute 1	Assentamento das vigas sobre os consolos
	Preenchimento dos espaços entre as vigas e os pilares, em todos os protótipos
Graute 2	Preenchimento dos furos das vigas e dos consolos para colocação do chumbador
Graute 3	Preenchimento dos espaços entre as vigas e os consolos, nos protótipos LC e PC
Graute 4	Preenchimento dos furos nos pilares, por onde passou a armadura de continuidade nos protótipos PS e PC;

Fonte: Autora (2016).

Figura 57 – Posicionamento dos grautes



Fonte: Autora (2016).

3.3 CONFECÇÃO E MONTAGEM DOS PROTÓTIPOS

As fôrmas das vigas e dos pilares foram feitas com perfis metálicos, como podem ser vistas na Figura 58. Para possibilitar a passagem das armaduras de continuidade dos protótipos PC e PS, foram deixados furos nos pilares com utilização de tubos metálicos, que posteriormente foram retirados. Esses furos foram preenchidos com graute (graute 4) após a colocação das armaduras. Da mesma forma, foram deixados furos nos consolos e nas vigas para a colocação dos chumbadores, esses também foram grauteados posteriormente (graute 2).

Figura 58 – Fôrmas das vigas e dos pilares
(a) Fôrma das vigas



(b) Fôrma dos pilares



Fonte: Autora (2016).

Como pode ser visto na Figura 59, utilizou-se isopor para isolamento da parte externa dos estribos das vigas durante a concretagem das mesmas.

Figura 59 – Isolação da parte externa dos estribos das vigas



Fonte: Autora (2016).

Os elementos pré-moldados foram confeccionados pela empresa Legran. Foram concretadas duas vigas e um pilar por dia, com exceção do primeiro e do último dia de concretagem, onde foram feitos um pilar e uma viga no primeiro e apenas uma viga no último dia. Na Tabela 11 é apresentado o cronograma da concretagem das peças pré-moldadas.

Tabela 11 – Cronograma da concretagem das peças pré-moldadas.

Data da concretagem	Peças
04/03/2016	1 viga e 1 pilar
08/03/2016	2 vigas e 1 pilar
10/03/2016	2 vigas e 1 pilar
15/03/2016	2 vigas e 1 pilar
16/03/2016	2 vigas e 1 pilar
18/03/2016	2 vigas e 1 pilar
21/03/2016	2 vigas e 1 pilar
22/03/2016	2 vigas e 1 pilar
23/03/2016	1 viga

Fonte: Autora (2016).

O concreto utilizado foi feito com Cimento CP V ARI, areia média, brita 1 e aditivo plastificante. A resistência especificada foi de 40 MPa e abatimento de tronco de cone (*slump*) $10\text{ cm} \pm 2\text{ cm}$. A mistura foi realizada em betoneira, onde em cada dia de concretagem fez-se somente uma betonada com volume suficiente para se concretar um pilar e duas vigas ($0,168\text{ m}^3$). O traço utilizado está especificado na Tabela 12.

Tabela 12 – Traço de concreto utilizado na confecção de duas vigas e um pilar, volume total de $0,168\text{ m}^3$ de concreto.

Material	Consumo
Cimento CP V ARI	75,00 kg
Areia média	180,00 kg
Brita 1	189,00 kg
Água	27,00 l
Aditivo superplastificante	300,00 ml
Relação a/c	0,36
Traço em massa	1: 2,40: 2,52: 0,36

Fonte: Autora (2016).

Após a mistura do concreto, realizava-se o ensaio de abatimento do tronco de cone e era iniciada a concretagem das peças. O adensamento foi feito com vibrador de imersão. A Figura 60 apresenta as etapas de concretagem das vigas e dos pilares.

Figura 60 – Etapas de concretagem das vigas e dos pilares

(a) Execução do concreto



(b) Abatimento



(c) Concretagem de pilar



(d) Pilares finalizados



(e) Concretagem de viga



(f) Acabamento de vigas



(g) Vigas finalizadas



Fonte: Autora (2016).

O graute empregado nos locais, conforme especificado na Seção 3.2.3, foi o Super Graute Quartzolit. De acordo com as especificações do produto, trata-se de um graute auto adensável, com retração compensada e resistência à compressão aos 28 dias de 50 MPa. As principais características dos grautes utilizados estão apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Características dos grautes.

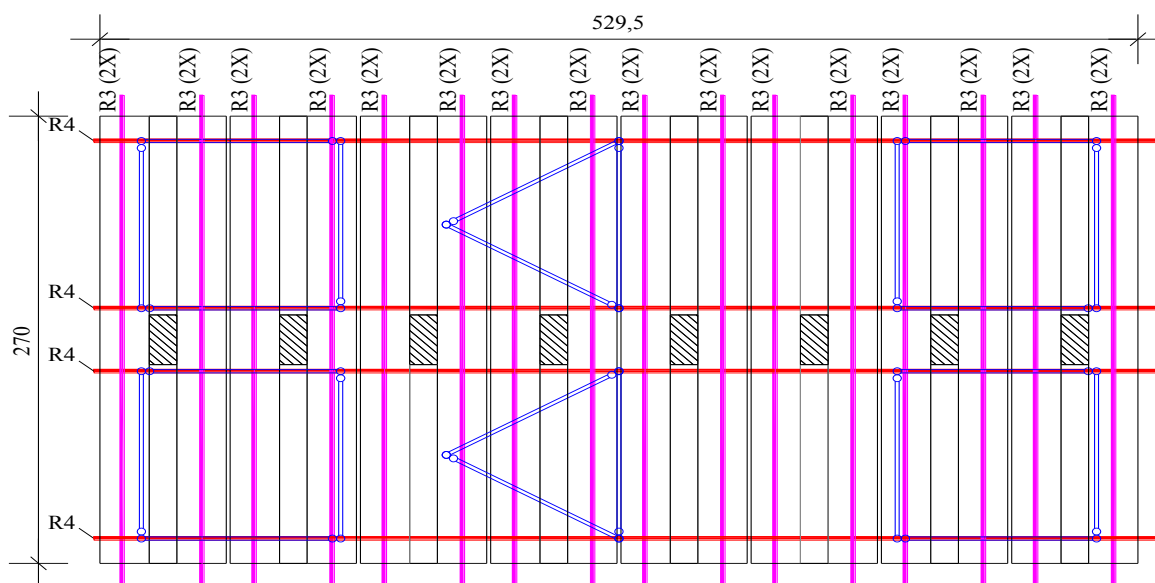
Graute	Fator água/pó	Local de utilização
Graute 1	0,132	Assentamento das vigas sobre os consolos
		Preenchimento dos espaços entre as vigas e os pilares, em todos os protótipos
Graute 2	0,2	Preenchimento dos furos das vigas e dos consolos
Graute 3	0,132	Preenchimento dos espaços entre as vigas e os consolos, nos protótipos LC e PC
Graute 4	0,2	Preenchimento dos furos nos pilares, por onde passou a armadura de continuidade nos protótipos PS e PC;

Fonte: Autora (2016).

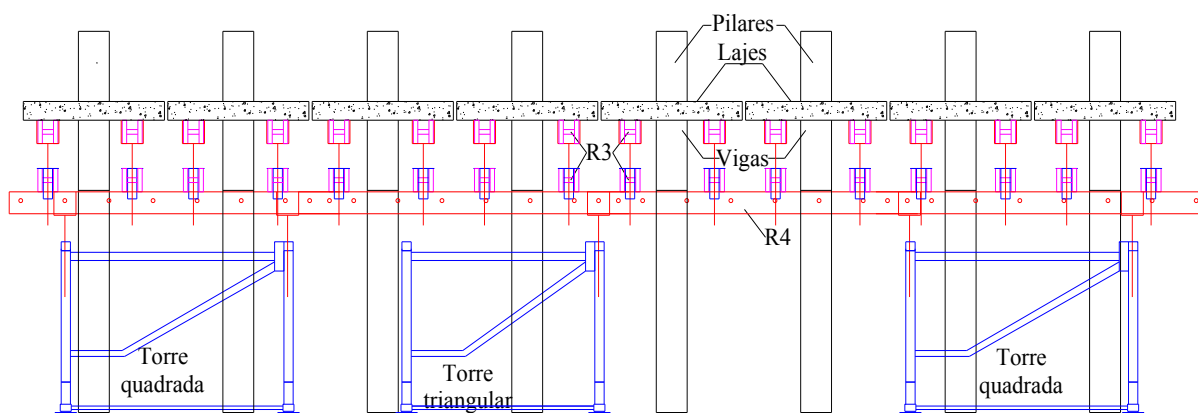
Vale ressaltar que a recomendação do fabricante era um fator água/pó de 0,132. Porém, os fatores água/pó dos grautes 2 e 4 foram de 0,2. Esse valor foi adotado porque foi considerado o graute com fator água/pó de 0,132 muito “espesso” e poderia não entrar facilmente nos furos. Além disso, quanto aos grautes 3 e 4, os mesmos foram obtidos através de um processo de peneiramento do Super Graute. No caso do graute 3, em que se optou por manter o fator água/pó recomendado pelo fabricante, buscando alcançar a resistência especificada, foi para assegurar o preenchimento de todos os espaços com uma maior fluidez, garantida pelo peneiramento do graute. No caso do graute 4, porque os furos dos pilares eram muito pequenos e estavam na posição horizontal, o que dificultava o grauteamento, sendo assim, decidiu-se usar um graute mais fluido para facilitar seu preenchimento e evitar nichos.

Para montagem dos protótipos utilizou-se um sistema de cimbramento de torres metálicas, que possibilitou o posicionamento e nivelamento dos elementos pré-moldados, e serviu de suporte para as fôrmas das lajes maciças. Na Figura 61 está apresentado o esquema de cimbramento.

Figura 61 – Esquema do cimbramento
(a) Projeto – vista superior



(b) Projeto – vista lateral



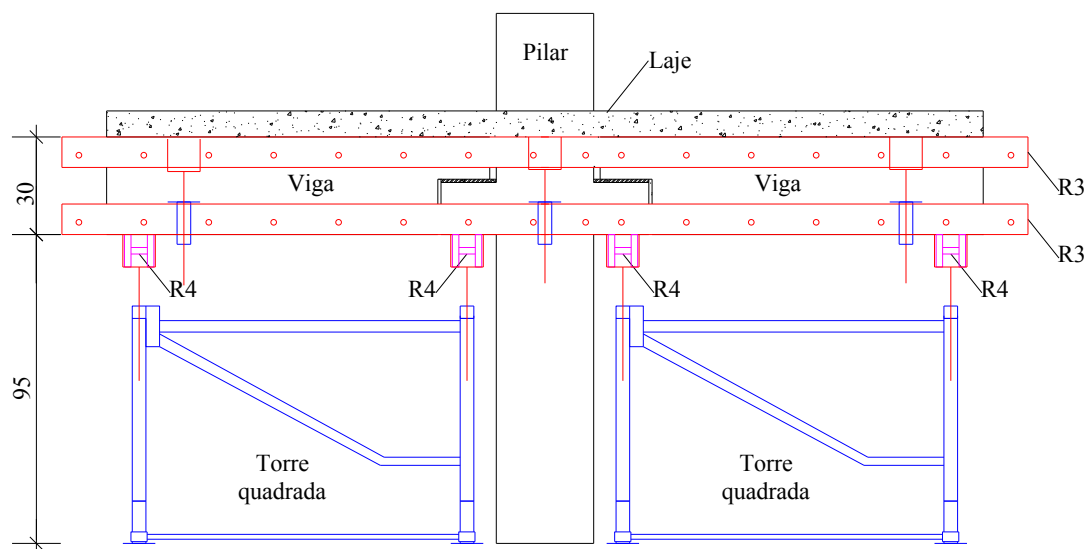
(c) Vista lateral



Figura 61 – Esquema do cimbramento

(continuação)

(d) Projeto - vista frontal



(e) Vista frontal



Fonte: Autora (2016).

Como pode ser visto na Figura 61, os protótipos foram montados em série, onde a ordem dos mesmos (da esquerda para a direita na Figura 61) está listada na Tabela 14.

Tabela 14 – Ordem de montagem dos protótipos

Ordem	Protótipo	Réplica	Nomenclatura
1	LS	2	LS2
2	PC	2	PC2
3	PS	2	PS2
4	LC	2	LC2
5	PC	1	PC1
6	PS	1	PS1
7	LC	1	LS1
8	LS	1	LC1

Fonte: Autora (2016).

A montagem dos protótipos seguiu as seguintes etapas:

- a) posicionamento dos pilares;
- b) colocação dos chumbadores e preenchimento dos furos dos consolos (graute 2);
- c) colocação de graute sobre o consolo (graute 1);
- d) assentamento das vigas sobre os consolos e preenchimento dos furos das vigas (graute 2);
- e) grauteamento da interface vertical entre o consolo e a viga (graute 3) nos protótipos LC e PC;
- f) execução das fôrmas das lajes;
- g) grauteamento dos espaços entre as vigas e o pilar de cada protótipo (graute 1);
- h) preparação das fôrmas das lajes com lona plástica;
- i) armadura de continuidade e armação das lajes;
- j) preenchimento dos furos dos pilares nos protótipos PS e PC (graute 4);
- k) concretagem das lajes;

Como pode ser visto na Figura 62 os pilares foram içados e posicionados entre as torres do cimbramento, que foram sendo montadas e niveladas à medida que as peças pré-moldadas foram sendo posicionadas.

Figura 62 – Içamento e posicionamento de pilares
(a) Içamento de pilar (b) Posicionamento de pilares



Fonte: Autora (2016).

Os chumbadores foram colocados nos furos dos consolos e fez-se o preenchimento dos mesmos com graute (graute 2). Para o assentamento das vigas, com exceção do protótipo LS2 que foi o primeiro a ser executado, foi feita uma almofada de graute (graute 1) moldada no próprio consolo, como pode ser notado na Figura 63.

Figura 63 – Confeção da almofada de graute 1 sobre os consolos
(a) Fôrma para confecção da almofada de graute (b) Almofada de graute



Fonte: Autora (2016).

Para a montagem das vigas sobre os consolos foi colocada uma camada de graute fresco (graute 1), a fim de proporcionar total contato entre as faces da almofada e do dente *gerber* da viga. No protótipo LS2 não foi executada a almofada, portanto a viga foi assentada diretamente sobre a camada de graute fresco no consolo. Posteriormente, foi realizado o preenchimento dos furos das vigas (graute 2). A Figura 64 apresenta os passos da montagem das vigas dos protótipos.

Figura 64 – Etapas de montagem e preenchimento dos furos das vigas

(a) Camada de graute (graute 1) fresco sobre consolo



(b) Içamento de viga



(c) Assentamento de viga sobre o consolo



(d) Posicionamento de viga



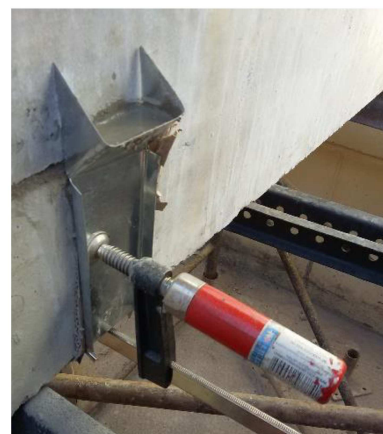
(e) Preenchimento de furo de viga



Fonte: Autora (2016).

Após a montagem das vigas foi realizado o grauteamento da interface vertical entre o consolo e a viga (graute 3) nos protótipos LC e PC. Foram utilizados moldes metálicos fixados nas vigas por meio de grampo-sargento, como pode ser visto na Figura 65. Para realização desta etapa, após o preparo do graute, gastou-se em torno de 10 a 15 minutos em cada viga.

Figura 65 – Grauteamento da interface vertical entre o consolo e a viga (graute 3) nos protótipos LC e PC
(a) Molde metálico (b) Detalhe do grauteamento



Fonte: Autora (2016).

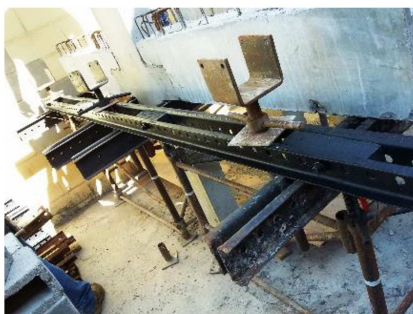
Posteriormente a montagem dos oito conjuntos, realizou-se a segunda parte da montagem do cimbramento, a montagem das fôrmas das lajes e o grauteamento dos espaços entre as vigas e os pilares. A Figura 66 apresenta as etapas descritas.

Figura 66 – Montagem de cimbramento, montagem das fôrmas das lajes e grauteamento dos espaços entre as vigas e os pilares

(a) Montagem do cimbramento – posicionamento de vigas metálicas inferiores (R3)



(b) Montagem do cimbramento – posicionamento de forçados



(c) Montagem do cimbramento – posicionamento de vigas metálicas superiores (R3)



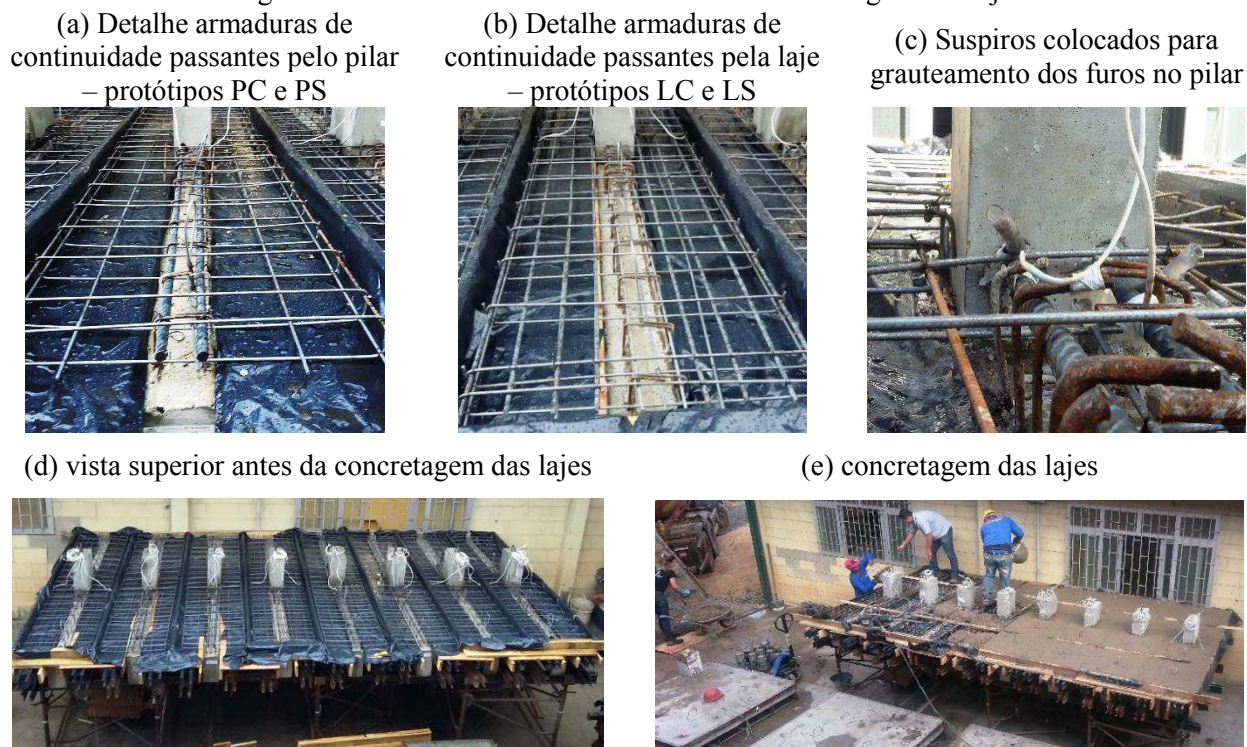
Figura 66 – Montagem de cimbramento, montagem das fôrmas das lajes e grauteamento dos espaços entre as vigas e os pilares



Fonte: Autora (2016).

As fôrmas foram revestidas com lona a fim de facilitar a desforma. Após a preparação das fôrmas, as amaduras foram posicionadas e os furos dos pilares dos protótipos PS e PC foram preenchidos com graute 4. Por fim foi realizada a concretagem das lajes. As etapas mencionadas podem ser vistas na Figura 67.

Figura 67 – Posicionamento das armaduras e concretagem das lajes



Fonte: Autora (2016).

Para a concretagem das lajes foi utilizado concreto convencional usinado com resistência especificada de 25 MPa e *slump* 10 cm \pm 2 cm, cujo traço está especificado na Tabela 15. Após a chegada do caminhão betoneira foram realizados os ensaios de abatimento do troco cone, massa específica do concreto fresco e teor de ar aprisionado, e foi iniciada a concretagem das lajes. O adensamento do concreto foi feito com vibrador de imersão. A Figura 68 ilustra os ensaios realizados e na Tabela 16 estão apresentados os resultados obtidos.

Tabela 15 – Traço de concreto utilizado na confecção das lajes.

Material	Consumo
Cimento	398,00 kg/m ³
Areia média	888,30 kg/m ³
Brita 1	1015,30 kg/m ³
Água	157,61 kg/m ³
Relação a/c	0,40
Traço em massa	1: 2,23: 2,55: 0,40

Fonte: Autora (2016).

Figura 68 – Ensaios de abatimento do tronco de cone, massa específica do concreto fresco e teor de ar aprisionado

(a) Abatimento do tronco de cone



(b) Massa específica



(c) Teor de ar aprisionado



Fonte: Autora (2016).

Tabela 16 – Resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone, massa específica e teor de aprisionado.

Ensaio	Resultado
Abatimento do tronco de cone	140 mm
Massa específica 1	2472,33 kg/m ³
Massa específica 2	2446,17 kg/m ³
Média massa específica	2459,25 kg/m³
Teor de ar aprisionado 1	6%
Teor de ar aprisionado 2	9%
Média teor de ar aprisionado	7,5%

Fonte: Autora (2016).

3.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

3.4.1 Concreto

Para a determinação da resistência à compressão das vigas e pilares pré-moldados, foram feitos corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura em cada dia de concretagem. A moldagem dos corpos de prova seguiu os procedimentos prescritos na ABNT NBR 5738:2015 (Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova). Já para os ensaios de compressão, utilizou-se a ABNT NBR 5739:2007 (Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos).

A Figura 69 ilustra a confecção dos corpos de prova referentes às peças pré-moldadas e nas Tabelas 17 e 18 estão apresentadas as resistências à compressão obtidas aos 7 e 28 dias respectivamente.

Figura 69 – Moldagem de corpos de prova



Fonte: Autora (2016).

Tabela 17 – Resistência à compressão aos 7 dias do concreto das vigas e dos pilares pré-moldados.

Data da concretagem	Peças	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	Média (MPa)
04/03/2016	1 viga e 1 pilar	26,60	27,00	26,80
08/03/2016	2 vigas e 1 pilar	23,10	23,50	23,30
10/03/2016	2 vigas e 1 pilar	31,00	32,80	31,90
15/03/2016	2 vigas e 1 pilar	31,00	30,70	30,85
16/03/2016	2 vigas e 1 pilar	30,30	32,00	31,15
18/03/2016	2 vigas e 1 pilar	39,10	38,50	38,80
21/03/2016	2 vigas e 1 pilar	32,10	33,00	32,55
22/03/2016	2 vigas e 1 pilar	35,50	32,80	34,15
23/03/2016	1 viga	34,60	35,20	34,90

Fonte: Autora (2016).

Tabela 18 – Resistência à compressão aos 28 dias do concreto das vigas e dos pilares pré-moldados.

Data da concretagem	Peças	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	Média (MPa)
04/03/2016	1 viga e 1 pilar	44,50	42,00	43,25
08/03/2016	2 vigas e 1 pilar	38,00	41,20	39,60
10/03/2016	2 vigas e 1 pilar	40,60	41,00	40,80
15/03/2016	2 vigas e 1 pilar	40,30	40,90	40,60
16/03/2016	2 vigas e 1 pilar	41,30	39,20	40,25
18/03/2016	2 vigas e 1 pilar	44,10	43,80	43,95
21/03/2016	2 vigas e 1 pilar	41,30	42,60	41,95
22/03/2016	2 vigas e 1 pilar	44,00	42,80	43,40
23/03/2016	1 viga	43,60	44,90	44,25

Fonte: Autora (2016).

A moldagem das lajes foi realizada em 08/06/2016. A resistência a compressão e o módulo de elasticidade do concreto foram obtidas através da ruptura de corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, seguindo os procedimentos prescritos nas normas ABNT NBR 5739:2007 e NBR 8522:2008 (Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão), respectivamente. Os corpos-de-prova foram desenformados após 24 horas e colocados no tanque de cura, ficando nesse até o dia do respectivo ensaio. Nas Tabelas 19, 20 e 21 estão apresentados os resultados das resistências à compressão e módulo de elasticidade obtidos e a Figura 70 ilustra a forma dos ensaios. Os corpos de prova foram ensaiados na máquina universal EMIC DL60000.

Tabela 19 – Resistência à compressão aos 7 e 28 dias do concreto das lajes.

Idade (dias)	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	Média (MPa)
7	21,44	20,94	21,19
28	30,60	30,02	30,31

Fonte: Autora (2016).

Tabela 20 – Resistência à compressão do concreto das lajes na idade de cada protótipo na realização do ensaio.

Protótipo	Data do ensaio	Idade (dias)	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	Média (MPa)
LC1	01/08/2016	54	33,97	32,48	33,23
LS1	08/08/2016	61	35,53	30,44	32,98
PS1	22/08/2016	75	32,12	33,15	32,63
PC1	25/08/2016	78	34,19	34,53	34,36
LC2	01/09/2016	85	33,56	33,09	33,32
PS2	05/09/2016	89	38,29	34,98	36,63
PC2	09/09/2016	93	36,19	37,36	36,77
LS2	14/09/2016	98	30,50	37,80	34,15

Fonte: Autora (2016).

Tabela 21 – Módulo de elasticidade aos 28 dias do concreto das lajes.

Idade (dias)	CP1 (GPa)	CP2 (GPa)	CP3 (GPa)	Média (GPa)
28	28,20	34,50	31,60	31,42

Fonte: Autora (2016).

Figura 70 – Ensaio de resistência a compressão e módulo de elasticidade

(a) Ensaio de resistência à compressão



(b) Ensaio de módulo de elasticidade



Fonte: Autora (2016).

3.4.2 Armadura

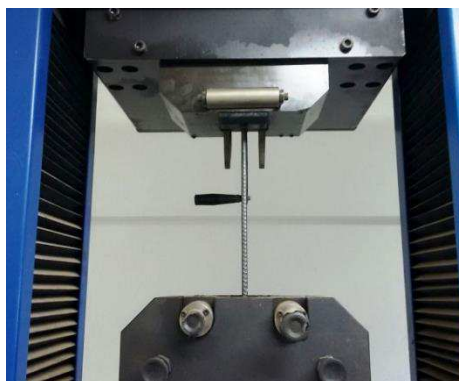
As tensões de escoamento (f_y) e de ruptura (f_u) para cada diâmetro das armaduras de continuidade estão indicados na Tabela 22. Os corpos de prova das barras com diâmetro de 8 mm foram ensaiados na máquina universal EMIC DL60000, já os corpos de prova das barras com diâmetro de 16 mm foram ensaiados na máquina de ensaio INSTRON 1000HDX-C4-G7C. Como valor do módulo de elasticidade para esses diâmetros foi adotado 210 GPa. A amostragem e os ensaios foram feitos seguindo os procedimentos prescritos na ABNT NBR 7480:2007 (Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação). A Figura 71 ilustra a forma dos ensaios.

Tabela 22 – Tensões de escoamento (f_y) e de ruptura (f_u) do aço.

Diâmetro (mm)	Corpo de prova	f_y (MPa)	f_u (MPa)
8	CP1	625,57	817,48
	CP2	584,13	765,20
	CP3	650,66	809,03
	CP4	611,64	736,44
	Média	618,00	782,04
16	CP1	577,31	710,93
	CP2	620,88	745,57
	CP3	612,43	742,97
	Média	603,54	733,15

Fonte: Autora (2016).

Figura 71 – Ensaio de resistência à tração do aço



Fonte: Autora (2016).

3.4.3 Graute

As resistências à compressão dos grautes utilizados foram obtidas através da ruptura de corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura na máquina universal EMIC DL60000. Os corpos de prova foram desformados após 1 dia de moldados e mantidos na câmara úmida até completarem 28 dias, que é quando foram rompidos. Na Tabela 23 são apresentados os resultados das resistências à compressão aos 28 dias de todos os traços de graute confeccionados.

Tabela 23 – Resistências à compressão aos 28 dias dos grautes.

Graute	Traço	Resistência à compressão (MPa)		
		CP1	CP2	Média
Graute 1	1: 0,132 (Não peneirado)	51,06	55,14	53,10
Graute 2	1: 0,2 (Não peneirado)	32,18	36,41	34,29
Graute 3	1: 0,132 (Peneirado)	49,09	49,82	49,46
Graute 4	1: 0,2 (Peneirado)	35,65	33,42	34,54

Fonte: Autora (2016).

3.5 EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTAÇÃO

Os equipamentos e instrumentos de medição utilizados para realização dos ensaios estão descritos na Tabela 24.

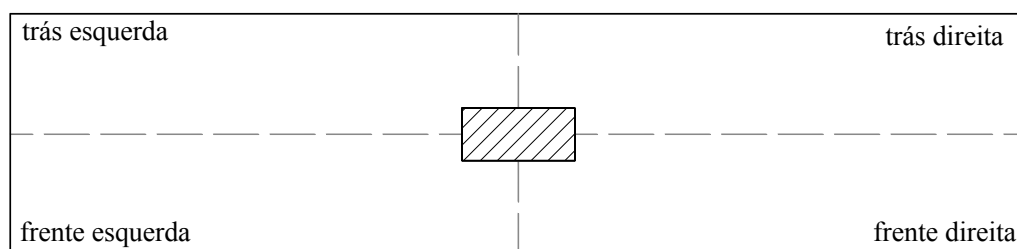
Tabela 24 – Equipamentos e instrumentos utilizados nos ensaios.

Equipamento/ Instrumento	Marca	Modelo	Características	Finalidade
Sistema de aquisição de dados	HBM	QuantumX MX840A	Sistema de aquisição de dados	Aquisição automática de dados
		QuantumX MX1615		
Transdutores de deslocamento (LVDTs)	HBM	WA/100 mm – T	Curso de 100 mm	Medição de deslocamentos
		WA/50 mm – T	Curso de 50 mm	
		WA/10 mm – T	Curso de 10 mm	
		WI/5 mm – T	Curso de 5 mm	
		WI/2 mm – T	Curso de 2 mm	
Extensômetros unidirecionais de resistência elétrica	Exel Sensores	PA-06-1000BA-120LEN	GF = 2,14	Medição de deformações
		PA-06-800BA-120-L	GF = 2,14	
		PA-06-250BA-120-L	GF = 2,13	
		PA-06-125AC-350-L	GF = 2,15	
Célula de carga	-	-	Capacidade nominal de 500 kN	Medição de força
Atuador de força hidráulico	-	-	Capacidade nominal de 500 kN	Aplicação de força
Bomba hidráulica manual	Enerpac	P464	Capacidade máxima de 700 bar	Aplicação de força
Paquímetro digital	-	-	-	Medição de deslocamentos

Fonte: Autora (2016).

A fim de facilitar a localização da instrumentação de medição nos protótipos, os mesmos foram divididos em 4 regiões, às quais a nomenclaturas dos instrumentos estão relacionadas. A Figura 72 ilustra a divisão das regiões dos protótipos.

Figura 72 – Regiões dos protótipos - vista superior

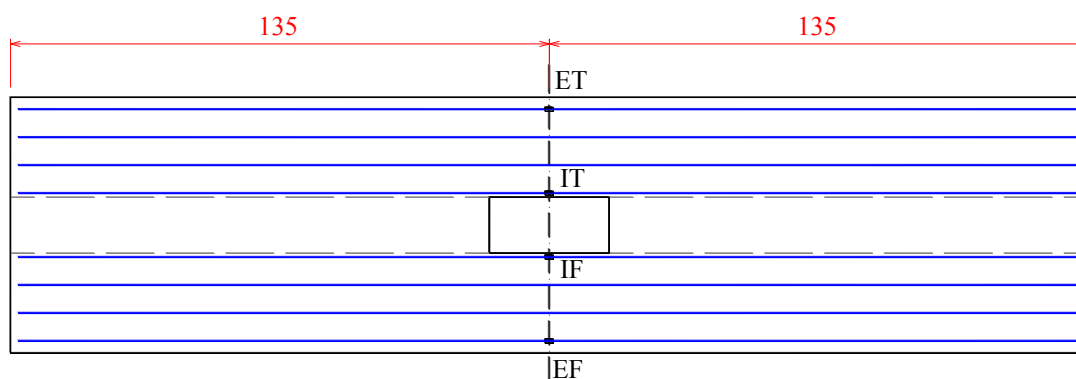


Fonte: Autora (2016).

3.5.1 Instrumentação interna

A instrumentação interna corresponde aos extensômetros fixados nas armaduras de continuidade. A Figura 73 apresenta o posicionamento dos extensômetros nas armaduras de continuidade dos protótipos tipos LS e LC. Como pode ser visto, eles foram colocados nas barras mais externas (EF e ET) e mais internas (IF e IT) da laje. Na Tabela 25 é apresentado o resumo dos extensômetros nos protótipos LS e LC, e suas respectivas posições.

Figura 73 – Extensômetros nas armaduras de continuidade na laje – Protótipos LS e LC



Fonte: Autora (2016).

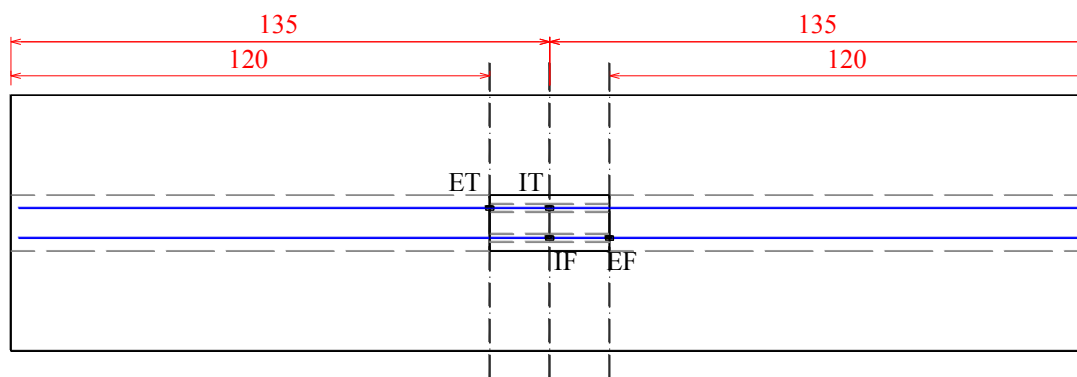
Tabela 25 – Relação de extensômetros nas barras de aço dos protótipos LS e LC.

Extensômetro	Posição
EF	Metade do comprimento da barra mais E xterna da F rente
IF	Metade do comprimento da barra mais I nterna da F rente
IT	Metade do comprimento da barra mais I nterna de T rás
ET	Metade do comprimento da barra mais E xterna de T rás

Fonte: Autora (2016).

A Figura 74 apresenta o posicionamento dos extensômetros nas armaduras de continuidade passantes no pilar nos protótipos tipos PS e PC. Na Tabela 26 é apresentado um resumo dos extensômetros colocados nos protótipos PS e PC, e suas respectivas posições.

Figura 74 – Extensômetros nas armaduras de continuidade – Protótipos PS e PC



Fonte: Autora (2016).

Tabela 26 – Relação de extensômetros nas barras de aço dos protótipos PS e PC.

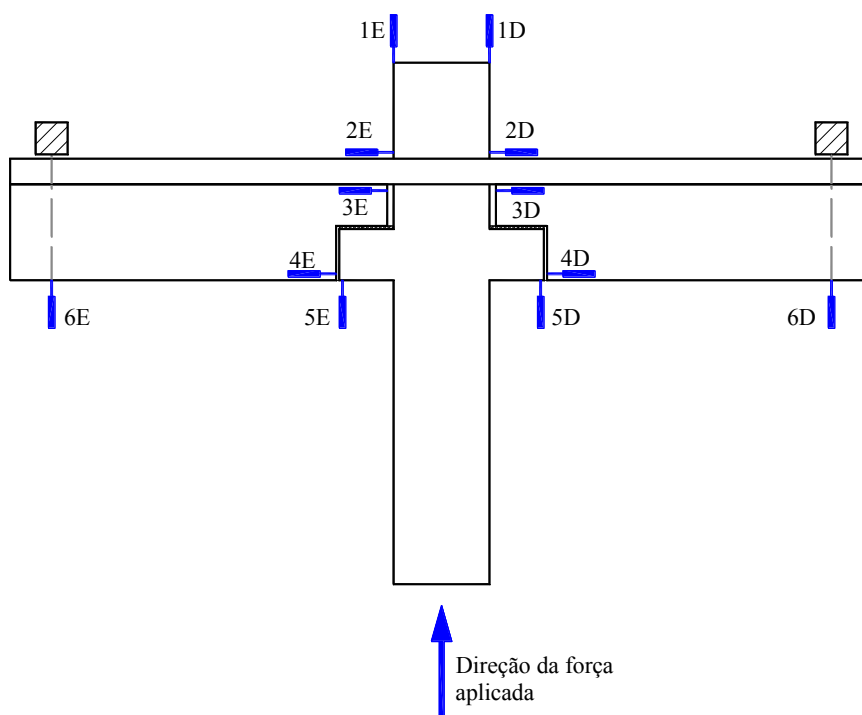
Extensômetro	Posição
EF	E xterno ao pilar, na parte da F rente
IF	I nterno ao pilar, na metade do comprimento da barra da F rente
IT	I nterno ao pilar, na metade do comprimento da barra da T rás
ET	E xterno ao pilar, na parte de T rás

Fonte: Autora (2016).

3.5.2 Instrumentação externa

Para possibilitar a avaliação dos deslocamentos dos protótipos foram usados transdutores de deslocamento (LVDTs). O modelo esquemático do posicionamento dos LVDTs (Figura 75), é válido para todos os protótipos. Como pode ser visto, os mesmos foram posicionados simetricamente nos lados esquerdo e direito dos protótipos. Existe uma diferença na configuração dos LVDTs 4 e 5 entre os protótipos com e sem preenchimento de graute. Na Tabela 27 são indicados os modelos dos LVDTs em cada posição e os deslocamentos que se destinaram a medir nos protótipos. A Figura 76 apresenta vistas desses instrumentos posicionados nos protótipos.

Figura 75 – Posicionamento dos LVDTs nos protótipos



Fonte: Autora (2016).

Figura 76 – Vistas dos transdutores de deslocamento nos protótipos
(a) Vista geral dos LVDTs



(b) LVDTs 1E e 1D



(e) LVDT 2D



(c) LVDT 2E



(f) LVDT 3E



(d) LVDT 5D



(g) LVDT 6D



Fonte: Autora (2016).

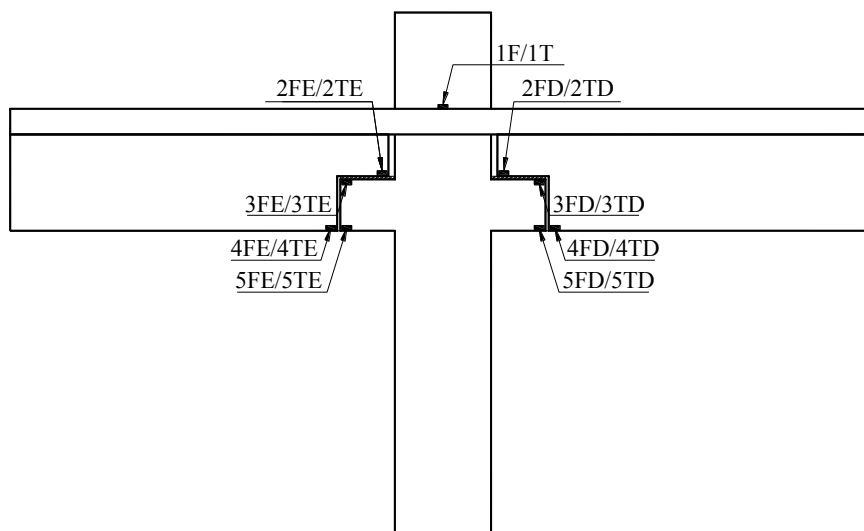
Tabela 27 – Relação de LVDTs nos protótipos.

Protótipos	LVDTs	Modelo	Deslocamento
PC e LC	1E e 1D	WA/100 mm – T	Vertical no topo do pilar
	2E e 2D	WA/10mm – T	Horizontal na face superior da laje em relação às faces do pilar
	3E e 3D	WI/2 mm – T	Abertura na face superior entre o dente da viga e o pilar
	4E e 4D	WA/10 mm – T	Horizontal da parte inferior na viga em relação ao consolo
	5E e 5D	WA/50 mm – T	Vertical na face inferior do consolo
	6E e 6D	WI/5 mm – T	Vertical na face inferior da extremidade da viga
PS e LS	1E e 1D	WA/100 mm – T	Vertical no topo do pilar
	2E e 2D	WA/10mm – T	Horizontal na face superior da laje em relação às faces do pilar
	3E e 3D	WI/2 mm – T	Abertura na face superior entre o dente da viga e o pilar
	4E e 4D	WA/50 mm – T	Horizontal da parte inferior na viga em relação ao consolo
	5E e 5D	WA/10 mm – T	Vertical na face inferior do consolo em relação ao pilar
	6E e 6D	WI/5 mm – T	Vertical na face inferior da extremidade da viga

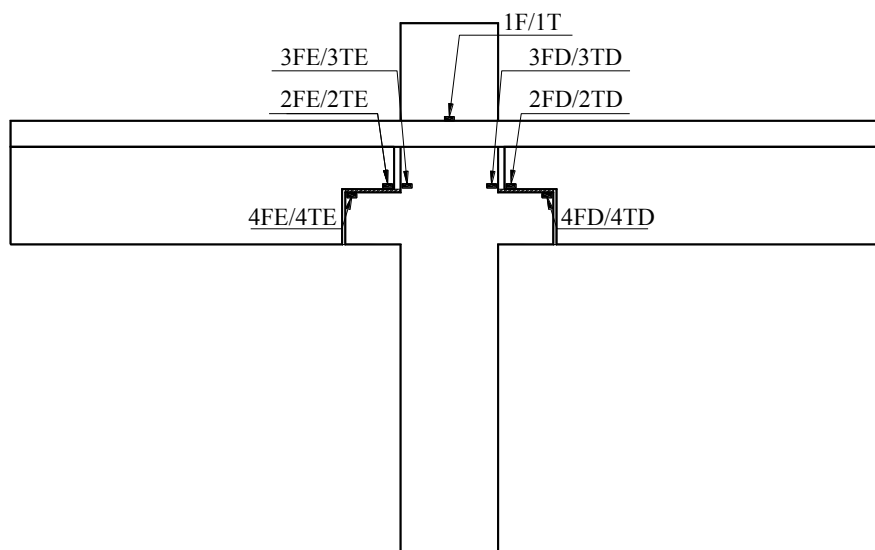
Fonte: Autora (2016).

Para a obtenção das deformações no concreto foram colados extensômetros sobre o mesmo. A Figura 77 apresenta o posicionamento dos extensômetros colados sobre o concreto. Como pode ser visto, os extensômetros foram colados simetricamente nos lados esquerdo e direito dos protótipos e também nas partes da frente e de trás. Cabe mencionar que a denominação 3FE/3TE, por exemplo, na Figura 77, refere-se aos extensômetros 3FE (extensômetro 3 posicionado na parte da frente do lado esquerdo) e 3TE (extensômetro 3 posicionado na parte de trás do lado esquerdo).

Figura 77 – Posicionamento dos extensômetros de concreto nos protótipos
(a) Protótipos com preenchimento de graute LC e PC.



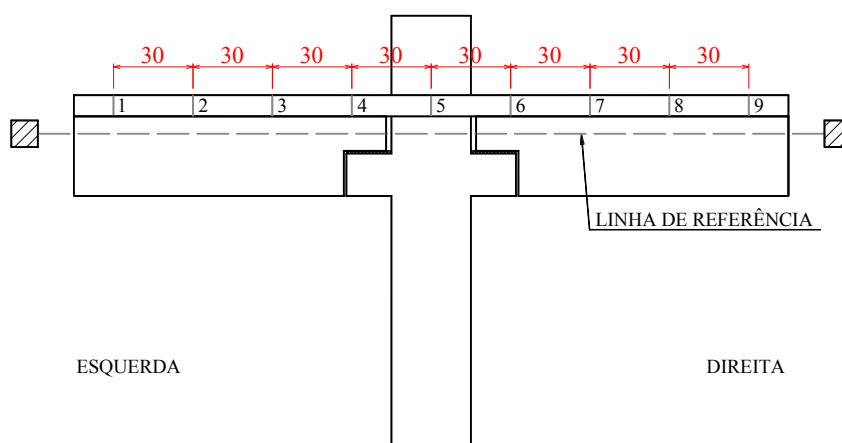
(b) Protótipos sem preenchimento de graute LS e PS.



Fonte: Autora (2016).

Além dos LVDTs e extensômetros, foi colocada uma linha de referência na frente e atrás do protótipo para medição dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos (com exceção do protótipo LC1). Foram medidos, com um paquímetro digital, os deslocamentos em relação a linha em 9 pontos demarcados na laje, como ilustrado na Figura 78.

Figura 78 – Medição dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos

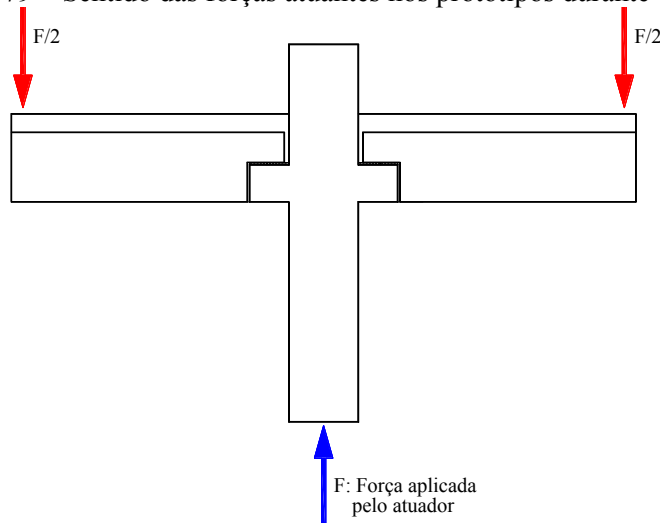


Fonte: Autora (2016).

3.6 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Na realização do ensaio utilizou-se um atuador de força com capacidade nominal de 500 kN para aplicação de força (F) crescente sob o pilar, e através do pórtico de reação geravam carregamentos de $F/2$ nas extremidades de cada viga, provocando momento negativo na ligação. Na Figura 79 são apresentados os sentidos das forças atuantes no ensaio.

Figura 79 – Sentido das forças atuantes nos protótipos durante o ensaio



Fonte: Autora (2016).

O pilar foi apoiado sobre uma chapa metálica acima do atuador, para distribuição da carga na seção transversal do mesmo. Para conferir estabilidade aos protótipos durante o ensaio, foram utilizadas guias fixas aos pilares do pórtico de reação. Essas guias eram ajustadas de modo que se promovesse o prumo dos protótipos. Para a distribuição linear da carga nas extremidades da laje, foi posicionado um perfil metálico sobre uma faixa de elastômero centralizados no ponto de aplicação da carga que ficou à 1,07 metros das faces laterais do pilar. Acima de cada perfil havia uma chapa e dispositivos metálicos, para aumentar a distância disponível entre o topo do pilar e estrutura de reação, e por fim a célula de carga para captura da força de reação nas extremidades das vigas. A Figura 80 ilustra o esquema de ensaio válido para todos os protótipos e a Figura 81 apresenta detalhes das peças utilizadas no ensaio.

Figura 80 – Esquema de ensaio
(a) Vista frontal

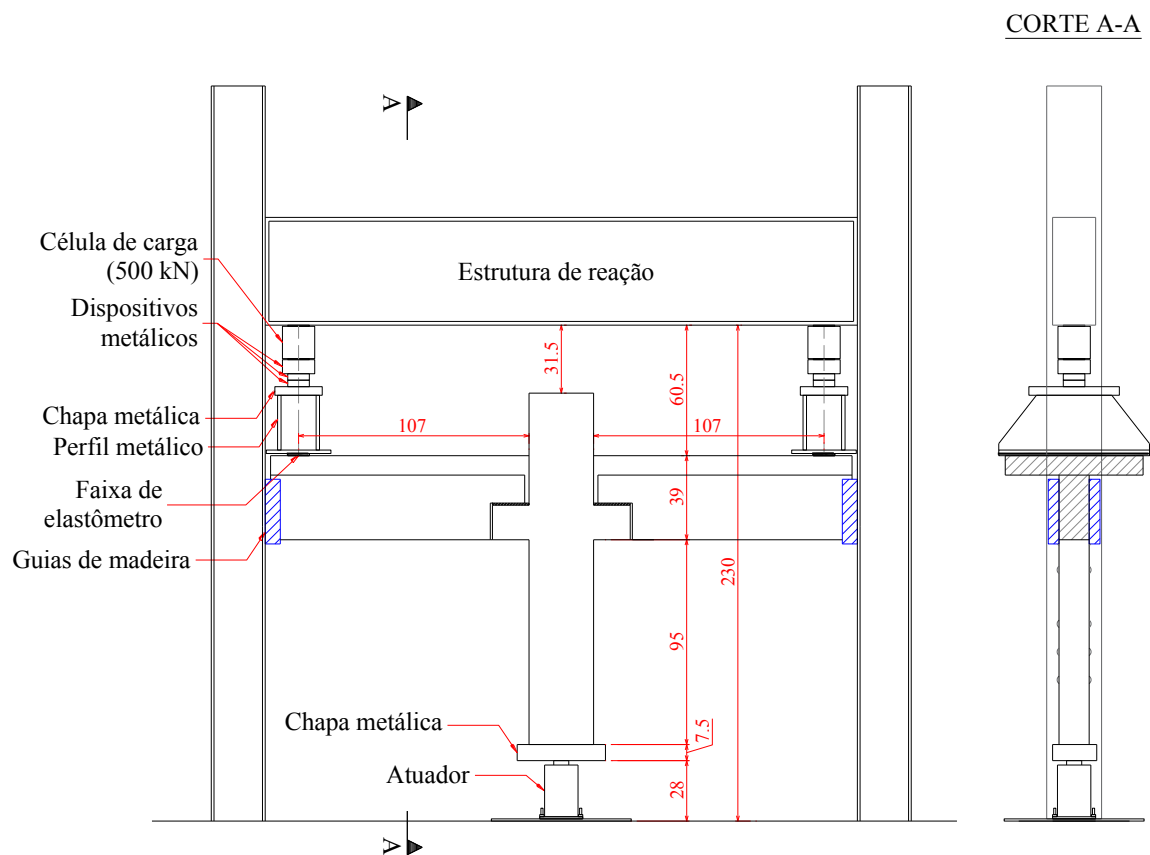


Figura 80 – Esquema de ensaio

(continuação)

(b) Perspectiva



Fonte: Autora (2016).

Figura 81 – Detalhes das peças utilizadas nos ensaios

(a) Atuador e chapa metálica posicionada com o auxílio de gabarito de madeira



(b) Célula de carga, perfil, chapa e dispositivos metálicos



(c) Guia de madeira fixada com sargentos



Fonte: Autora (2016).

Após o posicionamento do protótipo, eram colocados os aparatos sobre a laje e, posteriormente, iniciava-se o procedimento de carregamento com o atuador.

Com base nos momentos fletores de ruptura previstos para os protótipos, foram definidos patamares para a aplicação da força, onde a cada nível de carregamento observou-se e fez-se as medições das aberturas das fissuras e dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos (com exceção ao protótipo LC1). Para os protótipos com preenchimento de graute, nos 7 primeiros níveis a força era acrescida de 10 kN, e a partir do nível 8 a força era acrescida de 5 kN, até o escoamento da armadura. Já para os protótipos sem preenchimento de graute nos 3 primeiros níveis a força era acrescida de 10 kN, e a partir do nível 4 a força era acrescida de 5 kN, até o escoamento da armadura. A Tabela 28 apresenta os valores das forças e respectivos momentos, definidos para os níveis de carregamento previstos.

Tabela 28 – Procedimento de carregamento nos protótipos.

Protótipos	Níveis de carregamento	Força aplicada na extremidade da viga (kN)	Momento Fletor (kN.m)
Com preenchimento de graute (PC e LC)	Inicial	0	0
	1 a 7	10 a 70 (incremento de 10 kN a cada nível de carregamento)	10,70 a 74,90
	8 a 13	75 a 100 (incremento de 5 kN a cada nível de carregamento)	80,25 a 107,00
Sem preenchimento de graute (PS e LS)	Inicial	0	
	1 a 3	10 a 30 (incremento de 10 kN a cada nível de carregamento)	10,70 a 32,10
	4 a 7	35 a 50 (incremento de 5 kN a cada nível de carregamento)	37,45 a 53,50

Fonte: Autora (2016).

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nessa seção são apresentados os resultados obtidos experimentalmente e as comparações desses resultados entre si e com resultados teóricos, obtidos através da modelagem analítica. Foram realizadas análises com relação a fissuração e o diagrama momento-rotação das ligações estudadas.

De acordo com as propriedades mecânicas dos materiais, especificadas na Seção 3.2, na Tabela 29 estão apresentados os valores de momento fletor de cálculo (M_{Rd}), ao qual os sistemas foram projetados para resistir. Também são apresentadas as forças de ruptura previstas (F_{Rk}) e momentos fletores previstos (M_{Rk}) calculados utilizando as propriedades dos materiais obtidas nos ensaios, exibidas na Seção 3.4, sem coeficientes de segurança, inclusive o efeito Rüşh. Todos esses valores foram calculados com o modelo de cálculo convencional para seção transversal retangular de concreto armado submetida à flexão, considerando para os protótipos com preenchimento de graute (LC e PC) altura útil (d) de 26 cm e para os protótipos sem preenchimento de graute (PS e LS), altura útil igual à 19 cm.

Tabela 29 – Esforços previstos para os protótipos.

Protótipos	M_{Rd} (kN×m)	F_{Rk} (kN)	M_{Rk} (kN×m)
LC1	58,43	78,71	84,22
LC2	58,43	78,71	84,22
PC1	58,43	76,90	82,28
PC2	58,43	76,92	82,31
LS1	28,72	39,05	41,79
LS2	28,72	39,20	41,95
PS1	28,72	38,45	41,14
PS2	28,72	38,35	41,03

Fonte: Autora (2016).

Na Tabela 30 são apresentados os valores de máximo momento fletor (M_u) que cada protótipo resistiu até a finalização dos ensaios e a respectiva força $F/2$ aplicadas nas extremidades das vigas (Figura 79).

Tabela 30 – Máximos momentos atuantes nos protótipos e respectivas forças de atuação.

Protótipos	M_u (kN.m)	$F/2$ (kN)
LC1	123,88	115,78
LC2	123,78	115,68
PC1	112,49	105,13
PC2	119,77	111,93
LS1	79,41	74,21
LS2	98,52	92,07
PS1	87,70	81,96
PS2	82,99	77,56

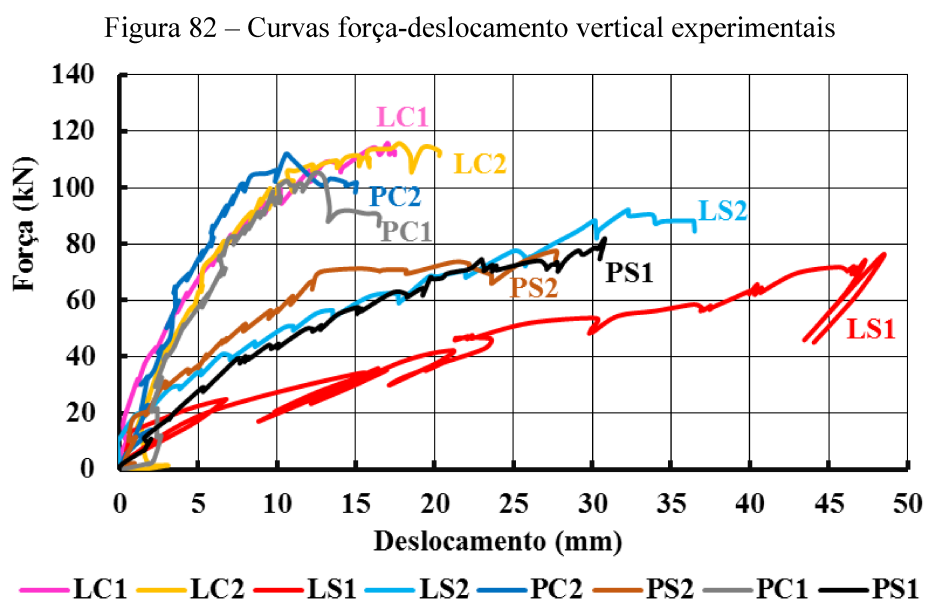
Fonte: Autora (2016).

Conforme as Tabelas 29 e 30, verifica-se que os resultados experimentais, apesar de superiores aos resultados analíticos, seguiram uma tendência esperada quanto à capacidade portante dos protótipos.

Verificou-se um aumento significativo da resistência dos protótipos com preenchimento de graute (LC e PC) em relação aos protótipos LS e PS. A principal contribuição atribuída para esse fator, foi o aumento do braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão na seção transversal da região da ligação proporcionado pelo preenchimento do espaço entre a viga e o consolo.

Levando-se em conta o posicionamento das armaduras de continuidade, considerando a média dos resultados, os protótipos com armadura passante na laje LC e LS apresentaram-se mais resistentes que os protótipos com armadura passante no pilar, PC e PS respectivamente. O principal fator contribuinte considerado, foi a resistência do aço das armaduras de continuidade, conforme apresentado na Seção 3.4.2. Porém, a diferença entre o posicionamento das armaduras nos protótipos não apresentou variações na capacidade portante tão significativas quanto o preenchimento de graute na interface viga-consolo.

Na Figura 82 são apresentadas as curvas força-deslocamento vertical dos protótipos. A força refere-se à reação na extremidade de cada viga, ou seja, $F/2$ conforme a Figura 79. Os deslocamentos foram obtidos pela média dos deslocamentos dos LVDTs 1E e 1D menos a média dos deslocamentos dos LVDTs 6E e 6D, ver Figura 75.



Fonte: Autora (2016).

Foi feita redundância de medições entre LVDTs e medições dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos com paquímetro digital, especificadas na Seção 3.5.2. Mediante a análise dos resultados, comprovada visualmente pela filmagem, verificou-se que a viga do pórtico de reação sofreu ajustes durante o ensaio, os quais foram possíveis de estimar, sendo utilizados para ajustar, as leituras de deslocamento vertical dos pontos.

Como pode ser visto na Figura 82, vale mencionar que durante o ensaio da ligação LS1, até uma força central aplicada de aproximadamente 84 kN (42 kN em cada viga), o atuador apresentou oscilações, fazendo com que houvesse um processo de carregamento e descarregamento da ligação, acarretando em um desgaste da mesma.

Na Figura 82 nota-se que os protótipos com preenchimento de graute tiveram deslocamentos menores que os protótipos sem preenchimento de graute, o que previamente indicaria que esses protótipos apresentam-se mais rígidos que os demais. No entanto, cabe ressaltar que esses deslocamentos não estão diretamente associados às rotações das ligações, mas sim com as rotações nos trechos do ponto de aplicação das forças nas vigas até a face do pilar, um comprimento de 1.07 m.

Como mencionado anteriormente, para a obtenção do deslocamento vertical no centro dos protótipos, também utilizou-se a medição com paquímetro digital. A Figura 83 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos, com exceção do protótipo LC1. A curva residual dos digramas, representa o deslocamento dos pontos de medição após o descarregamento do protótipo.

Figura 83 – Evolução com a força em kN dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos
(a) LC2 – frente. (b) LC2 – trás.

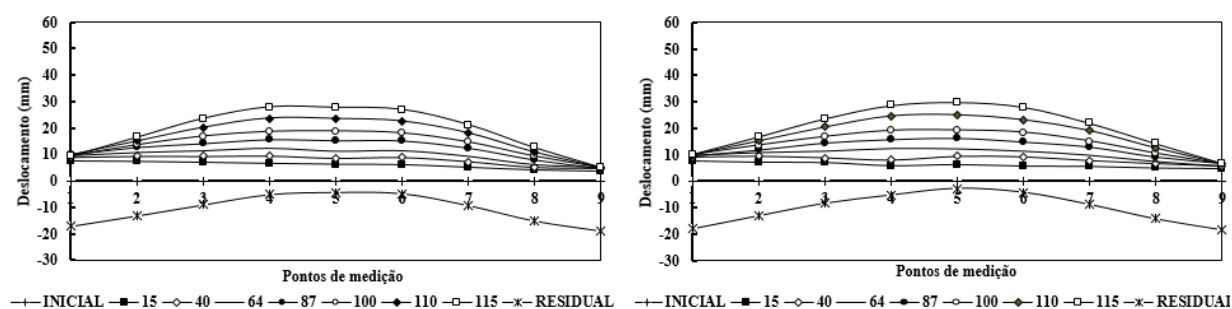
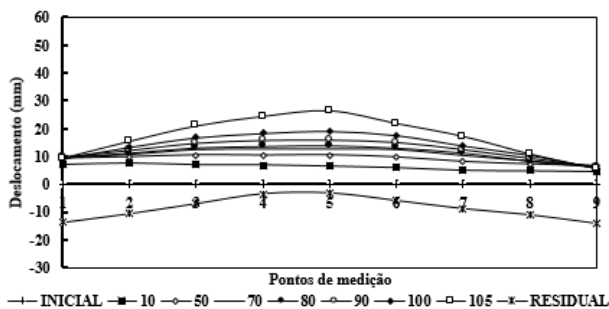
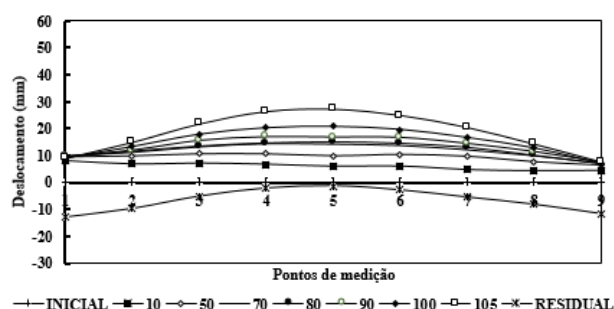


Figura 83 – Evolução com a força em kN dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos
(continuação)

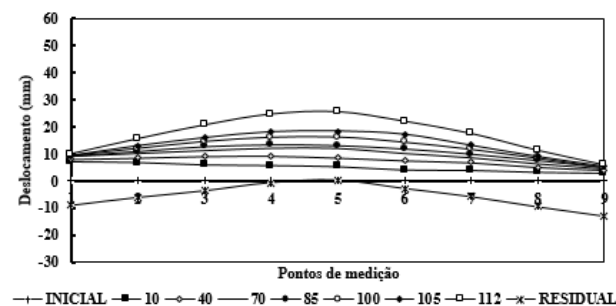
(c) PC1 – frente.



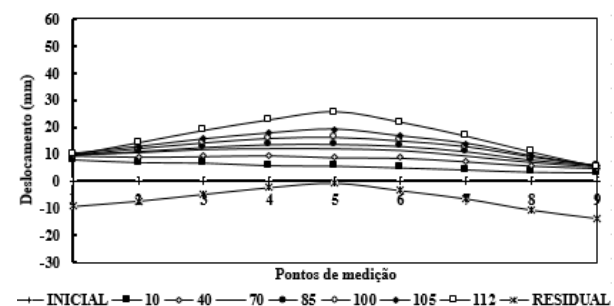
(d) PC1 – trás.



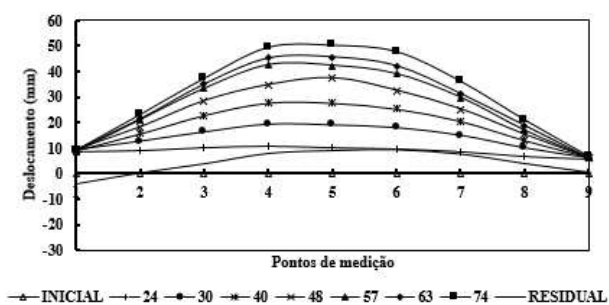
(e) PC2 – frente.



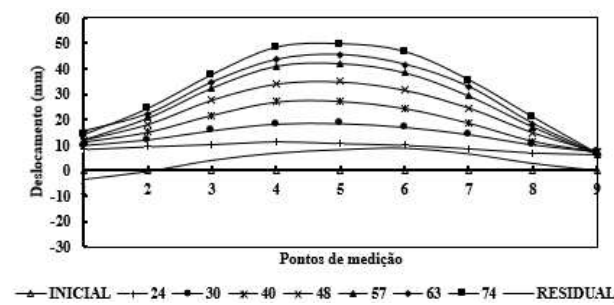
(f) PC2 – trás.



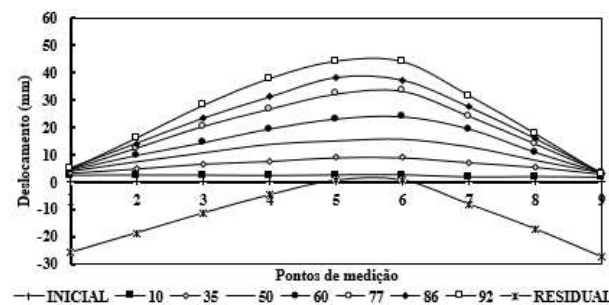
(g) LS1 – frente.



(h) LS1 – trás.



(i) LS2 – frente.



(j) LS2 – trás.

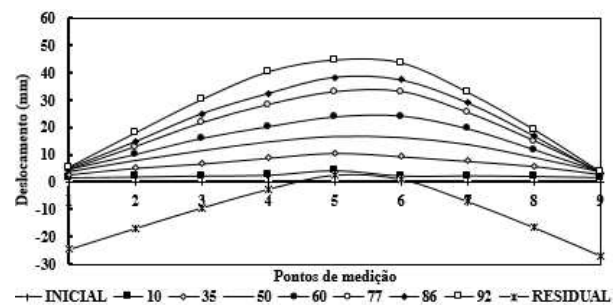
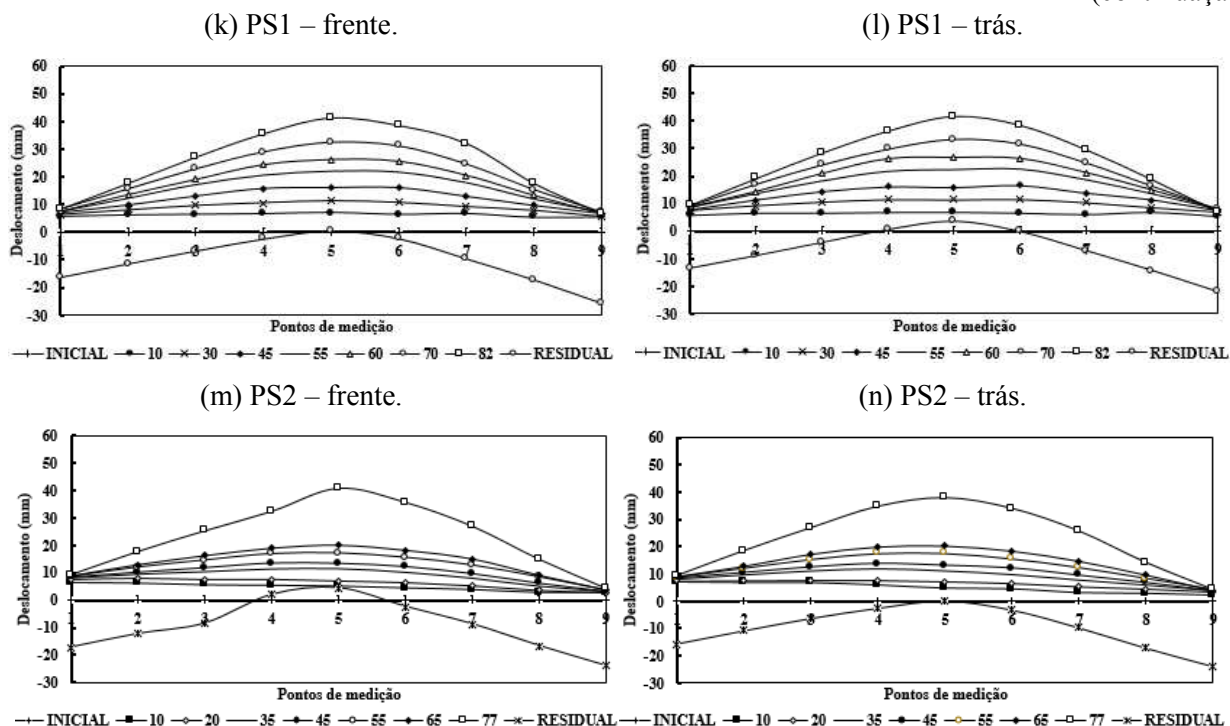


Figura 83 – Evolução com a força em kN dos deslocamentos verticais ao longo dos protótipos
(continuação)



Na Tabela 31 são apresentados os valores máximos de deslocamentos verticais obtidos pelos LVDTs, conforme a Figura 82, e obtidos com a medição com paquímetro digital, conforme a Figura 83. No segundo caso o deslocamento vertical máximo foi obtido pela média da frente e atrás do deslocamento no ponto 5 menos a média dos deslocamentos nos pontos 1 e 9.

Tabela 31 – Máximos deslocamentos verticais (mm).

Protótipos	LVDTs	Paquímetro
LC1	17,47	-
LC2	20,29	20,75
PC1	16,51	19,02
PC2	15,03	17,78
LS1	48,38	41,01
LS2	36,49	39,99
PS1	30,79	33,48
PS2	27,69	32,58

Fonte: Autora (2016).

Vale ressaltar que a medida dos deslocamentos com paquímetro foi realizada nas extremidades da laje, o que não representa o deslocamento no centro do protótipo (no pilar). Contudo esses valores servem como um bom parâmetro indicativo do deslocamento vertical do pilar.

4.2 FISSURAÇÃO DOS PROTÓTIPOS

A fissuração em todos os protótipos concentrou-se na laje moldada no local. A Figura 84 apresenta a configuração das fissuras nas lajes das ligações ensaiadas. Nota-se que a distribuição das mesmas é aproximadamente simétrica e paralela à menor face do pilar. Em todos os protótipos ocorreram fissuras nas interfaces pilar-laje, principalmente no sentido de menor direção do pilar.

Figura 84 – Fissuração dos protótipos

(a) LC1 – frente/esquerda



(b) LC1 – frente/central



(c) LC1 – frente/direita



(d) LC2 – vista superior

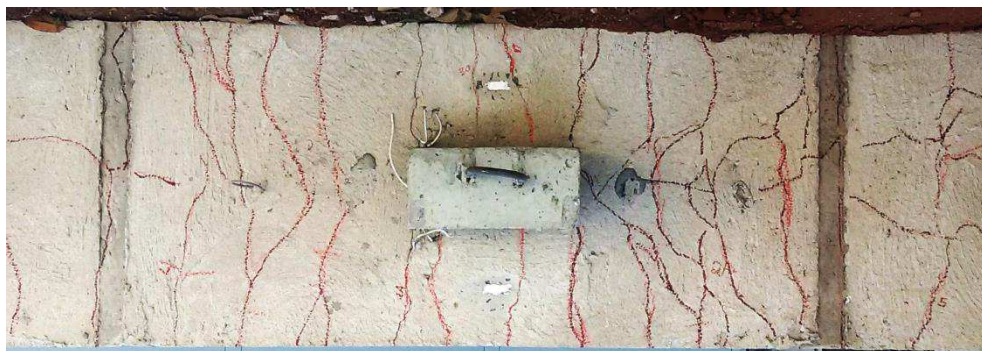


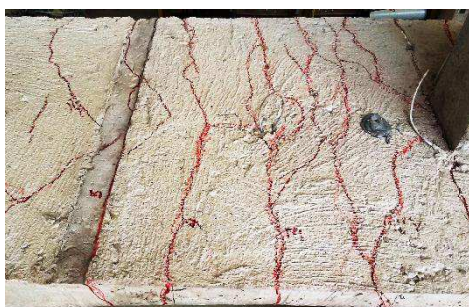
Figura 84 – Fissuração dos protótipos

(continuação)

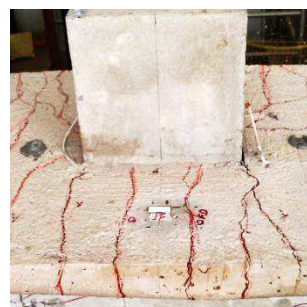
(e) LS1 – vista frontal



(f) LS2 – frente/esquerda



(g) LS2 – frente/central



(h) LS2 – frente/direita



(i) PS1 – frente/esquerda



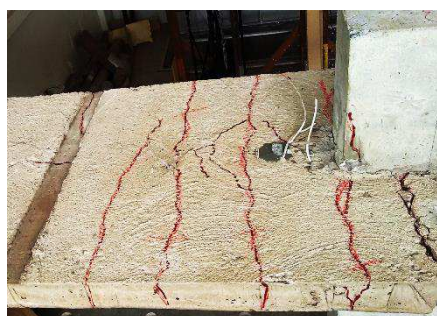
(j) PS1 – frente/central



(k) PS1 – frente/direita



(l) PS2 – frente/esquerda



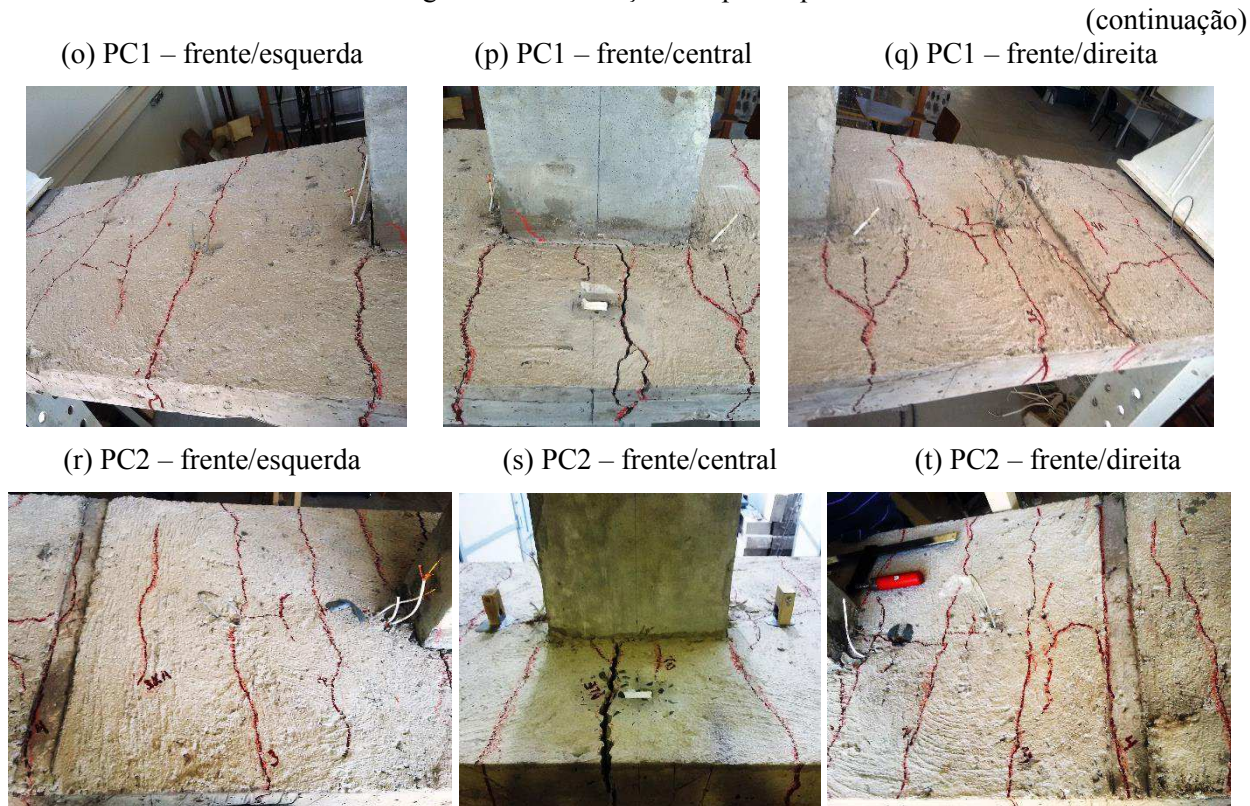
(m) PS2 – frente/central



(n) PS2 – frente/direita



Figura 84 – Fissuração dos protótipos



Fonte: Autora

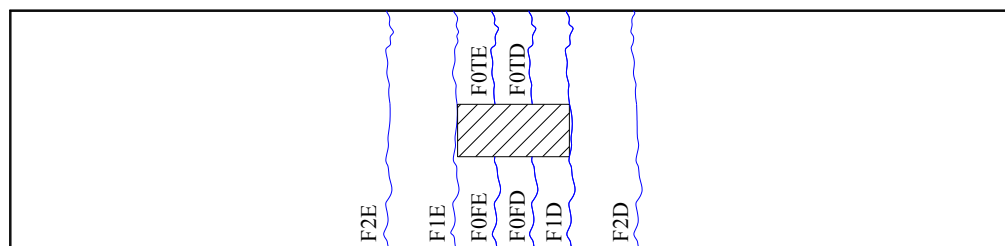
Conforme mencionado na Seção 2.5.2, em ligações com barras contínuas tracionadas e a presença de juntas entre os elementos, é provável que ao serem submetidas a tensões apresentem a primeira fissura em uma das interfaces junta/elemento, e com o aumento do carregamento normalmente ocorrerá a concentração das deformações na primeira fissura. Em geral foi o que notou-se nos protótipos durante os ensaios. As primeiras fissuras a serem observadas em todos os protótipos foram as fissuras chamadas F1, faceando a menor dimensão do pilar.

Também verificou-se o aparecimento das fissuras F2, geralmente à uma distância de aproximadamente 20 cm da menor face do pilar, tanto no lado esquerdo como no lado direito. Posteriormente surgiram as fissuras chamadas F0, na região do pilar perpendiculares à maior dimensão do mesmo, e as fissuras adjacentes às fissuras F2, com menores aberturas.

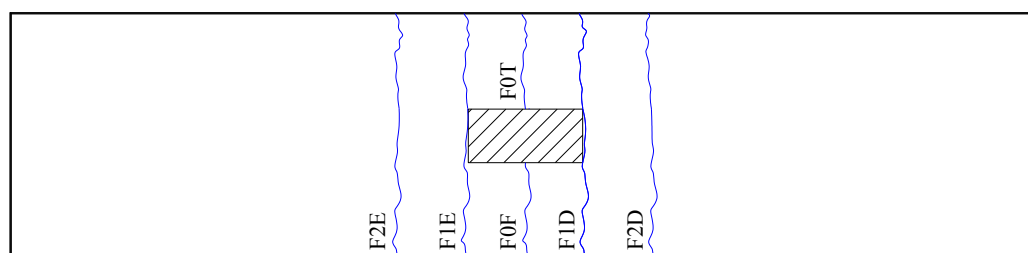
A Figura 85 exemplifica o posicionamento das principais fissuras nos protótipos com armadura de continuidade na laje (Figura 85-(a)), e com armadura de continuidade passante no pilar (Figura 85-(b)).

Figura 85 – Exemplificação da configuração e da posição das principais fissuras observadas nos protótipos

(a) Protótipos LC e LS



(b) Protótipos PC e PS



Fonte: Autora (2016).

Nos protótipos com armadura de continuidade passante na laje (LS e LC) observou-se que ocorreu uma maior distribuição da fissuração no decorrer do carregamento. Isso pode ser atribuído ao posicionamento das barras e a maior superfície de contato entre o concreto e as barras de aço nesses protótipos (o dobro), promovendo uma maior distribuição das tensões em uma área maior de concreto. Nesses protótipos, as fissuras principais foram as que faceavam a menor dimensão do pilar (chamadas F1), abrangendo toda a largura da laje, e mais duas entre essas (chamadas F0E e F0D), tanto na parte da frente quanto de atrás dos protótipos. Essas fissuras F0 eram perpendiculares a maior dimensão da seção transversal do pilar e aproximadamente igualmente espaçadas. Mas as fissuras mais pronunciadas, com maiores aberturas, foram as fissuras F1, que faceavam a menor dimensão dos pilares, sendo consideradas predominantes.

Já nos protótipos com armadura de continuidade passante no pilar, além fissuras que faceavam a menor dimensão do mesmo (fissuras F1), observou-se apenas uma fissura principal entre elas (fissura F0). Quando o protótipo estava próximo à ruptura, a abertura dessa fissura aumentava bruscamente, quando verificou-se o fechamento de algumas fissuras vizinhas, devido à dissipação de tensões. As fissuras F0 foram consideradas predominantes entre as demais, com maiores

aberturas nos protótipos desse tipo (PC e PS). Isso é explicado pela ausência de armadura nessa região.

Com exceção do protótipo LC1, foi realizado o controle da abertura de algumas dessas fissuras nos protótipos, cujos valores estão relacionados nas Tabelas 32 a 38. A primeira coluna de cada tabela refere-se a força de reação em cada extremidade das vigas ($F/2$).

Tabela 32 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo LC2.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0FE (mm)	F0FD (mm)	F0TE (mm)	F0TD (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
40	0,15	-	0,1	0,05	-	0,05	0,1	0,1
57	0,2	-	0,25	0,05	-	0,2	0,2	0,15
64	0,2	-	0,3	0,15	-	0,25	0,25	0,2
77	0,3	-	0,35	0,15	-	0,3	0,3	0,25
87	0,35	-	0,4	0,25	-	0,35	0,35	0,25
93	0,35	0,15	0,45	0,35	0,05	0,35	0,35	0,3
100	0,4	0,3	0,4	0,4	0,1	0,35	0,5	0,4
110	0,65	0,3	0,6	0,75	0,6	0,8	1,2	0,45
115	0,7	1,5	0,8	1,1	0,8	1,2	1,5	0,8

Fonte: Autora (2016).

Tabela 33 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo LS1.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0TE (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
24	0,05	0,1	-	0,1	0,05
30	0,3	0,5	-	0,4	0,4
35	0,5	1,1	-	0,5	0,4
40	0,6	1,3	-	0,5	0,6
48	1,1	1,94	0,3	0,6	0,7
57	1,2	2,3	0,5	1,5	1,1
63	1,3	2,76	0,5	1,9	1,2
74	1,3	2,82	0,8	2,6	1,3

Fonte: Autora (2016).

Tabela 34 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo LS2.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0FE (mm)	F0FD (mm)	F0TE (mm)	F0TD (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
20	0,05	0,05	-	-	-	-	0,05	0,05
30	0,15	0,15	0,05	-	0,1	-	0,15	0,1
35	0,15	0,15	0,1	-	0,15	-	0,25	0,2
40	0,25	0,15	0,1	-	0,2	-	0,35	0,3
45	0,25	0,25	0,1	-	0,25	-	0,45	0,4
50	0,25	0,25	0,1	-	0,15	-	0,7	0,45
55	0,4	0,3	0,15	-	0,4	-	1	0,5
60	0,4	0,25	0,1	-	0,35	-	1,5	0,6
70	0,6	0,35	0,25	1,1	0,35	0,3	2,45	0,6
76	0,95	0,7	0,6	1,4	0,5	0,3	3,4	0,6
92	1,3	1,95	1,5	1,7	0,8	0,6	3,44	0,6

Fonte: Autora (2016).

Tabela 35 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PS1.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0F (mm)	F0T (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
20	0,1	-	0,1	-	-	0,2
30	0,3	0,1	0,3	-	0,05	0,4
40	0,4	0,4	0,4	0,05	0,2	0,5
45	0,45	0,6	0,6	0,05	0,3	0,55
50	0,55	0,6	0,7	0,05	0,35	0,6
55	0,6	0,6	0,9	0,55	0,35	0,6
60	0,7	0,7	1,8	1	0,35	0,7
70	0,7	0,7	4,2	1,8	0,4	0,75
82	0,5	0,5	12,4	2,18	0,4	0,6

Fonte: Autora (2016).

Tabela 36 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PS2.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0F (mm)	F0T (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
20	0,1	0,05	-	0,3	0,05	0,3
35	0,35	0,2	-	0,4	0,05	0,4
35	0,35	0,25	-	0,45	0,05	0,4
40	0,35	0,35	-	0,5	0,2	0,5
45	0,35	0,4	-	0,6	0,15	0,55
50	0,35	0,55	-	0,7	0,2	0,6
55	0,35	0,7	-	0,75	0,35	0,6
60	0,45	0,7	0,05	0,8	0,5	0,65
65	0,45	0,9	0,1	1,05	0,7	0,7
70	0,45	0,7	7,24	2,94	0,9	0,75
77	0,65	0,75	11,16	3,28	0,9	0,75

Fonte: Autora (2016).

Tabela 37 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PC1.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0F (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
30	-	0,1	-	0,1	-
40	-	0,2	-	0,15	-
50	0,2	0,35	-	0,3	0,05
60	0,35	0,4	-	0,3	0,2
70	0,45	0,5	-	0,4	0,2
75	0,45	0,7	-	0,55	0,25
80	0,5	1	0,05	0,65	0,3
85	0,6	1,05	0,05	0,7	0,3
90	0,6	1,2	0,05	0,75	0,35
95	0,6	1,35	0,3	0,75	0,35
100	0,65	1,6	1,65	0,75	0,4
105	0,4	2,04	10,06	0,5	0,35

Fonte: Autora (2016).

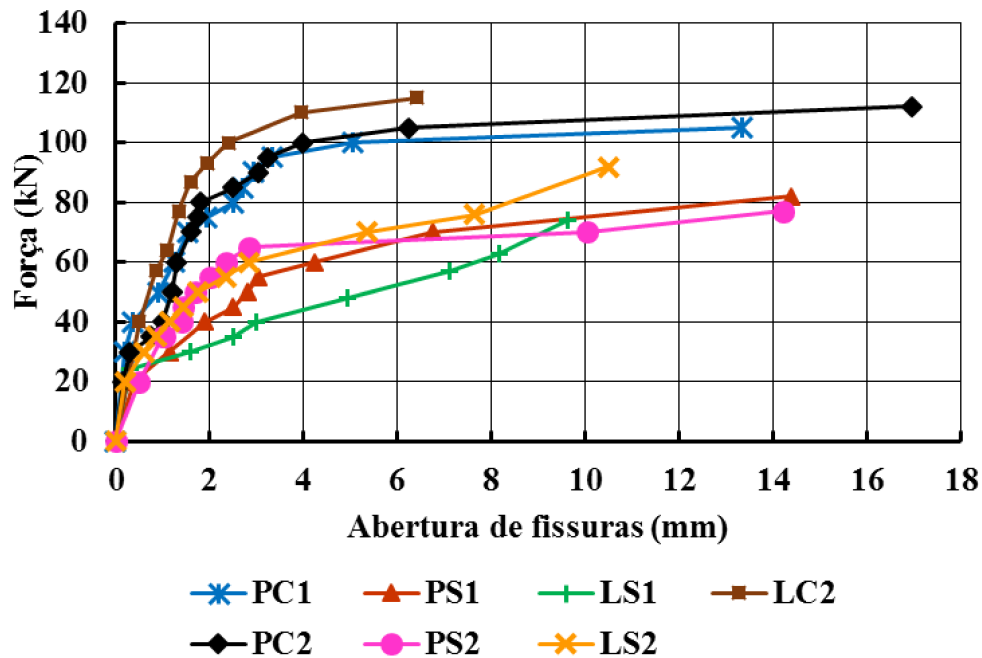
Tabela 38 – Controle de aberturas máximas de fissuras do protótipo PC2.

Força (kN)	F2E (mm)	F1E (mm)	F0F (mm)	F0T (mm)	F1D (mm)	F2D (mm)
20	0,05	0,05	0,02	-	-	0,05
30	0,1	0,05	0,02	-	0,05	0,1
35	0,2	0,25	0,02	-	0,15	0,15
40	0,25	0,3	0,02	-	0,2	0,25
50	0,25	0,4	0,02	-	0,25	0,3
60	0,3	0,4	0,02	-	0,3	0,3
70	0,35	0,5	0,02	-	0,4	0,35
75	0,4	0,5	0,02	-	0,45	0,4
80	0,35	0,5	0,02	0,1	0,45	0,4
85	0,25	0,75	0,02	0,6	0,55	0,35
90	0,35	0,95	0,02	0,8	0,55	0,4
95	0,35	1	0,02	0,9	0,6	0,4
100	0,35	1,05	0,02	1,59	0,6	0,4
105	0,3	1,2	0,02	3,63	0,7	0,4
112	0,15	3,34	0,02	12,17	0,95	0,35

Fonte: Autora (2016).

As curvas do gráfico da Figura 86 foram elaboradas com valores da somatória das aberturas de fissuras em uma faixa centralizada de 70 cm nos protótipos, menos do protótipo LC1. Essa faixa abrange as fissuras exemplificadas na Figura 85.

Figura 86 – Somatório das aberturas de fissuras em função da força nas extremidades das vigas



Fonte: Autora (2016).

Na Seção 17.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 são apresentadas duas equações para o cálculo da abertura de fissuras (w_k), onde w_k é o menor valor entre os obtidos pelas Equações 46 e 47:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (46)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (47)$$

Onde:

A_{cri} : área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} : módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ϕ_i : diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} : taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} : tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

Como pode ser visto na Figura 86, e conforme já esperado, os protótipos sem o preenchimento de graute apresentaram maiores aberturas de fissuras em cada valor de força. Nas duas Equações da Norma, consta a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada (σ_{si}). Nos protótipos sem preenchimento de graute a dimensão da altura útil considerada é menor que nos protótipos com preenchimento de graute, devido a posição da reação de compressão na seção transversal da ligação. Consequentemente, para o mesmo valor de força, o valor de σ_{si} é superior nesses protótipos, resultando em valores superiores de w_k .

Com relação ao posicionamento e ao diâmetro das barras da armadura de continuidade, o protótipo LC2 teve a menor abertura de fissuras, o que também era esperado, pois a fissuração é diminuída quanto mais barras e diâmetros menores são utilizados. Esse fator também pode ser quantificado através das Equações 46 e 47. Com relação a Equação 46, os valores de w_k para os protótipos PC e PS resultam em 2 vezes os valores de w_k para os protótipos LC e LS, respectivamente. Com relação a Equação 47, esses valores resultam em aproximadamente 1,77 vezes.

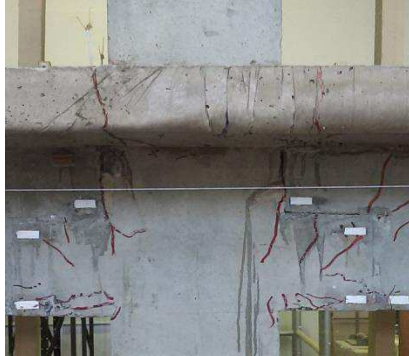
Conforme mencionado anteriormente, o atuador de força apresentou falhas durante o ensaio da ligação LS1, fazendo com que houvesse um processo de carregamento de descarregamento da ligação. Isso provocou a propagação de fissuras nesse protótipo. Na Figura 86 pode-se perceber que em geral o protótipo LS1 apresentou aberturas de fissuras superiores aos demais protótipos. Essa questão pode ser atribuída aos problemas ocorridos durante o ensaio.

Contudo, os valores das aberturas de fissuras podem sofrer a influência de vários fatores, como as condições de execução e as variações volumétricas da estrutura, que são difíceis de serem consideradas nessa avaliação de forma precisa.

Ao final dos ensaios constatou-se que houve fissuração nos consolos. Nos protótipos com preenchimento de graute em geral ocorreu o esmagamento do concreto na face inferior interna dos consolos, como pode ser visto na Figura 87-(a). Já nos protótipos sem preenchimento de graute, a partir de certo ponto da rotação da ligação, a face inferior da viga encostava-se à face inferior do consolo provocando concentração de tensões nessa região, ocasionando na ruptura da mesma, Figura 87-(b).

Figura 87 – Ruptura em consolos

(a) Protótipo com preenchimento de graute



(b) Protótipo sem preenchimento de graute

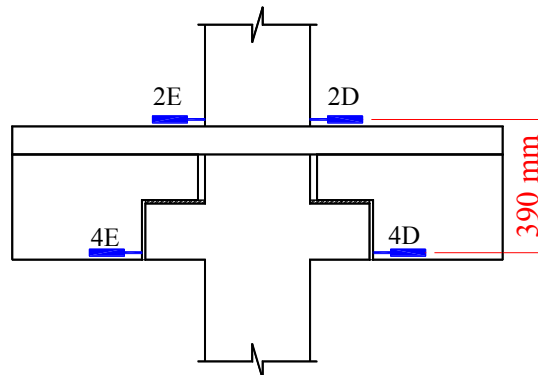


Fonte: Autora (2016).

4.3 DETERMINAÇÃO DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

As curvas momento-rotação foram obtidas com o cálculo dos momentos atuantes nas ligações e de suas rotações correspondentes. Os momentos fletores foram determinados com a Equação 48, e as rotações foram obtidas por meio da Equação 49, através das leituras dos LVDTs presentes sobre a laje e na região do consolo, como ilustrado na Figura 88

Figura 88 – Detalhe dos LVDTs utilizados no cálculo da rotação



Fonte: Autora (2016).

$$M = \frac{F}{2} \cdot L \quad (48)$$

$$\theta = \frac{\text{média}(2E/2D) + \text{média}(4E/4D)}{390} \quad (49)$$

Onde:

F: força aplicada pelo atuador em kN;

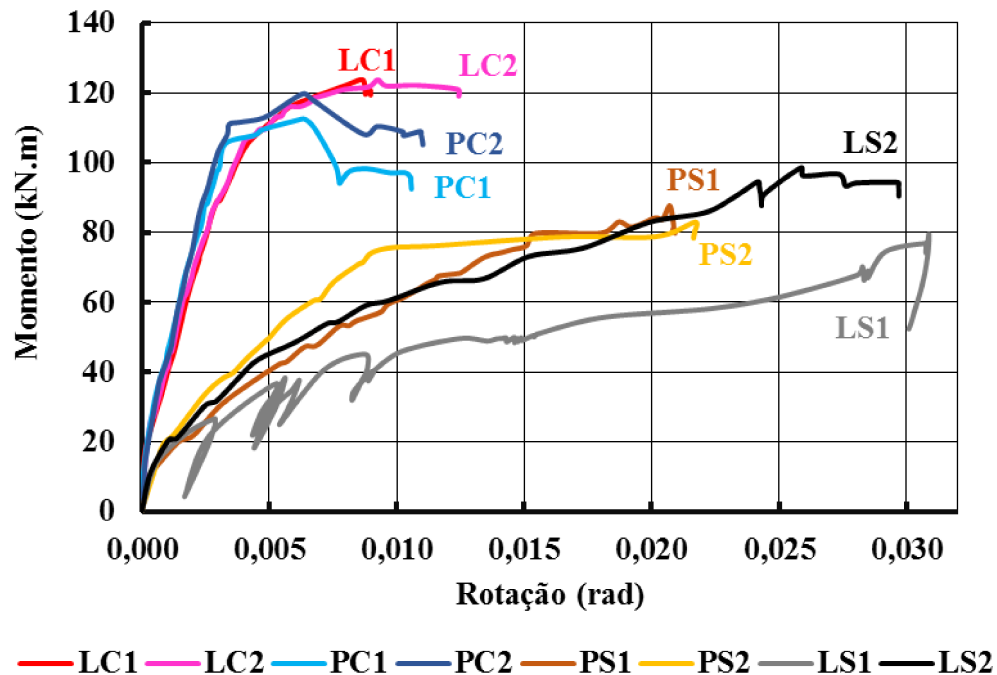
L: distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do pilar, equivalente a 1,07 m;

M: momento atuante em kN×m;

θ : rotação em radianos.

A Figura 89 apresenta as curvas momento-rotação obtidas experimentalmente, de todos os protótipos.

Figura 89 – Curvas momento-rotação experimentais



Fonte: Autora (2016).

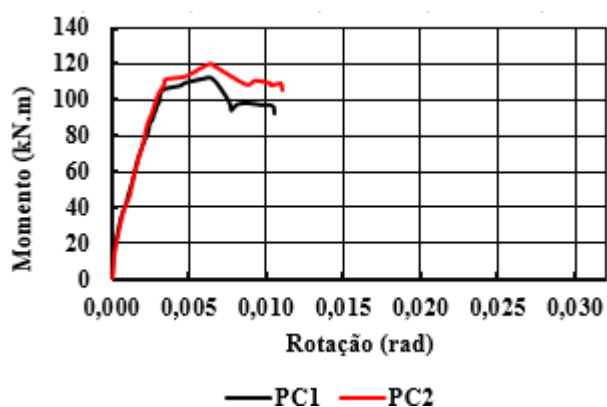
As ligações com preenchimento de graute na interface vertical consolo-viga (PC e LC), apresentaram um comportamento bastante semelhante entre suas réplicas, podendo ser considerados resultados representativos do comportamento da ligação. Já os protótipos sem o preenchimento de graute (PS e LS), pode-se observar uma discrepância entre os resultados de suas réplicas. Esse fator pode ser relacionado a diferenças construtivas entre as réplicas e também a problemas com o atuador de força durante o ensaio, no caso da ligação LS1. Conforme mencionado anteriormente, ocorreu um problema com o atuador de carga durante o ensaio, o que

provocou a propagação de fissuras e consequentemente uma diminuição na rigidez da ligação. Mas apesar de distantes, as curvas momento-rotação, apresentam comportamentos semelhantes.

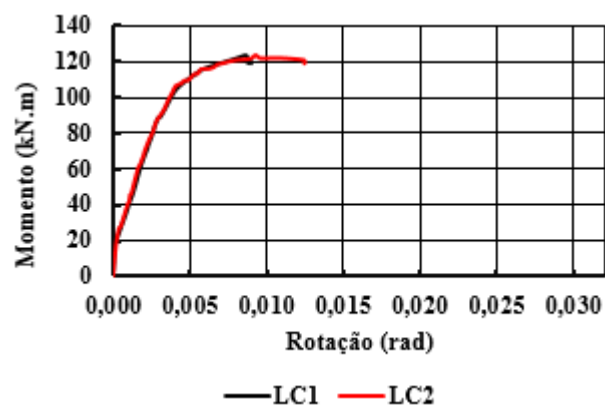
Para possibilitar uma melhor visualização dos resultados de cada tipo de ligação estudada, na Figura 90 são apresentadas as curvas momento-rotação separadamente.

Figura 90 – Curvas momento-rotação de cada tipo de ligação ensaiada

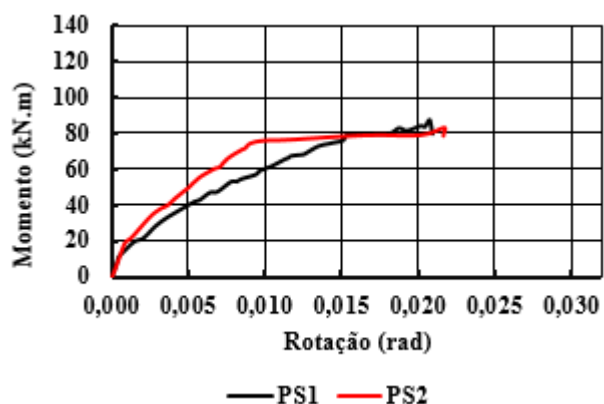
(a) Protótipos com armadura de continuidade no Pilar Com preenchimento de graute.



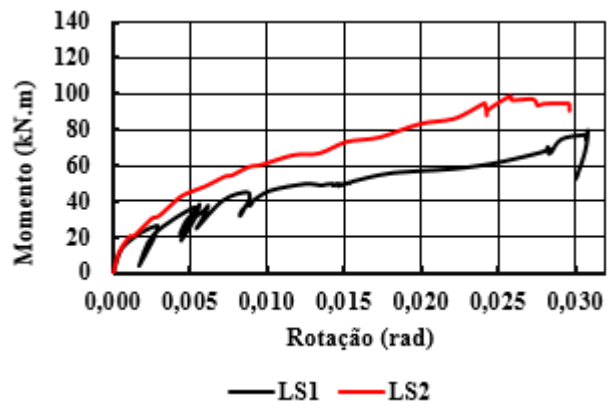
(b) Protótipos com armadura de continuidade na Laje Com preenchimento de graute.



(c) Protótipos com armadura de continuidade no Pilar Sem preenchimento de graute.



(d) Protótipos com armadura de continuidade na Laje Sem preenchimento de graute.



Fonte: Autora (2016).

Nos protótipos com preenchimento de graute (PC e LC) é possível ver claramente três estágios. No primeiro estágio, nota-se um trecho inicial linear com rigidez elevada, até uma ordem de momento fletor igual a $20 \text{ kN}\times\text{m}$, aproximadamente o momento de fissuração previsto para esses protótipos ($17 \text{ kN}\times\text{m}$). No segundo estágio há uma queda na rigidez da ligação, até atingir o momento considerado o momento de plastificação da ligação (M_y). E a partir deste, há o terceiro

estágio, onde a ligação praticamente não suporta mais acréscimos de carga, chegando ao seu momento último (M_u).

Analogamente, no primeiro estágio os protótipos sem preenchimento de graute (PS e LS) também apresentam um trecho inicial linear com a rigidez mais elevada, até o momento de 17 kN×m aproximadamente. A rigidez inicial desses protótipos é inferior à dos protótipos PC e LC. No segundo estágio há uma brusca redução das rigidezes das ligações PS e LS, até atingir o momento considerado o momento de plastificação da ligação (M_y). A grande redução da rigidez dessas ligações em relação as ligações dos protótipos PC e LC, se deve ao espaço livre existente entre o consolo e viga que proporcionam mais liberdade para à rotação da ligação. Por fim o terceiro estágio onde ocorre a ruptura da ligação.

As rigidezes secantes (R_{sec}) das ligações foram definidas através da inclinação da reta caracterizada pelo momento de plastificação (M_y) e rotação correspondente (θ_y). Na Figura 91 são apresentadas as curvas momento rotação de todas as ligações com seus pontos representativos (M_y , θ_y e M_u , θ_u), e a indicação da rigidez secante (R_{sec}). Os valores das rigidezes secantes experimentais (R_{sec}) obtidos da relação entre o momento de plastificação (M_y) e a respectiva rotação (θ_y) estão apresentados na Tabela 39. Também são apresentados as médias das rigidezes das réplicas de cada ligação ($R_{sec,m}$).

Figura 91 – Curvas momento-rotação e rigidez secante das ligações
(a) LC1

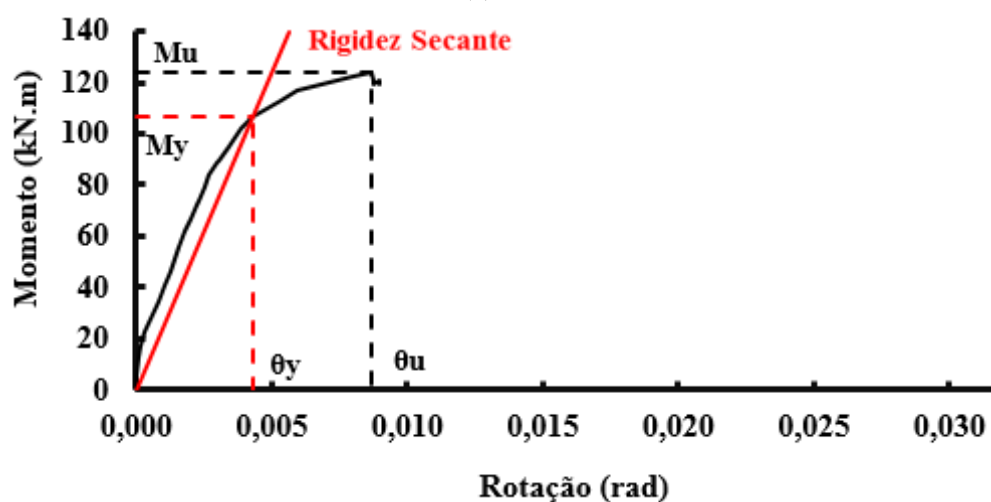
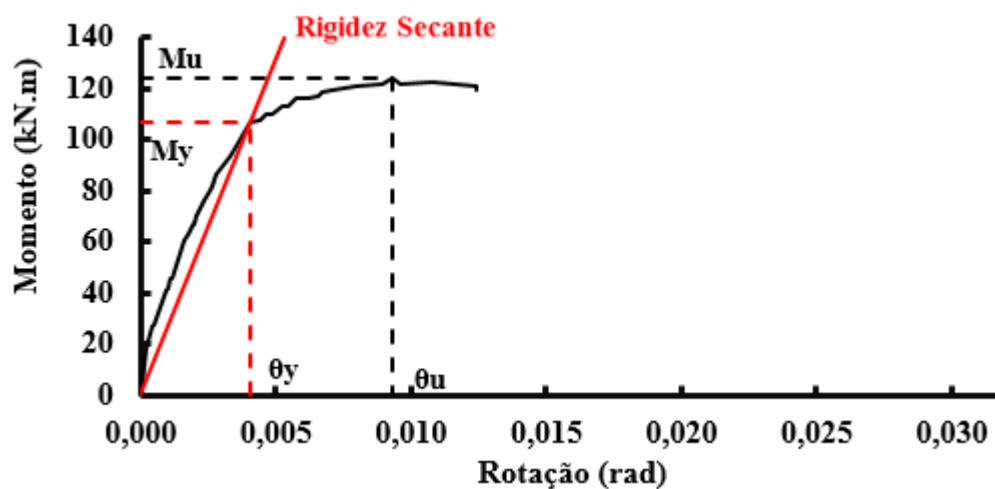


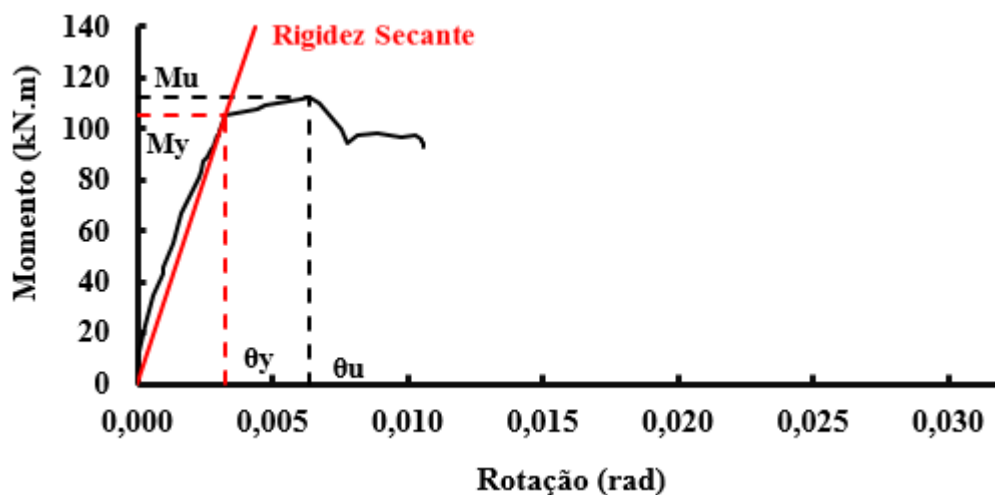
Figura 91 – Curvas momento-rotação e rigidez secante das ligações

(continuação)

(b) LC2



(c) PC1



(d) PC2

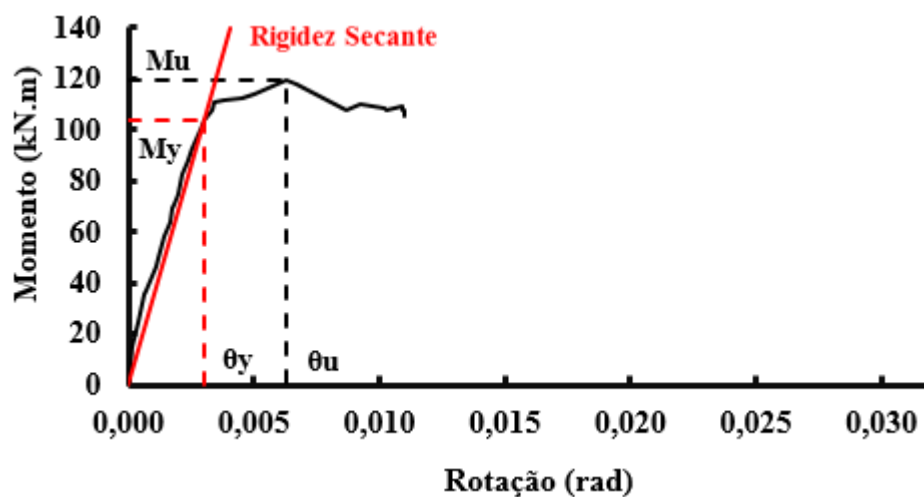
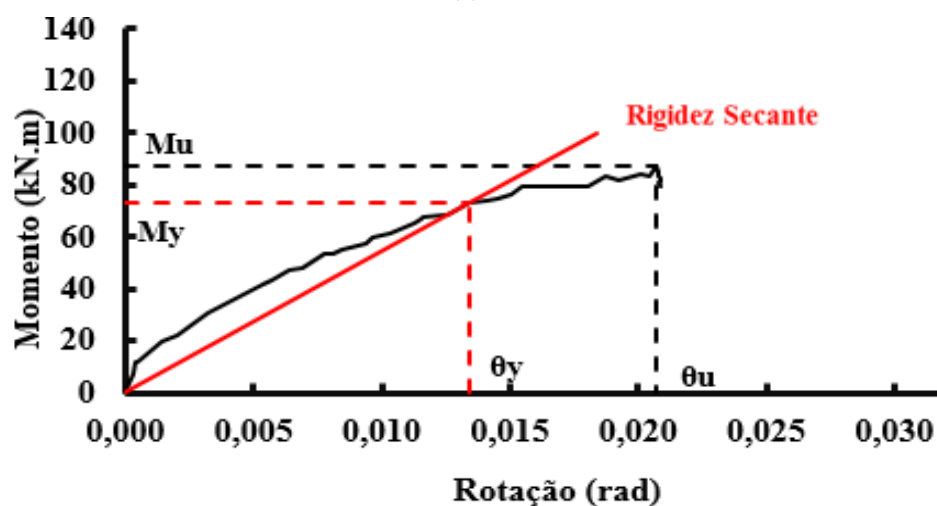


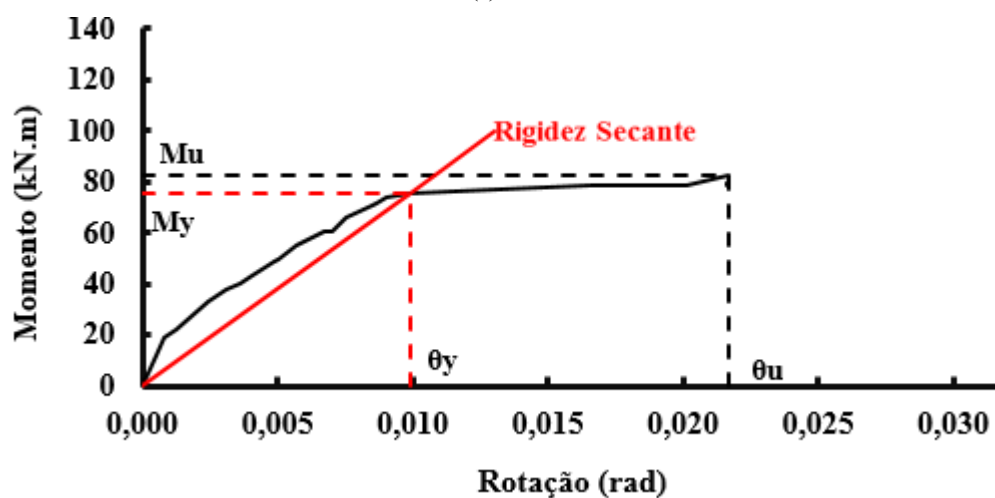
Figura 91 – Curvas momento-rotação e rigidez secante das ligações

(continuação)

(e) PS1



(f) PS2



(g) LS1

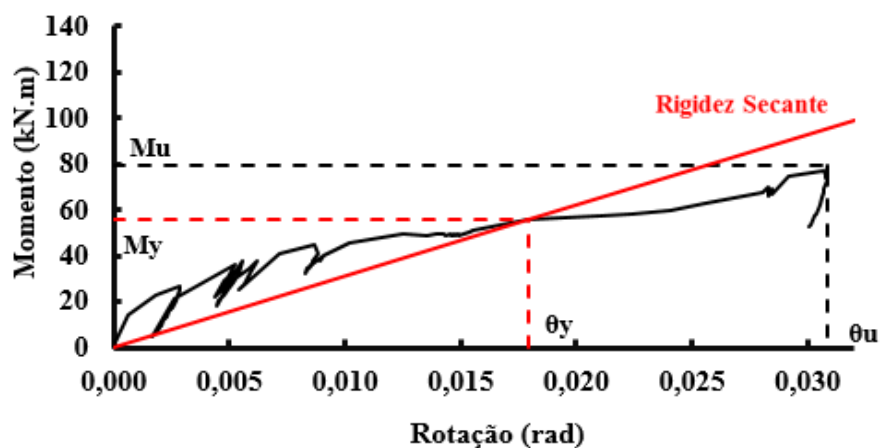
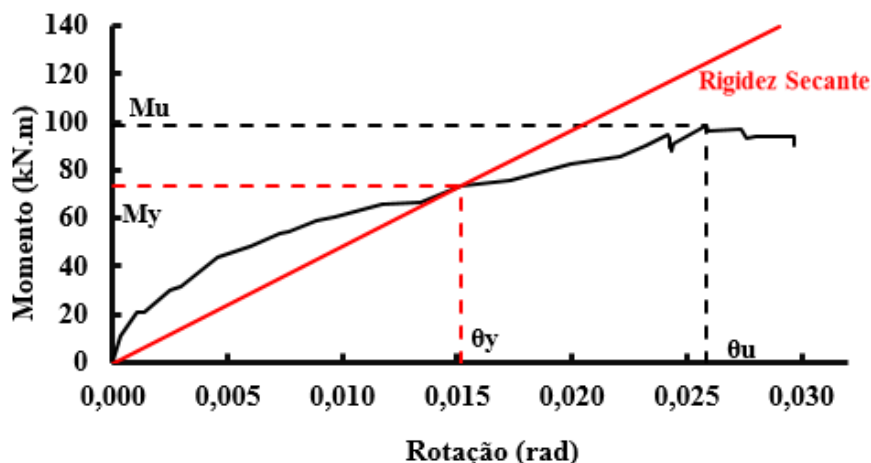


Figura 91 – Curvas momento-rotação e rigidez secante das ligações

(continuação)

(h) LS2



Fonte: Autora (2016).

Tabela 39 – Momentos de plastificação (M_y) e a respectiva rotação (θ_y), rigidezes secantes (R_{sec}) e média das rigidezes secantes das réplicas ($R_{sec,m}$).

Protótipos	M_y (kN×m)	$\theta_y \cdot 10^3$ (rad)	R_{sec} (kN×m/rad)	$R_{sec,m}$ (kN×m/rad)
LC1	106,650	4,297	24820	25526
LC2	106,620	4,065	26231	
PC1	105,509	3,287	32101	33125
PC2	103,945	3,044	34150	
LS1	55,517	17,937	3095	3956
LS2	73,102	15,178	4816	
PS1	72,957	13,449	5425	6540
PS2	75,752	9,895	7655	

Fonte: Autora (2016).

Com base na Figura 91 e na Tabela 39 confirma-se que os protótipos com preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e viga (PC e LC) são mais rígidos que os protótipos sem o preenchimento (PS e LS). Considerando a média das rigidezes das réplicas, a rigidez dos protótipos LC é em torno de 6,45 vezes maior que a rigidez dos protótipos LS. Quanto os protótipos PC e PS essa relação é de 5,06 vezes.

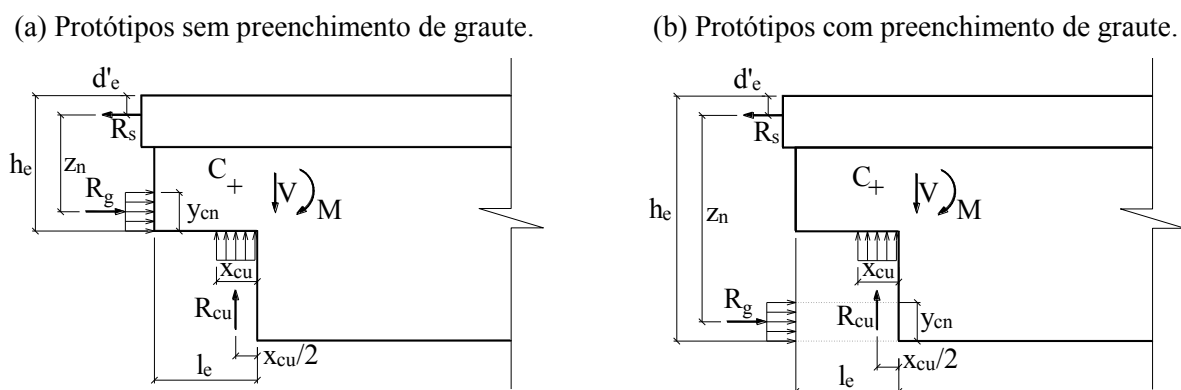
Com relação ao posicionamento das armaduras de continuidade, os protótipos com armadura passante no pilar PC e PS, apresentam-se mais rígidos que os protótipos com armadura passante na laje LC e LS. A relação entre a média das rigidezes das réplicas de PC e de PS, com LC e LS é de 1,3 e 1,65 respectivamente.

4.3.1 Aplicação de modelos analíticos

Foram aplicados os modelos analíticos apresentados na Seção 2.5.4, para a determinação da relação momento-rotação das ligações estudadas no presente trabalho. Considerou-se os valores característicos das propriedades mecânicas obtidas dos materiais (Seção 3.4).

Para aplicação do modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010), cujo equacionamento foi apresentado na Seção 2.5.4.1, considerou-se as configurações dos mecanismos de força resistentes conforme a Figura 92 e os parâmetros apresentados na Tabela 40.

Figura 92 – Mecanismos de força resistentes



Fonte: Autora (2016).

Tabela 40 – Parâmetros utilizados para a aplicação do modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010).

Parâmetro	PC	PS	LC	LS
ϕ (mm)	16	16	8	8
A_s (cm ²)	4,02	4,02	4,02	4,02
f_{yk} (MPa)	603,54	603,54	618,00	618,00
f_{cg} (MPa)	49,46	49,46	49,46	49,46
$f_{ck,top}$ (MPa)	35,57	34,63	33,28	33,57
h (cm)	39	39	39	39
b_w (cm)	14	14	14	14
d'_e (cm)	3	3	3	3
h_e (cm)	39	22	39	22
D_{gi} (m/MPa)	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$
Parâmetro α_w	0,4	0,4	0,4	0,4
Parâmetro s_1 (mm)	1	1	1	1
E_s (MPa)	210000	210000	210000	210000
$E_{c,top}$ (MPa)	31420	31420	31420	31420

Fonte: Autora (2016).

Na Tabela 41 são apresentados os valores das rigidezes das ligações ($R_{sec,2010}$) dos momentos de plastificação ($M_{y,2010}$) e suas respectivas rotações ($\theta_{y,2010}$), obtidos com a aplicação do modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010).

Tabela 41 – Momentos de plastificação ($M_{y,2010}$) e a respectiva rotação ($\theta_{y,2010}$), e rigidezes obtidas pelo modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010).

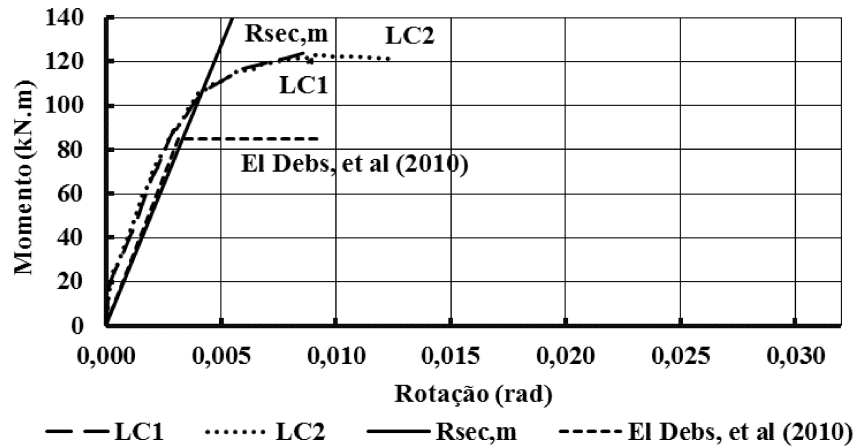
Protótipos	$M_{y,2010}$ (kN×m)	$\theta_{y,2010} \cdot 10^3$ (rad)	$R_{sec,2010}$ (kN×m/rad)
LC	84,980	3,161	26884
PC	83,094	4,209	19744
LS	42,746	6,090	7019
PS	41,848	8,109	5161

Fonte: Autora (2016).

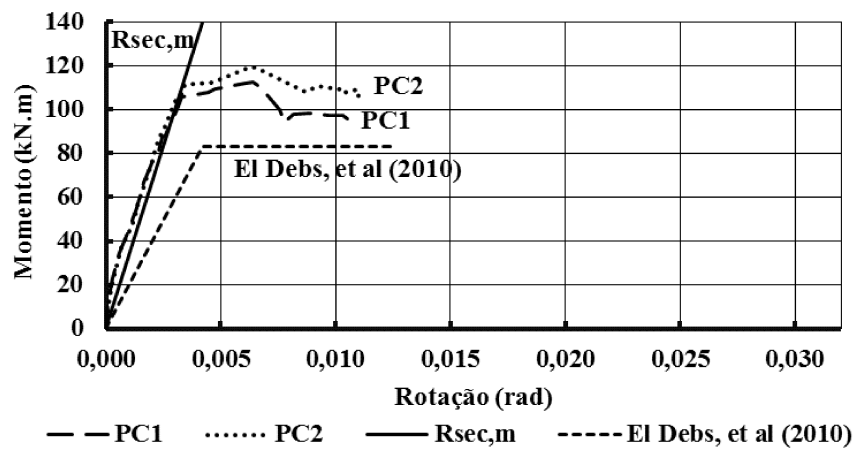
Na Figura 93 são apresentadas as curvas momento-rotação experimentais das ligações, as rigidezes secantes experimentais (média entre as réplicas) e a curva obtida pelo modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010).

Figura 93 – Curvas momento-rotação experimentais das ligações, rigidez secante média entre as réplicas ($R_{sec,m}$) e obtidas pelo modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010)

(a) Protótipos com armadura de continuidade na Laje Com preenchimento de graute.



(b) Protótipos com armadura de continuidade no Pilar Com preenchimento de graute.



(c) Protótipos com armadura de continuidade na Laje Sem preenchimento de graute.

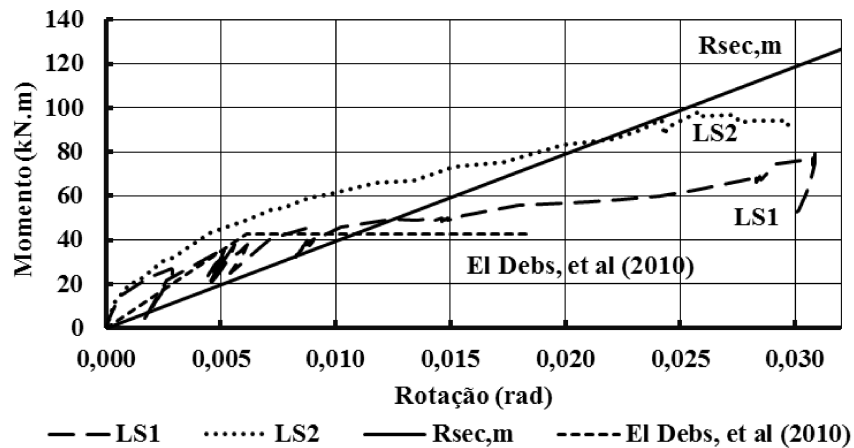
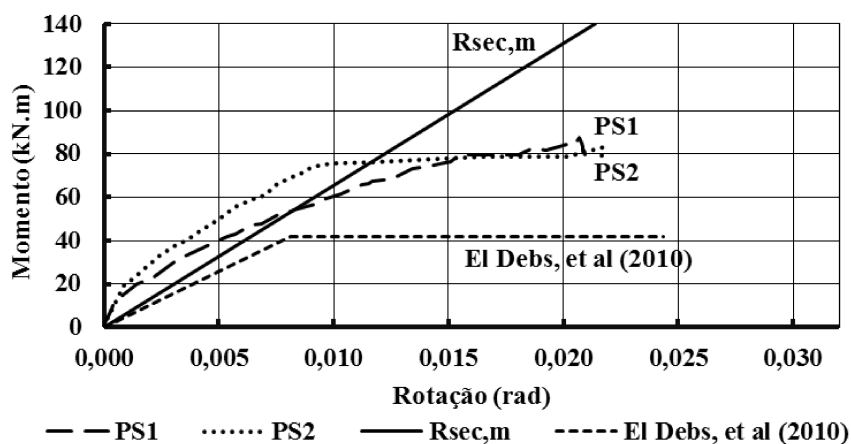


Figura 93 – Curvas momento-rotação experimentais das ligações, rigidez secante média entre as réplicas ($R_{sec,m}$) e obtidas pelo modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010)

(continuação)

(d) Protótipos com armadura de continuidade no Pilar Sem preenchimento de graute.



Fonte: Autora (2016).

A Tabela 42 apresenta as relações entre os momentos plastificação experimentais (M_y) (Tabela 39) e os previstos (M_{Rk}) (Tabela 29), com os momentos de plastificação obtidos pelo modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010) ($M_{y,2010}$).

Tabela 42 – Relações entre os momentos plastificação experimentais (M_y) e previstos (M_{Rk}), com os momentos de plastificação obtidos pelo modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010) ($M_{y,2010}$).

Protótipos	$M_y/M_{y,2010}$	$M_{Rk}/M_{y,2010}$
LC1	1,25	0,99
LC2	1,25	0,99
PC1	1,27	0,99
PC2	1,25	0,99
LS1	1,30	0,98
LS2	1,71	0,98
PS1	1,74	0,98
PS2	1,81	0,98

Fonte: Autora (2016).

Como pode ser visto na Figura 93 e nas Tabelas 41 e 42, para todos os protótipos os momentos de plastificação ($M_{y,2010}$), apesar de terem sido inferiores aos momentos experimentais (M_y), seguiram a mesma tendência. Contudo foram bem próximos aos momentos previstos (M_{Rk}). Dessa forma, as capacidades portantes dos protótipos foram superiores aos valores obtidos por modelos analíticos. Esse fator pode ser atribuído às simplificações e limitações dos modelos de cálculos, e as incertezas devido a confecção dos protótipos, onde pode haver mecanismos contribuintes para uma maior resistência dos mesmos e que não foram previstos nesses modelos analíticos.

Quanto às rigidezes, as relações dos resultados experimentais com os do modelo, para os protótipos LC e LS foram 0,95 e 0,56 respectivamente, já para os protótipos PC e PS foram 1,68 e 1,27, respectivamente. Sendo assim, para os protótipos LC e LS as rigidezes obtidas experimentalmente foram menores que as obtidas pelo modelo analítico, e as rigidezes PC e PS foram maiores que as obtidas pelo modelo.

A aplicação do modelo analítico em questão, verificou-se também que o preenchimento de graute contribuiu para o aumento da rigidez da ligação. As rigidezes dos protótipos LC e PC são em torno de 3,83 vezes maiores que as rigidezes dos protótipos LS e PS, respectivamente.

Com relação ao posicionamento das armaduras de continuidade, o modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010) indicou que os protótipos com armadura passante na laje (LC e LS) tiveram a rigidez superior aos protótipos com armadura passante no pilar (PC e PS). O principal mecanismo considerado no modelo analítico que contribuiu para esse resultado, foi a parcela da rigidez do mecanismo resistente das armaduras, conforme a Equação 24. As armaduras de continuidade dos protótipos LC e LS, além de terem uma maior resistência, possuíam diâmetro menor que as armaduras dos protótipos PC e PS, o que consequentemente resulta em menores aberturas de fissuras e uma maior contribuição da parcela referente a rigidez das armaduras (K_s) para rigidez total da ligação. Esse fator é contrário a tendência seguida pelos resultados experimentais, em que as rigidezes dos protótipos PC e PS foram superiores as rigidezes dos protótipos LC e LS, respectivamente. Talvez esses resultados experimentais possam ser justificados pelo posicionamento dos LVDTs 2E e 2D, cujos valores de deslocamentos foram utilizados para o cálculo das rotações. Esses equipamentos foram fixados no centro na laje, onde

as armaduras dos protótipos PC e PS eram mais concentradas, do que as armaduras dos protótipos LC e LS, o que pode ter tornado essa região mais rígida, e, conseqüentemente, com deslocamentos menores.

Para aplicação do modelo analítico de Ferreira (2001), cujo equacionamento foi apresentado na Seção 2.5.4.2, a fim de se ter valores analíticos possíveis de serem comparados aos valores experimentais, considerou-se para todos os protótipos, o comprimento da região de distúrbio da ligação (l_p) igual a 10 cm, pois para a medição das rotações experimentais das ligações, conforme a Figura 88, os LVDTs 2E e 2D foram fixados a 10 cm da face do pilar. Portanto essa região (l_p) foi considerada com esse comprimento. Os parâmetros utilizados para aplicação do modelo analítico de Ferreira (2001) estão apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 – Parâmetros utilizados para a aplicação do modelo de Ferreira (2001).

Parâmetro	PC	PS	LC	LS
A_s (cm ²)	4,02	4,02	4,02	4,02
f_{yk} (MPa)	603,54	603,54	618,00	618,00
d (cm)	36	19	36	19
E_s (MPa)	210000	210000	210000	210000
$E_{c,top}$ (MPa)	31420	31420	31420	31420
l_e (cm)	15	15	15	15
l_p (cm)	10	10	10	10
I_{II} (cm ⁴)	20110,28	4871,24	20110,28	4871,24

Fonte: Autora (2016).

Na Tabela 44 são apresentados os valores das rigidezes das ligações ($R_{sec,2001}$), dos momentos de plastificação ($M_{y,2001}$) e suas respectivas rotações ($\theta_{y,2001}$) obtidos com a aplicação do modelo Ferreira (2001).

Tabela 44 – Momentos de plastificação ($M_{y,2001}$) e a respectiva rotação ($\theta_{y,2001}$), e rigidezes obtidas pelo modelo de Ferreira (2001).

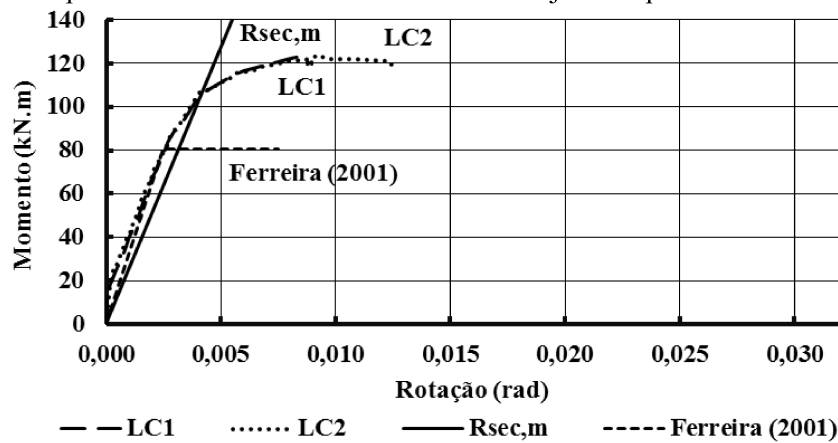
Protótipos	$M_{y,2001}$ (kN×m)	$\theta_{y,2001} \cdot 10^3$ (rad)	$R_{sec,2001} \cdot (kN \times m / rad)$
LC	80,493	2,500	32196
PC	78,610	2,442	32196
LS	42,483	5,099	8332
PS	41,489	4,980	8332

Fonte: Autora (2016).

Na Figura 94 são apresentadas as curvas momento-rotação experimentais das ligações, as rigidezes secantes experimentais (média entre as réplicas) e a curva obtida pelo modelo de Ferreira (2001).

Figura 94 – Curvas momento-rotação experimentais das ligações, rigidez secante média entre as réplicas ($R_{sec,m}$) e obtidas pelo modelo de Ferreira (2001)

(a) Protótipos com armadura de continuidade na Laje Com preenchimento de graute.



(b) Protótipos com armadura de continuidade no Pilar Com preenchimento de graute.

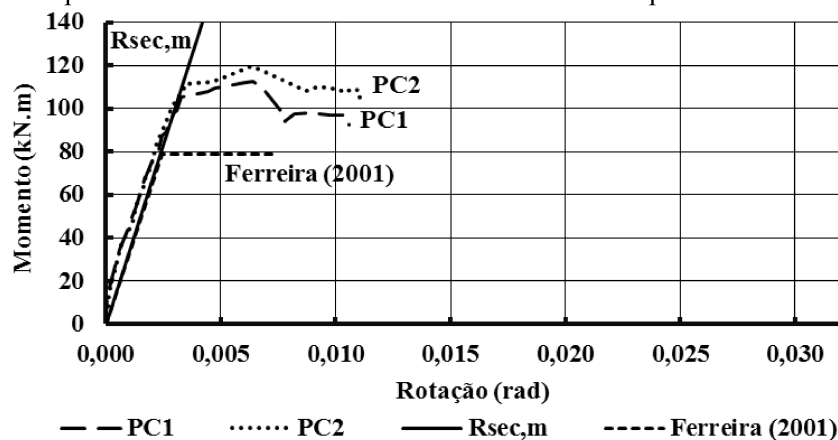
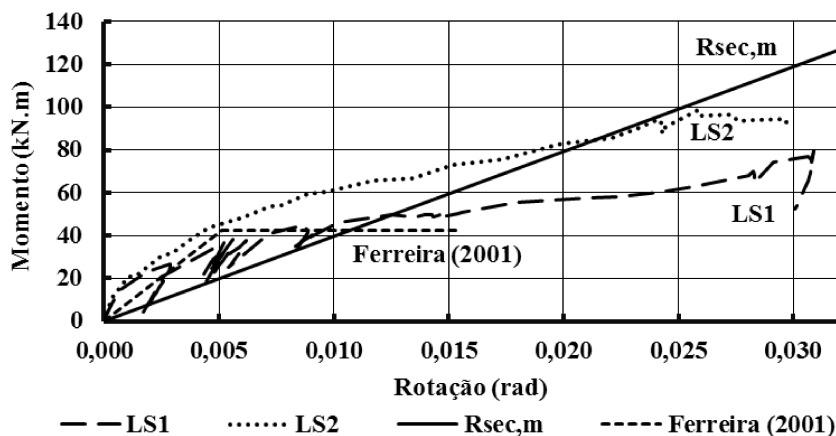


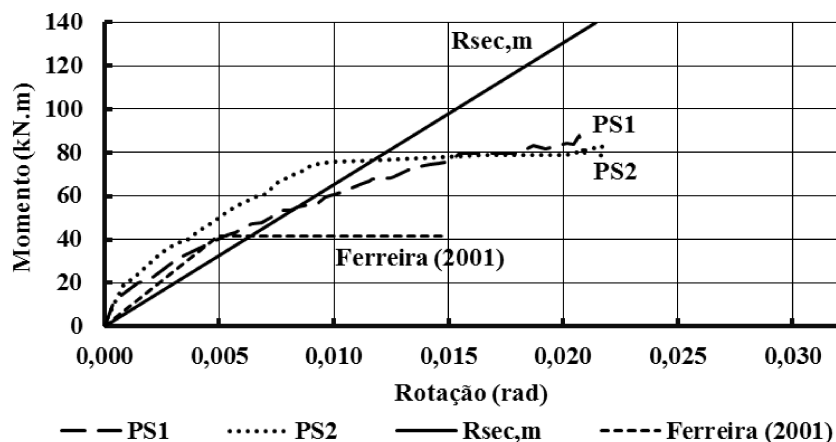
Figura 94 – Curvas momento-rotação experimentais das ligações, rigidez secante média entre as réplicas ($R_{sec,m}$) e obtidas pelo modelo de Ferreira (2001)

(continuação)

(c) Protótipos com armadura de continuidade na Laje Sem preenchimento de graute.



(d) Protótipos com armadura de continuidade no Pilar Sem preenchimento de graute.



Fonte: Autora (2016).

A Tabela 45 apresenta as relações entre os momentos plastificação experimentais (M_y) (Tabela 39) e os previstos (M_{Rk}) (Tabela 29), com os momentos de plastificação obtidos pelo modelo analítico de Ferreira (2001) ($M_{y,2001}$).

Tabela 45 – Relações entre os momentos plastificação experimentais (M_y) e previstos (M_{Rk}), com os momentos de plastificação obtidos pelo modelo analítico de Ferreira (2001) ($M_{y,2001}$).

Protótipos	$M_y/M_{y,2001}$	$M_{Rk}/M_{y,2001}$
LC1	1,32	1,05
LC2	1,32	1,05
PC1	1,34	1,05
PC2	1,32	1,05
LS1	1,31	0,98
LS2	1,72	0,99
PS1	1,76	0,99
PS2	1,83	0,99

Fonte: Autora (2016).

Da mesma maneira ao que ocorreu nos resultados da aplicação do modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010), como pode ser visto na Figura 94 e nas Tabelas 44 e 45, para todos os protótipos os momentos de plastificação ($M_{y,2001}$), apesar de terem sido inferiores aos momentos experimentais (M_y), seguiram a mesma tendência. Contudo foram bem próximos aos momentos previstos (M_{Rk}).

Quanto às rigidezes, as relações dos resultados experimentais com os do modelo, para os protótipos LC e LS foram 0,79 e 0,47, respectivamente e para os protótipos PC e PS foram 1,03 e 0,78, respectivamente.

Com a aplicação do modelo analítico de Ferreira (2001) verificou-se também que o preenchimento de graute contribui para o aumento da rigidez da ligação. As rigidezes dos protótipos LC e PC são 3,86 vezes maiores que as rigidezes dos protótipos LS e PS.

Com relação ao posicionamento das armaduras de continuidade, o modelo analítico de Ferreira (2001) não apresentou diferenças entre as rigidezes dos protótipos, a única diferença foi no momento de plastificação devido à resistência das armaduras serem diferentes (Tabela 44).

4.3.2 Síntese dos resultados experimentais e modelos analíticos

Na Tabela 46 são resumidos os valores dos momentos plastificação (M_y) previstos, obtidos experimentalmente e pelos modelos analíticos.

Tabela 46 – Momentos de plastificação das ligações estudadas. (kN×m).

Protótipos	Previstos (M_{Rk})		Experimental (M_y)		El Debs et al (2010) ($M_{y,2010}$)	Ferreira (2001) ($M_{y,2001}$)
	Individual	Média	Individual	Média		
LC1	84,22	84,22	106,65	106,40	84,98	80,49
LC2	84,22		106,62			
PC1	82,28	82,30	105,51	104,73	83,09	78,61
PC2	82,31		103,95			
LS1	41,79	41,87	55,52	64,31	42,75	42,48
LS2	41,95		73,10			
PS1	41,14	41,09	72,96	74,36	41,85	41,49
PS2	41,03		75,75			

Fonte: Autora (2016).

Na Tabela 47 são resumidos os valores das rigidezes das ligações estudadas, obtidas experimentalmente e pelos modelos analíticos.

Tabela 47 – Rigidezes das ligações estudadas (kN×m/rad).

Protótipos	Experimental (R_{sec})		El Debs et al (2010) ($R_{sec,2010}$)	Ferreira (2001) ($R_{sec,2001}$)
	Individual	Média		
LC1	24820	25526	26884	32196
LC2	26231			
PC1	32101	33125	19744	32196
PC2	34150			
LS1	3095	3956	7019	8332
LS2	4816			
PS1	5425	6540	5161	8332
PS2	7655			

Fonte: Autora (2016).

Como apresentado nas Tabelas 46 e 47, em geral todos os resultados obtidos indicaram que o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga contribuiu para o aumento da capacidade portante e da rigidez à flexão das ligações PC e LC em relação as ligações PS e LS.

Na Tabela 48 são apresentadas as relações dos momentos de plastificação médios dos protótipos LC e LS, e dos protótipos PC e PS, obtidos por todos os modelos. Na Tabela 49 são apresentadas as relações entre as rigidezes médias dos protótipos LC e LS, e dos protótipos PC e PS, obtidos por todos os modelos. Como ocorreram problemas durante o ensaio do protótipo LS1, nas Tabelas 48 e 49 também são mostradas as relações dos parâmetros de momento de plastificação e rigidez secante experimental desconsiderando os resultados deste protótipo.

Tabela 48 – Relações dos momentos de plastificação entre os protótipos com e sem preenchimento de graute.

Protótipos	Previstos	Experimental	El Debs et al (2010)	Ferreira (2001)
LC/LS	2,01	1,66	1,99	1,89
LC/LS2	-	1,47	-	-
PC/PS	2,00	1,41	1,99	1,89

Fonte: Autora (2016).

Tabela 49 – Relações das rigidezes entre os protótipos com e sem preenchimento de graute.

Protótipos	Experimental	El Debs et al (2010)	Ferreira (2001)
LC/LS	6,45	3,83	3,86
LC/LS2	5,30	-	-
PC/PS	5,06	3,83	3,86

Fonte: Autora (2016).

Como pode ser visto na Tabela 48, os momentos de plastificação obtidos para os protótipos com preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga, ficam entre 1,4 a 2 vezes maiores que os momentos de plastificação obtidos para os protótipos sem preenchimento de graute. Com relação a rigidez, esses protótipos apresentaram-se entre 3,8 a 6,45 vezes mais rígidos.

Com intuito de avaliar o posicionamento das armaduras de continuidade quanto aos momentos de plastificação e as rigidezes das ligações ensaiadas, são apresentadas nas Tabelas 50 e 51 as relações dos valores desses parâmetros, obtidos por todos os modelos apresentados neste trabalho, entre os protótipos LC e PC, e os protótipos LS e PS. Analogamente às Tabelas 48 e 49, nas Tabelas 50 e 51, são apresentadas as relações desconsiderando os resultados do protótipo LS1.

Tabela 50 – Relações dos momentos de plastificação entre protótipos com armadura de continuidade passantes na laje e no pilar.

Protótipos	Previstos	Experimental	El Debs et al (2010)	Ferreira (2001)
LC/PC	1,02	1,02	1,02	1,02
LS/PS	1,02	0,86	1,02	1,02
LS2/PS	-	0,98	-	-

Fonte: Autora (2016).

Tabela 51 – Relações das rigidezes entre os protótipos com armadura de continuidade passantes na laje e no pilar.

Protótipos	Experimental	El Debs et al (2010)	Ferreira (2001)
LC/PC	0,77	1,36	1,00
LS/PS	0,60	1,36	1,00
LS2/PS	0,74	-	-

Fonte: Autora (2016).

Com base na Tabela 50, com exceção dos valores experimentais para os protótipos sem preenchimento de graute (LS/PS e LS2/PS), todos os resultados apontaram um pequeno acréscimo do momento de plastificação dos protótipos com armaduras passantes na laje. Conforme as relações LS/PS e LS2/PS dos valores experimentais, os protótipos com armadura de continuidade passante no pilar, obtiveram uma maior capacidade portante que os protótipos com armadura de continuidade passante na laje. Contudo, desconsiderando o protótipo LS1 (considerando somente a relação LS2/PS), a diferença é muito pequena, relações entre 0,98 e 1,02, assim como as demais relações apresentadas na Tabela 50. Sendo assim, essas diferenças não foram consideradas significativas entre os momentos de plastificação das ligações, para serem justificadas pelo posicionamento das armaduras de continuidade. Elas podem ser devidas a outros fatores, tais como a resistência do aço e incertezas dos ensaios por exemplo.

Em relação as rigidezes, com os valores apresentados na Tabela 51, os resultados experimentais acenam que, os protótipos com armadura de continuidade passando pelo pilar (PC e PS) apresentam-se mais rígidos que os protótipos com armadura passando somente na laje. Resultado esse contrário ao apresentado pelo modelo analítico de El Debs, Miotto e El Debs (2010). Já o modelo de Ferreira (2001), não apresentou diferença na rigidez com relação ao posicionamento das armaduras.

4.4 COMPARAÇÃO COM OUTROS TRABALHOS

Conforme já mencionado na Seção 2.2, em Kataoka (2007) foi analisada, em ligações viga-pilar, a contribuição da parcela de armadura de continuidade passante nas laterais do pilar na capa da laje, tanto para a rigidez à flexão quanto para o controle da fissuração. Foram ensaiados um modelo com toda armadura de continuidade passando pelo pilar (Modelo 1), e outro com 50% da armadura passando através do pilar e 50% passando pelas laterais do pilar (Modelo 2). Os resultados experimentais demonstraram que as barras laterais ao pilar contribuíram para aumento da rigidez à flexão da ligação, principalmente na fase de serviço, e também para o controle da fissuração.

Contudo, no trabalho de Kataoka (2007) os modelos tinham seções transversais diferentes, como pode ser visto na Figura 21. O Modelo 2 possuía uma seção tipo “T” e o Modelo 1 uma seção retangular. Sendo assim, o Modelo 2 tem um ganho quanto ao momento de fissuração com relação ao Modelo 1, além de também possuir maior número de barras, apresentando uma superfície de contato com o concreto 50% maior que o Modelo 1, distribuindo as tensões em uma área maior de concreto, o que contribui para o controle da fissuração.

Em Kataoka (2007), o Modelo 2 obteve rigidez secante e o momento de plastificação superiores ao Modelo 1, mas a diferença não foi muito grande, como pode ser visto na Figura 95. Na Figura 95

Figura 95 – Curvas momento-rotação e rigidezes secante das ligações ensaiadas por Kataoka (2007)

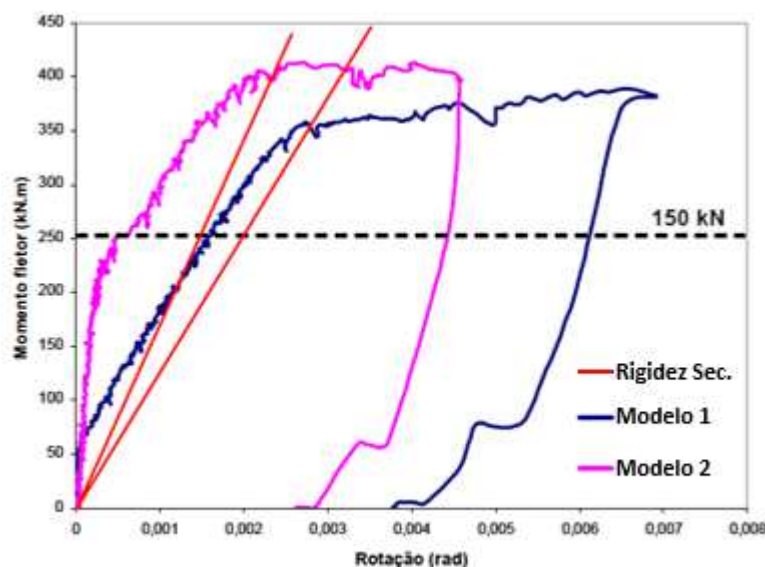


Figura 5.14: Curvas momento-rotação dos Modelos 1 e 2.

Modelo	M_y (kNm)	Rigidez secante (kNm/rad)
1	356	120 689
2	411	181 818

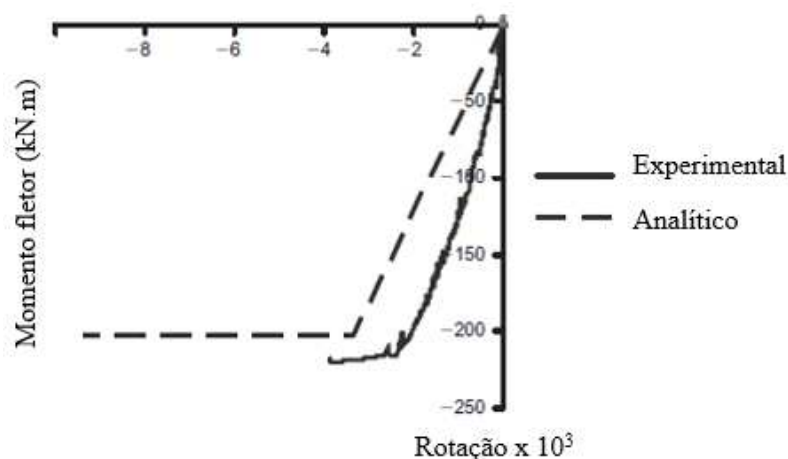
Fonte: Adaptada de Kataoka (2007).

No presente trabalho, quanto aos momentos de plastificação, tanto os resultados experimentais quanto os analíticos apresentaram diferenças insignificantes entre os protótipos LC e LS com os protótipos PC e PS respectivamente. Quanto as rigidezes, os resultados experimentais indicaram que os protótipos com armadura de continuidade passando somente pelo pilar foram mais rígidos que os demais. Já os modelos analíticos apontaram que as rigidezes dos protótipos LC e LS foram iguais ou superiores aos protótipos PC e PS, respectivamente. Talvez uma maior rigidez ao momento pudesse ter sido alcançada se uma parte das armaduras de continuidade (50% por exemplo) atravessasse o pilar.

Na tese de Miotto (2002) foram estudados dois tipos de ligações resistentes à flexão, onde um deles é muito utilizado em estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos e é semelhante às ligações em estudo no presente trabalho. Trata-se de uma viga apoiada sobre almofada de argamassa em consolo e a presença de chumbador, preenchimento de graute na interface vertical entre a viga e o pilar e a presença de armadura de continuidade passante no interior do pilar e nas

laterais do mesmo, no caso da ligação em pilar intermediário. A solidarização é feita através de uma camada de concreto moldado no local, como já mencionado na Seção 2.2. A principal característica dessa ligação é a rigidez e resistência ao momento fletor negativo. Em El Debs, Miotto e El Debs (2010) foi apresentada uma formulação de cálculo analítico para esta ligação, o mesmo modelo de cálculo abordado neste trabalho. Na Figura 96 são apresentadas as relações momento-rotação experimental e analítica da ligação ensaiada por Miotto (2002), submetida a momento negativo. Também são apresentados os valores de momentos de plastificação e rigidez experimentais e analíticas para essa ligação.

Figura 96 – Curva momento-rotação experimental e analítica da ligação ensaiada por Miotto (2002)



	Experimental	Analítica
Momento de plastificação (kN.m)	215	202
Rigidez secante (kN.m/rad)	88078	60900

Fonte: Adaptada de El Debs, Miotto e El Debs (2010).

O modelo de cálculo apresentou uma boa concordância com relação a resistência da ligação (experimental 1,06 vezes o analítico). No entanto, para a estimativa da rigidez, o modelo forneceu um valor não muito próximo ao experimental (experimental 1,45 vezes o analítico).

No caso da aplicação do modelo de El Debs, Miotto e El Debs (2010) para as ligações ensaiadas neste trabalho, quanto ao momento de plastificação experimental os valores fornecidos pelo modelo não foram muito próximos. No entanto, todos os protótipos tiveram resistências superiores às previstas, e em relação aos momentos resistentes previstos o modelo analítico forneceu valores praticamente iguais, como pode ser visto na Tabela 42. Quanto às rigidezes das

ligações, assim como para a ligação de Miotto (2002), o modelo analítico não resultou em rigidezes muito próximas às dos protótipos, com exceção aos protótipos LC.

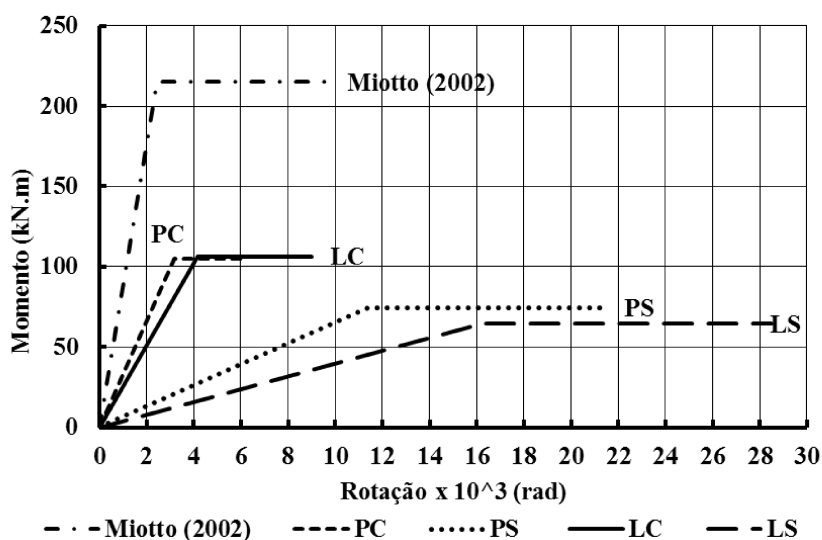
Na Tabela 52 são apresentados os valores médios experimentais obtidos das rigidezes e dos momentos de plastificação das ligações dos protótipos PC, PS, LC e LS. Também são apresentados os valores experimentais da ligação ensaiada por Miotto (2002). Na Figura 97 apresenta-se as curvas bilineares momento-rotação de todas elas.

Tabela 52 – Valores experimentais obtidos para momentos plastificação e rigidezes das ligações.

Protótipo	M_y (kN.m)	Rigidez (kN.m/rad)
LC	106,40	25526
PC	104,73	33125
LS	64,31	3956
PS	74,36	6540
Miotto (2002)	215,00	88078

Fonte: Autora (2016).

Figura 97 – Diagrama bilinear momento-rotação experimental das ligações



Fonte: Autora (2016).

Os valores obtidos por Miotto (2002) são bem superiores aos valores encontrados para as situações estudadas neste trabalho, isso é justificado pelas dimensões dos elementos e a área da armadura de continuidade serem maiores que as dos protótipos deste trabalho.

Para fazer comparações, apresenta-se o diagrama momento normalizado-rotação para a seção de concreto, conforme Figura 98. O momento reduzido (μ) foi calculado pela Equação 50.

$$\mu = \frac{M}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{ck}} \quad (50)$$

Onde:

μ : momento reduzido, adimensional;

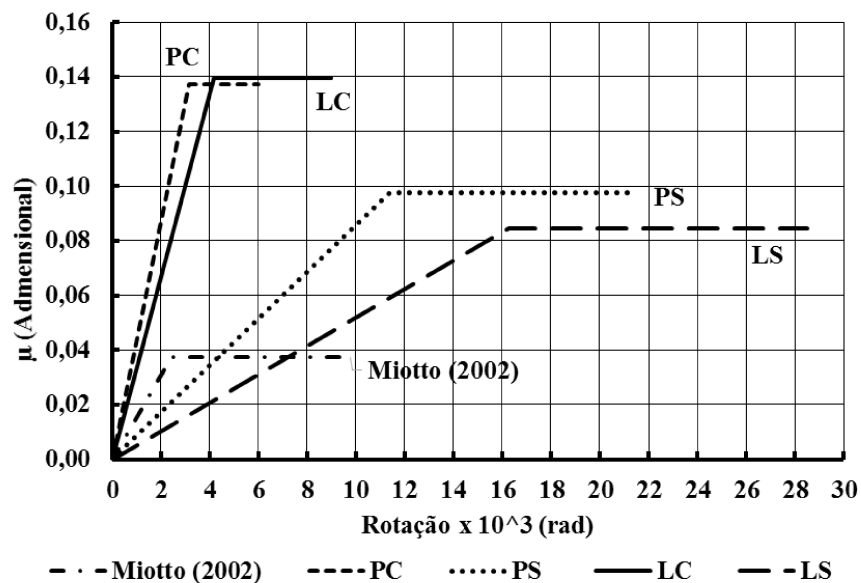
M: momento fletor na ligação;

b_w : largura da viga;

d: altura útil da viga;

f_{ck} : resistência característica do concreto.

Figura 98 – Diagrama momento reduzido-rotação para as ligações analisadas



Fonte: Autora (2016).

Como pode ser identificado na Figura 98, considerando a rigidez normalizada para seção de concreto ligação de Miotto (2002) apresenta-se menos rígida que as ligações PC e LC (com preenchimento de graute).

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente trabalho destinou-se ao estudo de ligações viga-pilar entre elementos de concreto pré-moldado, com ênfase na avaliação da rigidez das mesmas ao momento fletor negativo, analisando duas variáveis: a posição da armadura de continuidade, passante pela laje ou pelo pilar, e o preenchimento ou não da interface vertical entre o consolo e a viga.

As ligações estudadas representam ligações de pilar intermediário, e foram compostas por armadura de continuidade, pilar pré-moldado, vigas pré-moldadas apoiadas sobre graute aplicado sobre consolo de concreto e a presença de chumbador, laje maciça de concreto moldado no local, preenchimento de graute na interface entre o pilar e a viga. Tais ligações podem ser usadas em edifícios com mais de um pavimento.

Foram realizados oito ensaios físicos e foram aplicados modelos analíticos para a determinação das rigidezes das ligações em estudo. Nos ensaios, todos os protótipos foram levados a ruptura sob a ação de momento fletor negativo.

5.2 CONCLUSÕES

Tendo em vista os resultados obtidos com o desenvolvimento do trabalho podem ser listadas as seguintes conclusões:

- a) Todos os resultados indicaram que o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e viga contribuiu para aumentar a capacidade portante à flexão da ligação (1,4 a 2 vezes) com relação aos protótipos sem o preenchimento;
- b) Todos os resultados indicaram que o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e viga contribuiu para aumentar a rigidez da ligação (3,8 a 6,45 vezes) com relação aos protótipos sem o preenchimento;
- c) Os ensaios realizados e resultados dos modelos analíticos aplicados permitiram deduzir que o comportamento das ligações com armadura de continuidade passante na laje e com armadura passante no pilar, é similar, ou seja, não constatou-se diferenças significativas entre a resistência das ligações quanto ao posicionamento das armaduras de continuidade;
- d) Os protótipos com armadura de continuidade na laje tiveram uma maior distribuição das fissuras, devido ao posicionamento das barras e a maior superfície de contato (50% maior) entre o concreto e as barras de aço nesses protótipos, promovendo uma maior distribuição das tensões em uma área maior de concreto;
- e) Todas as ligações atingiram valores de momento fletor superiores aos valores previstos e calculados pelos modelos analíticos;
- f) Apesar de apresentarem divergências quanto as rigidezes obtidas experimentalmente, os modelos analíticos podem ser aplicados para estimar a rigidezes das ligações deste trabalho. Apesar das imprecisões na determinação da rigidez, ela serve como um bom parâmetro e em uma análise global os esforços na estrutura apresentam variabilidade;
- g) O benefício/custo em relação a resistência e a rigidez da ligação é alto comparado ao grau de dificuldade de execução do preenchimento de graute, conforme explicado na Seção 3.3.

5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesta seção, com respeito às ligações estudadas não somente no âmbito de análise estrutural, mas também executivo, são citadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Avaliar a influência da deformabilidade das ligações estudadas no comportamento de estruturas típicas, realizando simulações numéricas e verificando a influência da rigidez das ligações no comportamento global da estrutura;
- b) Realização de ensaios físicos submetendo as ligações em estudo à momento fletor positivo, avaliando o comportamento do mecanismo resistente proporcionado pelo preenchimento de graute entre o consolo e a viga, e propor soluções caso ocorram o desprendimento do graute nessa região;
- c) Estudar a influência da dilatação térmica na interface do preenchimento de graute-concreto pré-moldado;
- d) Com intuito de auxiliar engenheiros calculistas na consideração da semirrigidez das ligações, elaborar e aperfeiçoar formulações analíticas das rigidezes e momentos de plastificação para as diversas ligações viga-pilar;
- e) Fazer a análise da porcentagem de engastamento mobilizada pelas ligações em estudo utilizando métodos como o Beam-Line e a aplicação do coeficiente de engastamento parcial (apresentado na Seção 2.6);
- f) Fazer estudo sobre a segurança das ligações avaliadas no presente trabalho, por meio da realização de mais ensaios e do estudo da confiabilidade para a definição de coeficientes de ponderação para a determinação da resistência e rigidez dessas ligações através dos procedimentos analíticos;
- g) Fazer a análise de custos e de execução de estruturas utilizando as ligações propostas, levando-se em conta o efeito da redução de momentos na base dos pilares e consequentemente das armaduras dos mesmos e as dimensões das fundações quando comparadas às ligações articuladas;
- h) Aprofundar-se no estudo sobre a presença de tirantes entre os elementos estruturais para se prevenir contra o colapso progressivo;

- i) Analisar a distribuição de tensões em consolos em caso de ligações com preenchimento de graute.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2006.

BALLARIN, A. W. **Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1993.

BARBOZA, A. S. R. **Comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão na ligação entre elementos pré-moldados.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2001.

BJORHOVDE, R.; COLSON, A.; BROZZETTI, J. Classification system for beam-to-column connections. **Journal of Structural Division** p. 3059-3076, 1990.

BRITISH STANDARD. **BS 8110-1:** Structural use of concrete - Part 1: Code of practice for design and construction. 1997.

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas.** Dissertação (Mestrado em Construção Civil)-Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2007.

CHEFDEBIEN, A. Precast concrete beam to column head connections. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1998, Liege, Bélgica. **COST C1**, p. 35-43, 1999.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Model Code 1990.** Thomas Telford, 1993

COST C1. Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings. In: SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1996, Luxemburgo, 1997.

COST C1. Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections: Proceedings of the international conference, 1998, Liège, Bélgica. 1999.

DE QUEIROS, L. O. A. **Análise estrutural de galpões pré-moldados em concreto considerando a influência da rigidez nas ligações viga-pilar.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil/Estruturas)-Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, 2007.

DOLAN, C. W.; PESSIKI, S. P. Model Testing of Precast Concrete Connections. **PCI Journal**, v. 34, n. 2, p. 84-103, 1989.

DOLAN, C. W.; STANTON, J. F.; ANDERSON, R. G. Moment resistant connections and simple connections. **PCI Journal**, v. 32, n. 2, p. 62-74, 1987.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP: EDUSP, 2000.

EL DEBS, M. K.; MIOTTO, A. M.; EL DEBS, A. L. H. C. Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete. **Buildings & Structures**, p. 41-51, 2010.

ELLIOTT, K. S. **Precast concrete structures**. 2002.

ELLIOTT, K. S. et al. The stability of precast concrete skeletal structures. **PCI Journal**, v. 43, n. 2, p. 42-60, 1998.

ELLIOTT, K. S. et al. Precast Concrete Semi-rigid Beam-to Column Connections in Skeletal Frames. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1998, Liege, Bélgica. **COST C1**, p. 45-54, 1999.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. **EUROCODE 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints**. Brussels, 1993.

ERTAS, O.; OZDEN, S.; OZTURA N. T. Ductile connection in precast concrete moment resisting frames. **PCI Journal**, v. 51, n. 3, p. 66-76, 2006.

FERREIRA, M. A. **Estudo da deformabilidade de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1993.

FERREIRA, M. A. **Estudo teórico e experimental de deformabilidade em ligações entre elementos pré-moldados de concreto**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.

FERREIRA, M. A., EL DEBS, M. K.; ELLIOTT, K. S. Modelo Teórico para ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado. In: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte, MG. **Anais...** Belo Horizonte: IBRACON, 2002.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOTT, K. S. Determinação teórico experimental da relação momento-rotação em ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto. In: V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2003, São Paulo, SP. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 2003.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB - Bulletin 02**: Structural concrete. Textbook on Behaviour, design and performance - Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, v2, 1999.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB - Bulletin 43**: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice, 2008.

GASTON, J. R.; KRIZ, L. B. Connections in precast concrete structures – Scarf joints. **PCI Journal**, v. 9, n. 3, p. 37-59, 1964.

GORGUN, H. **Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)-University of Nottingham, United Kingdom, 1997.

JASPART, J. P.; STEENHUIS, M.; ANDERSON, D. Characterisation of the joint properties by means of the component method. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1999, Liege, Bélgica. **COST C1**, p. 45-54, 1999.

KATAOKA, M. N. **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil)-Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

KRIZ, L. B.; RATHS, C. H. Connections in precast concrete structures – Bearing strength of column head. **PCI Journal**, v. 8, n. 6, p. 45-75, 1963.

KRIZ, L. B.; RATHS, C. H. Connections in precast concrete structures – Strength of corbels. **PCI Journal**, v. 10, n. 1, p. 16-61, 1965.

LAFRAUGH, R. W.; MAGURA, D. D. Connections in precast concrete structures – Column base plates. **PCI Journal**, v. 11, n. 6, p. 18-39, 1966.

LINS, F. F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2002.

MIOTTO, A. M.; EL DEBS, M. K. Estudo de uma ligação viga-pilar utilizada em galpões de concreto pré-moldado. **Cadernos de engenharia de estruturas**, São Carlos, SP, v. 9, n. 36, p. 1-17, 2007.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI - design handbook: precast and prestressed concrete.** 7. ed. Chicago, IL, 2010.

PRISTLEY, M. J. N. Overview of PRESSS research program. **PCI Journal**, v. 36, n. 4, p. 50-57, 1991.

PRISTLEY, M. J. N. The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III. **PCI Journal**, v. 41, n. 2, p. 22-40, 1996.

ROSTASY, F. S. Connections in precast concrete structures – Continuity in double-T floor construction. **PCI Journal**, v. 7, n. 4, p. 18-48, 1962.

SOARES, A, M, M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP , 1998.