

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

**MARIA ANGELA SIMÕES HADADE**

**COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR TÍPICAS COM  
CONTINUIDADE DE ARMADURA NEGATIVA EM ESTRUTURAS  
PRÉ-FABRICADAS**

**São Carlos**

**2016**

**MARIA ANGELA SIMÕES HADADE**

**COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR TÍPICAS COM  
CONTINUIDADE DE ARMADURA NEGATIVA EM ESTRUTURAS  
PRÉ-FABRICADAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Construção Civil. Área de Concentração: Sistemas Estruturais.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

**São Carlos**

**2016**

# **FICHA**

# **CATALOGRÁFICA**

(A ser elaborada pela Biblioteca UFSCar)

**MARIA ANGELA SIMÕES HADADE**

**COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR TÍPICAS COM  
CONTINUIDADE DE ARMADURA NEGATIVA EM ESTRUTURAS  
PRÉ-FABRICADAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Construção Civil. Área de Concentração: Sistemas Estruturais.

---

**Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira** (Orientador)  
Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

---

**Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho** (Examinador Interno)  
Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

---

**Prof. Dr. Fernando M. de Almeida Filho** (Examinador Interno)  
Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

---

**Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro** (Examinador Externo)  
Escola de Engenharia de São Carlos – SET-EESC-USP

---

**Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo** (Examinador Externo)  
Universidade Federal de Goiás - UFG



## EPÍGRAFE

*“A mais bela experiência que se pode ter é o mistério. É a emoção fundamental, fonte da verdadeira ciência e da verdadeira arte. Aquele que a desconhece e não mais consegue questionar ou maravilhar-se, está realmente mais morto do que vivo, seus olhos já não enxergam.”*

Albert Einstein

## **DEDICATÓRIA**

*Aos meus pais, Antônio e Ruth, pelo privilégio de tê-los como permanente fonte de amor e inspiração.*

*Ao Pergentino e nossos filhos Mônica, Leonardo e Eduardo, netinha Ana Luiza e genro Leandro, por tudo o que vivemos e construímos juntos.*

*Aos meus irmãos Teresa, Luís Antônio e Cristina.*

*Aos meus sobrinhos Tony, Felipe, Lucas e Lorena.*

*A todos aqueles que acreditaram e creditaram esforços para a realização deste trabalho.*

*Aos que se empenham para melhorar o nível da construção civil em nosso país.*

## **AGRADECIMENTO**

À UEMA – Universidade Estadual do Maranhão pela concessão da bolsa de estudos e do afastamento das atividades profissionais durante o período desta pesquisa.

Ao professor Dr. Marcelo Araújo Ferreira pela orientação constante e segura, necessária ao desenvolvimento deste trabalho, à amizade sempre demonstrada e ao apoio incondicional nos momentos de desânimo.

A T&A PRÉ-FABRICADOS, em especial ao amigo José Joaquim de Almeida Neto pela doação e montagem dos protótipos utilizados, sem os quais não teria sido possível a realização dos nossos ensaios.

Ao professor e amigo Dr. Roberto Chust de Carvalho pelo suporte acadêmico e pessoal.

Aos professores Dr. José Carlos Paliari, Dr. Guilherme Aris Parsekian e a secretária Solange Zotesso Damha.

Aos colegas Bruna Catoia, Ricardo Luiz Canato, Luís Bacheга pelo compartilhamento de experiências, ajuda acadêmica e inestimável estímulo.

Ao amigo Roberto Catoia pelo incansável apoio na montagem dos instrumentos de aferição.

Ao meu marido, mãe, filhos e neta pela compreensão, amor e incentivo.

## RESUMO

No presente trabalho foi examinado experimentalmente o comportamento de ligações semirrígidas viga-pilar em estruturas pré-fabricadas de concreto armado, projetadas para suportar momento fletor negativo, com armadura de continuidade na borda superior da viga. Pela análise dos dados colhidos nos ensaios foi possível investigar aspectos de deslocamento, deformabilidade e rigidez da própria ligação e das referidas barras destinadas a combater os momentos negativos, quando envolvidas ou não por estribos na zona da ligação. Verificou-se ainda, a confiabilidade de equações analíticas simplificadas para as tipologias de ligação viga-pilar mais utilizadas no Brasil. Para reproduzir tais ligações foram utilizados modelos cruciformes com pilares centrais munidos de consolos e vigas em balanço com armadura longitudinal atravessando o pilar através de bainha corrugada preenchida com graute. Esses protótipos foram agrupados dois a dois, em três séries, cada uma com um padrão de ligação diferente, cuja variável ocorreu na junta do apoio, para as quais se utilizou: almofada de elastômero, chumbador; graute e chumbador e chapa de aço soldada. Para modelos de uma mesma série, projetaram-se duas taxas de armadura transversal diferenciadas na zona de distúrbio, visando-se avaliar além dos efeitos do tipo de junta inferior, o envolvimento das armaduras de continuidade no comportamento da ligação.

**Palavras-chave:** Estruturas em concreto pré-moldado. Ligação viga-pilar. Ligação semirrígida. Ligação viga-pilar resistente a momento fletor.

## ABSTRACT

At the present study with prefabricated reinforced concrete structures, it was experimentally examined the behavior of semi-rigid beam-column connections designed to support negative bending moment built with continuity rebars placed on the top of the beams. By analyzing the collected data, it was possible to investigate aspects of displacement, deformation and stiffness of the connection itself and the rebars when confined or not by stirrups at the connection zone. It was also verified the reliability of simplified analytical stiffness equations for negative bending moments of beam-column connection types most used in Brazil. To reproduce such connections, it was used cruciform models with a central column with two corbels and cantilevered beams with longitudinal negative reinforcement crossing the column through corrugated sheath filled with grout. These prototypes were distributed in three series of two with a different connection pattern, whose variable occurred in the horizontal joint. For these series, it was used: elastomer pads, anchor, anchor and grouting and, welded steel plate and grout. For models of a series it was designed two differentiated transverse reinforcement rates along the connecting zone to evaluate the effect of confinement of continuity rebars for its effective length of deformation.

**Keywords:** Concrete structures. Precast concrete. Beam-column connection. Semi-rigid connection. Partially resistant beam-column connection to bending moment.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – Juntas de apoio com: a) almofada de elastômero b) graute e ambas com chumbador vertical.....	31
FIGURA 1.2 – Juntas de apoio com: c) chapa soldada. ....	32
FIGURA 2.1 – Ligação viga-pilar do tipo A .....	38
FIGURA 2.2 – Esquema de ligação do tipo B .....	38
FIGURA 2.3 – Ensaio de ligações viga pilar .....	41
FIGURA 2.4 – Estrutura em esqueleto ensaiada durante o projeto de pesquisa PCI – PRESS (esquerda) e a Metodologia de projeto sísmico do diafragma testada na Universidade da Califórnia em San Diego (direita). ....	42
FIGURA 2.5 – Definição de junta e ligação.....	43
FIGURA 2.6 – Zonas de distúrbio em elementos pré-fabricados.....	44
FIGURA 2.7 – Tipos de ligação viga-pilar. (A) ligação viga-pilar com consolo embutido; (B) ligação viga-pilar sobre consolo aparente; (C) viga e pilar descontínuos na ligação; (D) viga contínua e pilar descontínuo na ligação. ....	47
FIGURA 2.8 – T&A Pré-fabricados – Estruturas em esqueleto.....	48
FIGURA 2.9 – Ligações viga-pilar com armadura de continuidade passando em bainha corrugada no pilar central. (a) ligação viga-pilar com consolo aparente, neoprene e chumbador ou graute e chumbador; (b) ligação viga-pilar com consolo aparente e chapa soldada. ....	49
FIGURA 2.10 – Ligações viga-pilar com armadura de continuidade por meio de luvas rosqueadas. (c) ligação viga-pilar com consolo aparente, neoprene e chumbador ou graute e chumbador; (d): ligação viga-pilar com consolo aparente e chapa soldada. ....	49
FIGURA 2.11 – Deformabilidade causada pelo momento fletor. ....	50
FIGURA 2.12 – Relação momento-rotação na ligação viga-pilar.....	52
FIGURA 2.13 – Comprimentos efetivos de deformação da armadura de continuidade em ligações viga-pilar.....	55
FIGURA 2.14 – Variações do comprimento da armadura de continuidade embutida no pilar <i>Le</i> .....	56

FIGURA 2.15 – Variações do comprimento da armadura de continuidade na região da ligação viga-pilar <i>ld</i> .....	56
FIGURA 2.16 – Configuração deformada para ligações viga-pilar com consolos de concreto.....	58
FIGURA 2.17 – Rigidez rotacional secante no primeiro escoamento das barras de aço.....	59
FIGURA 2.18 – Modelo de mola para rotação viga-pilar devido a abertura na face do pilar.....	60
FIGURA 2.19 – Modelo de mola para a rotação viga-pilar devido a abertura na face do pilar.....	62
FIGURA 2.20 – Braços de alavanca do momento responsável pela rotação viga-pilar para as três tipologias ensaiadas. ....	64
FIGURA 2.21 – Braços de alavanca do momento responsável pela rotação viga-pilar para as três tipologias ensaiadas. ....	65
FIGURA 2.22 – Mecanismos de ruptura das ligações com armadura de continuidade: (a) Mecanismo de formação de rótula plástica. (b) Mecanismo de abertura de junta. ....	66
FIGURA 2.23 – Mecanismos de ruptura em ligações viga-pilar com armadura de continuidade. ....	67
FIGURA 2.24 – (a) Detalhamento para a ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador. (b) esquema com molas para o mecanismo de deformação ao cisalhamento em ligação viga pilar com almofada de elastômero não fretado e chumbador.....	68
FIGURA 2.25 – Chumbador parcialmente inserido em um elemento de concreto e carregado transversalmente na fase elástica. Analogia da viga sobre apoio elástico.....	69
FIGURA 2.26 – Deformação da barra do chumbador devido à força cortante.....	71
FIGURA 2.27 – Curvas momento-rotação para as três classes de ligação .....	75
FIGURA 2.28 – Influência da rigidez da ligação no comportamento da viga .....	76
FIGURA 2.29 – Classificação das ligações quanto a resistência ao momento fletor .....	77
FIGURA 2.30 – Fator de restrição à rotação.....	78
FIGURA 2.31 – Comprimento efetivo da viga para o cálculo do fator de restrição ..	79

FIGURA 2.32 – Influência da classe da ligação no comportamento da viga. Equações em função do fator de restrição à rotação .....	80
FIGURA 2.33 – Classificação das ligações semirrígidas em função do fator de restrição.....	81
FIGURA 2.34 – Curva momento-rotação, reta Beam-line e rigidez secante da ligação .....	82
FIGURA 2.35 – Comportamento de ligações. Ligação A – com ruptura na viga. Ligação B – com ruptura na junta.....	83
FIGURA 3.1 – Situação simulada de uma estrutura apertada.....	85
FIGURA 3.2 – Esquema de montagem para os modelos NCE, NC, CSE, CS, GCE, GC .....	87
FIGURA 3.3 – Armadura e forma dos pilares para todos os modelos .....	89
FIGURA 3.4 – Pilares munidos de consolos, com chumbadores ou chapa metálicos .....	90
FIGURA 3.5 – Planta de forma e ferragem de pilares com consolos e chumbador .....	91
FIGURA 3.6 – Planta de forma e ferragem de consolos com chumbador .....	92
FIGURA 3.7 – Planta de forma e ferragem de consolos com chapa metálica .....	93
FIGURA 3.8 – Planta de forma e ferragem de pilares munidos de consolos com chapa metálica .....	94
FIGURA 3.9 – Planta de montagem de pilar e vigas .....	95
FIGURA 3.10 – Montagem da estrutura.....	95
FIGURA 3.11 – Forma das pré-vigas para todos os modelos.....	97
FIGURA 3.12 – Armadura e forma das pré-vigas para todos os modelos .....	98
FIGURA 3.13 – Pré-vigas para todos os modelos .....	99
FIGURA 3.14 – Montagem do modelo chapa soldada sem estribos na zona de ligação .....	99
FIGURA 3.15 – Projeto das vigas com chumbador .....	100
FIGURA 3.16 – Projeto das vigas com chapas soldadas .....	101
FIGURA 3.17 – Projeto das vigas com chapa – detalhes insertos.....	102
FIGURA 3.18 – Altura dos estribos de solidarização .....	102
FIGURA 3.19 – Ensaio do abatimento de tronco de cone para o concreto destinado à complementação das pré-vigas moldadas no local .....	105
FIGURA 3.20 – Corpos de prova para ensaio de compressão axial.....	106



FIGURA 3.21 – Retificação das faces paralelas e ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade dos corpos de prova.....	107
FIGURA 3.22 – Esquema de solda para CS e CSE .....	110
FIGURA 3.23 – Eletrodo para solda 7018.....	110
FIGURA 3.24 – Execução da solda para o modelo CS e CSE .....	110
FIGURA 3.25 – Almofada de elastômero.....	110
FIGURA 3.26 – Peça em concreto pré-fabricado em processo de cura a vapor ...	111
FIGURA 3.27 – Montagem da estrutura.....	114
FIGURA 3.28 – Preenchimento com graute dos nichos das barras de continuidade utilizando-se a técnica dos vasos comunicantes .....	115
FIGURA 3.29 – Gráfico Força versus Tempo .....	117
FIGURA 3.30 – Provável posição do centro de rotação.....	118
FIGURA 3.31 – Instrumentação.....	120
FIGURA 3.32 – Sistema de aquisição de dados.....	120
FIGURA 3.33 – Esquema de instrumentação dos modelos NCE e NC .....	121
FIGURA 3.34 – Esquema de instrumentação do modelo CS .....	122
FIGURA 3.35 – Esquema de instrumentação do modelo CSE.....	123
FIGURA 3.36 – Esquema de instrumentação dos modelos GCE e GC.....	124
FIGURA 3.37 – Face 1 – sistema de aquisição de dados, computador, atuadores, células de carga, transdutores e clinômetros .....	126
FIGURA 3.38 – Fixação dos strain gages.....	126
FIGURA 3.39 – Face 2 – Células de carga, EBRs e transdutores.....	127
FIGURA 3.40 – Esquema do posicionamento dos clinômetros .....	128
FIGURA 3.41 – Posicionamento dos clinômetros .....	128
FIGURA 3.42 – Esquema do posicionamento dos transdutores.....	129
FIGURA 3.43 – Ângulo de rotação medido através de transdutores .....	129
FIGURA 3.44 – Transferência da leitura do transdutor da extremidade livre da viga para o ponto de aplicação da carga. ....	130
FIGURA 3.45 – Deformação vertical total efetiva .....	130
FIGURA 3.46 – Parcela correspondente à deformação da viga .....	131
FIGURA 3.47 – Parcela correspondente ao giro da ligação .....	131
FIGURA 3.48 – Rigidez secante.....	132
FIGURA 3.49 – Abertura de fissura dada pelo alongamento do EBR e espaçamento entre duas fissuras. ....	134

FIGURA 4.1 – Modelo NCE (a) durante a montagem e (b) instrumentado para o ensaio.....	137
FIGURA 4.2 – Gráfico Força versus Tempo – NCE.....	138
FIGURA 4.3 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Deformação vertical abaixo da carga (mm), aferida por transdutores – NCE .....	138
FIGURA 4.4 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Rotação (rad) aferida por clinômetros – NCE.....	139
FIGURA 4.5 – Medida de fissuras através de fissurômetros ao longo do ensaio – NCE .....	140
FIGURA 4.6 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Deformações das barras (‰) aferidas por strain gages – NCE.....	140
FIGURA 4.7 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – NCE....	141
FIGURA 4.8 – Modelo deformado após o ensaio – NCE.....	141
FIGURA 4.9 – Modelo NC (a) durante a montagem e (b) instrumentado para o ensaio.....	142
FIGURA 4.10 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – NC .....	143
FIGURA 4.11 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) aferido por transdutores.....	144
FIGURA 4.12 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Rotação (rad) aferida por transdutores.....	144
FIGURA 4.13 – Medida de fissuras através de fissurômetros ao longo do ensaio – NC .....	145
FIGURA 4.14 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) aferidas por strain gages – NC.....	145
FIGURA 4.15 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – NC .....	146
FIGURA 4.16 – Modelo NC deformado, após o ensaio de flexão.....	147
FIGURA 4.17 – Modelo GCE (a) durante a montagem; (b) e (c) instrumentado para o ensaio.....	148
FIGURA 4.18 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – GCE .....	149
FIGURA 4.19 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) determinado com o auxílio de transdutores – GCE .....	149
FIGURA 4.20 – Gráfico Força média do atuador nas vigas (kN) versus rotação média (rad) aferida por clinômetros – GCE .....	150

FIGURA 4.21 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – GCE.....	150
FIGURA 4.22 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – GCE .....	151
FIGURA 4.23 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – GCE ...	151
FIGURA 4.24 – Modelo GCE deformado, após o ensaio de flexão .....	152
FIGURA 4.25 – Modelo GC (a) durante a montagem; (b) instrumentado para o ensaio.....	153
FIGURA 4.26 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – GC.....	154
FIGURA 4.27 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) determinado com o auxílio de transdutores – GC .....	154
FIGURA 4.28 – Gráfico Força média do atuador nas vigas (kN) versus Rotação média (rad) aferida por clinômetros – GC.....	155
FIGURA 4.29 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – GC.....	155
FIGURA 4.30 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – GC.....	156
FIGURA 4.31 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – GC.....	156
FIGURA 4.32 – Parte do modelo deformado GC após o ensaio de flexão .....	157
FIGURA 4.33 – Modelo CSE (a) durante a montagem; (b) instrumentado para o ensaio.....	158
FIGURA 4.34 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – CSE.....	159
FIGURA 4.35 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) determinado com o auxílio de transdutores – CSE .....	159
FIGURA 4.36 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Rotação (rad) aferida por clinômetros – CSE.....	160
FIGURA 4.37 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – CSE.....	160
FIGURA 4.38 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – CSE.....	161
FIGURA 4.39 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – CSE....	161
FIGURA 4.40 – Parte do modelo deformado CSE após o ensaio de flexão .....	162
FIGURA 4.41 – Modelo CS (a) durante a montagem; (b) instrumentado para o ensaio.....	163

FIGURA 4.42 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – CS .....	164
FIGURA 4.43 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Rotação (rad) aferida por clinômetros – CS .....	164
FIGURA 4.44 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – CS .....	165
FIGURA 4.45 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – CS .....	165
FIGURA 4.46 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – CS .....	166
FIGURA 4.47 – Modelo deformado CS, após o ensaio de flexão .....	167
FIGURA 4.48 – Gráficos Momento médio versus Rotação média viga-pilar.....	168
FIGURA 5.1 – Comparação de gráficos Momento versus Rotação média .....	172
FIGURA 5.2 – Comparação de gráficos Momento versus Rotação média normalizados .....	173
FIGURA 5.3 – Comparação dos momentos fletores próximos ao escoamento das barras de continuidade, entre os modelos.....	175
FIGURA 5.4 – Comparação das rigidezes secantes nos pontos de tombamento da curva $MX\theta$ média entre os modelos ensaiados .....	176
FIGURA 5.5 – Comparação dos fatores de restrição à rotação nos pontos de tombamento da curva $MX\theta$ média entre os modelos.....	177
FIGURA 5.6 – Comparativo dos coeficientes de engastamento parcial secante nos pontos de tombamento da curva $MX\theta$ média entre os modelos ..	178
FIGURA 5.7 – Fissuras na junta vertical de todos os modelos, lado oeste, face 2. ....	179
FIGURA 5.8 – Padrão de fissuras para os modelos NCE e NC.....	179
FIGURA 5.9 – Padrão de fissuras para os modelos GCE e GC .....	180
FIGURA 5.10 – Padrão de fissuras para os modelos CSE e CS .....	180
FIGURA 5.11 – Mecanismos de deformação e ruptura .....	182
FIGURA 5.12 – Gráficos Força versus Alongamento – EBR (mm).....	183
FIGURA 5.13 – Abertura de fissuras na interface viga-pilar cruzada pelo EBR tracionado (mm) para cargas aproximadas de 50, 100, 150, 200 e 214kN .....	184
FIGURA 5.14 – Gráficos Força média versus Deformação vertical média abaixo do carregamento gravitacional concentrado.....	185

FIGURA 5.15 – Gráfico Força versus Deformação vertical <i>aoeste</i> , <i>aleste</i> , experimentais abaixo das cargas aplicadas nas vigas leste e oeste e o gráfico Força versus Deslocamento vertical calculado <i>atotal, calc</i> .....	186
FIGURA 5.16 – Gráfico comparativo das deformações das armaduras de continuidade sob cargas aproximadas de 100, 150, 200 e 215kN .....	187
FIGURA 5.17 – Gráfico comparativo das rigidezes rotacionais secantes .....	188
FIGURA 6.1 – Hipóteses de Mecanismos de Deformação ao longo da Curva Momento-Rotação (Ligação Viga-Pilar).....	190
FIGURA 6.2 – Modelo de Escorregamento da Armadura de Continuidade na Bainha Grauteada .....	190
FIGURA 6.3 – Ligações viga-pilar típicas segundo projetos de revisão da NBR 9062:2016.....	191
FIGURA 6.4 – Modelos de ligações viga-pilar ensaiados em Kataoka (2007).....	192
FIGURA 6.5 – Mecanismo de deformação no modelo proposto em Ferreira et al (2010) .....	194
FIGURA 6.6 – Mecanismo de deformação considerado para a Equação (6.6) ...	197
FIGURA 6.7 – Mecanismo de deformação considerado para a Equação (6.17) .	202

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 –	Dados para a obtenção da rigidez secante negativa para ligações viga-pilar típicas.....	63
TABELA 2.2 –	Classificação das ligações semirrígidas baseada no fator de restrição.....	80
TABELA 3.1 –	Tipologia das ligações .....	87
TABELA 3.2 –	Materiais para a confecção do concreto dos elementos pré-moldados.....	103
TABELA 3.3 –	Descrição do traço de concreto para a fabricação dos elementos pré-moldados.....	103
TABELA 3.4 –	Dosagem do concreto para a fabricação dos elementos pré-moldados .....	104
TABELA 3.5 –	Dosagem do concreto para a complementação das pré-vigas moldadas no local do ensaio .....	104
TABELA 3.6 –	Abatimento de tronco de cone do concreto para a complementação das pré-vigas moldadas no local .....	106
TABELA 3.7 –	Resistência à compressão do concreto pré-moldado.....	108
TABELA 3.8 –	Resistência à compressão do concreto moldado no local e graute e módulo de elasticidade do concreto .....	108
TABELA 3.9 –	Certificado de qualidade do aço .....	109
TABELA 3.10 –	Abreviatura e quantidade de instrumentos .....	117
TABELA 3.11 –	Características dos instrumentos .....	118
TABELA 3.12 –	Especificação dos instrumentos .....	119
TABELA 4.1 –	Abertura de fissuras – GCE.....	151
TABELA 4.2 –	Abertura de fissuras – GC .....	156
TABELA 4.3 –	Abertura de fissuras – CSE .....	161
TABELA 4.4 –	Abertura de fissuras – CS.....	166
TABELA 5.1 –	Comparação de dados experimentais e teóricos.....	173
TABELA 5.2 –	Comparação entre as respostas momento-rotação para ligações viga-pilar típicas.....	183
TABELA 5.3 –	Resultados experimentais .....	184
TABELA 5.4 –	Comparativo de Força e Deformação.....	187

TABELA 5.5 – Comparativo de rigidez rotacional secante para os modelos CS e CSE .....	188
TABELA 6.1 – Rigidezes experimentais consideradas na comparação teórico-experimental .....	191
TABELA 6.2 – Rigidezes secantes experimentais obtidas em Kataoka (2007) .....	192
TABELA 6.3 – Determinação experimental de <i>Ld, ex</i> .....	195
TABELA 6.4 – Determinação de <i>Led, exp</i> , com base na rigidez secante experimental .....	199
TABELA 6.5 – Determinação de $\beta 1$ .....	200
TABELA 6.6 – Determinação de $\beta 2$ .....	202
TABELA 6.7 – Relação Exp/Calc para Equação (6.5) .....	204
TABELA 6.8 – Relação Exp/Calc para Equação (6.6) ( $k = 1$ ) .....	204
TABELA 6.9 – Relação Exp/Calc para Equação (6.6) (k de acordo com FIGURA 6.3) .....	205
TABELA 6.10 – Relação Experimental/Teórico para Equação (6.20) .....	205

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

$A_0$	área efetiva de apoio do elastômero
$A_s$	área da seção transversal de armadura negativa
$a$	distância entre a extremidade em balanço da viga e o ponto de aplicação da carga via atuador
$b$	distância longitudinal dos transdutores de extremidade à borda em balanço da viga
$b$	largura da viga
$c$	distância transversal dos transdutores de extremidade à lateral da viga
$d$	distância entre os centros dos <i>strain gages</i> e a face do pilar
$d_1$	distância entre os centros dos <i>strain gages</i> e a face da viga
$d$	altura útil da viga
$d$	altura efetiva na extremidade da viga
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$E_{cs}$	módulo de elasticidade do concreto
$(EI)_{sec}$	rigidez secante da viga, conforme a NBR 6118:2014
$(E_c I_b)_{eff}$	rigidez secante efetiva da viga, a NBR 9062:2016
$f$	distância entre os centros dos clinômetros 1 ou 3, ou ainda do chumbador à face do pilar
$f$	distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo
$F_y$	força no primeiro escoamento da armadura
$f_{yk}$	tensão característica de escoamento do aço
$f_y$	tensão de escoamento do aço
$f_{yd}$	tensão de escoamento de cálculo do aço
$f_c$	resistência à compressão do concreto
$f'_c$	resistência à compressão do concreto
$f_{ctk}$	resistência à tração característica do concreto
$G$	módulo de deformação transversal do elastômero
$g$	distância entre os centros dos clinômetros 1 ou 3 e a face da viga
$h$	distância entre os EBRs 1 e 4
$h$	altura total da viga
$h_c$	altura do pilar



$h_{junta}$	largura da junta
$h_n$	espessura da almofada de elastômero
$I$	momento de inércia da viga
$I$	momento de inércia da área da seção transversal da barra negativa
$I_2$	momento de inércia da seção transversal da viga no estágio II
$I_b$	momento de inércia da seção circular da barra em relação ao diâmetro
$I_{eq}$	$(0,5 \cdot I)$ inércia equivalente
$i$	distância entre os centros dos transdutores centrais à face inferior da viga
$j$	distância entre o eixo do clinômetro ao transdutor mais próximo
$K$	coeficiente de ajuste da rigidez secante
$k_c$	módulo de rigidez de referência do concreto
$k$	distância entre os EBRs 2 e 3
$l$ ou $L$	vão efetivo da viga
$L_a$	distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo
$L_b$	comprimento de ancoragem
$L_d$	comprimento da região da ligação, correspondente à metade do comprimento do consolo somado à altura útil da viga sobre o apoio
$L_e$	comprimento embutido no pilar
$L_{ed}$	comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade
$L_{eq}$	distância do ponto de aplicação da carga concentrada ao centro de giro da ligação
$L_{ed,exp}$	comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade experimental
$L_{ef}$	comprimento efetivo para cálculo do fator de restrição (distância entre os centros de giro nos apoios da viga)
$L_{b,emb}$	comprimento de ancoragem
$l$	distância entre os EBRs 3 e 4
$M$	momento fletor na viga ou momento fletor interno à ligação
$M_{cr}$	momento de fissuração

$M_E$	momento na extremidade da ligação semirrígida
$M_{EP}$	momento de engastamento perfeito em ambos os apoios de vigas biengastadas
$M_{lig}$	momento fletor da ligação
$M_{plRd}$	momento de plastificação resistente de cálculo da viga conectada
$M_{SR}$	momento no apoio com ligação semirrígida de vigas com apoios semirrígidos nas duas extremidades
$M_y$	momento resistente no primeiro escoamento da armadura de tração longitudinal na ligação
$M_y$	momento de plastificação da armadura (no primeiro escoamento)
$m$	distância entre o centro da armadura negativa e a face inferior da viga
$n$	largura da junta vertical viga-pilar
$o$	distância entre o centro do chumbador e a face do pilar
$q$	carregamento distribuído
$R_c$	força de compressão do concreto
$R_s$	força de tração do aço
$R_m$	rigidez ao momento fletor da ligação
$R_s$	rigidez equivalente entre a viga e a ligação
$R_{sec}$	rigidez secante à flexão da ligação relativa a $M_y$
$V_c$	força cortante do concreto
$V_u$	força cortante última
$V$	força cortante aplicada à barra do chumbador
$w$	deslocamento transversal na barra do chumbador
$x_{cr}$	profundidade do centro de rotação
$x_2$	posição da linha neutra no estágio II
$z_2$	braço de alavanca no estágio II
$\alpha$	fator que relaciona módulo de rigidez do concreto com a rigidez da barra do chumbador
$\alpha_R$	fator de restrição à rotação
$\beta_1$	coeficiente de ajustamento para o comprimento efetivo da deformação
$\beta_2$	coeficiente de ajustamento para o comprimento efetivo da deformação

$\gamma_{EP}$	coeficiente de engastamento parcial
$\gamma_{MOD}$	coeficiente de modificação da inércia da viga
$\Delta_S$	deformação absoluta por alongamento da barra de aço
$\Delta_s$	deslocamento transversal relativo às extremidades da barra
$\varepsilon_S$	deformação específica do aço
$\varepsilon_{Sy}$	deformação específica do aço no escoamento
$\varepsilon_c$	deformação específica do concreto
$\theta_1$	rotação da extremidade engastada de uma viga, cuja outra extremidade é apoiada, devido a um momento unitário, $L/(3 \cdot E \cdot I)$
$\theta_{lig}$	rotação extremidade da mesma viga quando esta encontra-se conectada ao pilar através de uma ligação semirrígida, representada por uma mola R
$\theta_u$	rotação provocada pelo momento último
$\theta_y$	rotação provocada pelo momento no primeiro escoamento da armadura
$\lambda_m$	flexibilidade
$\lambda_{\tau n}$	deformabilidade ao cisalhamento da almofada de elastômero não fretado
$\lambda_{\tau bi}$	deformabilidade ao cisalhamento de uma barra inserida no concreto
$\lambda_{\tau bl}$	deformabilidade ao cisalhamento da barra do chumbador inserida em dois elementos de concreto
$\phi_b$	diâmetro da barra
$\phi_{chumb}$	diâmetro do chumbador
$\sigma_c$	tensão normal no concreto
$\sigma_s$	tensão normal no aço
$\sigma_{sy}$	tensão normal de escoamento do aço
$\tau_b$	tensão de aderência
$\phi$	rotação da ligação associada ao momento
$\phi_b$	diâmetro da barra
$\phi_y$	ângulo da rotação relativa viga-pilar no primeiro escoamento da armadura

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	29
<b>1.1.</b>	<b>Generalidades</b> .....	29
<b>1.2.</b>	<b>Objetivos</b> .....	31
1.2.1.	Geral .....	31
1.2.2.	Específicos .....	31
<b>1.3.</b>	<b>Justificativa</b> .....	32
<b>1.4.</b>	<b>Metodologia de pesquisa</b> .....	33
<b>1.5.</b>	<b>Apresentação do trabalho</b> .....	34
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	36
<b>2.1.</b>	<b>Considerações iniciais</b> .....	36
<b>2.2.</b>	<b>Pesquisas em ligações semirrígidas</b> .....	36
<b>2.3.</b>	<b>Conceituação de ligação e junta</b> .....	42
2.3.1.	Zonas de distúrbio em ligações .....	43
<b>2.4.</b>	<b>Ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas</b> .....	44
2.4.1.	Conceito de ligação semirrígida .....	44
2.4.2.	Critérios de projeto para as ligações .....	45
<b>2.5.</b>	<b>Ligações viga-pilar</b> .....	46
2.5.1.	Tipologia de algumas ligações viga-pilar .....	48
<b>2.6.</b>	<b>Rigidez e deformabilidade à flexão de uma ligação</b> .....	50
2.6.1.	Rigidez à flexão tangente ou pontual .....	50
2.6.2.	Rigidez secante à flexão .....	51
<b>2.7.</b>	<b>Comprimento efetivo de deformação da armadura de continuidade</b> <i>Led</i> .....	53
<b>2.8.</b>	<b>Mecanismos de deformação das ligações viga-pilar</b> .....	57
<b>2.9.</b>	<b>Modelagem da rigidez secante à flexão negativa</b> .....	59

2.9.1.	Modelagem da rigidez secante à flexão negativa para ligações viga-pilar com armadura de continuidade solidarizada no local. ....	59
2.9.2.	Modelagem simplificada da rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar com armadura de continuidade solidarizada no local conforme a NBR9062 (2016) .....	61
<b>2.10.</b>	<b>Mecanismos de ruptura de ligações viga-pilar.....</b>	<b>65</b>
<b>2.11.</b>	<b>Mecanismos de deformação ao cisalhamento da ligação.....</b>	<b>67</b>
2.11.1.	Ligação com almofada de elastômero e chumbador.....	67
2.11.1.1.	Deformabilidade ao cisalhamento da almofada de elastômero não fretado $\lambda\tau n$ .....	68
2.11.1.2.	Deformabilidade ao cisalhamento de uma barra inserida no concreto $\lambda\tau bi$ ...	69
2.11.1.3.	Deformabilidade ao cisalhamento de uma barra biengastada em dois elementos de concreto com altura livre $\lambda\tau bl$ .....	71
2.11.2.	Cálculo da deformabilidade da ligação .....	73
<b>2.12.</b>	<b>Classificação das ligações viga-pilar .....</b>	<b>74</b>
2.12.1.	Quanto ao grau de rigidez rotacional .....	74
2.12.2.	Quanto ao grau de resistência rotacional.....	76
<b>2.13.</b>	<b>Fator de restrição à rotação <math>\alpha R</math> .....</b>	<b>77</b>
2.13.1.	Coeficiente de engastamento parcial ( $\gamma EP$ ) .....	79
2.13.2.	Classificação das ligações semirrígidas em função do fator de restrição à rotação $\alpha R$ .....	80
<b>2.14.</b>	<b>Método Beam-line .....</b>	<b>81</b>
<b>2.15.</b>	<b>Filosofia de projeto para ligações .....</b>	<b>83</b>
<b>3.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>85</b>
<b>3.1.</b>	<b>Objetivos do programa experimental.....</b>	<b>85</b>
<b>3.2.</b>	<b>Detalhamento do programa experimental .....</b>	<b>86</b>
3.2.1.	Descrição dos modelos.....	86
3.2.2.	Projeto dos modelos .....	88

3.2.2.1.	Dimensionamento .....	88
3.2.2.1.1.	Pilares com consolos .....	88
3.2.2.1.2.	Vigas .....	95
3.2.3.	Características dos materiais .....	103
3.2.3.1.	Concreto .....	103
3.2.3.1.1.	Dosagem .....	103
3.2.3.1.2.	Resistência à compressão axial e módulo de elasticidade .....	104
3.2.3.2.	Graute .....	108
3.2.3.3.	Aço .....	109
3.2.3.4.	Solda .....	109
3.2.3.5.	Almofada de apoio .....	110
<b>3.3.</b>	<b>Confecção, transporte e montagem dos modelos</b> .....	<b>111</b>
3.3.1.	Confecção dos elementos .....	111
3.3.2.	Transporte dos elementos .....	112
3.3.3.	Montagem da estrutura .....	112
<b>3.4.</b>	<b>Instrumentação</b> .....	<b>116</b>
<b>3.5.</b>	<b>Metodologia</b> .....	<b>127</b>
3.5.1.	Rotação por meio de clinômetros .....	128
3.5.2.	Rotação por meio de transdutores .....	129
3.5.3.	Deslocamento vertical .....	129
3.5.4.	Curva momento-rotação .....	132
3.5.5.	Rigidez secante .....	132
3.5.6.	Abertura de fissuras .....	132
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS</b> .....	<b>135</b>
<b>4.1.</b>	<b>Generalidades</b> .....	<b>135</b>
<b>4.2.</b>	<b>Modelo NCE (Neoprene, Chumbador e Estribos)</b> .....	<b>136</b>
<b>4.3.</b>	<b>Modelo NC (Neoprene e Chumbador)</b> .....	<b>142</b>

4.4.	<b>Modelo GCE (Graute, Chumbador e Estribo)</b> .....	147
4.5.	<b>Modelo GC (Graute e Chumbador)</b> .....	152
4.6.	<b>Modelo CSE (Chapa Soldada e Estribos)</b> .....	157
4.7.	<b>Modelo CS (Chapa Soldada)</b> .....	162
4.8.	<b>Pontos utilizados nas análises</b> .....	167
5.	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	170
5.1.	<b>Generalidades</b> .....	170
5.2.	<b>Análise dos resultados experimentais</b> .....	171
5.2.1.	Comparação entre os modelos ensaiados .....	171
5.2.1.1.	Curvas momento-rotação $MX\theta$ .....	171
5.2.1.1.1.	Momento fletor no limite de proporcionalidade ( $M_{ylim}$ ).....	174
5.2.1.1.2.	Rigidez secante.....	175
5.2.1.1.3.	Fator de restrição à flexão ( $\alpha R$ ).....	176
5.2.1.1.4.	Coeficiente de engastamento parcial ( $\gamma EP$ ) .....	177
5.2.1.1.5.	Padrão de fissuração nos modelos ensaiados .....	178
5.2.1.1.6.	Alongamento de seções tracionadas cruzadas pelo EBR para os modelos ensaiados.....	182
5.2.1.1.7.	Comparação dos deslocamentos verticais abaixo das cargas aplicadas entre os modelos ensaiados .....	185
5.2.1.1.8.	Verificação da metodologia para cálculo dos deslocamentos abaixo dos pontos de aplicação das cargas.....	185
5.2.1.1.9.	Comparação dos alongamentos das barras de continuidade e rigidezes entre os modelos com chapa soldada.....	186
6.	<b>CALIBRAÇÃO DE MODELOS ANALÍTICOS</b> .....	189
6.1.	<b>Mecanismos básicos de deformação associados à rigidez secante nas ligações estudadas</b> .....	189
6.2.	<b>Considerações para comparações teórico-experimentais</b> .....	190

6.3.	Calibração do equacionamento proposto por Ferreira et al (2010) para determinação da rotação $\theta_y$ .....	193
6.4.	Calibração do modelo proposto por Ferreira (2014).....	197
6.5.	Proposta de equação reduzida do modelo Ferreira (2014).....	201
6.6.	Considerações finais sobre equacionamentos estudados .....	203
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....	206
7.1.	Considerações gerais.....	206
7.2.	Avanços em relação a trabalhos anteriormente realizados .....	207
7.3.	Considerações finais .....	208
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	211
	APÊNDICE A .....	216
	APÊNDICE B .....	226



# 1.

## INTRODUÇÃO

---

### 1.1. Generalidades

Observa-se atualmente uma expressiva tendência de tornar as construções mais racionais. Assim, as mais industrializadas vêm conquistando a preferência em vários segmentos de mercado, pois propiciam redução de desperdícios, obtenção de maior celeridade e garantia de maior qualidade na execução de obras. De fato, as inovações tecnológicas apontam na direção da modernização da construção civil, na medida em que proporcionam mais alternativas ao processo construtivo. Os avanços relacionados às estruturas pré-fabricadas passam, sem dúvida, pelo melhor entendimento do comportamento das ligações entre seus elementos e o êxito das suas aplicações está diretamente relacionado com o desempenho dessas ligações.

A necessidade de se estabelecerem ligações entre os vários elementos componentes de uma estrutura pré-moldada é certamente a **principal barreira** a ser transposta para a elaboração de projetos envolvendo esta classe de sistema construtivo. Tais ligações devem ser concebidas levando-se em consideração requisitos indispensáveis como resistência e rigidez aos esforços solicitantes, durabilidade, ductilidade, resistência ao fogo e construtibilidade.

Em Ferreira e El Debbs (2000), as ligações podem ser consideradas como regiões de descontinuidade na estrutura pré-moldada, onde ocorrem concentrações das tensões e deslocamentos, que provocam uma modificação do desempenho dos elementos por elas conectados, portanto, uma redistribuição de esforços ao longo da estrutura, que afeta o seu comportamento global. *Assim, do ponto de vista do comportamento estrutural, a presença das ligações é a principal diferença entre uma estrutura de concreto pré-moldado e outra monolítica.*

O grau de conhecimento da conduta de um sistema estrutural é um fator determinante para a garantia da concepção de um cálculo seguro. Entretanto, em muitos casos de estruturas pré-fabricadas, este comportamento ainda não pode ser plenamente esclarecido devido à insuficiência de informação disponível no que diz

respeito à rigidez nas suas ligações. O desenvolvimento de critérios de projeto para o dimensionamento e detalhamento de ligações de estruturas enquadradas nessa categoria depende de *mecanismos internos de deformação* da ligação, os quais interferem no desempenho do conjunto.

A exemplo do que ocorre na análise das estruturas monolíticas de concreto, as estruturas pré-moldadas são indevidamente concebidas e projetadas a partir da hipótese de que as suas ligações atuam como perfeitamente rígidas ou perfeitamente articuladas.

Quando se pretende formar um pórtico com elementos pré-moldados, torna-se de grande importância o desempenho apresentado pelas ligações semirrígidas (ligações que apresentam comportamento intermediário entre os nós rígidos e as articulações), dependendo delas, a rigidez da própria estrutura. *A notação semirrígida tem sido empregada para relacionar a ligação com a sua deformabilidade à flexão, ou à sua flexibilidade.* Todavia, este conceito pode ser estendido para outras formas de deformações nas ligações, como a de cisalhamento. A quantificação dos valores dessas alterações de forma, sofridas pelas ligações entre os elementos de estruturas em concreto pré-moldado, é feita geralmente, através de resultados experimentais e, raramente, por meio de modelos analíticos que representem o comportamento da rigidez e da resistência da ligação, uma vez que esses modelos necessitam de parâmetros que só os ensaios podem fornecer. As metodologias que se baseiam somente nos procedimentos experimentais são caras e possuem o inconveniente de terem seus *resultados quantitativos obtidos nos ensaios, a rigor, aplicáveis apenas para as ligações com mesmo detalhamento, materiais e dimensões da ligação ensaiada, tendo-se assim uma aplicação restrita do ponto de vista prático.* Por outro lado, apesar dos vários trabalhos experimentais existentes na literatura, os quais estudaram o comportamento da rigidez de ligações, ainda não se dispõe de uma base de dados suficientes sobre o comportamento qualitativo da rigidez, nem de critérios e diretrizes, para o projeto de ligações típicas, que levem em conta este parâmetro.

## 1.2. Objetivos

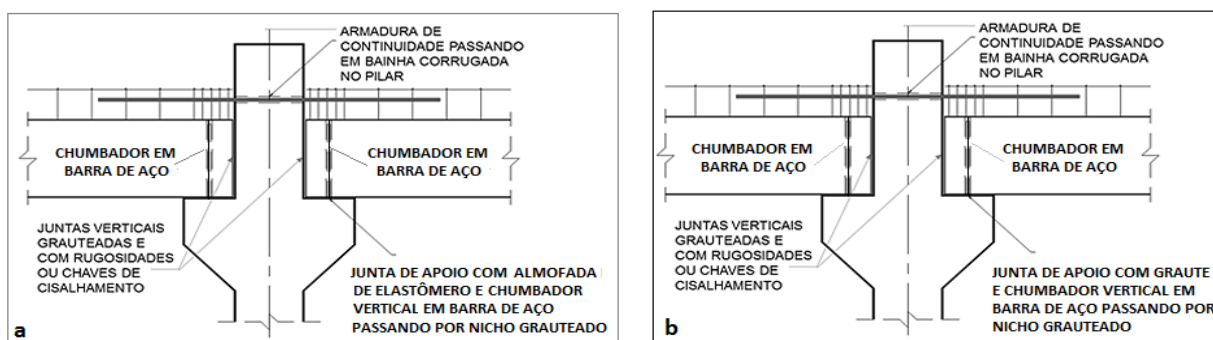
### 1.2.1. Geral

O objetivo geral deste trabalho consistiu na caracterização experimental do comportamento de ligações viga-pilar largamente utilizadas no Brasil, resistentes a momento fletor negativo, com duas vigas em balanço e armadura de continuidade posicionada nas extremidades superiores destas vigas, as quais atravessaram o pilar central por meio de duas bainhas corrugadas preenchidas com graute.

### 1.2.2. Específicos

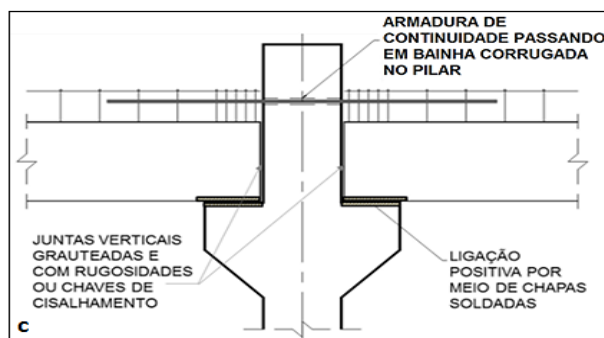
O principal objetivo desta pesquisa foi calibrar experimentalmente as equações analíticas simplificadas de rigidez secante à flexão negativa, em ligações viga-pilar, largamente utilizadas, com armadura de continuidade atravessando um pilar central por meio de bainha corrugada preenchida com graute. Conforme já mencionado, as seis ligações ensaiadas neste trabalho tiveram três tipologias típicas de juntas de apoio, uma contendo almofada de elastômero e chumbador vertical, a outra graute e chumbador vertical e a última, chapas de aço soldadas. Para cada dois dos modelos que formaram uma série, projetou-se também uma taxa de armadura transversal diferenciada na zona da ligação (FIGURA 1.1 e FIGURA 1.2).

**FIGURA 1.1** – Juntas de apoio com: **a)** almofada de elastômero **b)** graute e ambas com chumbador vertical.



Fonte: NBR 9062:2015.

FIGURA 1.2 – Juntas de apoio com: c) chapa soldada.



Fonte: NBR 9062:2015

Entre outros objetivos específicos estão:

- i. Avaliar os mecanismos de resistência e deformabilidade das tipologias de ligação escolhidas para os ensaios e em especial verificar o efeito do envolvimento por estribos na zona de distúrbio, das armaduras de continuidade na redução do seu comprimento efetivo de deformação,  $L_{ed}$ .
- ii. Através de dados experimentais **compararem-se as rigidezes das ligações ensaiadas** para estabelecer qual a real influência da junta do apoio na ligação, uma vez que todas tiveram a mesma armadura de continuidade.
- iii. Propor calibração para as equações analíticas simplificadas de rigidez secante à flexão negativa para que consigam refletir melhor o comportamento das ligações típicas de viga-pilar.

### 1.3. Justificativa

A justificativa principal deste trabalho consiste na necessidade de se buscar soluções para um dos principais obstáculos à utilização de estruturas pré-moldadas: a insuficiência de conhecimento relativo ao comportamento das ligações semirrígidas entre os elementos componentes de tais estruturas como vigas e pilares. Apesar dos vários trabalhos experimentais existentes na literatura, os quais estudaram a rigidez e a resistência de ligações, ainda não se dispõe de uma base de dados suficiente para caracterização do comportamento qualitativo e quantitativo da rigidez. Isto impossibilita a proposição de modelos analíticos simplificados que representem a conduta da ligação semirrígida, levando em conta a sua rigidez, uma vez que é necessário atribuir valores experimentais de deformabilidade e resistência

para calibração destes. Assim, as ligações semirrígidas entre elementos pré-moldados muitas vezes são concebidas como ligações articuladas ou rígidas, *por ignorar-se a influência real da rigidez na ligação*. Estas incertezas são responsáveis por cálculos menos precisos, portanto seções menos otimizadas ou até insatisfatórias.

A necessidade de se entender cada vez mais o comportamento das ligações, em especial as ligações semirrígidas, é de fundamental importância para o desenvolvimento de um projeto estrutural econômico e que garanta a segurança na forma da estabilidade global do sistema.

#### **1.4. Metodologia de pesquisa**

Para que fossem alcançados os objetivos anteriormente descritos, determinou-se a metodologia de pesquisa composta pelas seguintes etapas:

a) Seleção das ligações viga-pilar a serem investigadas

Dentre as ligações existentes na literatura selecionaram-se três tipologias de ligações viga-pilar mais largamente utilizadas no Brasil.

b) Investigação bibliográfica

A investigação bibliográfica foi realizada inicialmente com um levantamento dos estudos teóricos e experimentais existentes na literatura técnica, relativos ao tópico de pesquisa escolhido, o comportamento de ligações viga-pilar.

c) Programa experimental

Para que fossem alcançados os objetivos da pesquisa foi concebido um programa experimental que constou de seis protótipos cruciformes distribuídos por três séries, cada uma com tipologia de ligação viga-pilar distinta e largamente utilizada. Estas séries continham dois elementos, que por sua vez possuíam diferentes taxas de armadura transversal ao longo da zona da ligação. Estes modelos foram ensaiados à flexão e instrumentados com clinômetros, transdutores, extensômetros elétricos e de bases removíveis para que, com os dados obtidos por meio deles, fossem

determinados os parâmetros necessários à análise do comportamento das referidas ligações.

As peças pré-fabricadas (vigas e pilares) destinadas à montagem dos pórticos, objetos desta pesquisa, foram confeccionadas pela T&A Pré-fabricados e ensaiadas no Laboratório NetPre da Universidade Federal de São Carlos - São Paulo. A caracterização de todas elas, como dimensões, detalhamento de armaduras, dosagens e verificações da resistência do concreto utilizado nas moldagens, montagem, instrumentação e procedimentos necessários à realização dos ensaios são apresentados ao longo do texto relativo a este trabalho.

d) Resultados, análise dos resultados e conclusões.

Nesta etapa da pesquisa foram realizados o tratamento e análises dos resultados experimentais e as conclusões. Procuraram-se primeiramente os resultados diretos como deformação e deslocamento e em seguida os indiretos como a rigidez secante à flexão das ligações.

As análises efetuadas culminaram em algumas conclusões que viabilizaram a proposição de equações simplificadas analíticas que tiveram o intuito de representar o mais fielmente possível os comportamentos observados.

## **1.5. Apresentação do trabalho**

Com base na metodologia de pesquisa, o presente trabalho foi dividido em seis capítulos, cujo conteúdo acha-se distribuído como a seguir:

*Capítulo 1* - Introdução: Consta de uma introdução e justificativa que discorrem a respeito da importância do estudo das ligações semirrígidas entre elementos pré-moldados, os objetivos, a metodologia empregada e o cronograma de execução desta pesquisa.

*Capítulo 2* - Revisão Bibliográfica: Enfocou os principais estudos relacionados ao tema deste trabalho encontrados na literatura, dos quais foi extraída a fundamentação teórica necessária a esta pesquisa.

*Capítulo 3 - Programa Experimental:* Este capítulo apresenta o detalhamento do programa experimental realizado, onde estão descritas as características dos modelos, seus materiais, montagem, instrumentação interna e externa utilizadas, procedimento de ensaio e metodologia para análise de resultados.

*Capítulo 4 - Resultados Experimentais:* Reúne todos os resultados experimentais, acompanhados de uma análise prévia dos modelos ensaiados, ilustrados com fotos e gráficos.

*Capítulo 5 - Análise dos Resultados:* Mostra a análise dos resultados experimentais, além da metodologia que levou aos resultados.

*Capítulo 6 - Calibração de Modelos Analíticos:* Refere-se à validação, calibração e proposta de equação reduzida para este modelo (Ferreira,2014).

*Capítulo 7 - Considerações Finais e Conclusões:* Apresenta as conclusões do estudo realizado baseadas nas análises dos resultados experimentais e sugestões para futuras pesquisas que possam expandir o conhecimento sobre o tema em questão.

Constam também deste texto as referências bibliográficas e apêndices que mostram os cálculos auxiliares deste trabalho.

# 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

## 2.1. Considerações iniciais

O projeto das estruturas em concreto pré-moldado diferencia-se do das monolíticas, basicamente pela necessidade da concepção de ligações entre os elementos que as compõem, as quais influenciam o comportamento estrutural global, bem como pela imprescindibilidade de verificação da sua estabilidade para todas as etapas construtivas, anteriores e pós solidarização da ligação, que são respectivamente as situações transitórias (isostáticas) e permanentes. As situações transitórias incluem a desmoldagem, o transporte, o armazenamento e a montagem das peças e podem apresentar solicitações ainda mais desfavoráveis que aquela correspondente ao estado de serviço ou situação definitiva, correspondente à fase da estrutura concluída.

## 2.2. Pesquisas em ligações semirrígidas

Atualmente no mundo existem três linhas de estudo de ligações viga-pilar, uma para regiões sísmicas, que engloba os Estados Unidos, Japão e outros países e utilizam ligações de alto-desempenho, outras duas para regiões não sísmicas, como o norte da Europa, que emprega ligações com contraventamento e a última desenvolvida no Brasil, com ligações semirrígidas exclusivamente, destinadas a garantir a estabilidade global da estrutura.

Os estudos relativos ao comportamento das ligações entre elementos de concreto pré-fabricado ocorreram de forma mais significativa ao longo da década de 60, através da efetivação de um programa de pesquisa experimental patrocinado pela *Portland Cement Association* (PCA). De acordo com Ferreira (1999), o programa tinha como objetivo o estudo da continuidade em elementos pré-fabricados com duplo T para pisos efetuado por Rostasy (1962), resistência do apoio no topo de pilares para vigas pré-moldadas desenvolvido por Kriz e Raths (1963) e ligações por



---

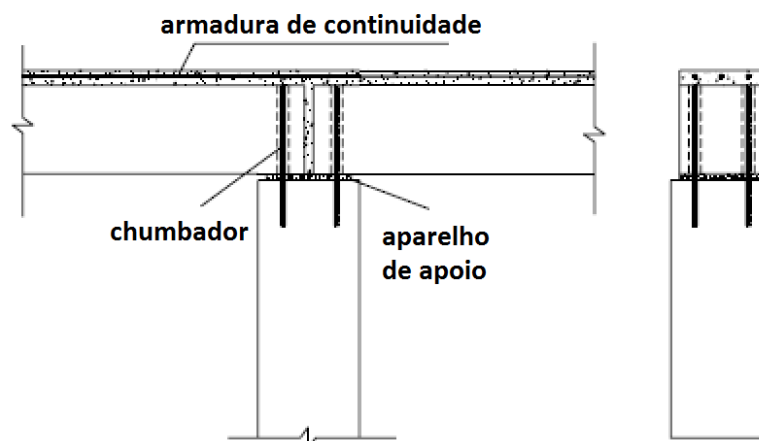
chapas metálicas em bases de pilares pesquisadas LaFraugh e Magura (1966). Os resultados dessas pesquisas foram publicados no *Precast Concrete Institute Journal* sob o título de *Connections in Precast Concrete Structures*.

No ano de 1986 foi lançado nos Estados Unidos o projeto PCI SFRAD (*Specially Funded Research and Development*), com programas PCI-1/4, que incluíam o *Moment Resistant Connections and Simple Connections*. Esta pesquisa tinha a finalidade de analisar as ligações, entre elementos pré-moldados, mais utilizadas nos Estados Unidos da América, sob os aspectos de resistência, rigidez e ductilidade. Como parte do programa foram ensaiadas diversas ligações viga-pilar submetidas a carregamentos gravitacionais, forças laterais e carregamentos cíclicos, cujos resultados obtidos foram publicados por Dolan *et al* em 1987.

Em 1990 foi implementado pelo PCI mais um programa de pesquisa denominado PRESS-PCI (*Precast Structural Seismic System*) direcionado ao desenvolvimento e viabilização de ligações especiais, resistentes e dúcteis em sistemas estrutura pré-moldados para zonas sísmicas, o qual envolveu diversas universidades dos EUA e Japão por um período de 10 anos. O projeto foi dividido em três partes: a primeira ocupou-se da definição de critérios e diretrizes básicas, a segunda envolveu projetos relacionados com o comportamento e ensaio de ligações e a terceira foi dedicada a projetos relativos ao ensaio de estruturas de edifícios.

Ainda em 1990 foi iniciado outro projeto pelo Centro de Pesquisa da Indústria do Pré-moldado na França - CERIB (*Centre d'études et de recherches de l'industrie du béton*), intitulado *Investigation of the Behavior of Semi-rigid Connections*. Esse programa tinha como objetivo o estudo da semirrigidez de ligações viga-pilar; viga-viga e pilar-fundação mais utilizadas pela indústria francesa, dando ênfase às ligações entre os elementos de concreto pré-moldado presentes nas estruturas em esqueleto. Os resultados obtidos foram descritos por Dardare & Comair (1992), que apresentaram o ensaio realizado com uma ligação viga-pilar muito empregada na França, a qual era constituída de vigas apoiadas em uma almofada de graute presente no topo do pilar, e uma camada de concreto envolvendo a armadura negativa na face superior das vigas para proporcionar continuidade (ligação viga-pilar do tipo A), FIGURA 2.1.

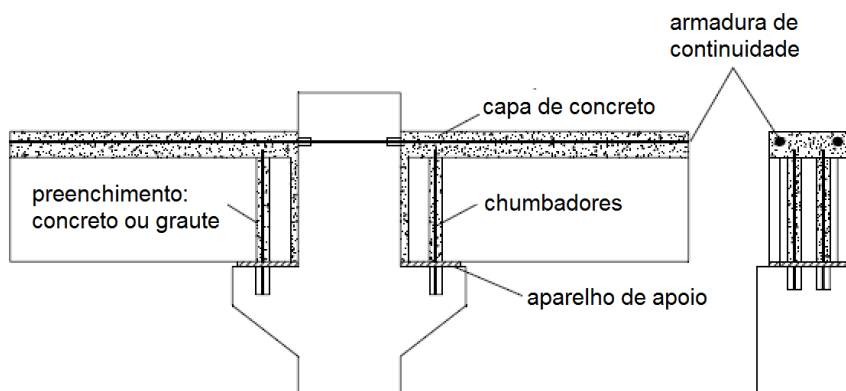
FIGURA 2.1 – Ligação viga-pilar do tipo A



Fonte: DARDARE & COMAIR, 1992.

O prosseguimento do programa experimental do CERIB foi dado por Chefdebien (1998) que realizou ensaios de cinco ligações do tipo A, ilustrada na FIGURA 2.1, variando características geométricas, taxa de continuidade e propriedades mecânicas, bem como de ligações do tipo B, mostrada na FIGURA 2.2.

FIGURA 2.2 – Esquema de ligação do tipo B



Fonte: CHEFDEBIEN, 1998.

Visando ampliar o conhecimento sobre o comportamento de ligações semirrígidas entre elementos pré-fabricados existentes na construção civil, empregando-se técnicas computacionais para extrapolar dados, a fim de abranger mais condições de geometria, carregamento e padronização nas medidas da rigidez, na forma de curvas momento fletor-rotação, que seriam incluídas em programas de análises gerais utilizados para projetos das estruturas de concreto pré-fabricado, bem como para possibilitar novos conceitos e confiabilidade para a elaboração de normas, foi

criado em 1991 o programa de pesquisa intitulado COST C1, que era uma divisão do COST (*European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research*).

O COST C1 foi coordenado pela União Europeia, com a participação de 23 países e várias universidades, sendo que a *University of Nottingham* foi escolhida como centro referencial para ensaios de ligações viga-pilar. Os principais resultados das referidas pesquisas encontram-se nos anais das conferências realizadas pelo COST C1 em 1992, 1994, 1996 e 1998 e no relatório final do COST C1 (1999). Ambos os programas de pesquisa do PCI e do COST-C1 constituem-se numa grande contribuição no que diz respeito à obtenção de base de dados experimentais para o comportamento de ligações em estruturas pré-moldadas. Todavia as pesquisas não geraram procedimentos para projetos.

Ligações entre a extremidade de uma viga e um pilar contínuo têm sido objeto de um grande número de investigações experimentais e analíticas: Martin (1982), Pillai *et al.* (1981), Park (1986), Stanton *et al.* (1987), Cheok (1990), Elliot *et al.* (1993, 1997, 1998), Nakaki *et al.* (1994), Loo (1995), Emglekirk (1995), Görgün (1997), Ferreira *et al.* (1999, 2001, 2004, 2007, 2008, 2009) e Hasan (2011).

Com a intenção de determinar o comportamento semirrígido de ligações viga-pilar de elementos em concreto pré-moldado sujeitos a momentos positivos e negativos e a carregamentos cíclicos e monotônicos, Elliott *et al.* (1998) e Elliott (2003), juntamente com as universidades de *Nottingham* e *City University*, realizaram alguns ensaios experimentais utilizando as tipologias de ligações mais comumente empregadas na Inglaterra.

Através dos ensaios realizados, foi possível observar que a resistência e a rigidez ao momento fletor das ligações viga-pilar ensaiadas dependem: do *tipo de conector utilizado, da geometria da estrutura e do modo do carregamento*. Com relação ao tipo de conector utilizado, a chapa soldada e o consolo metálico forneceram melhores valores que as cantoneiras. Considerando-se a geometria da estrutura, as ligações internas (simétricas) apresentaram melhor comportamento que as externas (assimétricas). Quanto ao modo de carregamento, carregamentos gravitacionais produziram melhor desempenho que carregamentos horizontais.

Houve ainda uma pesquisa realizada na Universidade Tecnológica de Tampere, na Finlândia, que se dedicou a estudos do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar em estruturas reticuladas de concreto pré-moldado, com um ou mais pavimentos. Tal trabalho pretendeu viabilizar o uso da rigidez parcial das ligações viga-pilar na análise das estruturas de concreto pré-moldado, possibilitando a economia de material, tempo de construção e consequentemente a obtenção de uma estrutura mais competitiva, cujos resultados podem ser verificados em Keronen (1996).

O manual da FIB (*draft 2003*) para Ligações em Estruturas de Concreto Pré-moldado divulga os conhecimentos adquiridos pelo COST C1, e o *Bulletin 43* da FIB, os principais avanços nesta área de pesquisa dos últimos anos.

A pesquisa envolvendo ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado, no Brasil, iniciou na Universidade de São Paulo SET- EESC - USP, em São Carlos com os trabalhos analíticos e experimentais desenvolvidos por Ferreira (1993, 1999, 2003), Miotto (1998, 2002), Baldissera (2006) sob a supervisão do Prof. M.K. El Debs. Dando continuidade a essas pesquisas, entre os anos de 2004 e 2007, houve um programa realizado na Universidade Federal de São Carlos – UFSCar sob a coordenação do Dr. M A Ferreira e patrocinado pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP destinado a investigar o "Comportamento de Estruturas Pré-fabricadas com Ligações Semirrígidas de Vários Pavimentos". Assim, novos testes experimentais com ligações viga-pilar foram realizados em 2005, 2006 e 2007, como mostrado na FIGURA 2.3. Os resultados destas investigações foram publicados em Ferreira (2007), Souza (2006), Jeremias (2006), Catoia (2007), Kataoka (2007), Ferreira *et al.* (2007), Catoia *et al.* (2007), Bertolucci (2010) e Bacheга (2012).

FIGURA 2.3 – Ensaio de ligações viga pilar



Fonte: KATAOKA & FERREIRA, 2007.

Desde 2000 tem havido colaboração entre o grupo de pesquisa em concreto pré-moldado da Universidade de Nottingham e os grupos de pesquisa de São Carlos. Em 2000 – 2001, um pós-doutoramento foi realizado por Ferreira (2001) na Universidade de *Nottingham* com o objetivo de desenvolver novos modelos analíticos para ligações semirrígidas viga-pilar. Os resultados desta investigação foram publicados em Ferreira & Elliott (2002) e Elliot *et al.* (2003, 2004). O presente relatório de pesquisa também é o resultado de um segundo período de pós-doutorado, com pesquisa realizada na Universidade de *Nottingham* entre 2009 e 2010, cujo objetivo foi analisar os últimos 20 anos que antecederam essa pesquisa sobre ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas, feita principalmente em São Carlos e *Nottingham*.

**FIGURA 2.4** – Estrutura em esqueleto ensaiada durante o projeto de pesquisa PCI – PRESS (esquerda) e a Metodologia de projeto sísmico do diafragma testada na Universidade da Califórnia em San Diego (direita).

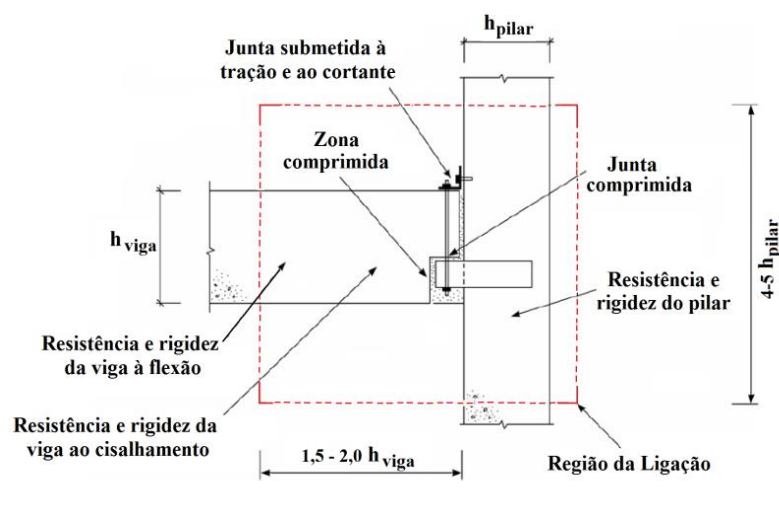


Fonte: FERREIRA, 2010.

### 2.3. Conceituação de ligação e junta

Inicialmente é importante fazer-se a distinção entre o que se considera “junta” e “ligação”. De acordo com o *Manual da FIB* (2008), “junta” é a interface de dois ou mais elementos estruturais e “ligação” é uma região que pode compreender uma ou mais juntas (interfaces) e partes de elementos adjacentes, montada a partir de dispositivos mecânicos e concebida para resistir à ação de forças e/ou momentos. O projeto da ligação é, desta forma, uma função dos elementos estruturais e das juntas entre eles. Isto é esclarecido na FIGURA 2.5 para o caso de uma ligação viga-pilar, onde a zona da ligação pode estender-se para bem longe das superfícies de contato. Além das ações de forças e momentos, o projeto das ligações deve considerar os mecanismos de transmissão de esforços nas interfaces dos elementos, os riscos de incêndio, danos acidentais, efeitos de construção temporários, mão de obra imprecisa e durabilidade.

FIGURA 2.5 – Definição de junta e ligação



Fonte: FIB, 2008.

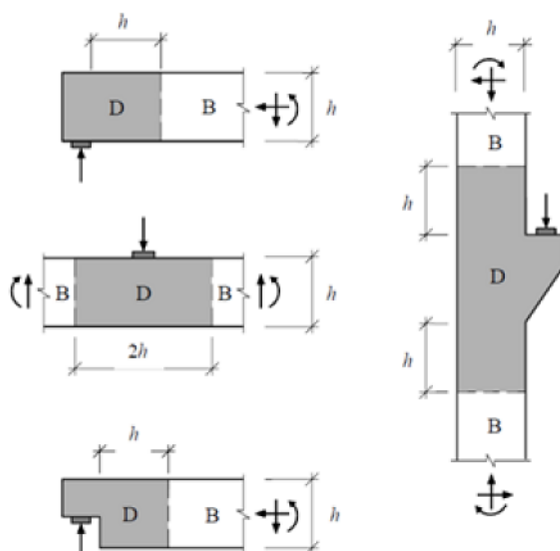
### 2.3.1. Zonas de distúrbio em ligações

Também segundo o Manual da FIB (2008), as ligações estruturais e as zonas de ligação dos elementos em concreto pré-moldado estão normalmente submetidas a elevadas concentrações de forças e deslocamentos localizados. Quando estas forças são transferidas através da ligação, atingindo os elementos adjacentes, ocorre uma grande distribuição de tensões ao longo das seções. Os desvios de forças, como mudança de direção levam, com frequência, a altas tensões transversais. Se a resistência à tração do concreto for alcançada, fissuras aparecerão nestas zonas. Havendo um detalhamento inadequado, a evolução de tais fissuras poderá resultar em danos, que por sua vez podem limitar a capacidade da ligação, por exemplo, devido à falha por fendilhamento na região do apoio. Neste contexto, é importante fazer-se a distinção entre as regiões B e D dos elementos pré-fabricados (FIGURA 2.6). Para as regiões B, pode ser aplicada a hipótese de Bernoulli de *distribuição de deformação linear* através da secção. Nelas, as seções podem ser analisadas e projetadas de acordo com a abordagem tradicional para seções transversais de concreto armado ou protendido sujeitas a momento de flexão com ou sem uma força axial. Nas regiões D, regiões com descontinuidade ou zonas de distúrbio, a *distribuição das deformações pode afastar-se consideravelmente de uma distribuição linear* e, portanto, outros métodos são necessários para sua análise



e projeto. Por causa de descontinuidades geométricas nas ligações, as *zonas onde se encontram devem ser consideradas como regiões de descontinuidade*.

**FIGURA 2.6** – Zonas de distúrbio em elementos pré-fabricados



Fonte: FIB, 2008.

## 2.4. Ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas

### 2.4.1. Conceito de ligação semirrígida

As ligações entre elementos estruturais podem se comportar como rígidas, semirrígidas e articuladas, dependendo do grau de momento que possa ser mobilizado e transferido para eles. Enquanto ligações rígidas e articuladas transferem momento integral e zero momento, respectivamente, a semirrígida tem um desempenho intermediário que depende da rigidez à flexão da ligação e dos elementos conectados, o que será abordado na sequência deste texto.

O conceito de ligações semirrígidas iniciou-se no campo das estruturas metálicas durante a primeira metade do século XX, sendo incorporado ao estudo das estruturas pré-fabricadas de concreto no final dos anos 80, e era relacionado, a princípio, com a rigidez à flexão da ligação, portanto caracterizado pela relação momento-rotação desta.

Em geral, as ligações resistentes à flexão são utilizadas com a finalidade de: estabilizar e aumentar a rigidez de pórticos pré-moldados, diminuir a altura de



elementos, distribuir momentos de segunda ordem para vigas e lajes e conseqüentemente reduzir os momentos no pilar e aumentar a resistência ao colapso progressivo.

#### 2.4.2. Critérios de projeto para as ligações

A eficiência de um sistema estrutural em concreto pré-fabricado somente é alcançada quando as ligações entre seus elementos componentes forem adequadas para todas as situações de projeto, propiciando a integridade global da estrutura em ambos os estados limites de serviço e último. Estes elementos são conectados por meio de diferentes dispositivos mecânicos (chumbadores, soldas, luvas, traspasse de armaduras com preenchimento de argamassa ou concreto). Para conseguir um projeto de ligações apropriado, o projetista necessita entender como elas influenciam o fluxo de forças tanto verticais como horizontais através da estrutura e considerar critérios como: construtibilidade, durabilidade, estabilidade, resistência (inclusive ao fogo), ductilidade, rigidez e aspectos estéticos da ligação.

As principais funções das ligações estruturais são de resistir às solicitações locais e globais, transmitir e redistribuir estes esforços entre seus elementos, bem como acomodar deslocamentos relativos, sem romper, portanto, dissipando energia. Isto significa garantir uma interação das partes, ou seja, o comportamento estrutural pretendido para o sistema quando este é carregado. A resistência, a rigidez e a ductilidade da ligação devem assegurar a estabilidade da estrutura como um todo. FIB (2008).

Uma ligação deve possuir um bom desempenho de resistência, ductilidade e rigidez. A resistência, entendida como a sua capacidade de suportar tensões internas, é determinada por cada elemento que a compõe. A ductilidade está associada à aptidão do elemento de sofrer deformações plásticas significativas antes da ruptura e a rigidez, que é a capacidade da ligação de resistir às deformações geradas pelo esforço suportado, influencia na rigidez da estrutura. Ao serem introduzidas deformabilidades nas ligações ocorre uma redistribuição de esforços e alteração nos deslocamentos ao longo da estrutura, afetando, assim, sua estabilidade. (FERREIRA, 1993).

O arranjo estrutural, inclusive o posicionamento dos elementos de contraventamento (núcleo rígidos ou paredes), deve ser feito com base no comportamento das ligações.

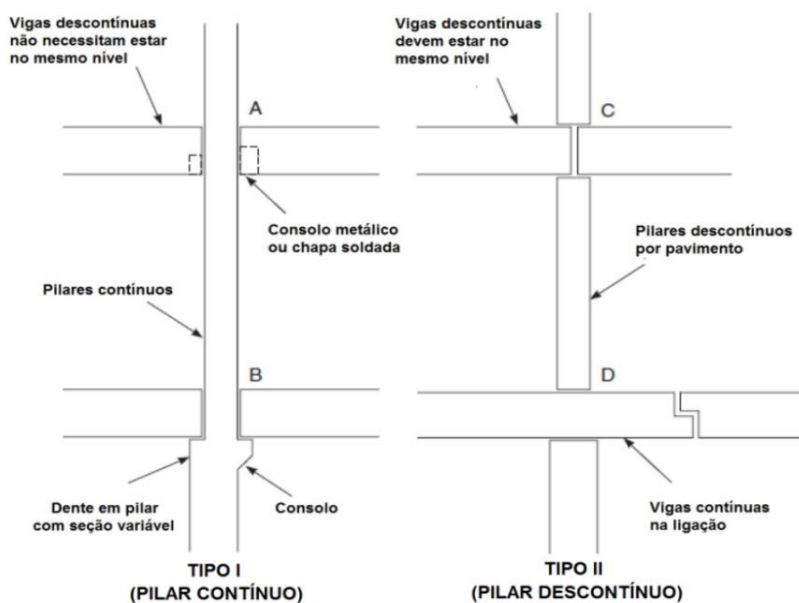
## **2.5. Ligações viga-pilar**

As ligações viga-pilar são as mais importantes dos sistemas estruturais em esqueleto. Elas ditam a maneira de flexão da viga, a capacidade de flambagem do pilar, bem como a estabilidade dos pórticos. (ELLIOT, 2008).

Existem inúmeros tipos de ligações viga-pilar variando em complexidade, comportamento estrutural e custo. Em geral, as ligações viga-pilar pré-moldadas podem apresentar-se de duas maneiras básicas em relação aos pilares:

- a. Sendo o pilar contínuo em termos de projeto e construção, os elementos horizontais (vigas) são conectados a ele pela extremidade, portanto a ligação viga-pilar é denominada de extremidade.
- b. Sendo o pilar descontínuo, em termos construtivos, os elementos horizontais (vigas) serão estruturalmente contínuos ou descontínuos na junta e a ligação é considerada de topo (FIGURA 2.7).

**FIGURA 2.7** – Tipos de ligação viga-pilar. (A) ligação viga-pilar com consolo embutido; (B) ligação viga-pilar sobre consolo aparente; (C) viga e pilar descontínuos na ligação; (D) viga contínua e pilar descontínuo na ligação.



Fonte: FIB, 2003.

O enfoque do presente trabalho restringe-se às ligações viga-pilar com pilares contínuos para sistemas estruturais em esqueleto de múltiplos pavimentos em concreto armado pré-moldado (FIGURA 2.8).

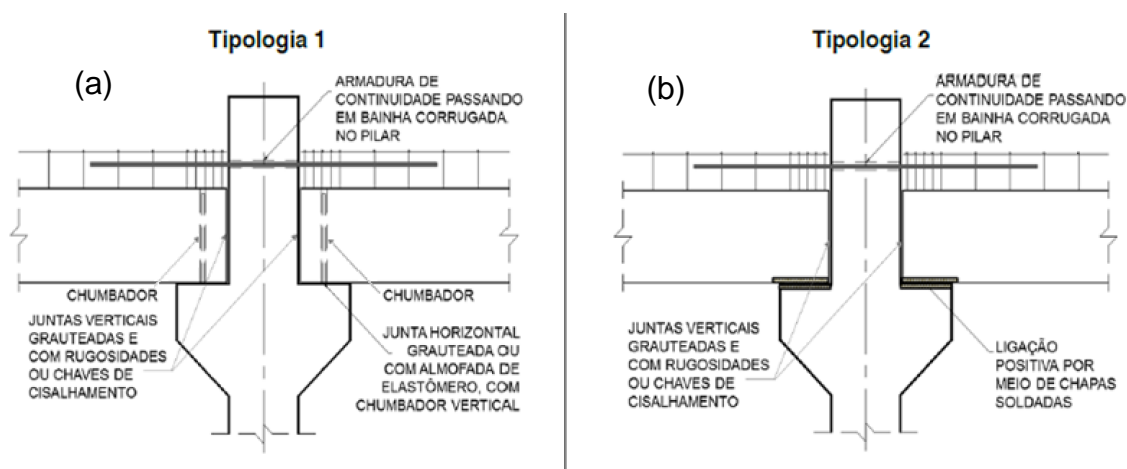
**FIGURA 2.8** – T&A Pré-fabricados – Estruturas em esqueleto

Fonte: Próprio autor, 2016.

### 2.5.1. Tipologia de algumas ligações viga-pilar

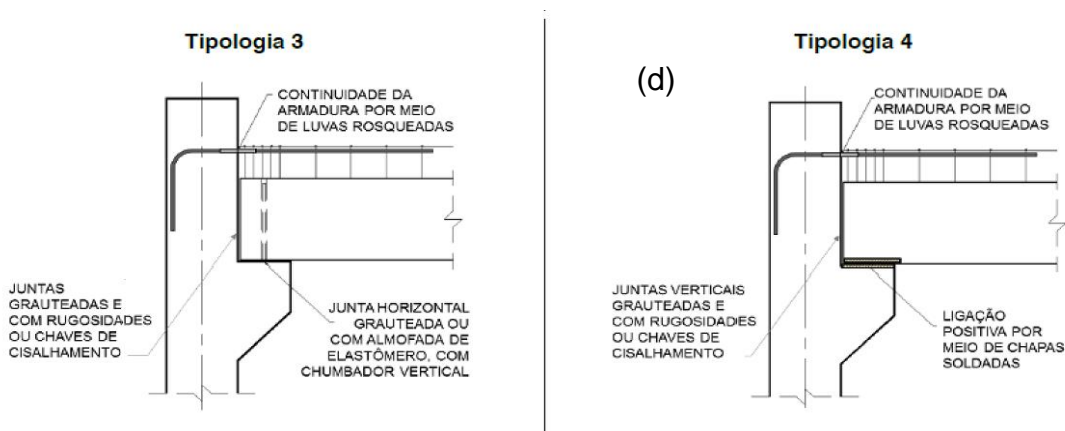
As FIGURA 2.9 e FIGURA 2.10 mostram três tipologias de ligações viga-pilar contendo consolos e armadura negativa de continuidade atravessando o pilar central por meio de bainhas corrugadas para pilares centrais e com luvas rosqueadas para pilares de extremidades. As ligações positivas das tipologias 1 e 3 são formadas por chumbadores fixados aos consolos, para atravessarem as vigas por meio de nichos grauteados e almofadas de neoprene ou graute. Cada ligação positiva das tipologias 2 e 4 é composta por duas chapas soldadas, uma na face superior do consolo e outra na face inferior da viga.

**FIGURA 2.9** – Ligações viga-pilar com armadura de continuidade passando em bainha corrugada no pilar central. (a) ligação viga-pilar com consolo aparente, neoprene e chumbador ou graute e chumbador; (b) ligação viga-pilar com consolo aparente e chapa soldada.



Fonte: NBR 9062, 2016.

**FIGURA 2.10** – Ligações viga-pilar com armadura de continuidade por meio de luvas rosqueadas. (c) ligação viga-pilar com consolo aparente, neoprene e chumbador ou graute e chumbador; (d): ligação viga-pilar com consolo aparente e chapa soldada.



Fonte: NBR 9062, 2016.

## 2.6. Rigidez e deformabilidade à flexão de uma ligação

### 2.6.1. Rigidez à flexão tangente ou pontual

A rigidez tangente à flexão ou inicial de uma ligação é a relação entre o momento fletor resistido em um determinado ponto e a rotação a ele associada, ou ainda o gradiente da curva momento-rotação para seções não fissuradas (FIGURA 2.11).

$$R_m = \frac{M}{\phi} \quad (2.1)$$

Onde:

$R_m$  Rigidez à flexão da ligação

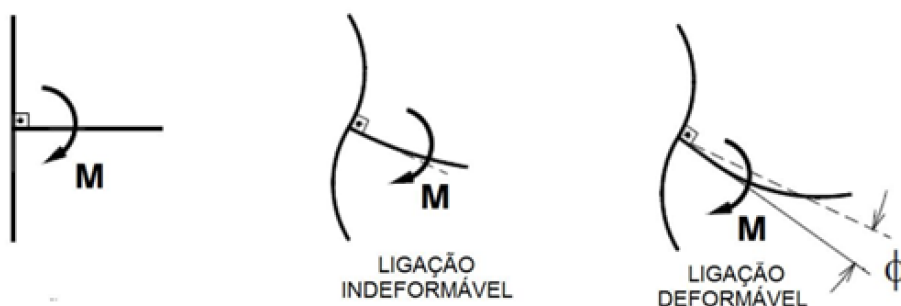
$M$  momento fletor interno à ligação

$\phi$  rotação da ligação associada ao momento  $M$

A relação inversa da rigidez rotacional da ligação é denominada flexibilidade ou deformabilidade ( $\lambda_m$ ), assim:

$$\lambda_m = \frac{\phi}{M} \quad (2.2)$$

FIGURA 2.11 – Deformabilidade causada pelo momento fletor.



Fonte: El Debs, 2008.

Na prática, nenhuma ligação é totalmente rígida ou articulada, todas se comportam de maneira semirrígida, especialmente após o aparecimento de fissuras de flexão.

O grau de flexibilidade das ligações influencia em particular na redistribuição dos esforços e deslocamentos ao longo de toda a estrutura.

### 2.6.2. Rigidez secante à flexão

Em consonância com o item anterior, a rigidez para a seção não fissurada corresponde à tangente da curva momento-rotação e, portanto, chamada de rigidez tangente ou inicial. A rigidez para a seção fissurada é representada muito bem pela secante no trecho entre o momento de fissuração e o momento anterior ao escoamento da armadura de continuidade  $M_r \leq M \leq M_{y,lim}$ . (FERREIRA, 2003).

A rigidez secante à flexão ( $R_{sec}$ ) é obtida pelo quociente entre o momento resistente imediatamente antes do primeiro escoamento da armadura de tração longitudinal da ligação ( $M_{y,lim}$ ) e a rotação relativa viga-pilar ( $\theta_y$ ) provocada por este momento. A  $R_{sec}$  corresponde a uma aproximação para a não linearidade física da relação momento-rotação. Desde que  $M < M_{y,lim}$ , a  $R_{sec}$  será a mínima rigidez possível para o projeto de uma ligação segura e é dada por:

$$R_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_y} \quad (2.3)$$

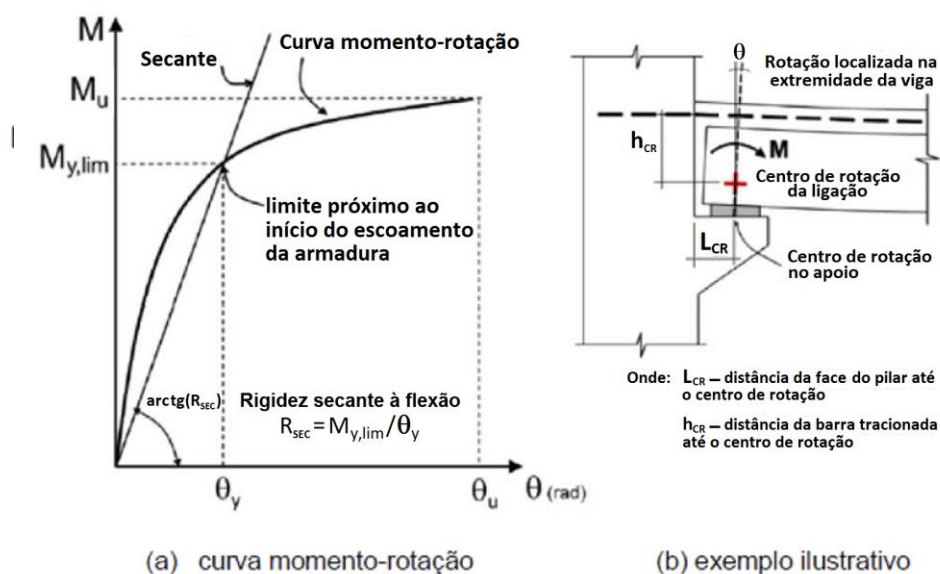
Onde

$M_{y,lim}$  momento próximo ao primeiro escoamento da armadura de tração da ligação.

$\theta_y$  ângulo da rotação relativa viga-pilar associada ao momento  $M_{y,lim}$ .

Através da curva momento-rotação pode-se encontrar a rigidez secante de uma ligação traçando-se uma reta ligando a origem do gráfico ao ponto correspondente ao  $M_{y,lim}$ . A FIGURA 2.12 (a) apresenta a *curva momento-rotação* que representa o comportamento não linear de uma ligação, bem como a provável posição do *centro de giro da ligação* viga-pilar, quando o pilar for munido de consolo (b). Assim, o momento  $M_{y,lim}$  será o produto da força aplicada na viga pela distância entre seu ponto de aplicação e o centro de giro da ligação.

FIGURA 2.12 – Relação momento-rotação na ligação viga-pilar



Fonte: NBR 9062, 2015

De maneira geral, a relação momento-rotação de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado apresenta um comportamento não linear, a partir da ocorrência da primeira fissura no concreto, mesmo antes da primeira plastificação da ligação. Contudo, a linearização desse efeito pode ser obtida por meio da rigidez secante.

Conforme Ferreira *et al.* (2003), a adoção da rigidez secante da ligação proporciona uma aproximação segura para exprimir o comportamento da ligação no âmbito da estabilidade global da estrutura. Recomenda-se ainda a utilização da rigidez secante pelas razões a seguir:

- A possibilidade de considerarem-se as ações majoradas em um único passo;
- A rigidez secante representa o comportamento médio da ligação até o nível de carregamento correspondente ao primeiro escoamento da armadura tracionada;
- A rigidez secante da relação momento-rotação da ligação cobre todos os efeitos de carregamentos e descarregamentos ao longo da vida útil da estrutura até alcançar estado de solicitação da primeira plastificação da armadura de tração;
- Se a rigidez tangente inicial for utilizada, a análise dos deslocamentos da estrutura não será verdadeira.



## 2.7. Comprimento efetivo de deformação da armadura de continuidade $L_{ed}$

De acordo com Ferreira (1993), o comprimento efetivo de deformação da armadura de continuidade  $L_{ed}$  é composto de duas partes, como mostra a EQUAÇÃO 2.4:

$$L_{ed} = L_e + L_d \quad (2.4)$$

$L_e$  corresponde ao comprimento da deformação efetiva da parte da barra embutida no pilar e pode ser encontrado conforme a EQUAÇÃO 2.5.

$$L_e = \frac{L_{b,emb}}{2} + 2 \cdot \phi_b \quad (2.5)$$

Onde  $L_{b,emb}$  (comprimento de ancoragem) é determinado em função da tensão de aderência entre o concreto e o aço ( $\tau_b$ ), conforme a NBR 6118 (2014).

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{\pi \cdot \phi_b \cdot L_{b,emb}} \rightarrow \tau_b = \frac{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_{sy}}{\pi \cdot \phi_b \cdot L_{b,emb}} \rightarrow \tau_b = \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot L_{b,emb}} \\ \therefore L_{b,emb} &= \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot \tau_b} \end{aligned} \quad (2.6)$$

O efeito total de aderência-deslizamento das barras embutidas no pilar é considerado uma situação com bom confinamento, para a qual a tensão de

$$\begin{aligned} \tau_b &= \beta \cdot \sqrt{f_c} \rightarrow \tau_b = 2 \cdot \sqrt{f_c}, \text{ assim:} \\ L_e &= \frac{L_{b,emb}}{2} + 2 \cdot \phi_b \rightarrow L_e = \frac{\left(\frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot (2 \cdot \sqrt{f_c})}\right)}{2} + 2 \cdot \phi_b \\ \therefore L_e &= \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_c}} + 2 \cdot \phi_b \end{aligned} \quad (2.7)$$

aderência é admitida como:

O comprimento da deformação efetiva da parte da barra ancorada na zona da ligação da extremidade superior da viga,  $L_d$  é dado por:

$$L_d = \frac{L_{b,be}}{2} + 2 \cdot \phi_b \rightarrow L_d = \frac{\frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot \tau_b}}{2} + 2 \cdot \phi_b \quad (2.8)$$

O efeito total de aderência-deslizamento da barra dentro da zona da ligação na extremidade apoiada da viga é considerado aqui, sem confinamento, assim, a tensão de aderência pode ser expressa como:

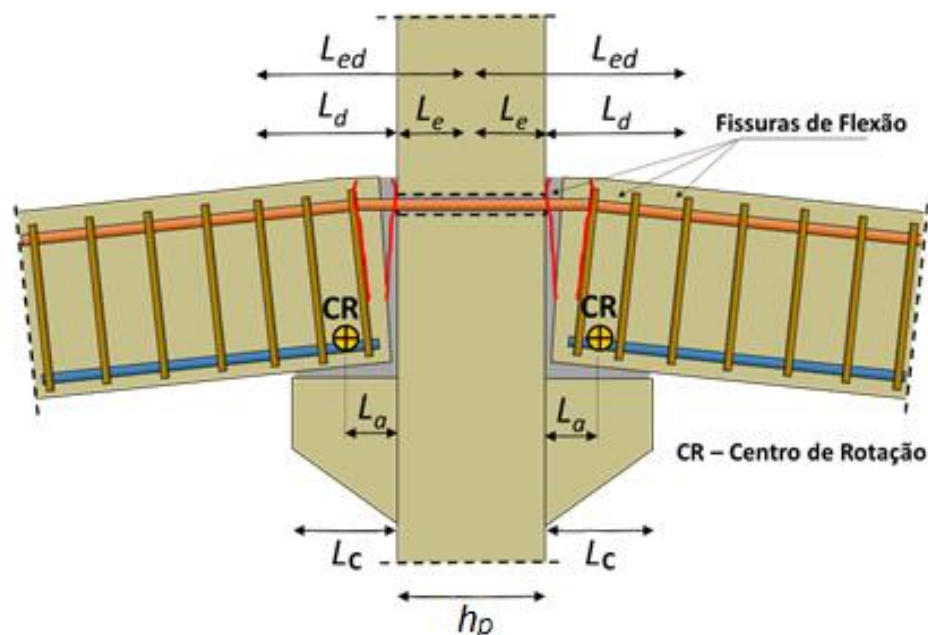
$$\begin{aligned} \tau_b &= \beta \cdot \sqrt{f_c} \rightarrow \tau_b = 1 \cdot \sqrt{f_c}, \text{ dessa forma} \\ L_d &= \frac{L_{b,be}}{2} + 2 \cdot \phi_b \rightarrow L_d = \frac{\left( \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot (\sqrt{f_c})} \right)}{2} + 2 \cdot \phi_b \\ \therefore L_d &= \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{8 \cdot \sqrt{f_c}} + 2 \cdot \phi_b \end{aligned} \quad (2.9)$$

Para o caso do pré-escoamento, a força de tração na barra é equilibrada pela força de aderência ao longo da profundidade da penetração da tensão (comprimento de aderência da barra para transferir força de tração desta para o concreto, através de tensão de aderência).

Então, o comprimento da deformação efetiva  $L_{ed}$ , ilustrado na FIGURA 2.13, é:

$$\begin{aligned} L_{ed} &= L_e + L_d \rightarrow L_{ed} = \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_c}} + 2 \cdot \phi_b + \frac{\phi_b \cdot \sigma_{sy}}{8 \cdot \sqrt{f_c}} + 2 \cdot \phi_b \rightarrow \\ L_{ed} &= L_e + L_d \rightarrow L_{ed} = \frac{3 \cdot \phi_b \cdot \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_c}} + 4 \cdot \phi_b \end{aligned} \quad (2.10)$$

FIGURA 2.13 – Comprimentos efetivos de deformação da armadura de continuidade em ligações viga-pilar



Fonte: Hadade (2016)

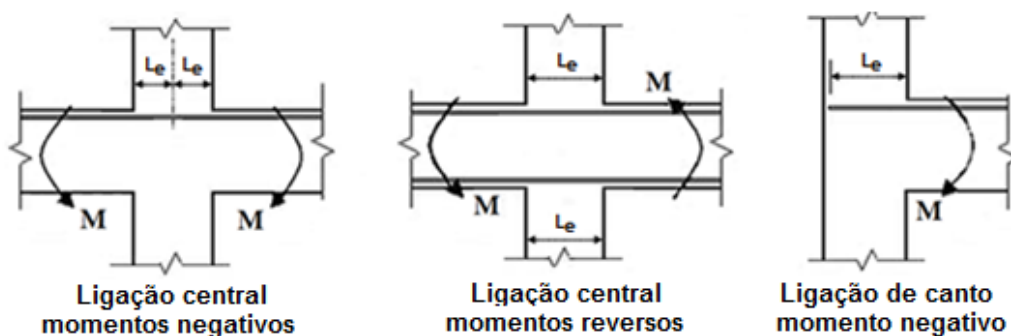
O comprimento embutido  $L_e$  **difere**, devido à geometria, para pilares com ligação em apenas uma face e para pilares com ligações nos dois lados, conforme mostrado na FIGURA 2.14. Portanto, o comprimento  $L_e$  dentro do pilar é também limitado por:

$$L_e \leq \frac{h_p}{2} \quad \text{para pilares internos}$$

$$L_e \leq 0,8 h_p \quad \text{para pilares externos}$$

Em razão da simetria, ligações com vigas em duas direções opostas tendem a serem mais rígidas que ligações com apenas uma viga e ligações com vigas em duas direções contrárias e momentos negativos conduzem a uma rigidez maior do que ligações duplas com momentos reversos (momento negativo em um lado e positivo no outro). Estes efeitos são confirmados por resultados experimentais descritos em Elliott *et al.* (1998).

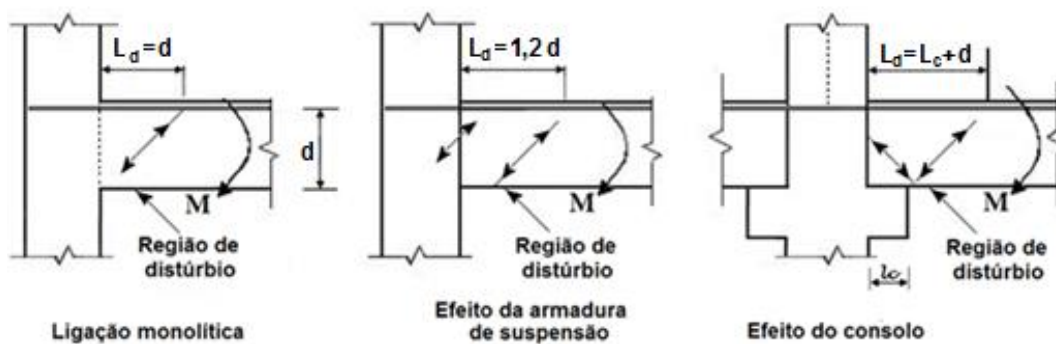
**FIGURA 2.14** – Variações do comprimento da armadura de continuidade embutida no pilar  $L_e$



Fonte: Ferreira *et al*, 2003.

O comprimento  $L_d$  depende de parâmetros como altura da viga, posição do centro de rotação da ligação e do caminhamento das forças internas na extremidade da viga, conforme pode ser observado na FIGURA 2.15. Para ligações com consolos aparentes, o  $L_d$  também pode ser obtido somando-se o comprimento do consolo com a altura útil da viga na extremidade do apoio  $L_d = L_c + d$ .

**FIGURA 2.15** – Variações do comprimento da armadura de continuidade na região da ligação viga-pilar  $L_d$



Fonte: Ferreira *et al*, 2003.

## 2.8. Mecanismos de deformação das ligações viga-pilar

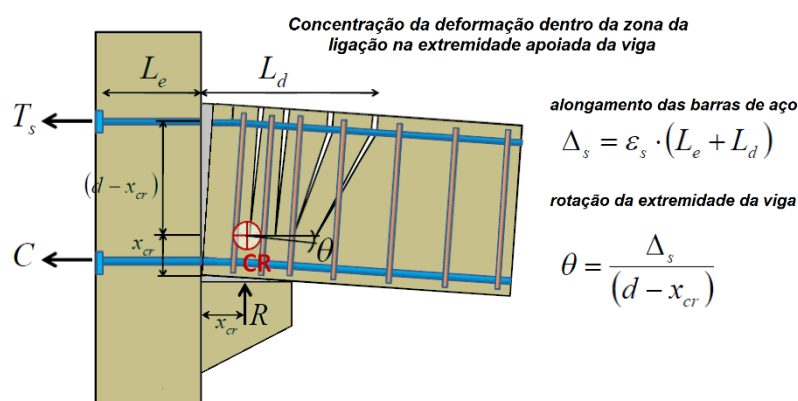
De acordo com Ferreira (2001) e Ferreira & Elliott (2002), a capacidade efetiva de rotação da ligação viga-pilar com barras negativas atravessando o pilar é altamente dependente do mecanismo de alongamento " $\Delta s$ " das armaduras de continuidade, o qual, por sua vez, é afetado pela propagação de fissuras e pelo decorrente efeito de escorregamento aço-concreto nas imediações da face do pilar. Estas deformações apresentam-se tanto na interface viga-pilar como na zona da ligação, e são críticas quando a propagação de fissuras é estabilizada no interior da zona de ligação, especialmente com a combinação de fissuras verticais de flexão e diagonais de cisalhamento devido a ações de gravidade.

O primeiro mecanismo de comportamento está relacionado com o alongamento da parte da armadura embutida no pilar (em bainhas preenchidas com graute). É o principal responsável pela abertura de fissura na interface viga-pilar, sendo afetado pela perda de aderência e escorregamento entre o aço e o concreto, onde a abertura da fissura na junta pode ser significativamente aumentada quando ocorre a perda de ancoragem devida aos efeitos localizados de perda de aderência aço-concreto, com escorregamento das barras próximas à interface viga-pilar. O segundo mecanismo de deformação está relacionado com o alongamento das barras no interior da zona de ligação, o qual é altamente afetado pela propagação de fissuras na extremidade da viga (de flexão e cisalhamento) devido a cargas de gravidade. A FIGURA 2.16 ilustra a configuração deformada para ligações viga-pilar com armadura de continuidade e consolos.

Quando a configuração da fissura é estabilizada, antes que ocorra o primeiro escoamento, existe um aumento acentuado de deformação e descontinuidade da curvatura na extremidade da viga, causando uma perda de rigidez à flexão nesta região. No instante em que o momento de escoamento na junta é alcançado para uma combinação de valores mais elevados das forças de cisalhamento na extremidade da viga, existe uma forte interação das fissuras de flexão e de cisalhamento no topo da extremidade conectada da viga, obrigando a junta viga-pilar a se comportar como uma região, em vez de apenas uma interface.

Considerando estes dois mecanismos, um método viável para o cálculo da rotação das juntas pode ser descrito como a soma da rotação causada pelo alongamento da armadura longitudinal, que atravessa a região fissurada na extremidade da viga (fissuras de flexão e diagonais), com a rotação provocada pelo efeito do escorregamento (“bond-slip”) entre o aço e o concreto dentro da zona de ligação.

FIGURA 2.16 – Configuração deformada para ligações viga-pilar com consolos de concreto.



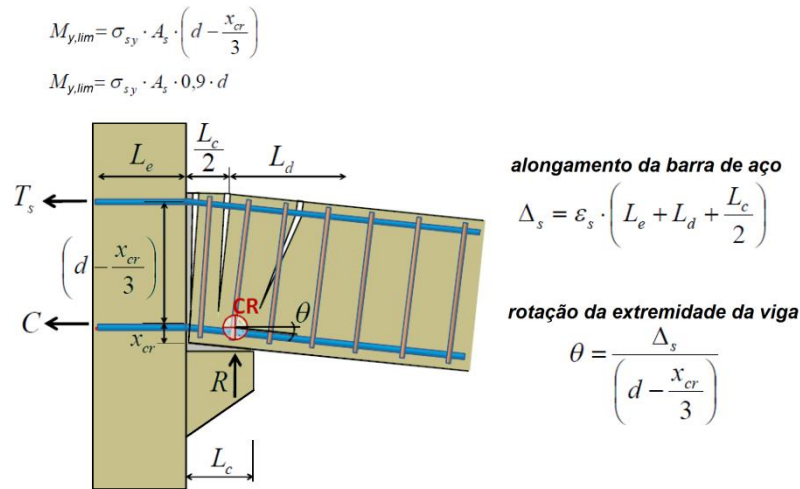
Fonte: Ferreira (2010)

A rotação no início do escoamento é definida pela expressão:

$$\theta_y = \left( \frac{\varepsilon_{sy}}{d - x_2} \right) \cdot L_{ed} \cong \frac{f_y}{0,85 \cdot d \cdot E_s} \cdot L_{ed} \quad (2.11)$$

Devido à reação da viga no consolo de concreto, existe uma relocação do centro de rotação na zona de compressão da junta do apoio entre a extremidade da viga e o consolo de concreto, tal como indicado na FIGURA 2.17. Como consequência, ocorre uma modificação do diagrama de momentos dentro da zona de transição da extremidade da viga e, também, uma concentração de abertura de fissuras num comprimento igual à metade do comprimento de apoio do consolo de concreto ( $L_C/2$ ).

**FIGURA 2.17** – Rigidez rotacional secante no primeiro escoamento das barras de aço



Fonte: Ferreira *et al*, 2010.

## 2.9. Modelagem da rigidez secante à flexão negativa

### 2.9.1. Modelagem da rigidez secante à flexão negativa para ligações viga-pilar com armadura de continuidade solidarizada no local.

Como foi visto, a rigidez secante  $R_{sec}$  é a relação entre  $M_{y,lim}$  e  $\theta_y$ .

Para o caso de ligações de viga-pilar com armadura de continuidade passando através do pilar, quando a tensão do aço for igual à tensão real de escoamento da armadura longitudinal ( $\sigma_s = \sigma_{sy}$ ), a capacidade do momento próximo ao escoamento da armadura longitudinal é dada por:

$$M_{y,lim} = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{x_{cr}}{3} \right) \quad (2.12)$$

Onde  $d$  é a altura efetiva da viga de concreto armado e  $x_{cr}$  é a profundidade do eixo neutro para a seção fissurada transformada.

Para projetos quando  $\sigma_s = f_{yk}$ , a tensão do aço é igual à tensão de escoamento característica, uma boa aproximação para a capacidade de momento  $M_{y,lim}$  pode ser obtida por  $z_{cr} \cong 0,9d$ . Então,  $M_{y,lim}$  é dada por:

$$M_{y,lim} = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d \quad (2.13)$$





acompanhadas de escorregamento aço-concreto, na região da ligação, pode ser expressa como:

$$\theta_2 = \frac{M_{y,lim}}{E_c I_2} L_d \quad (2.15)$$

Assim, a rotação relativa viga-pilar para ligações semirrígidas em um ponto próximo ao escoamento da armadura de continuidade pode ser obtida pelo somatório das rotações  $\theta_1$  e  $\theta_2$ , conforme a EQUAÇÃO 2.15.

$$\theta_y = \left( \frac{M_{y,lim}}{E_c \cdot I_2} \right) \cdot L_d + \left( \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \right) \cdot L_e \quad (2.16)$$

Definidos a rotação relativa viga-pilar  $\theta_y$  causada pelo  $M_{y,lim}$ , tem-se que:

$$R_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_y} = \frac{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2}{\left( \frac{M_{y,lim}}{E_c \cdot I_2} \right) \cdot L_d + \left( \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \right) \cdot L_e} \quad (2.17)$$

Onde:

$A_s$  área da seção transversal da armadura negativa passante no pilar

$d$  altura efetiva na extremidade da viga

$E_s$  módulo de elasticidade do aço

$L_e$  comprimento da parte da armadura de continuidade embutida no pilar central da ligação.

$L_d$  comprimento da parte da armadura ancorada na região da ligação.

$I_2$  Momento de inércia no estágio 2

### 2.9.2. Modelagem simplificada da rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar com armadura de continuidade solidarizada no local conforme a NBR9062 (2016)

Conforme a NBR 9062 (2016), no caso de ligações viga-pilar típicas e seção composta com solidarização no local e continuidade da armadura negativa por meio de bainhas corrugadas passando pelo pilar preenchidas com graute ou por meio de luvas inseridas no pilar, as rotações efetivas das ligações são decorrentes de mecanismos de deformação que ocorrem tanto na interface viga-pilar quanto na zona de transição na extremidade conectada da viga, denominada de região da ligação, a qual compreende trecho entre a face do pilar e o centro de giro no apoio da viga. Considerando o limite do valor da tensão na armadura de continuidade igual a  $\sigma_s \leq f_{yd}$ , a rigidez secante para a relação momento-rotação pode ser calculada de forma simplificada, conforme o desenvolvimento a seguir. Ver também a FIGURA 2.19.

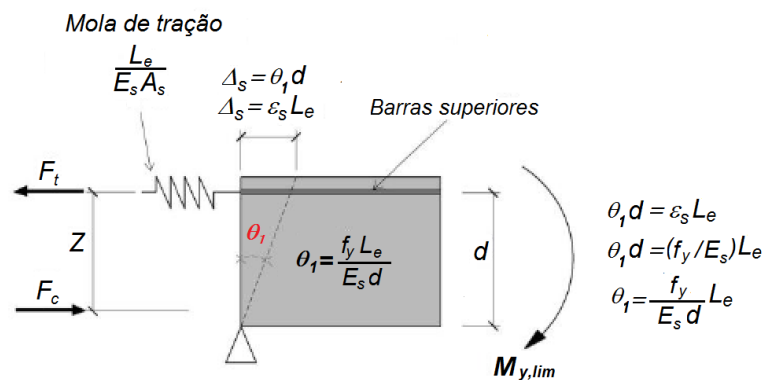
$$R_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_y}$$

$$M_{y,lim} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot A_s$$

$$\theta_y = \left(\frac{0,9}{k}\right) \cdot \left(\frac{f_{yk}}{E_s \cdot d}\right) \cdot L_{ed} \quad (2.18)$$

$$R_{sec} = k \cdot \left(\frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}}\right) \quad (2.19)$$

FIGURA 2.19 – Modelo de mola para a rotação viga-pilar devido a abertura na face do pilar.



Fonte: Ferreira *et al*, 2010.

Onde:

$A_s$	área da seção transversal da armadura negativa passante no pilar
$d$	altura efetiva na extremidade da viga
$E_s$	módulo de elasticidade do aço
$E_{cs}$	módulo de elasticidade secante do concreto, equivalente a $E_{cs} = 0,85E_c$
$L_d$	comprimento da região da ligação, correspondente ao comprimento do consolo somado à altura útil da viga sobre o apoio
$f_{yk}$	tensão característica de escoamento do aço
$k$	coeficiente de ajustamento da rigidez secante
$L_{ed}$	comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade
$L_a$	distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo
$\Delta_s$	deformação absoluta por alongamento da barra de aço
$\varepsilon_s$	deformação relativa por alongamento da barra de aço

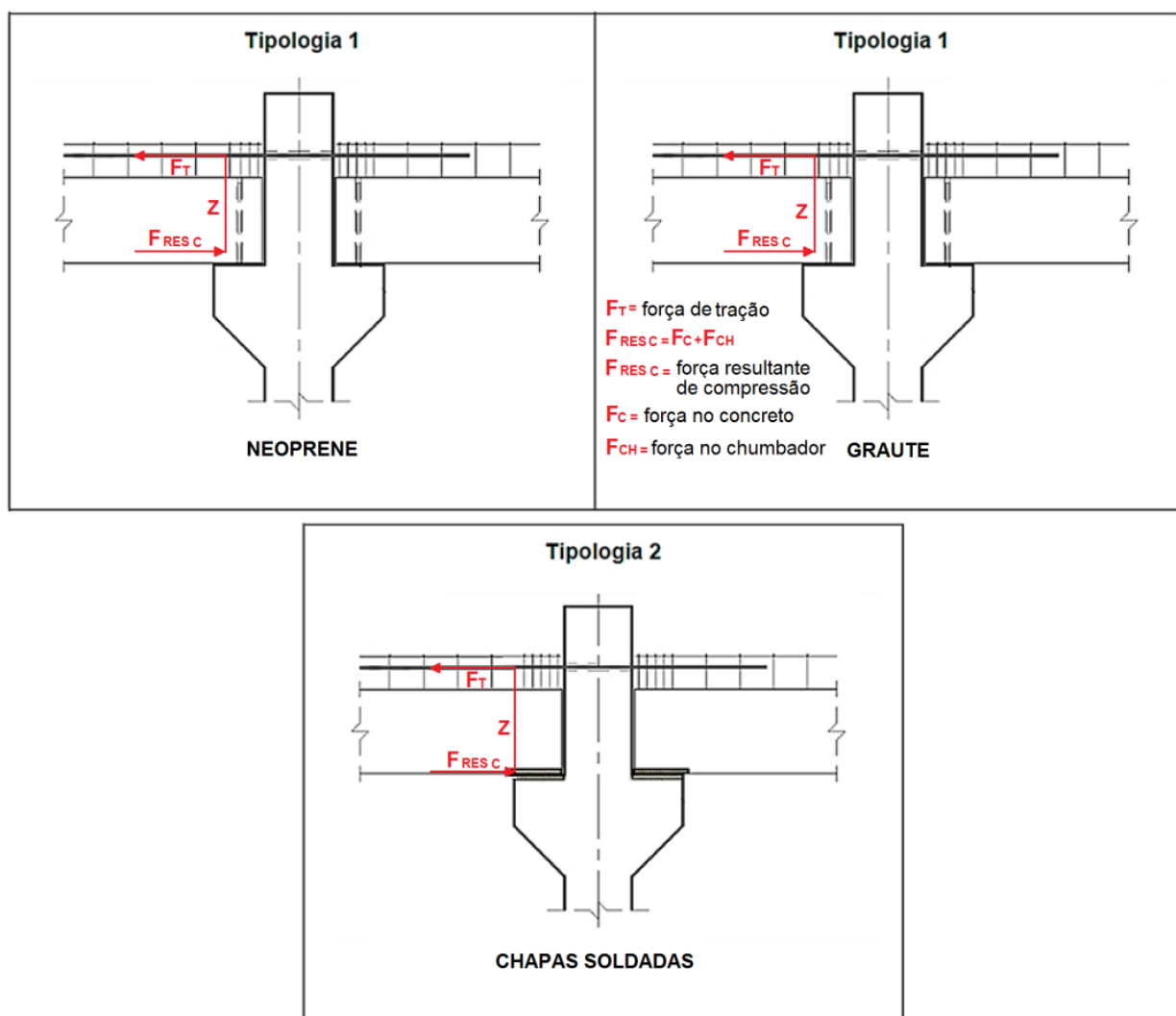
A TABELA 2.1 mostra os valores dos coeficientes de ajustamento da rigidez secante  $k$ , o qual está relacionado com a altura da região fissurada ( $d-x$ ) e com o braço de alavanca  $z$  do momento responsável pela rotação viga-pilar, bem como os valores do comprimento efetivo de deformação da armadura negativa  $L_{ed}$ , conforme a NBR 9062 (2016). Os braços de alavanca estão ilustrados nas FIGURA 2.20 e FIGURA 2.21.

**TABELA 2.1** – Dados para a obtenção da rigidez secante negativa para ligações viga-pilar típicas

TIPOLOGIA DA LIGAÇÃO	K	$L_{ed}$
NEOPRENE/ CHUMBADOR	0,75	$25\varnothing + L_a$
GRAUTE/ CHUMBADOR	0,75	$25\varnothing + L_a$
CHAPA SOLDADA	1	$20\varnothing + L_a$

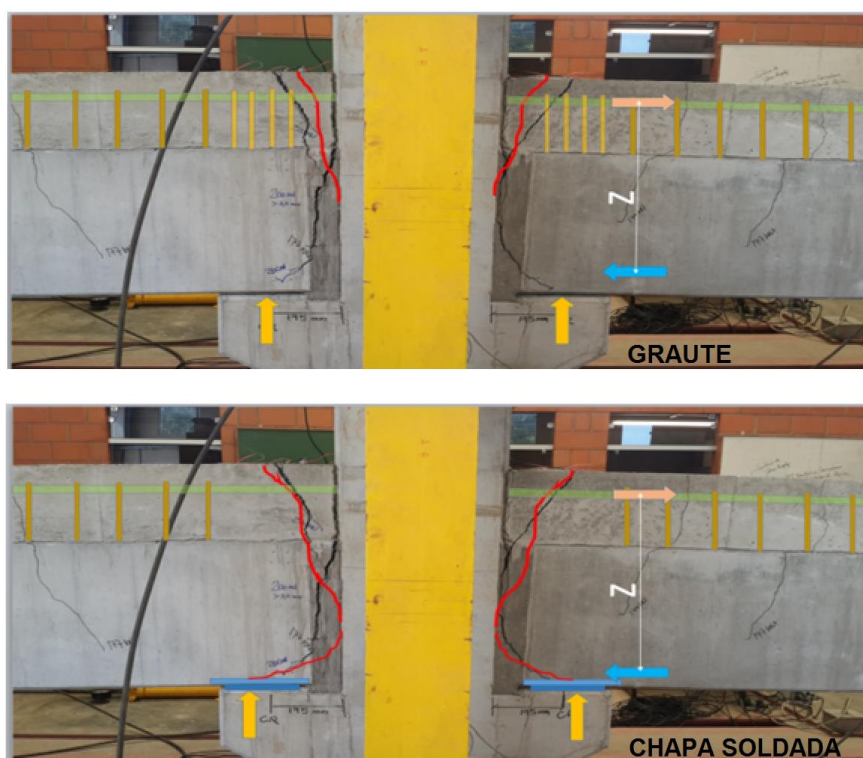
Fonte: NBR 9062, 2016.

**FIGURA 2.20** – Braços de alavanca do momento responsável pela rotação viga-pilar para as três tipologias ensaiadas.



Fonte: Hadade, 2016

**FIGURA 2.21** – Braços de alavanca do momento responsável pela rotação viga-pilar para as três tipologias ensaiadas.



Fonte: Revisão da NBR 9062, 2016

## 2.10. Mecanismos de ruptura de ligações viga-pilar

Conforme o Manual do PCI (1986), os mecanismos de ruptura para ligações viga-pilar com armadura de continuidade podem ser agrupados em quatro situações:

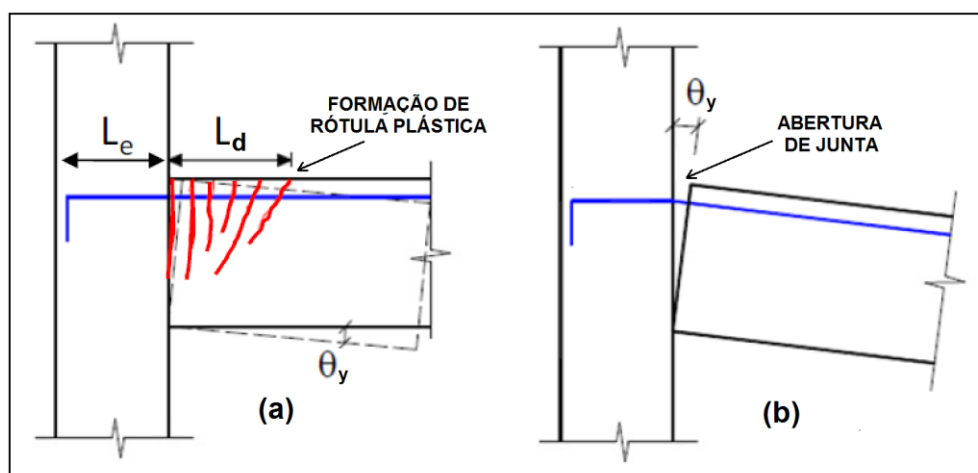
- a) A armadura de continuidade da ligação viga-pilar é projetada com *capacidade à flexão semelhante* à dos elementos conectados.
- b) A armadura de continuidade da ligação que atravessa a interface viga-pilar é projetada com *capacidade à flexão inferior* à dos elementos conectados.
- c) A armadura de cisalhamento projetada para a ligação é insuficiente.
- d) A viga e o consolo são projetados com armadura de tirantes menor que a necessária.

No caso (a), a ligação resistirá ao momento fletor e ocorrerá uma concentração de fissuras na extremidade da viga ao longo da região da ligação, o que pode ser chamado de rótula plástica. Tal mecanismo é considerado como ideal, pois as fissuras se estendem ao longo de um trecho da viga, não se concentrando apenas

na interface viga-pilar. As tensões existem apenas antes do primeiro escoamento nas barras de continuidade. Para este caso, a rotação efetiva é afetada pela presença de fissuras verticais e diagonais na extremidade da viga, onde há também efeitos de escorregamento aço-concreto nas seções fissuradas. FIGURA 2.22 (a) FIGURA 2.22 (b).

Na situação (b), a rotação entre a viga e o pilar tenderá a se concentrar na junta devido à escassez de armadura de flexão e muitas vezes por falta de grauteamento adequado. Assim, ocorre a formação de uma fissura única na interface viga-pilar, onde existe uma concentração de tensões. Em seguida, a extremidade da viga age como um corpo rígido em rotação relativa à face do pilar. Esta situação é mais provável de ocorrer quando a capacidade de momento plástico da ligação viga-pilar (devido à área reduzida das barras de continuidade) é muito limitada em comparação com o momento aplicado sob condições elásticas para uma estrutura rígida compatível. Em outras palavras, o momento resistente plástico da ligação é limitado em relação ao momento solicitante. Portanto, o mecanismo de pós-escoamento ocorre na ligação após o aparecimento da fissura na interface viga-pilar, sem propagação de fissuras dentro da zona da extremidade da viga. Assim, a rotação efetiva é uma função do alongamento das barras de continuidade, com a deformação concentrada na interface viga-pilar, o que é altamente afetada pelo mecanismo de aderência-deslizamento aço-concreto. FIGURA 2.22 (b) e FIGURA 2.22(a).

**FIGURA 2.22** – Mecanismos de ruptura das ligações com armadura de continuidade: (a) Mecanismo de formação de rótula plástica. (b) Mecanismo de abertura de junta.

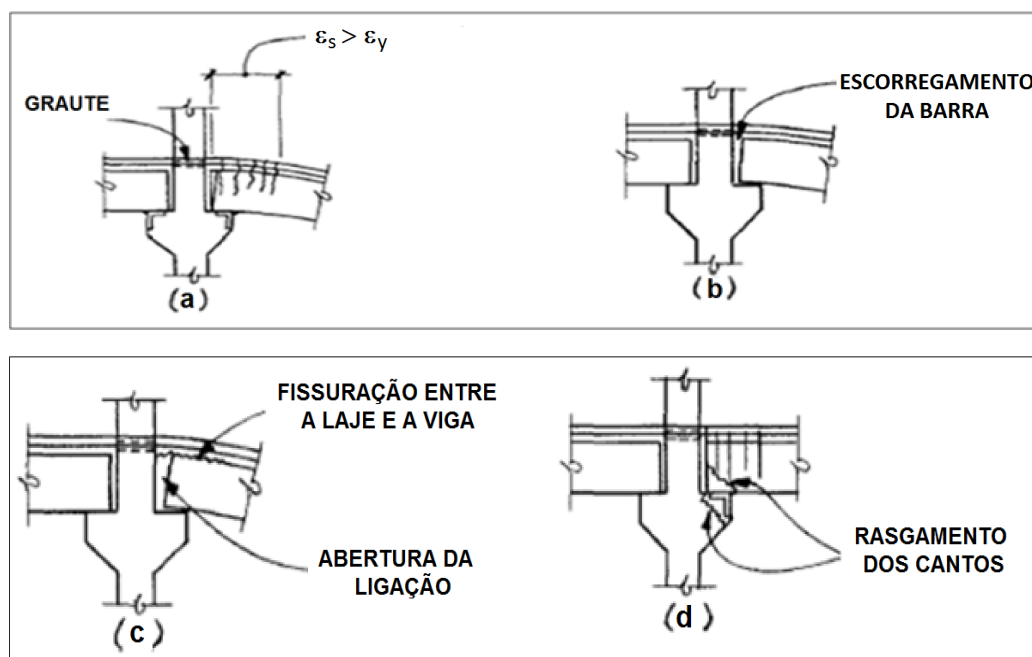


Fonte: Ferreira, 2001

No caso (c), ocorrerá fissuração na interface do concreto pré-moldado e o concreto moldado no local, devido à falta de armadura de cisalhamento (estribos) que garanta o trabalho conjunto de ambos. FIGURA 2.23

No caso (d), ocorrerá um fendilhamento nos cantos do consolo e da viga, devido à falta de armadura tirante no consolo e na viga. FIGURA 2.23

**FIGURA 2.23** – Mecanismos de ruptura em ligações viga-pilar com armadura de continuidade.



Fonte: [PC], 1986.

## 2.11. Mecanismos de deformação ao cisalhamento da ligação

### 2.11.1. Ligação com almofada de elastômero e chumbador

Em Ferreira (1999) é apresentado um estudo analítico para o cálculo da deformabilidade da ligação ao cisalhamento, que englobou três mecanismos de deformação presentes na ligação.

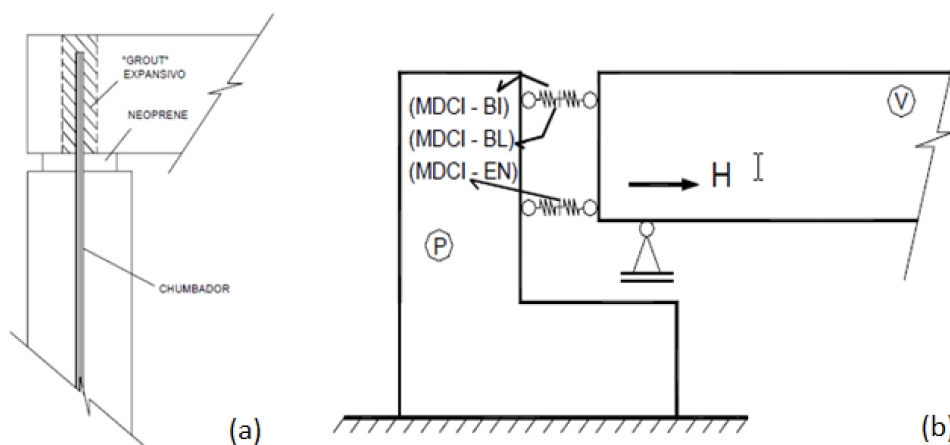
- a) Mecanismo de Deformação ao Cisalhamento no Elastômero Não Fretado, (MDCI-EN), associado à deformabilidade,  $\lambda_{\tau n}$ ;
- b) Mecanismo de Deformação ao Cisalhamento de uma Barra Inserida no concreto, (MDCI-BI), associado à deformabilidade,  $\lambda_{\tau bi}$ ;

- c) Mecanismo de Deformação ao Cisalhamento de uma Barra biengastada em dois elementos de concreto com altura Livre entre si, (MDCI-BL), associado à deformabilidade,  $\lambda_{\tau bl}$ .

A FIGURA 2.24 (b) mostra um esquema que utiliza molas para a representação dos mecanismos de deformação presentes na ligação. As deformabilidades  $\lambda_{\tau bi}$  e  $\lambda_{\tau bl}$  estão associadas em série entre si. Estas, por sua vez, estão associadas em paralelo à deformabilidade ao cisalhamento do elastômero não fretado, portanto, a deformabilidade total de cisalhamento na ligação  $\lambda_{\tau lig}$  pode ser escrita por:

$$\lambda_{\tau lig} = \left( \frac{1}{\lambda_{\tau n}} + \frac{1}{\lambda_{\tau bi} + \lambda_{\tau bl}} \right)^{-1} \quad (2.20)$$

**FIGURA 2.24 – (a)** Detalhamento para a ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador. **(b)** esquema com molas para o mecanismo de deformação ao cisalhamento em ligação viga pilar com almofada de elastômero não fretado e chumbador



Fonte: Ferreira, 1999.

#### 2.11.1.1. Deformabilidade ao cisalhamento da almofada de elastômero não fretado $\lambda_{\tau n}$

$$\lambda_{\tau n} = \frac{h_n}{G \cdot A_0} \quad (2.21)$$

Onde:

$h_n$  espessura da almofada de elastômero



$G$  módulo de deformação transversal do elastômero

$A_0$  área efetiva de apoio do elastômero

### 2.11.1.2. Deformabilidade ao cisalhamento de uma barra inserida no concreto

$$\lambda_{\tau bi}$$

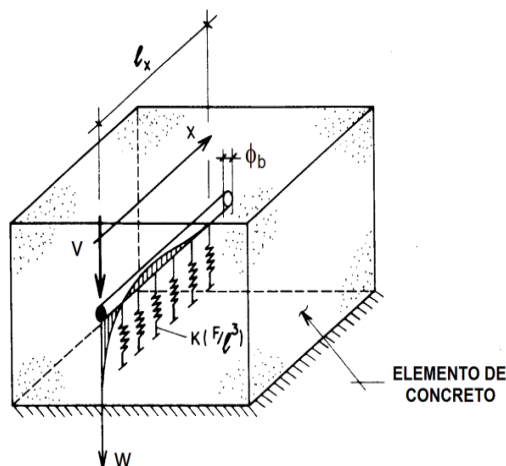
O mecanismo de cisalhamento em um chumbador inserido no concreto pode ser modelado por diferentes aproximações, conforme a análise a ser realizada.

Em Dei Poli *et al.* (1987), apud FERREIRA (1999), foi apresentado um desenvolvimento para o cálculo da deformabilidade ao cisalhamento de uma barra inserida em um elemento de concreto,  $\lambda_{\tau bi}$ , o qual foi baseado na analogia de vigas sobre base elástica, solicitada transversalmente e ajustada por relações experimentais. Foi demonstrado também de forma empírica, que para esforços da ordem de até 40% dos valores últimos, a consideração da linearidade se aproxima bem dos resultados reais.

#### 2.11.1.2.1. Cálculo do deslocamento transversal no chumbador ( $w$ )

Baseando-se na analogia da viga sobre apoio elástico, Dei Poli *et al.* (1987), apud FERREIRA (1999), encontraram o equacionamento demonstrado a seguir (FIGURA 2.25):

**FIGURA 2.25** – Chumbador parcialmente inserido em um elemento de concreto e carregado transversalmente na fase elástica. Analogia da viga sobre apoio elástico



Fonte: Ferreira, 1999.

$$w = \frac{V}{2 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b} \quad (2.22)$$

Para a determinação da deformabilidade admite-se o mecanismo na situação elástica com  $V/V_u < 0,4$ .

Sendo:

$$w = \lambda_{\tau bi} \cdot V \quad (2.23)$$

$$w = \lambda_{\tau bi} \cdot V \rightarrow \lambda_{\tau bi} = \frac{w}{V} = \left( \frac{V}{2 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b} \right) \cdot \left( \frac{1}{V} \right) = \frac{1}{2 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b}$$

$$\lambda_{\tau bi} = \frac{1}{2 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b} \quad (2.24)$$

Onde:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_c \cdot \phi_b}{4 \cdot E_s \cdot I_b}} \quad (2.25)$$

$$k_c = 127 \sqrt{\frac{f'_c}{(\phi_b)^{2/3} \left[ \frac{MPa}{mm} \right] (F/L^3)}} \quad (2.26)$$

$w$  deslocamento transversal na barra do chumbador

$\alpha$  fator que relaciona módulo de rigidez do concreto com a rigidez da barra do chumbador

$V$  força cortante aplicada à barra do chumbador

$E_s$  módulo de elasticidade longitudinal da barra

$I_b$  momento de inércia da seção circular da barra em relação ao diâmetro

$\phi_b$  diâmetro da barra

$k_c$  módulo de rigidez de referência do concreto em  $MPa/mm$

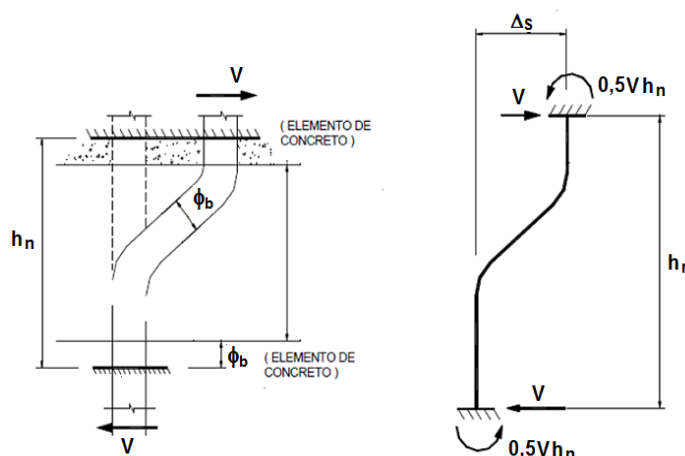
$f'_c$  resistência à compressão do concreto

### 2.11.1.3. Deformabilidade ao cisalhamento de uma barra biengastada em dois elementos de concreto com altura livre $\lambda_{\tau bl}$

No caso de ligações com barra (chumbador) inserida em dois elementos de concreto separados por uma almofada de elastômero localizada na interface da ligação, portanto, provocando uma excentricidade entre as solicitações horizontais nos elementos de concreto, tem-se uma alteração no mecanismo de deformação do chumbador nos trechos internos ao concreto, havendo a necessidade de fazer-se alguns ajustes no equacionamento proposto originalmente por Dei Poli *et al.* (1992).

Assim a deformabilidade ao cisalhamento da barra do chumbador na altura livre, considerada como uma barra biengastada com comprimento correspondente à altura da almofada de elastômero, pode ser obtida conforme desenvolvimento mostrado na FIGURA 2.26:

**FIGURA 2.26** – Deformação da barra do chumbador devido à força cortante



Fonte: Ferreira, 1999.

$$\Delta_s = \lambda_{\tau bl} \cdot V \quad (2.27)$$

Onde:

$\Delta_s$  deslocamento transversal relativo às extremidades da barra

$\lambda_{\tau bl}$  deformabilidade ao cisalhamento da barra do chumbador inserida em dois elementos de concreto

$V$  força cortante no chumbador

$h_n$  braço de alavanca ou espessura (altura livre) da almofada de elastômero

$E_s$  módulo de elasticidade da barra do chumbador

$\phi_b$  diâmetro da barra do chumbador

Sendo:

$$M = 0,5 \cdot h_n \cdot V \quad \text{Momento} \quad (2.28)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{M}{I_b}\right) \cdot \left(\frac{\phi_b}{2}\right) \Rightarrow \quad \text{Tensão normal no aço} \quad (2.29)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0,5 \cdot h_n \cdot V}{I_b}\right) \cdot \left(\frac{\phi_b}{2}\right)$$

$$I_b = \frac{\pi \cdot \phi_b^4}{64} \Rightarrow \quad \text{Momento de inércia da seção transversal da barra}$$

$$I_b = A_s \cdot \frac{\phi_b^2}{16}$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot \phi_b^2}{4} \Rightarrow$$

Área da seção transversal da barra

$$A_s = \frac{16 \cdot I_b}{\phi_b^2}$$

$$V = A_s \cdot \sigma_s \Rightarrow V = \frac{\pi \cdot \phi_b^2}{4} \cdot \sigma_s \Rightarrow V = \frac{16 \cdot I_b}{\phi_b^2} \cdot \sigma_s \Rightarrow V = \frac{4 \cdot \sigma_s \cdot I_b}{\left(\frac{\phi_b^2}{4}\right)} \Rightarrow V = \frac{4 \cdot \sigma_s \cdot I_b}{\left(\frac{\phi_b}{2}\right)^2}$$

$$V = \frac{4 \cdot \sigma_s \cdot I_b}{\left(\frac{\phi_b}{2}\right)^2} \quad \text{Força cortante} \quad (2.30)$$

$$\Delta_s = \lambda_{\tau b} \cdot V \Rightarrow \Delta_s = \left(\frac{h_n^3}{12 \cdot E_s \cdot I_b}\right) \cdot \left(\frac{4 \cdot \sigma_s \cdot I_b}{\left(\frac{\phi_b}{2}\right)^2}\right) \Rightarrow \Delta_s = \frac{h_n^3 \cdot \sigma_s}{\left(3 \cdot E_s \cdot \left(\frac{\phi_b}{2}\right)^2\right)}$$

$$\Delta_s = \frac{h_n^3 \cdot \sigma_s}{3 \cdot E_s \cdot \left(\frac{\phi_b}{2}\right)^2} \quad \text{Deslocamento transversal relativo às extremidades das barras} \quad (2.31)$$

$$\lambda_{\tau bl} = \frac{h_n^3}{12 \cdot E_s \cdot I_b} \quad (2.32)$$

A expressão (2.32) representa a deformabilidade da barra do chumbador na altura livre em função do momento de inércia da seção da barra e da espessura da almofada de elastômero.

$$\lambda_{\tau bl} = \frac{h_n^3}{12 \cdot E_s \cdot I_b} = \frac{h_n^3}{12 \cdot E_s \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_b^4}{64}\right)} = \frac{64 \cdot h_n^3}{12 \cdot E_s \cdot \pi \cdot \phi_b^4} = \frac{16 \cdot h_n^3}{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4}$$

$$\lambda_{\tau bl} = \frac{16 \cdot h_n^3}{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4} \quad (2.33)$$

A EQU. (2.33) corresponde à deformabilidade ao cisalhamento da barra do chumbador na altura livre, considerada como uma barra biengastada com comprimento correspondente à espessura da almofada de elastômero e dada em função do diâmetro da barra.

#### 2.11.2. Cálculo da deformabilidade da ligação

Foi visto que a deformabilidade ao cisalhamento de uma barra inserida em um elemento de concreto é dada por:  $\lambda_{\tau bi} = 1/(2 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b)$ , todavia, no caso tem-se uma barra inserida em dois elementos de concreto, com uma almofada de elastômero na interface da ligação, tendo-se assim uma excentricidade entre as solicitações horizontais nos elementos de concreto. Desta forma tem-se uma alteração no mecanismo de deformação do chumbador nos trechos internos do concreto, havendo a necessidade de fazerem-se alguns ajustes no equacionamento proposto originalmente. Assim, a deformabilidade ao cisalhamento de um dos trechos da barra inserido em um elemento de concreto, levando-se em conta os efeitos da interface da ligação na rigidez da barra, é dada por:

$$\lambda_{\tau lig} = \frac{1}{3,5 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b} \quad (2.34)$$

Onde:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_c \cdot \phi_b}{4 \cdot E_s \cdot I_b}} \quad (2.25)$$

$$k_c = 127 \sqrt{\frac{f'_c}{(\phi_b)^{2/3}}} \left[ \frac{MPa}{mm} \right] \quad (2.26)$$

Para  $n$  barras dispostas em uma mesma linha da ligação, estando elas inseridas em dois elementos de concreto com *resistências diferentes*, das quais se derivam respectivamente os fatores  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ , a deformabilidade total de cisalhamento da ligação,  $\lambda_{\tau lig}$ , pode ser obtida pela expressão:

$$\lambda_{\tau lig} = \left[ \left( \frac{G \cdot A_0}{h_n} \right) + (n \cdot E_s \cdot I_b) \cdot \left( \frac{h_n^3}{12} + \frac{1}{3,5 \cdot \alpha_1^3} + \frac{1}{3,5 \cdot \alpha_2^3} \right)^{-1} \right]^{-1} \quad (2.37)$$

## 2.12. Classificação das ligações viga-pilar

A classificação das ligações aqui apresentadas é baseada principalmente em pesquisas realizadas na área de Estruturas Metálicas e tem o objetivo de auxiliar na escolha do tipo de ligação para cada finalidade específica da estrutura, visando economia e desempenho.

As ligações podem ser classificadas quanto à sua rigidez rotacional e resistência ao momento fletor. Com relação à rigidez as ligações podem ser rígidas, articuladas ou semirrígidas e quanto à resistência podem ser articuladas, de resistência parcial ou total. (ELLIOT, 2007).

### 2.12.1. Quanto ao grau de rigidez rotacional

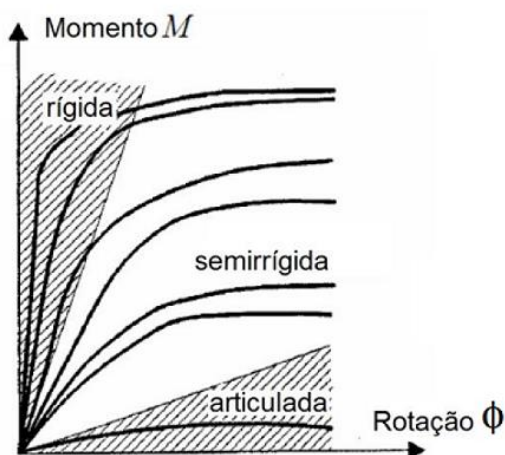
Quanto ao grau de rigidez, as ligações em estrutura de concreto pré-moldadas são classificadas como rígidas, semirrígidas e articuladas, conforme pode ser verificado pelo gráfico da FIGURA 2.27 e descritas a seguir:

**Ligação rígida** – possui elevada capacidade de transmitir e resistir a todos os esforços, incluindo momentos e sua deformação pode ser desconsiderada.

**Ligação articulada** – caracteriza-se pela incapacidade de resistir ou transmitir momentos.

**Ligação semirrígida** – corresponde ao comportamento intermediário entre o rígido (engastado) e o articulado (rotulado), que pode aproximar-se de uma das duas situações em função do grau de flexibilidade da ligação, ou seja, apresenta alguma capacidade de transmitir momento fletor.

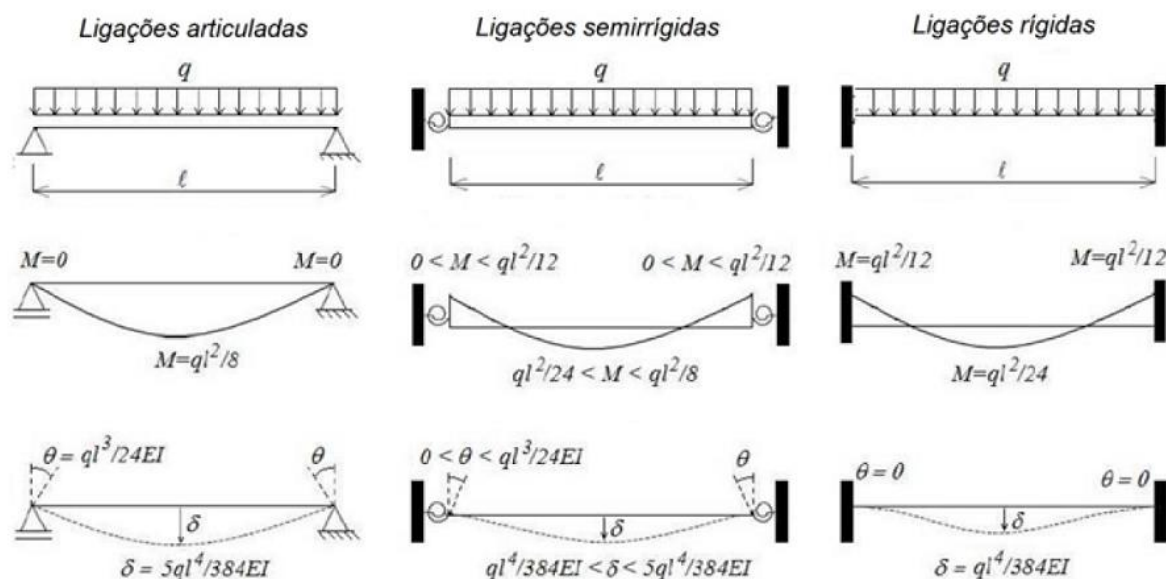
**FIGURA 2.27** – Curvas momento-rotação para as três classes de ligação



Fonte: FIB, 2008.

A influência da rigidez da ligação no comportamento da viga quanto à transmissão de momento e deformação pode ser observada na FIGURA 2.28.

**FIGURA 2.28** – Influência da rigidez da ligação no comportamento da viga



Fonte: Ferreira, 2010.

### 2.12.2. Quanto ao grau de resistência rotacional

Segundo o Eurocode 3 (2002), quanto ao grau de resistência ao momento fletor, encontrado ao comparar-se o momento resistente de projeto da ligação com o momento de plastificação resistente de projeto dos elementos conectados, as ligações são classificadas como segue:

**Ligações articuladas** – São as ligações projetadas para transferir apenas esforços cortantes e normais, portanto, tendo uma capacidade de rotação que permita a formação de todas as rótulas plásticas necessárias ao mecanismo de colapso.

**Ligações completamente resistentes** – São as ligações que apresentam capacidade de resistir a momentos fletores superiores aos momentos de plastificação dos elementos conectados, resultando na formação de rótula plástica em um elemento adjacente à ligação.

**Ligações parcialmente resistentes** – São as ligações que apresentam capacidade de resistir a momentos fletores inferiores aos momentos de plastificação dos elementos conectados. Nesse caso é necessária uma capacidade rotacional adequada, visto que a rótula plástica terá sua formação na ligação.

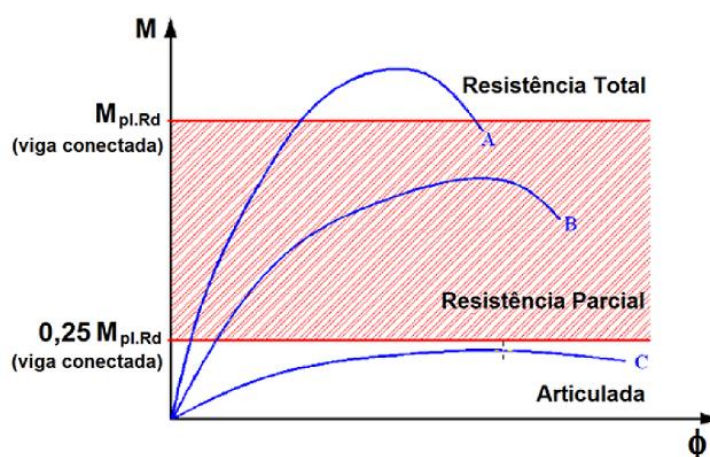


A FIGURA 2.29 apresenta três curvas momento-rotação: a curva A – corresponde a uma ligação com resistência total, a B, com resistência parcial e a C, articulada, com os respectivos limites para cada uma delas de acordo com o Eurocode 3 (2002). Observando-se a FIGURA 2.29 pode-se verificar que o limite máximo para uma ligação articulada é de  $0,25 \cdot M_{pl,Rd}$ .

Onde:

$M_{pl,Rd}$  momento de plastificação resistente de cálculo da viga conectada

FIGURA 2.29 – Classificação das ligações quanto a resistência ao momento fletor

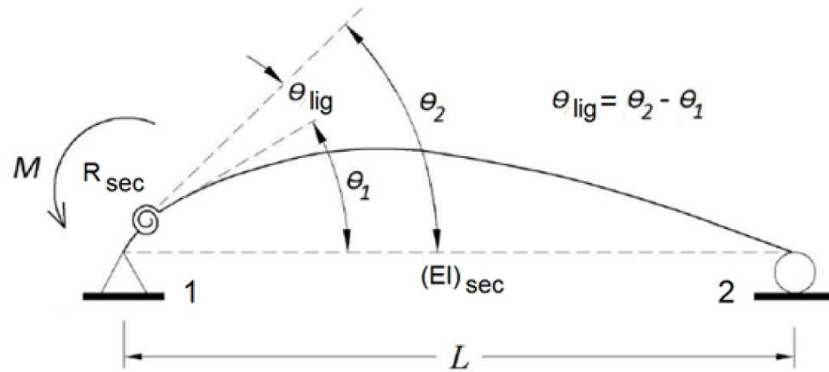


Fonte: Aguiar, 2010.

### 2.13. Fator de restrição à rotação $\alpha_R$

O fator de restrição à rotação  $\alpha_R$  pode ser definido como a razão entre  $\theta_1$  (rotação da extremidade engastada de uma viga, a qual é apoiada na outra, devido a um momento unitário,  $L/(3 \cdot E \cdot I)$ ) e  $\theta_2$ , que é a rotação combinada do elemento (viga) e da ligação devida ao momento de extremidade ( $1/R$ ) (FIGURA 2.30). Este fator relaciona a rigidez rotacional da ligação com a rigidez do elemento.

FIGURA 2.30 – Fator de restrição à rotação



Fonte: NBR 9062, 2016.

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} \rightarrow \alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_1 + \theta_{lig}} \rightarrow \alpha_R = \frac{\left(\frac{L}{3 \cdot E \cdot I}\right)}{\left(\frac{L}{3 \cdot E \cdot I}\right) + \left(\frac{1}{R}\right)} \rightarrow \alpha_R = \frac{\left(\frac{L}{3 \cdot E \cdot I}\right)}{\left(\frac{R \cdot L + 3 \cdot E \cdot I}{3 \cdot E \cdot I \cdot R}\right)}$$

$$\rightarrow$$

$$\alpha_R = \left(\frac{L}{3 \cdot E \cdot I}\right) \cdot \left(\frac{3 \cdot E \cdot I \cdot R}{R \cdot L + 3 \cdot E \cdot I}\right) \rightarrow \alpha_R = \frac{R \cdot L}{R \cdot L + 3 \cdot E \cdot I} \rightarrow$$

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \left(\frac{3 \cdot E \cdot I}{R \cdot L}\right)} \rightarrow \alpha_R = \left[1 + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}}\right]^{-1}$$

$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}}\right]^{-1} \quad (2.38)$$

Onde:

$\theta_1$  rotação da extremidade engastada de uma viga, cuja outra extremidade é apoiada, devida a um momento unitário,  $\frac{L}{3EI}$

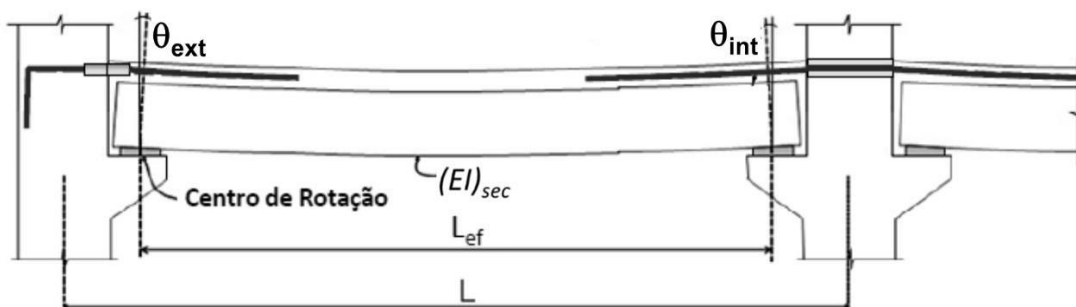
$\theta_{lig}$  rotação extremidade da mesma viga quando esta encontra-se conectada ao pilar através de uma ligação semirrígida, representada por uma mola  $R$

$(E \cdot I)_{sec}$  rigidez secante da viga conforme a NBR 6118 (2014)

$R_{sec}$  rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

$L_{ef}$  vão efetivo entre os centros de giro nos apoios da viga, conforme FIGURA 2.31

FIGURA 2.31 – Comprimento efetivo da viga para o cálculo do fator de restrição



Fonte: NBR 9062, 2016.

### 2.13.1. Coeficiente de engastamento parcial ( $\gamma_{EP}$ )

Pode-se determinar a porcentagem de engastamento de uma ligação em função do fator de restrição  $\alpha_R$ , através da relação entre o momento de extremidade de uma viga, quando o apoio é semirrígido, pelo momento de engastamento perfeito:

$$\gamma_{EP} = \frac{M_{SR}}{M_E} \rightarrow \gamma_{EP} = \frac{\left(\frac{P \cdot L^2}{12}\right) \cdot \left(\frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R}\right)}{\left(\frac{P \cdot L^2}{12}\right)} \rightarrow \gamma_{EP} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R}$$

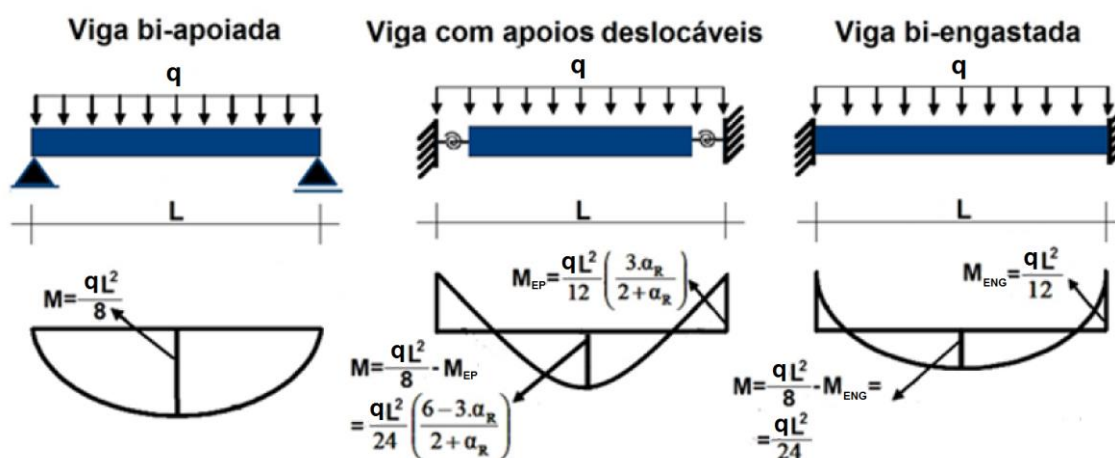
$$\gamma_{EP} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} \quad (2.39)$$

Onde:

$M_{SR}$  momento no apoio com ligação semirrígida de vigas com apoios semirrígidos nas duas extremidades

$M_E$  momento de engastamento perfeito em ambos os apoios de vigas biengastadas

FIGURA 2.32 – Influência da classe da ligação no comportamento da viga. Equações em função do fator de restrição à rotação



Fonte: Kataoka *et al*, 2006.

### 2.13.2. Classificação das ligações semirrígidas em função do fator de restrição à rotação $\alpha_R$

Com base no fator de restrição à rotação  $\alpha_R$ , em Ferreira *et al.* (2002) foi apresentada uma proposta para a classificação das ligações semirrígidas de estruturas pré-moldadas, em cinco zonas distintas, conforme indicado na TABELA 2.2.

TABELA 2.2 – Classificação das ligações semirrígidas baseada no fator de restrição

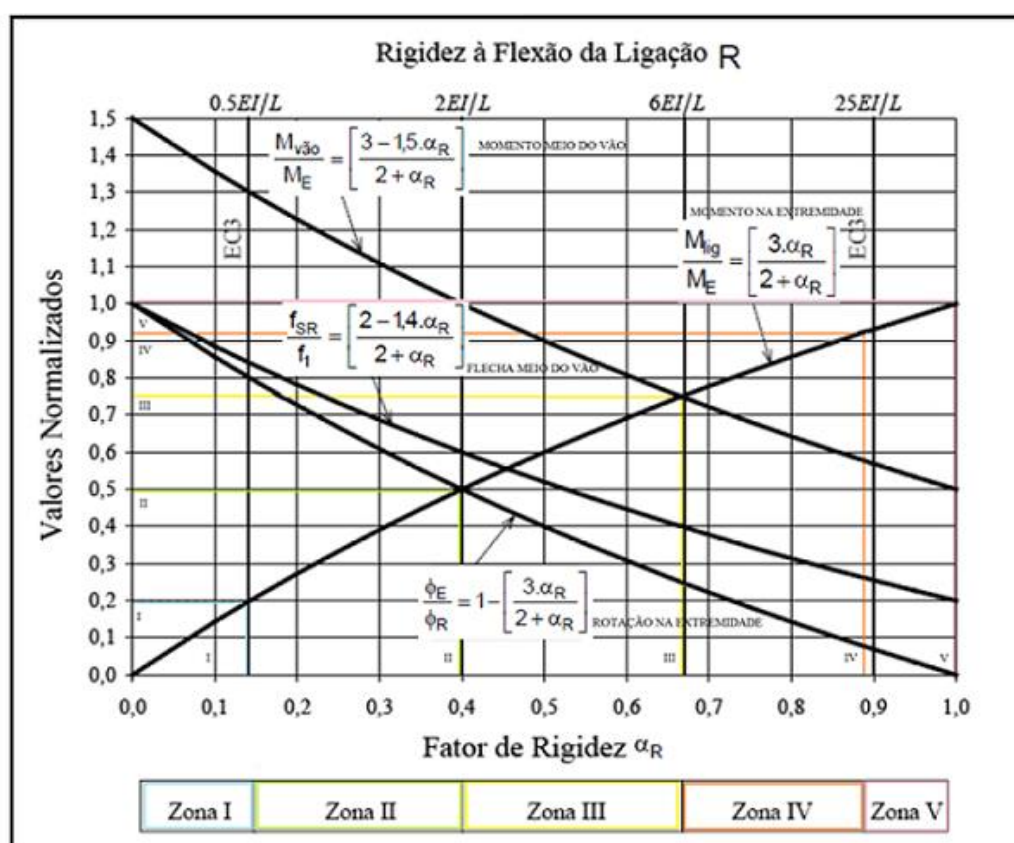
ZONAS	FATOR DE RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO $\alpha_R$	COEFICIENTE DE ENGASTAMENTO PARCIAL $M_E/M_R$	CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES
ZONA I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E/M_R < 0,2$	ARTICULADAS
ZONA II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E/M_R < 0,5$	SEMIRRÍGIDAS COM RESISTÊNCIA BAIXA
ZONA III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E/M_R < 0,75$	SEMIRRÍGIDAS COM RESISTÊNCIA MÉDIA
ZONA IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E/M_R < 0,9$	SEMIRRÍGIDAS COM RESISTÊNCIA ALTA
ZONA V	$0,86 \leq \alpha_R < 1,0$	$0,9 \leq M_E/M_R < 1,0$	PERFEITAMENTE RÍGIDAS

Fonte: Ferreira (2003).

Estas zonas estão bem ilustradas na FIGURA 2.33, com curvas representando a razão entre: o momento modificado no meio do vão devido à ligação semirrígida

( $M_{v\tilde{a}o}$ ) e o momento de engastamento no apoio da viga biengastada ( $M_E$ ); o momento modificado na extremidade da viga devido à ligação semirrígida ( $M_{lig}$ ) e o momento de engastamento no apoio da viga biengastada ( $M_E$ ) ou coeficiente de engastamento parcial; a flecha no meio do vão devido ao comportamento semirrígido ( $f_{SR}$ ) e a flecha no meio do vão da viga bi apoiada ( $f$ ) e finalmente a rotação efetiva na extremidade da viga devida à ligação semirrígida ( $\phi_E$ ) e a rotação livre da viga bi apoiada ( $\phi_R$ ), todas as curvas em função do fator de restrição rotação ( $\alpha_R$ ).

FIGURA 2.33 – Classificação das ligações semirrígidas em função do fator de restrição



Fonte: Ferreira, 2003.

## 2.14. Método *Beam-line*

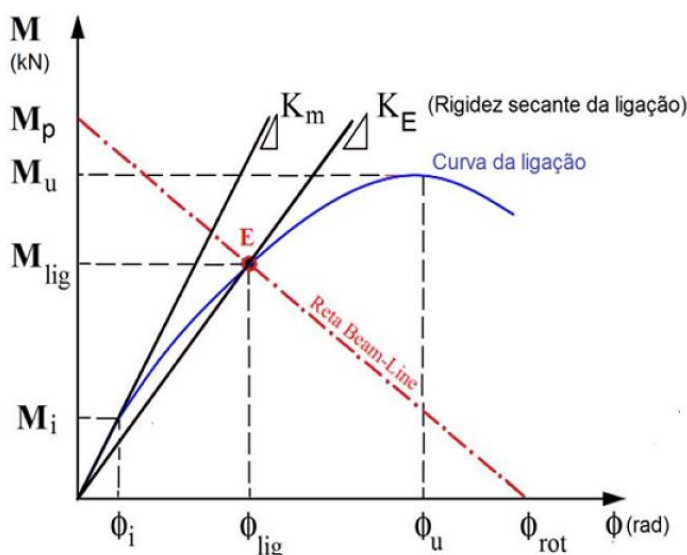
Através da rigidez de uma ligação é possível estimar-se a sua resistência com a utilização do método “*Beam-Line*”, inicialmente desenvolvido por Batho & Rowan em 1934 para o estudo de ligações semirrígidas presentes em estruturas metálicas. A resistência determinada é compatível com o comportamento elástico da viga.

A reta chamada “*Beam-Line*” é obtida através de dois pontos do gráfico momento-rotação, os quais correspondem às situações de engastamento perfeito ( $M_p$ ), onde a rotação é nula, e de articulação perfeita ( $\phi_{rot}$ ), para a qual o momento é nulo, significando dizer que há liberação total do giro. A determinação da reta “*Beam-Line*” pode ser observada na FIGURA 2.34.

O ponto E, de interseção da reta “*Beam-Line*” com a curva momento-rotação da ligação, equivale ao ponto no qual a ligação deixa de trabalhar, ou seja, atinge os momento e rotação limites para a ligação. A ligação deve ter capacidade de resistir pelo menos o momento associado ao ponto “E”. “E” também corresponde ao ponto onde existe compatibilização entre o giro da extremidade da viga com o giro relativo entre a viga e o pilar. Com a determinação da reta “*Beam-Line*” é possível identificar o local onde ocorrerá a ruptura, se na ligação ou na viga.

Teoricamente, os valores correspondentes ao momento fletor da ligação ( $M_{lig}$ ) e a rotação específica ( $\phi_{lig}$ ), relativa a esse momento  $M_{lig}$ , podem ser determinados graficamente, considerando-se a rigidez da ligação e da viga, através da interseção da reta de rigidez secante com a reta “*Beam-Line*”, conforme mostra a FIGURA 2.34.

FIGURA 2.34 – Curva momento-rotação, reta *Beam-line* e rigidez secante da ligação

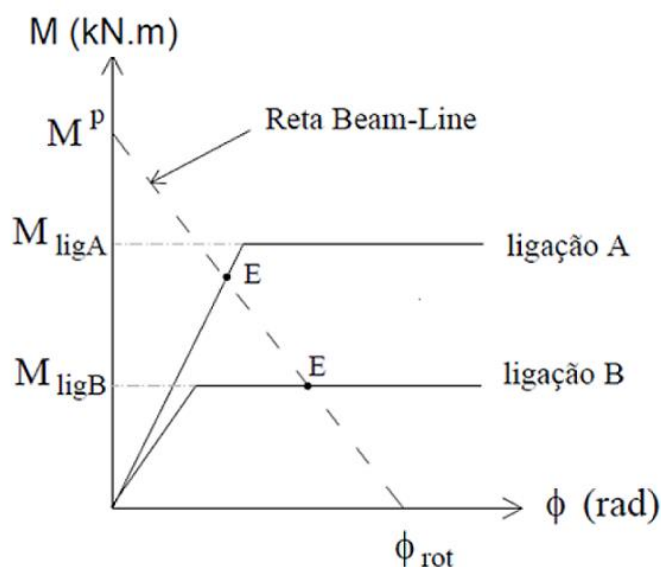


Fonte: Ferreira, 1999.

Para uma determinada ligação viga-pilar semirrígida, se ocorrer a plastificação da armadura negativa para um momento inferior ao correspondente ao ponto “E”, a ruptura será na ligação, caso contrário, se a plastificação da armadura for verificada

para um momento superior à reta “*Beam-Line*” a ruptura ocorrerá na viga (FIGURA 2.35).

**FIGURA 2.35** – Comportamento de ligações. Ligação A – com ruptura na viga. Ligação B – com ruptura na junta



Fonte: Catóia, 2007.

## 2.15. Filosofia de projeto para ligações

Conforme o manual FIB (2008) a filosofia de projeto para ligações de elementos pré-fabricados deve contemplar ambos os requisitos de desempenho estrutural e de método construtivo. Em muitas situações, os procedimentos de trabalho na fábrica influenciam fortemente o projeto da ligação, que depende de vários fatores, dentre eles:

- A estabilidade da estrutura – Estruturas aperticadas não contraventadas e pré-moldadas em esqueleto exigem fundações resistentes a momento, o que não se faz necessário para estruturas contraventadas e painéis estruturais dispostos nas duas direções.
- O arranjo estrutural do pórtico – O número e posições disponíveis para pilares, paredes, núcleos e outros elementos de contraventamento podem determinar o projeto da ligação.
- Continuidade de momento na extremidade de vigas ou lajes – Elementos em balanço ou contínuos sempre requerem ligações de extremidade resistentes a momento, o que não ocorre para os simplesmente apoiados. Estruturas não

contraventadas até certa altura podem ser projetadas utilizando-se ligações rígidas ou semirrígidas.

- Previsão de proteção contra fogo para apoios e armaduras.
- Aparência das ligações e minimização das zonas estruturais, por exemplo, ligações embutidas devem ser projetadas em função das dimensões dos elementos, enquanto que a ligações aparentes dispensam esse cuidado.
- A facilidade e economia de fabricação.
- Os requisitos para a estabilidade temporária a fim de permitir que a montagem da estrutura prossiga, e a necessidade de fixação imediata / estabilidade, por exemplo, contenção de torção nas extremidades das vigas durante a montagem das lajes.
- O acesso ao canteiro pode influenciar o projeto estrutural e, portanto, o projeto ligação.
- A escolha do método para a execução das juntas, isto é: preenchimento com graute uso de chumbadores, chapas soldadas e os tipos de apoios utilizados.
- Os recursos da fábrica para estocagem e movimentação interna e de elevação.

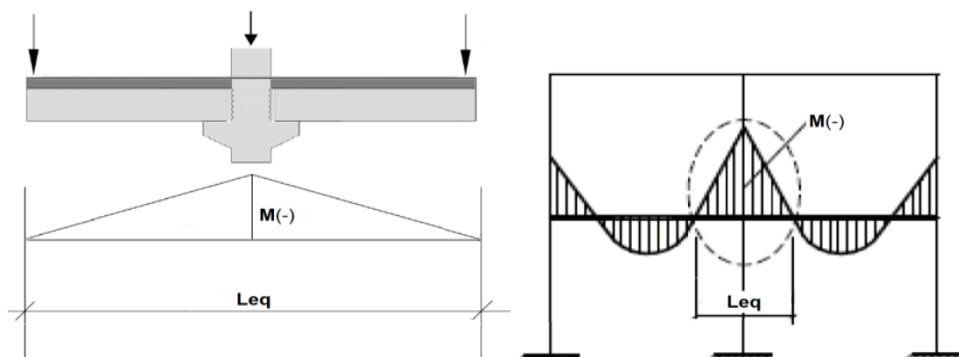


# 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

## 3.1. Objetivos do programa experimental

O objetivo principal do presente trabalho foi caracterizar experimentalmente as ligações entre as vigas e o pilar de modelos cruciformes, carregados verticalmente nas suas extremidades em balanço, simulando as proximidades de um nó central de estruturas aporricadas, conforme mostrado na FIGURA 3.1. Assim, foram determinadas as *relações momento-rotação viga-pilar* com a finalidade de identificar a *rotação relativa* entre esses elementos em seis situações diversas, cujas variáveis eram as juntas horizontais e as taxas de armadura transversal nas zonas de distúrbio das vigas, contíguas ao pilar. Dessa forma, pretendeu-se estudar a *influência da ligação positiva* no comportamento destes modelos que reproduziram três tipos de ligações semirrígidas entre vigas e pilares pré-moldados em concreto armado mais utilizadas no Brasil. Tais ligações serão descritas no próximo item deste texto, para as quais *se examinou também a rigidez, ou seja, o efeito da sua deformabilidade na redistribuição dos esforços e deslocamentos na estrutura*, verificando-se ainda qual a participação do envolvimento por meio de estribos das armaduras negativas de continuidade no seu comprimento efetivo de deformação.

FIGURA 3.1 – Situação simulada de uma estrutura aporricada



Fonte: Kataoka, 2007.

## 3.2. Detalhamento do programa experimental

### 3.2.1. Descrição dos modelos

A fim de alcançarem-se os objetivos desta pesquisa, foram idealizados seis modelos cruciformes, sendo cada um deles composto por um pilar central, contínuo, munido de dois consolos em lados opostos que apoiaram as extremidades de duas vigas em balanço (FIGURA 3.2). Os elementos desta estrutura foram solidarizados entre si por meio de ligações viga-pilar *resistentes à flexão*. Os referidos modelos foram, dois a dois, distribuídos por três séries do nosso programa experimental. Para toda série foi prevista uma tipologia de ligação diferente, que continha em comum a armadura negativa de continuidade posicionada próxima à face superior da porção da viga concretada no local, a qual também atravessava o pilar através de bainhas corrugadas grauteadas. Conforme foi dito anteriormente, *a variável entre as séries ocorreu na região limitada pelo consolo e a viga, a junta horizontal ou ligação positiva*. Para a primeira delas, utilizaram-se almofadas de elastômero (neoprene) e dois chumbadores em aço CA25 com 20 mm de diâmetro, formando um ângulo de 90° com o consolo. Para a segunda, aplicou-se graute no espaço entre a viga e o consolo, sendo o afastamento entre esses elementos garantido pela colocação de uma chapinha de aço com dimensões de 100 x 50 x 10mm. Foram mantidos os mesmos tipos e quantidade de chumbadores da primeira série e, finalmente, para a terceira série, em lugar do chumbador e do graute ou neoprene, foram projetadas chapas em aço, fixadas nas faces inferior da viga junto ao pilar e superior do consolo, que foram soldadas. Para todos os modelos utilizou-se graute para o preenchimento dos nichos de passagem das armaduras negativas, dos chumbadores, quando havia, e da junta vertical viga-pilar. Para os protótipos de uma mesma série, utilizaram-se ainda, duas taxas de armaduras transversais diferenciadas ao longo da zona da ligação.

A avaliação do efeito das ligações positivas nas extremidades apoiadas das vigas foi realizada pela comparação dos resultados dos *deslocamentos angulares e lineares* obtidos para as três tipologias investigadas, conforme descrito na metodologia experimental.

Os modelos foram denominados *em função das variáveis previstas para as juntas horizontais de cada um deles*. Portanto, para a **Série 1**, os protótipos foram denominados **NCE** (Neoprene, Chumbador e Estribos na zona da ligação) e **NC** (Neoprene e Chumbador); para a **Série 2**: **CSE** (Chapa Soldada e Estribos na zona da ligação) e **CS** (Chapa Soldada) e finalmente para a **Série 3**, os **GCE** (Graute, Chumbador e Estribos na zona da ligação) e **GC** (Graute e Chumbador). Ver esquema dos modelos na FIGURA 3.2 e tipologia das ligações na TABELA 3.1.

FIGURA 3.2 – Esquema de montagem para os modelos NCE, NC, CSE, CS, GCE, GC

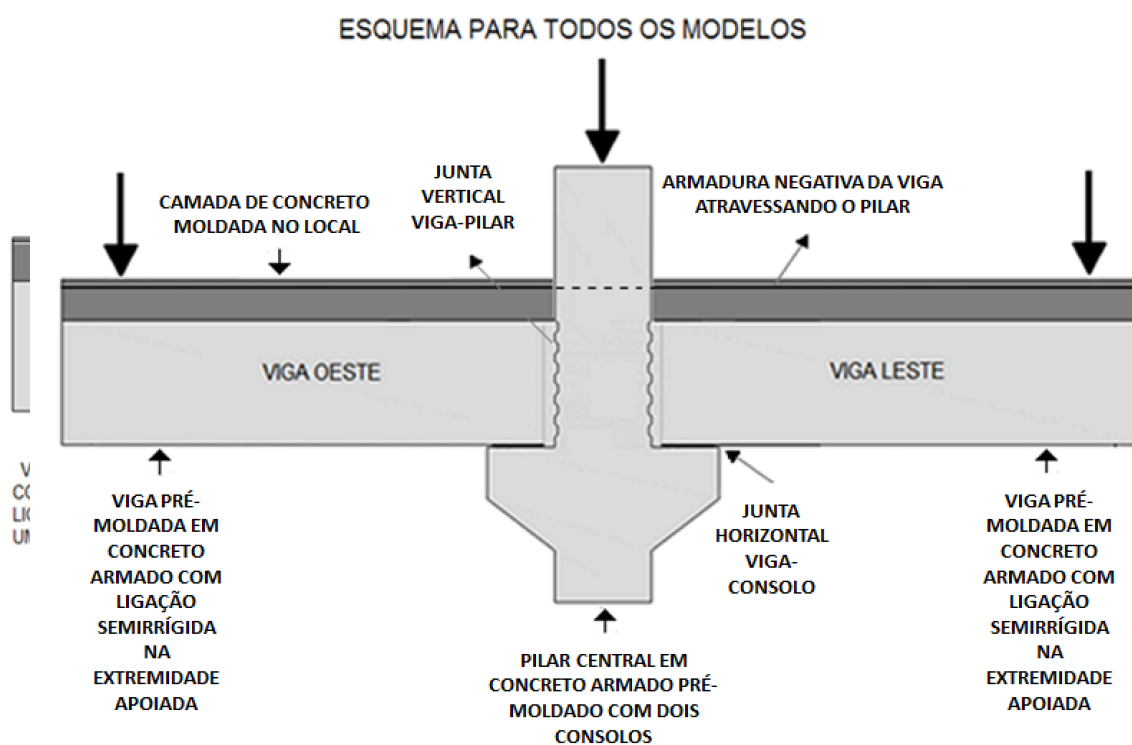


TABELA 3.1 – Tipologia das ligações

TIPOLOGIA DAS LIGAÇÕES		DETALHAMENTO DA ARMADURA		SÉRIES	
NC	NEOPRENE E CHUMBADOR	E	ESTRIBO NA ZONA DA LIGAÇÃO	1	NCE, NC
GC	GRAUTE E CHUMBADOR		SEM ESTRIBO NA ZONA DA LIGAÇÃO	2	CSE, CS
CS	CHAPA SOLDADA			3	CSE, CS

### 3.2.2. Projeto dos modelos

#### 3.2.2.1. Dimensionamento

Para o cálculo da carga de escoamento teórica de projeto, determinou-se o momento negativo resistente de escoamento  $M_{Ry}$  correspondente a duas barras de aço CA50 com diâmetro de 25mm. Encontrado  $M_{Ry}$ , subtraiu-se desse valor o momento solicitante em relação ao centro de rotação da ligação, devido ao peso próprio da viga composta, obtendo-se então a reserva de momento a ser utilizada pelos demais carregamentos, e através dela, chegou-se à carga  $P_y$  que provocaria o escoamento da armadura destinada a resistir o momento negativo da estrutura a ser ensaiada.

De posse do  $P_y$ , projetaram-se os elementos pré-fabricados dos modelos: vigas, consolo e pilar, conforme a NBR 6118:2014 e a NBR 9062:2006, cuja memória de cálculo encontra-se no apêndice B deste texto.

##### 3.2.2.1.1. Pilares com consolos

Os pilares foram projetados em concreto armado pré-fabricado e executados pela T&A. Tinham seção transversal quadrada de 500mm x 500mm e altura de 2100mm. Continham dois nichos com bainha corrugada para a passagem da armadura de continuidade a uma altura de 1.500mm do apoio no piso e um orifício para içamento. Eram munidos de dois consolos com dimensões de 500mm x 500mm x 350mm em duas das faces opostas e tiveram praticamente o mesmo detalhamento para todos os modelos ensaiados, exceto para os protótipos com chapa soldada (CSE e CS), que tiveram os chumbadores em barras de aço CA25 de 20mm substituídos por chapas também de aço com dimensões de 250mm x 400mm x 15mm. Assim, para consolidar as ligações, os modelos com chumbadores, que penetraram nas vigas por meio de nichos, tiveram esses orifícios grauteados e os demais modelos providos com chapas, nas faces superiores dos consolos e nas inferiores das vigas, foram ligados através de solda com eletrodo 7018 para a qual foram especificadas espessuras de perna e garganta do filete na ordem de 10 e 7mm, respectivamente (FIGURA 3.3 a FIGURA 3.10).

**FIGURA 3.3** – Armadura e forma dos pilares para todos os modelos

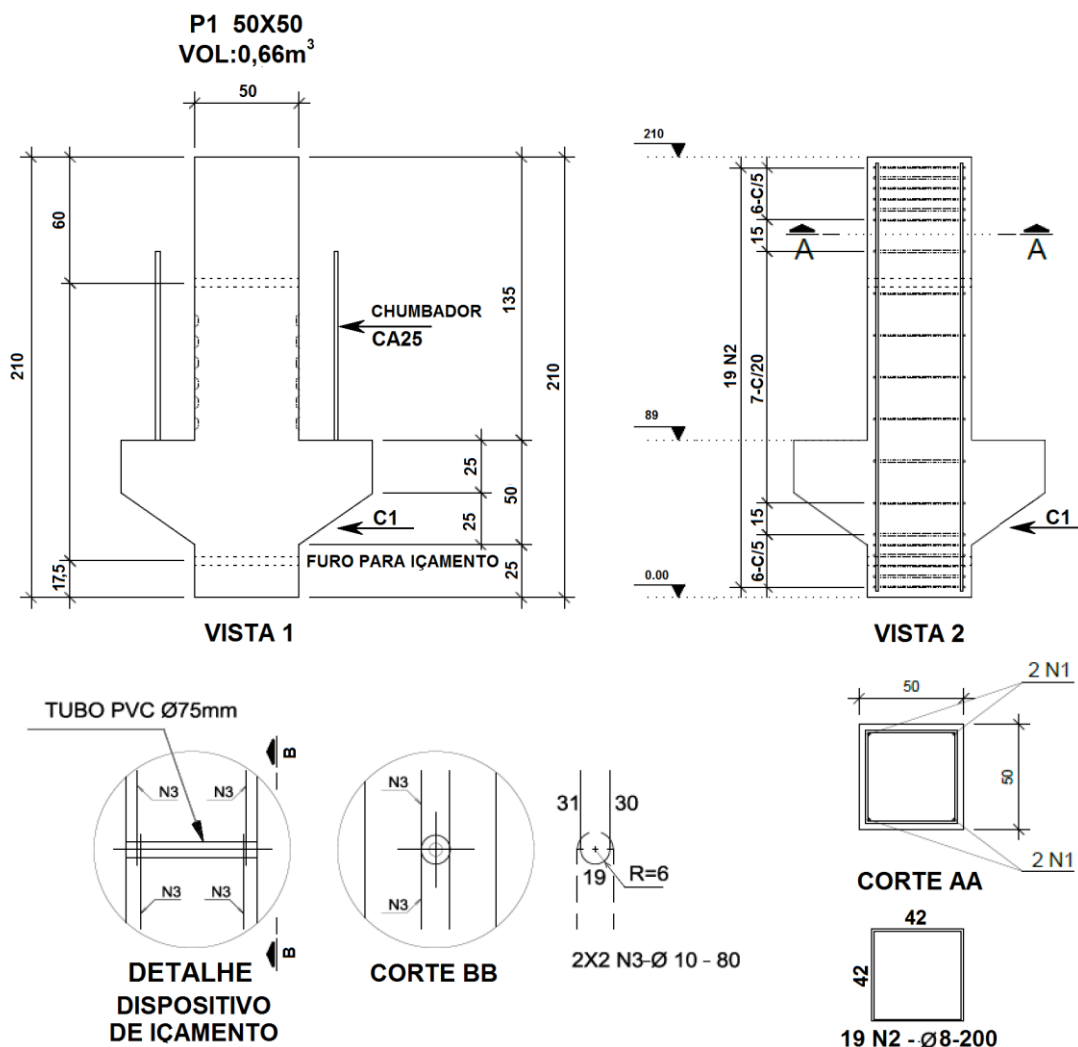


A FIGURA 3.4 mostra os pilares com chumbadores, inicialmente sem o aparelho de apoio e em seguida com a almofada de elastômero e a chapinha de aço, destinada a manter o espaço para o graute entre a parte superior do consolo e a inferior da viga e por último o pilar com consolos munidos de chapas para serem soldadas às vigas.

**FIGURA 3.4** – Pilares munidos de consolos, com chumbadores ou chapa metálicos



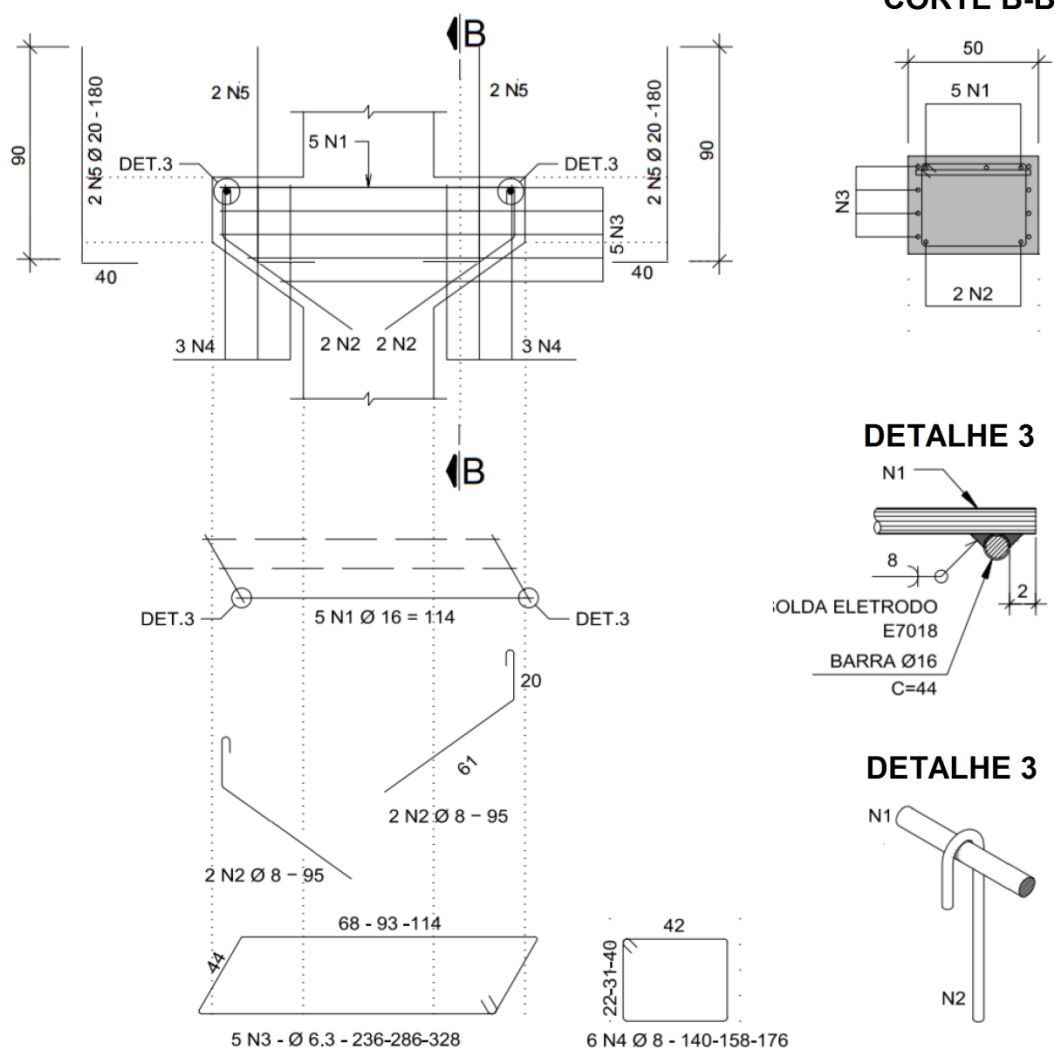
FIGURA 3.5 – Planta de forma e ferragem de pilares com consolos e chumbador



PILARES COM CONSOLO E CHAPA METÁLICA					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP.	COMP.
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	25	4	204	816
CA50A	2	8	19	200	3.800
CA50A	3	10	8	80	640

FIGURA 3.6 – Planta de forma e ferragem de consolos com chumbador

## CONSOLO DUPLO COM CHUMBADOR

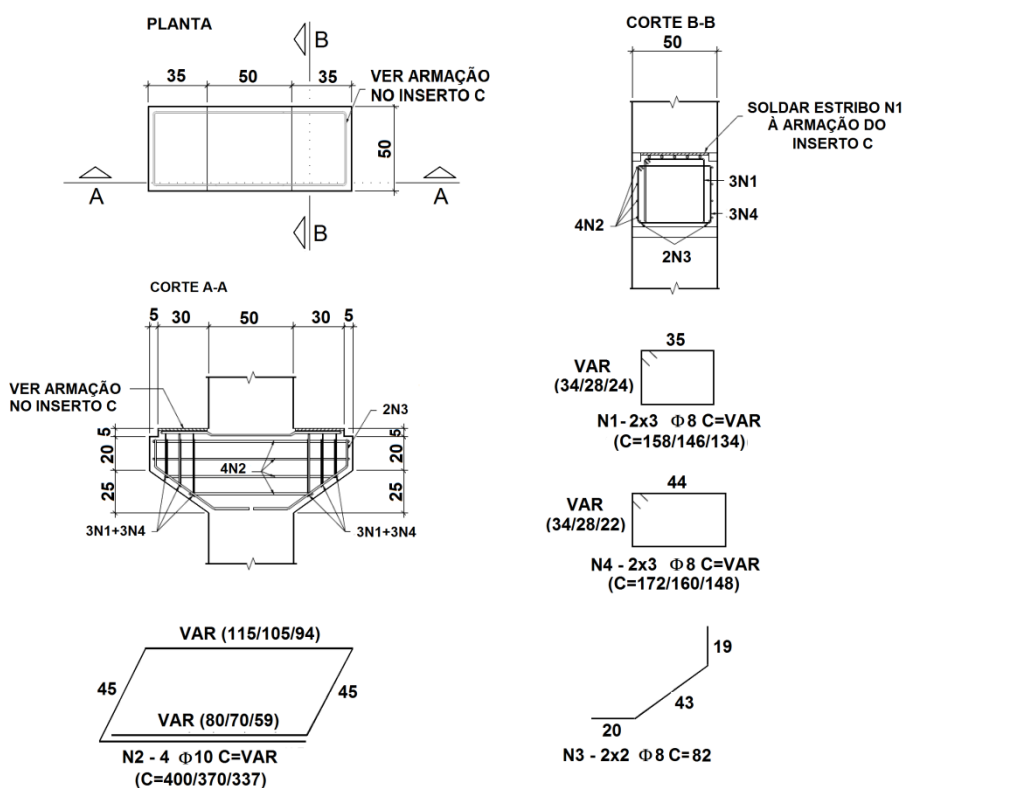


CONSOLO DUPLO COM CHUMBADOR					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	16	5	114	570
CA50A	2	8	4	95	380
CA50A	3	6,3	5	VAR.	1506
CA50A	4	8	4	VAR.	476
CA50A	5	20	4	90	360

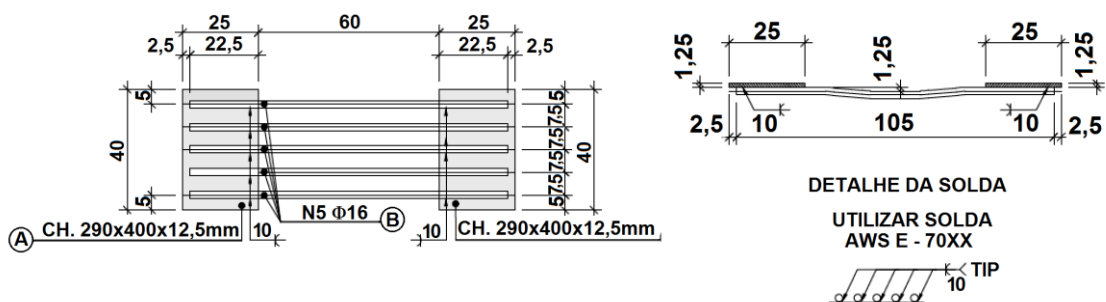


FIGURA 3.7 – Planta de forma e ferragem de consolos com chapa metálica

## CONSOLO DUPLO COM CHAPA SOLDADA

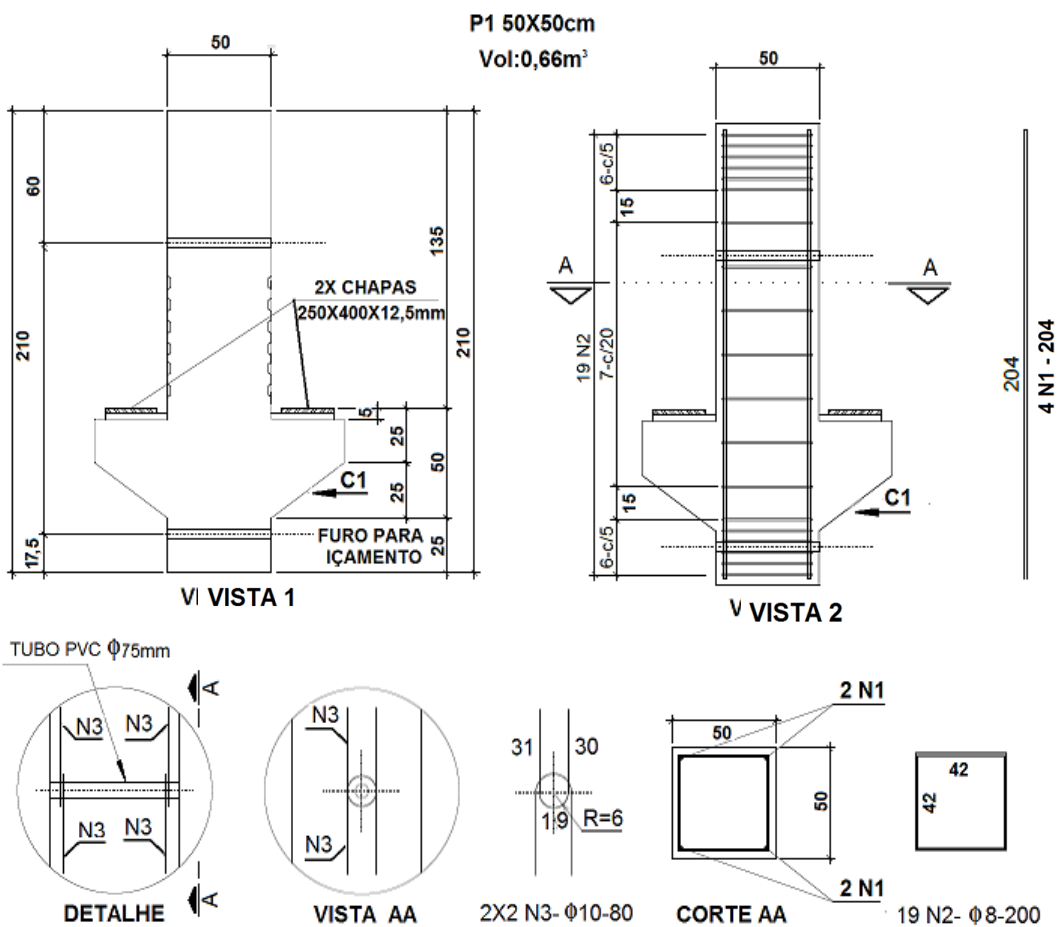


## DETALHE DA LIGAÇÃO DO INSERTO C



CONSOLO DUPLO COM CHAPA SOLDADA					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	8	6	VAR.	856
CA50A	2	10	4	VAR.	1508
CA50A	3	6,3	4	82	328
CA50A	4	8	6	VAR.	960
CA50A	5	16	5	105	525
ITEM	DIMENSÕES		QUANTIDADE		
CHAPA DE AÇO	250X400X12,5		2		

FIGURA 3.8 – Planta de forma e ferragem de pilares munidos de consolos com chapa metálica



PILARES COM CONSOLO E CHAPA METÁLICA					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP.	COMP.
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	25	4	204	816
CA50A	2	8	19	200	3.800
CA50A	3	10	8	80	640

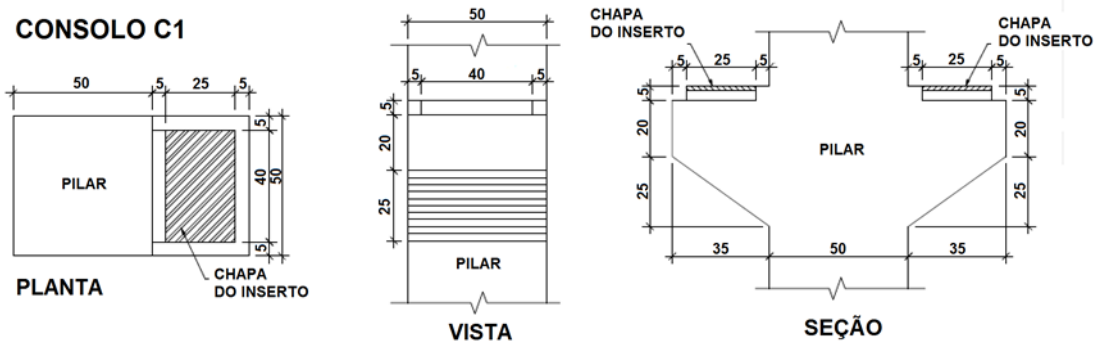


FIGURA 3.9 – Planta de montagem de pilar e vigas

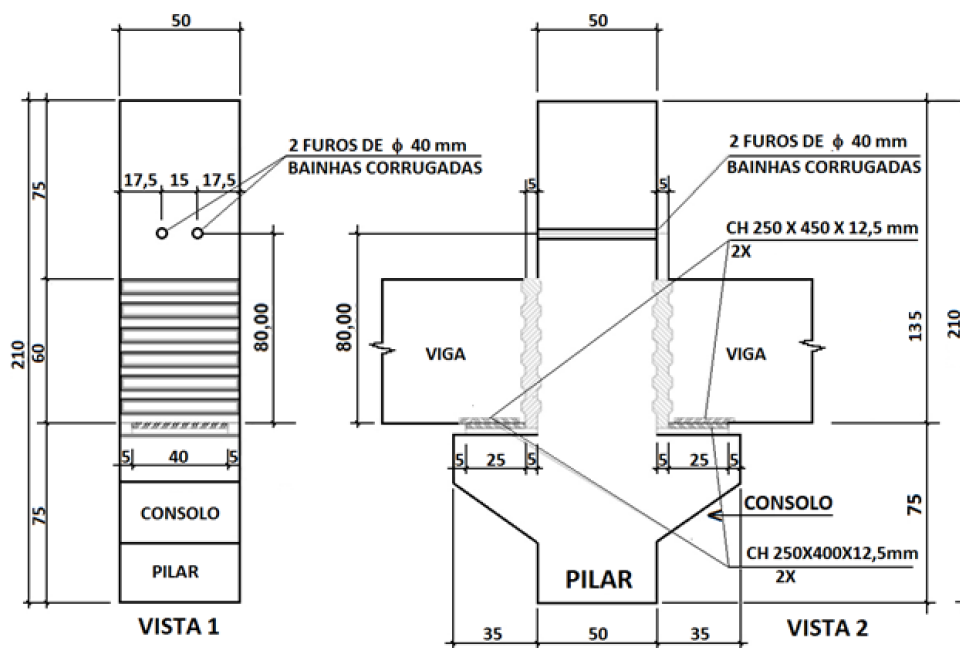


FIGURA 3.10 – Montagem da estrutura



### 3.2.2.1.2. Vigas

As pré-vigas com altura de 600mm, largura de 500mm e comprimento de 2500mm, mostradas nas FIGURA 3.11 a FIGURA 3.14, assim como os pilares, foram projetados em concreto armado e pré-fabricado pela T&A (

FIGURA 3.15, FIGURA 3.16 e FIGURA 3.17).

Essas vigas receberam complementos no local, que tiveram duas alturas distintas, em decorrência de um equívoco ocorrido na confecção dos estribos de solarização que ultrapassavam a parte pré-moldada da viga para envolverem a armadura negativa de continuidade, os quais foram projetados com uma altura de 810mm, contudo, a metade deles teve essa dimensão modificada, sendo executados com 850mm. Os modelos que utilizaram neoprene (NCE, NC) mais o GC tiveram o complemento da viga com altura de 280mm e os demais (GCE, CS, CSE), de 240mm, resultando em vigas acabadas com alturas finais “*h*” de 880mm e 840mm, respectivamente. (

FIGURA 3.15). Deve-se, entretanto ressaltar, que a altura da armadura negativa de continuidade foi a mesma para todos os modelos, considerando-se que os nichos de passagem dessa ferragem tiveram o mesmo par de coordenadas para todos os pilares. Dessa forma, a altura útil das 12 vigas foi de aproximadamente  $d = 800mm$  (FIGURA 3.9). Esses complementos, que continham as duas barras de continuidade em aço CA50 com diâmetro de 25mm, as quais atravessavam o pilar por meio de bainhas corrugadas e tinham a finalidade de resistir a momentos fletores negativos, foram concretados no local, após o preenchimento com graute dos tais nichos destinados à passagem das referidas barras, das juntas verticais e horizontais, bem como dos orifícios nas pré-vigas que continham os chumbadores verticais em barra de aço CA25 e diâmetro de 20mm com origem nos consolos e eram compatíveis com lajes de 26 cm de altura.

Foi dada especial atenção ao preenchimento com graute dos orifícios do pilar, dispostos na horizontal. Estes foram preenchidos com a técnica de vasos comunicantes, a qual demonstrou ser simples e eficiente, não deixando vazios, dessa forma, não comprometendo a aderência aço-concreto. (FIGURA 3.26 do item

montagem). Por falha de execução do projeto, também não houve chave de cisalhamento na face da viga, conforme mostra a FIGURA 3.9.

**FIGURA 3.11** – Forma das pré-vigas para todos os modelos





**FIGURA 3.12 – Armadura e forma das pré-vigas para todos os modelos**

**FIGURA 3.13** – Pré-vigas para todos os modelos



**FIGURA 3.14** – Montagem do modelo chapa soldada sem estribos na zona de ligação

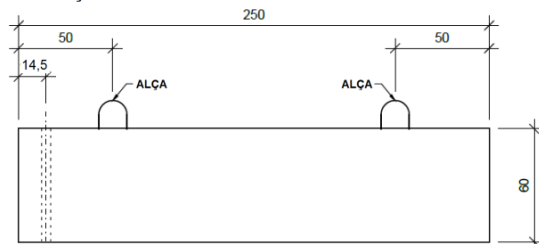




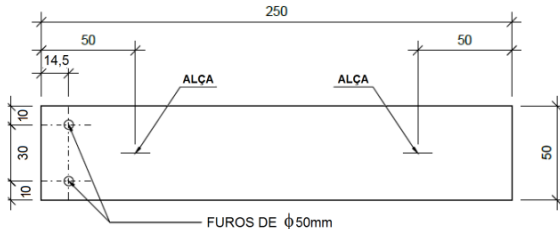
FIGURA 3.15 – Projeto das vigas com chumbador

## VIGAS COM CHUMBADOR - 50X60

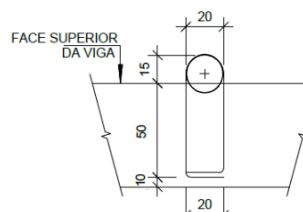
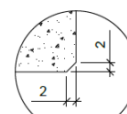
ELEVAÇÃO



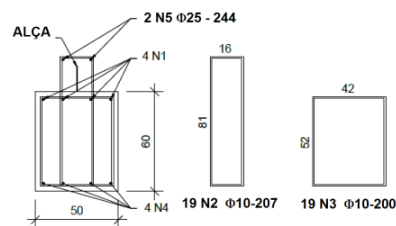
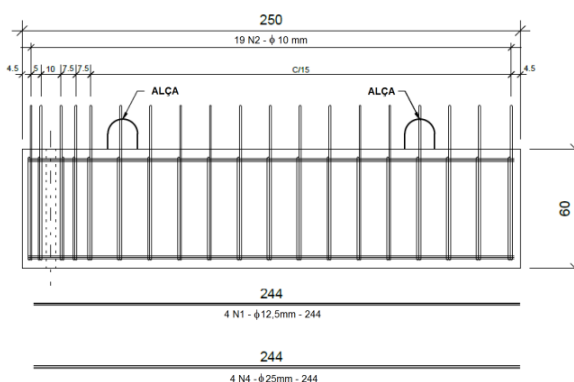
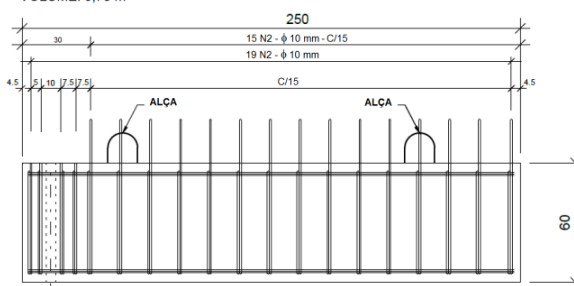
PLANTA



DETALHE DA ALÇA DE IÇAMENTO

UMA ALÇA EM CORDOALHA CP190  $\phi$  12,7" C=181

DETALHE DOS CHANFROS NAS ARESTAS

VIGAS NCE E GCE - 50X60  
VOLUME: 0,75 m<sup>3</sup>VIGAS NC E GC 50X60  
VOLUME: 0,75 m<sup>3</sup>

VIGAS NCE E GCE					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	12,5	4	244	976
CA50A	2	10	19	200	3800
CA50A	3	10	19	207	3933
CA50A	4	25	4	244	976
CA50A	5	25	2	244	488

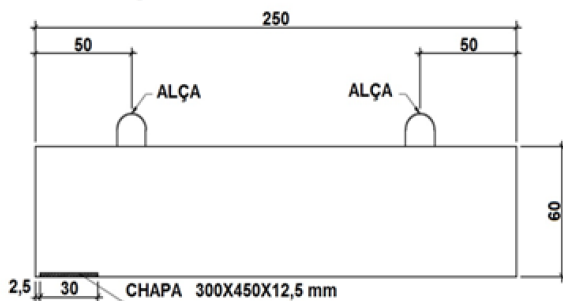
VIGAS NC E GC					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	12,5	4	244	976
CA50A	2	10	15	200	3000
CA50A	3	10	15	207	3105
CA50A	4	25	4	244	976
CA50A	5	25	2	244	488



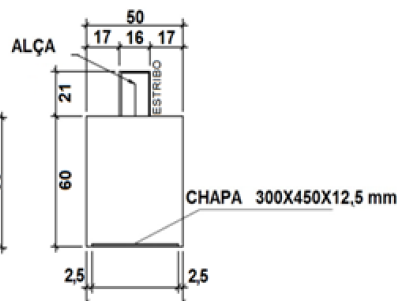
FIGURA 3.16 – Projeto das vigas com chapas soldadas

**VIGAS COM CHAPA SOLDADA - 50X60**

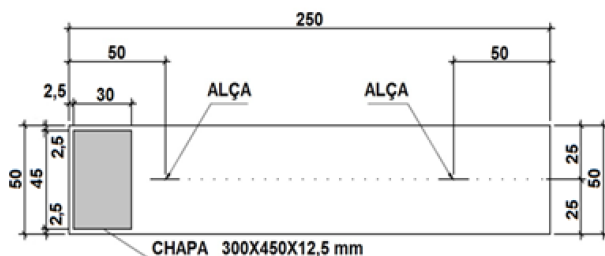
**ELEVAÇÃO**



**VISTA DE TOPO**



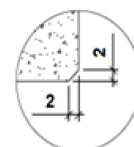
**PLANTA**



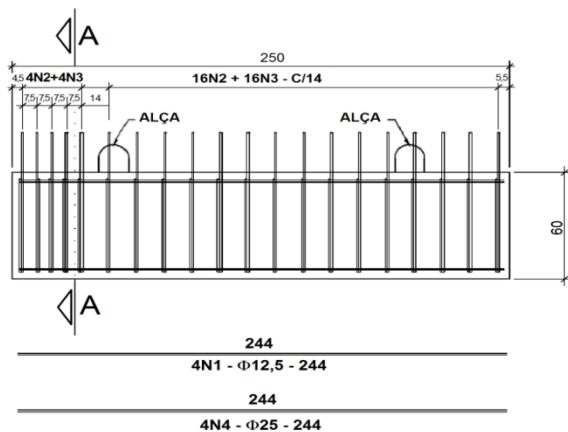
**DETALHE DA ALÇA DE IÇAMENTO**



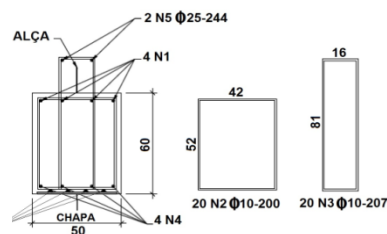
**DETALHE DO CHANFRO NAS ARESTAS**



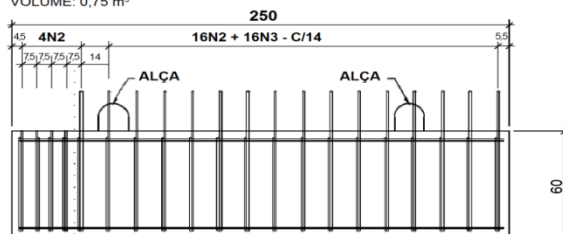
VIGAS CSE - 50X60  
VOLUME: 0,75 m<sup>3</sup>



**CORTE A-A**



VIGAS CSE - 50X60  
VOLUME: 0,75 m<sup>3</sup>



VIGAS CSE				
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP. UNIT. (m)
CA50A	1	12,5	4	244
CA50A	2	10	20	200
CA50A	3	10	20	207
CA50A	4	25	4	244
CA50A	5	25	2	244
CA50A	6	16	4	127,5

VIGAS CS				
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP. UNIT. (m)
CA50A	1	12,5	4	244
CA50A	2	10	16	200
CA50A	3	10	16	207
CA50A	4	25	4	244
CA50A	5	25	2	244
CA50A	6	16	4	127,5



### 3.2.3. Características dos materiais

#### 3.2.3.1. Concreto

##### 3.2.3.1.1. Dosagem

O concreto das estruturas ensaiadas foi executado em duas etapas, com dois traços distintos, cada. O correspondente à parte pré-moldada (pilares com consolos e pré-vigas) foi dosado para atingir uma resistência de 50MPa a 28 dias e executado na fábrica da T&A. A porção moldada no laboratório do NETPRE, referente ao complemento das pré-vigas, foi executada a partir de um concreto com resistência aproximada de 30MPa a 28 dias, a fim de simular a mistura executada em canteiros de obra para recobrimento de pré-lajes.

A relação de materiais utilizados na confecção do concreto dos pré-moldados é apresentada na TABELA 3.2.

A dosagem do concreto utilizado para a fabricação das peças pré-moldadas encontra-se nas TABELA 3.3 e TABELA 3.4, e a dosagem do moldado no local dos ensaios para execução do complemento das pré-vigas, na TABELA 3.5.

**TABELA 3.2** – Materiais para a confecção do concreto dos elementos pré-moldados

TIPO DE MATERIAL	DESCRIÇÃO	MASSA ESPECÍFICA (g/cm <sup>3</sup> )	MASSA UNITÁRIA (g/cm <sup>3</sup> )	MÓDULO DE FINURA	DIMENSÃO MÁX. (mm)
CIMENTO	CPV ARI MÁX	3,05			
AGREGADO MIÚDO	AREIA QUARTZO	2,66	1,21	1,20	0,60
	PÓ DE PEDRA	2,65	1,67	3,08	4,75
AGREGADO GRAÚDO	PEDRISCO LIMPO (9,5)	2,65	1,46	5,68	9,50
	BRITA 1/2	2,66	1,48	8,5	19,00
ADITIVO QUÍMICO	BASF - GLENIUM 51	1,07			

**TABELA 3.3** – Descrição do traço de concreto para a fabricação dos elementos pré-moldados

DESCRIÇÃO DO TRAÇO			
TRAÇO:	SP T50 E-36	ADITIVO QUÍMICO:	0,70%
CONDIÇÃO DE PREPARO:	A	SLUMP/FLOW TEÓRICO:	20 ± 3
APLICAÇÃO:	ESTRUTURA	f <sub>cj</sub> (ALÍVIO/DESFORMA):	30 MPa
FATOR A/C:	0,45	f <sub>ck</sub> (28 DIAS):	50 MPa
REL. ÁGUA/MAT. SECOS:	8,01%	LANÇAMENTO:	CONVENCIONAL
TEOR DE ARGAMASSA:	58,00%	ADENSAMENTO:	VIBRADO

**TABELA 3.4** – Dosagem do concreto para a fabricação dos elementos pré-moldados

TIPO DE MATERIAL	DESCRIÇÃO	TRAÇO UNITÁRIO	CONSUMO	UNID	CONSUMO	UNID
CIMENTO	CPV ARI MÁX	1,000	390	Kg	390,00	Kg
AGREGADO MIÚDO	AREIA QUARTZO	1,926	0,62	m <sup>3</sup>	751,00	Kg
	PÓ DE PEDRA	0,338	0,08	m <sup>3</sup>	132,00	Kg
AGREGADO GRAÚDO	PEDRISCO LIMPO (9,5)	0,710	0,19	m <sup>3</sup>	277,00	Kg
	BRITA 1/2	1,656	0,44	m <sup>3</sup>	646,00	Kg
ADITIVO QUÍMICO	BASF - GLENIUM 51	0,007	2,73	Kg	2,73	Kg
ÁGUA	POTÁVEL	0,451	176	Kg	176	Kg

**TABELA 3.5** – Dosagem do concreto para a complementação das pré-vigas moldadas no local do ensaio

TIPO DE MATERIAL	DESCRIÇÃO	TRAÇO UNITÁRIO	CONSUMO	UNID
CIMENTO	CP II -Z-32	1,000	428,00	Kg
AGREGADO MIÚDO	AREIA QUARTZO	1,600	685,71	Kg
AGREGADO GRAÚDO	BRITA 1	2,400	1028,57	Kg
ÁGUA	POTÁVEL	0,47	199,71	Kg

### 3.2.3.1.2. Resistência à compressão axial e módulo de elasticidade

Os corpos de prova moldados com o concreto utilizado na execução dos elementos pré-fabricados foram executados e rompidos conforme as NBR 5738:2003 e 5739:1994 respectivamente, na T&A, fornecedora das peças ensaiadas. Assim, a empresa também foi a responsável pela determinação da resistência à compressão axial do referido concreto, cujos resultados encontram-se na TABELA 3.7. Para esse concreto não foi determinado o módulo de elasticidade. Os corpos de prova preenchidos com o concreto destinado à complementação das pré-vigas, foram moldados no laboratório NETPRE, paralelamente à concretagem dessa etapa dos modelos. Contudo, antes do preenchimento dos moldes, era determinada a consistência do concreto, conforme a NBR NM67:1998. Os concretos dosados no Laboratório do NETPRE apresentaram abatimentos de tronco de cone variando de 30 a 220 mm para todos ensaios. (FIGURA 3.19, FIGURA 3.20 e TABELA 3.6). Concluída a execução dos corpos de prova, após o fim da pega, iniciava-se a cura por aspersão (quando superfícies expostas são permanentemente umedecidas). Com a desmoldagem, realizada dois dias após sua concretagem, experimentavam cura natural até a data do rompimento. Todos os corpos de prova, exceto os do modelo GCE, foram submetidos a ensaios de compressão axial nas idades

relacionadas na TABELA 3.8. Foram também realizados ensaios para a determinação do módulo de elasticidade do concreto para alguns modelos nos Laboratórios da UFSCar e da USP, os quais seguiram a recomendações da NBR 8522:1984.

**FIGURA 3.19** – Ensaio do abatimento de tronco de cone para o concreto destinado à complementação das pré-vigas moldadas no local





FIGURA 3.20 – Corpos de prova para ensaio de compressão axial



TABELA 3.6 – Abatimento de tronco de cone do concreto para a complementação das pré-vigas moldadas no local

CONCRETO MOLDADO NO LOCAL - ENSAIO DO ABATIMENTO DE TRONCO DE CONE						
	MODELO NCE	MODELO NC	MODELO CS	MODELO CSE	MODELO GC	MODELO GCE
1a BETONADA	4,5 cm	20,0 cm	17,0 cm	17,0 cm	20,0 cm	20,0 cm
2a BETONADA	6,5 cm	15,0 cm	17,0 cm	19,0 cm	14,0 cm	19,5 cm
3a BETONADA	3,5 cm	20,0 cm	22,0 cm	19,0 cm	15,0 cm	21,5 cm
4a BETONADA	10,5 cm	10,0 cm	16,0 cm	21,0 cm	19,0 cm	20,0 cm
5a BETONADA	3,0 cm	15,0 cm	17,0 cm	19,0 cm	22,0 cm	22,0 cm
6a BETONADA	4,5 cm	20,0 cm	16,0 cm	18,0 cm	19,0 cm	20,0 cm

**FIGURA 3.21** – Retificação das faces paralelas e ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade dos corpos de prova



Após a moldagem e cura dos corpos de prova cilíndricos para os ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade, procedeu-se a retificação das suas superfícies de contato com os pratos da prensa servo-hidráulica (topo e base), por meio de um faceador com disco diamantado, ilustrado na FIGURA 3.21 (a) e (b). Os ensaios foram realizados por meio de uma prensa hidráulica da marca Emic, dotada de acionamento elétrico e indicador digital de leitura, conforme ilustrada nas FIGURA 3.21 (c) e (d). Os corpos de prova destinados à determinação do módulo de elasticidade receberam, ainda, dois extensômetros fixados em seus lados opostos, que realizaram medidas de deslocamentos a cada dois segundos até à carga correspondente a 80% da de ruptura.

**TABELA 3.7 – Resistência à compressão do concreto pré-moldado**

<b>ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL (NBR 5739:2007) - CONCRETO PRÉ-FABRICADO</b>														
INFORMAÇÕES ADICIONAIS			CONTROLE ESTATÍSTICO POR AMOSTRAGEM PARCIAL fck:50 MPa											
Tipo de CP's: 10X20 cm			MÉDIA: 27,64 MPa				MÉDIA: 61,54 MPa				MÉDIA: 72,94 MPa			
Tipo de Capeamento:RETIFICAÇÃO			DESVIO PADRÃO: 2 MPa				DESVIO PADRÃO: 2 MPa				DESVIO PADRÃO: 2 MPa			
Máquina de Ensaio: CLASSE 1			fck est: 22,34 MPa				fck est: 50,42 MPa				fck est: 58,89 MPa			
DATA DE MONTAGEM	PEÇA ID	CURA	DESFORMA				7 DIAS				28 DIAS			
			IDADE (horas)	CP01 (MPa)	CP02 (MPa)	REP (MPa)	IDADE (dias)	CP03 (MPa)	CP04 (MPa)	REP (MPa)	IDADE (dias)	CP05 (MPa)	CP06 (MPa)	REP (MPa)
22-set-14	P1	NATURAL												
	V1		20:10	27,24	26,45	27,24	7	60,52	61,61	61,61	28	71,82	70,95	71,82
	V2													
24-set-14	P1	NATURAL												
	V1		17:35	28,04	27,82	28,04	7	60,03	61,48	61,48	28	74,06	73,37	74,06
	V2													

**TABELA 3.8 – Resistência à compressão do concreto moldado no local e graute e módulo de elasticidade do concreto**

<b>ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL (NBR 5739:2007) - CONCRETO MOLDADO NO LOCAL</b>									
<b>CONTROLE ESTATÍSTICO POR AMOSTRAGEM PARCIAL fck: 30 MPa</b>									
Tipo de CP's: 10X20 cm									
Tipo de capeamento: RETIFICAÇÃO									
ENSAIO	DATA DO ENSAIO	DATA DE MOLDAGEM DO CP	DATA DA RUPTURA DO CP	IDADE DO CP (dias)	IDADE MONT (dias)	CURA	CP CONCRETO (MPa)	MÓDULO DE ELAST. (GPa)	CP GRAUTE (MPa)
NCE	18-nov-14	23-out-14	18-nov-14	26	26	NATURAL	47,62		62,46
NC	20-jan-15	4-dez-14	18-dez-14	14	47	NATURAL	32,04		
CS	26-fev-15	16-jan-15	05-mar-15	48	18	NATURAL	29,79	32,76	50,7
CSE	12-mar-15	5-mar-15	18-mar-15	13	7	NATURAL	25,21	36,31	
GC	26-mar-15	1-abr-15	01-abr-15	12	5	NATURAL	31,8	24,3	55,26
GCE	30-abr-15	24-abr-15							

### 3.2.3.2. Graute

O graute utilizado para o preenchimento dos nichos que serviram de passagem no pilar para as armaduras negativas, nas pré-vigas, para os chumbadores de cisalhamento e juntas verticais, além de horizontais para os modelos GC e GCE, foi o Super Graute – Quatzolit da Weber, com resistência à compressão de 25MPa no primeiro dia, 35MPa após três dias e 50MPa com 28 dias. Esta argamassa também possuía grande fluidez, com características de auto-nivelamento, retração controlada, baixa permeabilidade à água e inerte em relação ao aço da armadura. Conforme foi procedido para o concreto, foram moldados dois corpos de prova para cada modelo ensaiado com a finalidade de verificar a resistência à compressão das partes grauteadas. A TABELA 3.7 mostra os resultados obtidos.



### 3.2.3.3. Aço

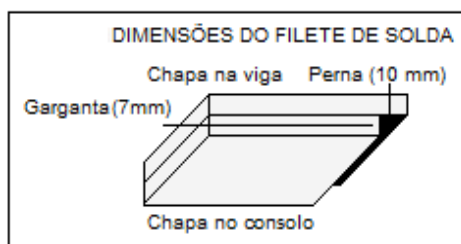
Para os elementos de concreto armado desta pesquisa, foram utilizados aços CA25 na bitola de 20mm para os chumbadores e CA50 com diâmetros da seção transversal de 6,3; 8; 16 e 25mm para as demais armaduras. Outras informações relativas às armaduras podem ser encontradas na TABELA 3.9.

**TABELA 3.9** – Certificado de qualidade do aço

CERTIFICADO DE QUALIDADE - GERDAU					
TIPO	BITOLA	L.E.	L.R.	A	L.R./L.E.
	(mm)	MPa	MPa	%	
CA50	25	566	717	13,6	1,27
CA50	16	598	744	13,8	1,24
CA50	12,5	557	687	14,4	1,23
CA50	10	579	816	13,4	1,41
CA50	8	597	810	15,04	1,36
CA50	6,3	580	807	16,61	1,39
L.E. - LIMITE DE ESCOAMENTO					
L.R. - LIMITE DE RESISTÊNCIA					
A - ALONGAMENTO					

### 3.2.3.4. Solda

A solda executada na solidarização das chapas de aço, com dimensões de 290 x 400 x 12,5mm, existentes no topo dos consolos e na parte inferior das pré-vigas dos modelos CSE e CS, ocorreu ao longo das três faces do inserto com eletrodo 7018 OK 4804 na bitola de 3,25mm da marca ESAB regulada pela norma AWS:E7018 (*American Welding Standard*) (FIGURA 3.23). As dimensões do filete de solda, perna (espessura) com 10mm e garganta (altura) com 7mm foram determinadas através da força normal solicitante gerada pelo momento fletor na seção onde houve a solda e estão ilustradas no esquema da FIGURA 3.22, eletrodos para solda mostrados na FIGURA 3.23 e os procedimentos das soldagens dos protótipos CS e CSE registrados na FIGURA 3.24.

**FIGURA 3.22** – Esquema de solda para CS e CSE**FIGURA 3.23** – Eletrodo para solda 7018**FIGURA 3.24** – Execução da solda para o modelo CS e CSE

### 3.2.3.5. Almofada de apoio

A almofada de apoio para os modelos NCE e NC foram de elastômero sintético de policloropreno (neoprene), com dimensões de 400 x 250 x 15mm, dureza *shore* de 60 e  $\sigma_{m\acute{a}x} = 10 \text{ MPa}$  (FIGURA 3.25).

**FIGURA 3.25** – Almofada de elastômero

### 3.3. Confeção, transporte e montagem dos modelos

#### 3.3.1. Confeção dos elementos

Conforme já mencionado no item 3.2.1, todos os elementos, ou seja, pilares com consolos e pré-vigas utilizados na montagem das estruturas ensaiadas para subsidiar este trabalho, foram confeccionados em concreto armado pela T&A Pré-fabricados, com o emprego de concreto com 50MPa a 28 dias e armaduras em CA50. Todo o concreto foi dosado em peso e corrigido de acordo com a umidade dos materiais, medida através de sondas resistivas. A cura foi a vapor produzido por caldeiras e distribuído por tubulações, com o controle de temperatura e umidade. Conforme recomenda Neville (1997), após uma espera de duas a cinco horas do término da concretagem, deve-se iniciar o aquecimento à razão de  $22^{\circ}\text{C}/\text{h}$  a  $44^{\circ}\text{C}/\text{h}$  até uma temperatura máxima de  $50^{\circ}\text{C}$  a  $82^{\circ}\text{C}$ , seguida de conservação dessa temperatura, e, finalmente, um período de resfriamento, de modo que o ciclo total, excluindo a espera, não se estenda por mais de 18 horas. No caso das peças moldadas para este trabalho, duas horas após a concretagem, elas foram submetidas a um processo de cura a vapor em um ciclo que durou 8 horas, cobertas com uma lona e submetidas a uma temperatura de  $60^{\circ}\text{C}$ . Com isso, o calor e a umidade foram mantidos em torno de 90% dos valores projetados, garantindo as condições ideais para a cura do concreto, que não perdeu água e adquiriu resistência em menos tempo (FIGURA 3.26).

**FIGURA 3.26** – Peça em concreto pré-fabricado em processo de cura a vapor



Para a produção das armaduras não retas foram utilizados equipamentos computadorizados para o seu corte e dobra, além de espaçadores de diversas dimensões, para garantir precisão no cobrimento da ferragem.

A desforma ocorreu 16 horas após o início da pega, quando o concreto já atingia uma resistência de 27MPa, confirmada pelos ensaios de compressão axial de corpos de prova moldados no momento da concretagem dos elementos, cujos resultados encontram-se na TABELA 3.7.

### 3.3.2. Transporte dos elementos

O transporte da fábrica ao local de montagem (NETPRE) foi feito por meio de caminhão apropriado, sendo os elementos apoiados e fixados nas mesmas condições de apoio que foram armazenados, de acordo com o projeto. A descarga e traslado das peças no interior do laboratório foram realizados com o auxílio de uma ponte rolante e fita de içamento com capacidades para cinco e oito toneladas, respectivamente.

### 3.3.3. Montagem da estrutura

A montagem de todos os modelos seguiu praticamente o mesmo roteiro:

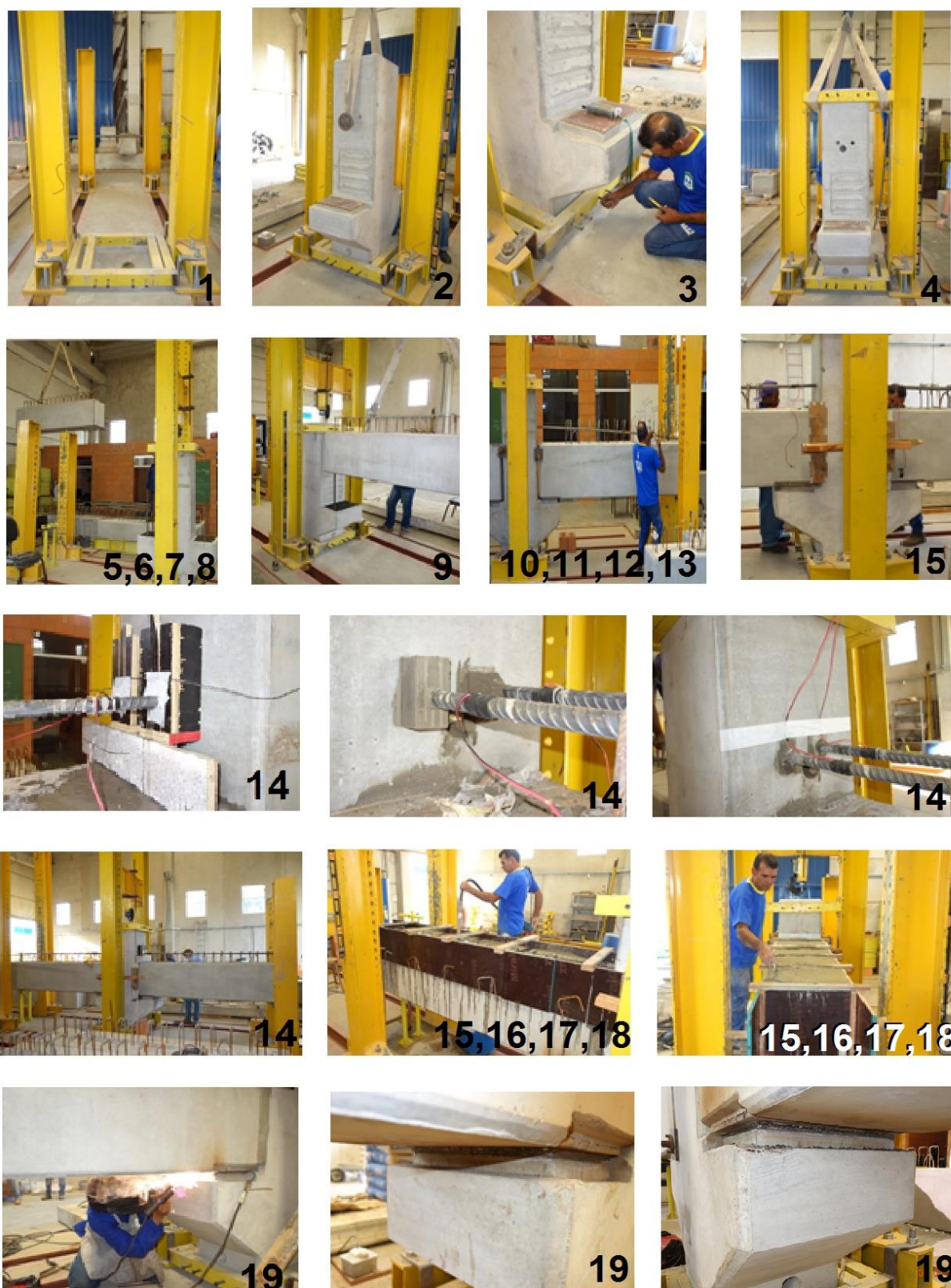
- 1) Posicionamento do equipamento de fixação inferior do pilar (FIGURA 3.27-1).
- 2) Posicionamento do pilar (FIGURA 3.27-2).
- 3) Travamento do pilar por meio de parafusos existentes no equipamento de fixação inferior (FIGURA 3.27-3).
- 4) Posicionamento do equipamento de fixação superior do pilar (FIGURA 3.27-4).
- 5) Travamento dos pilares metálicos que apoiam o pilar de concreto do modelo por meio de viga também metálica, que por sua vez apoia uma das células de cargas (FIGURA 3.27-5).
- 6) Aprumamento do pilar de concreto (FIGURA 3.27-6).
- 7) Travamento do pilar de concreto por meio de parafusos existentes no equipamento de travamento superior (FIGURA 3.27-7).

- 8) Posicionamento de apoios provisórios para a montagem das pré-vigas (FIGURA 3.27-8).
- 9) Posicionamento das pré-vigas (FIGURA 3.27-9).
- 10) Nivelamento das pré-vigas (FIGURA 3.27-10).
- 11) Posicionamento das armaduras negativas já devidamente instrumentadas, através de nichos com bainhas corrugadas existentes no pilar (FIGURA 3.27-11).
- 12) Preenchimento com graute dos nichos existentes nas pré-vigas por onde passaram os chumbadores localizados nos consolos para os modelos NCE, NC, GCE, GC ou colocação de parafusos mantenedores do posicionamento das pré-vigas dos modelos CSE, CS (FIGURA 3.27-12).
- 13) Colocação das formas em madeira na região das juntas verticais pré-viga-pilar e horizontais no caso dos modelos GC e GCE (FIGURA 3.27-13).
- 14) Preenchimento com graute dos nichos por onde passaram as barras de aço negativas (FIGURA 3.27-14).
- 15) Preenchimento com graute dos espaços entre as pré-vigas e o pilar (juntas verticais) e das horizontais, quando necessário (FIGURA 3.27-15).
- 16) Colocação de formas em madeirite, com dimensões previstas em projeto, ao longo do perímetro das pré-vigas para a concretagem das partes complementares destas. Estas formas foram apoiadas nas pré-vigas, fixadas por meio de arame e tarugos de aço e alguma possível brecha, vedada com papel grosso úmido (FIGURA 3.27-16).
- 17) Colocação de travas de madeira no topo para evitar a abertura das formas.
- 18) Concretagem da complementação das pré-vigas.
- 19) Solda das chapas de aço existentes em regiões inferiores das pré-vigas e superiores dos consolos.

Em cada etapa, que ocorreu grauteamento ou concretagem, foram simultaneamente moldados, pelo menos, dois corpos de prova por betonada, para avaliação das resistências do graute ou concreto moldado in loco, nas datas dos ensaios. Os concretos, grautes e corpos de prova utilizados nesta fase do ensaio foram descritos no item 0.



FIGURA 3.27 – Montagem da estrutura



Ao longo da execução deste trabalho, encontrou-se um método de montagem para modelos aporticados pré-fabricados de concreto.

A FIGURA 3.28 mostra os detalhes do preenchimento com graute dos espaços entre as bainhas corrugadas e a armadura negativa de continuidade com a utilização da técnica dos vasos comunicantes, cuja implementação deu-se com o auxílio de quatro caixinhas de madeira posicionadas nas duas faces do pilar onde iniciavam e terminavam os nichos. Duas delas eram destinadas a receber o graute em estado líquido, que atravessava o pilar e estacionava na mesma altura das primeiras, nas outras duas caixinhas da face oposta.

**FIGURA 3.28** – Preenchimento com graute dos nichos das barras de continuidade utilizando-se a técnica dos vasos comunicantes



### 3.4. Instrumentação

O ensaio com cada um dos seis modelos descritos neste capítulo, compostos individualmente por duas vigas com ligações resistentes à flexão, em uma das extremidades e balanço na outra, suportadas por um pilar central com dois consolos em faces opostas, foi realizado com a utilização de três conjuntos de atuadores hidráulicos/ células de carga, posicionados no centro do pilar com capacidade de 500kN e extremidades livres das vigas com capacidade de 1000kN, que eram alimentados por uma bomba manual. A carga de escoamento de projeto foi estimada em 184kN para cada um dos dois pontos de aplicação, localizados no eixo central longitudinal das vigas, a uma distância que variou, dependendo do experimento, entre 190 e 255mm das faces não apoiadas destes elementos. O tipo de carregamento foi concentrado, incremental e monotônico, aplicado a ambos os lados da estrutura por atuadores ligados a um mesmo compressor, daí a semelhança dos gráficos Força versus Tempo mostrados na FIGURA 3.29. Para a aferição de deslocamentos lineares e angulares em pontos cuidadosamente escolhidos da estrutura, como o centro de rotação da ligação, considerado estar na mesma linha imaginária que passa pelo chumbador (FIGURA 2.12 e

FIGURA 3.30) e as duas extremidades livres das vigas, idealizou-se um esquema composto pelos seguintes instrumentos de medição: três células de carga da marca MSI (Micro Sensor Industrial) que forneceram leituras de força; três atuadores hidráulicos ENERPARC, utilizados para a aplicação de cargas nos pilares e vigas, oito transdutores LVTD (*Linear Variable Differential Transducers*); quatro extensômetros elétricos de resistência (*Strain Gages*) produzidos pela KYOWA ELETRONIC INSTRUMENTS; dois ou quatro extensômetros elétricos com base removível, os quais forneceram leituras de deslocamento linear e três clinômetros da MSI (Micro Sensor Industrial) que disponibilizaram leituras de rotação. Com a intenção de facilitar a utilização dos instrumentos de medição, construíram-se as TABELA 3.10, TABELA 3.11 e TABELA 3.12, e os esquemas de instrumentação dos modelos podem ser vistos nas FIGURA 3.33 a FIGURA 3.36. A diferença entre os



esquemas de instrumentação dos diversos modelos deu-se basicamente no posicionamento dos transdutores, que eram oito, e na quantidade de EBRs que variou: para os três primeiros ensaios, dois e para os três últimos, quatro. Próximos aos centros de rotação das ligações foram posicionados: dois clinômetros, quatro *strain gages* e quatro transdutores. Nas duas extremidades foram colocados dois ou quatro transdutores e duas células de carga (FIGURA 3.31).

FIGURA 3.29 – Gráfico Força versus Tempo

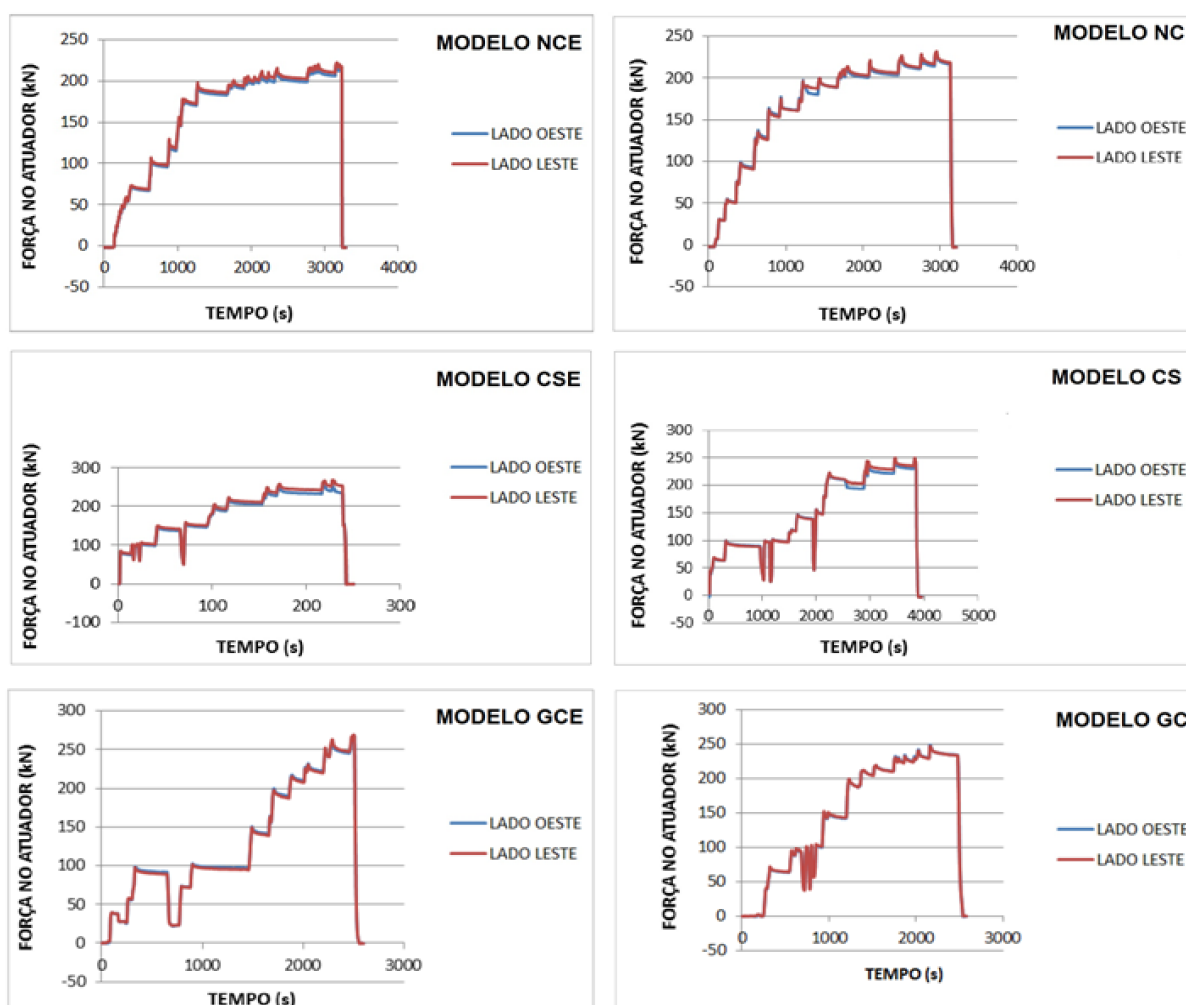


TABELA 3.10 – Abreviatura e quantidade de instrumentos

INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO		
TIPO	ABREVIATURA	QUANTIDADE
CÉLULA DE CARGA	CC	3
CLINÔMETRO	CL	3
EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL	EBR	2 OU 4
TRANSDUTOR	TD	8
STRAIN GAGE	SG	4

FIGURA 3.30 – Provável posição do centro de rotação



TABELA 3.11 – Características dos instrumentos

INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO						
CANAL	TIPO	ABREVIATURA	ESPECIFICAÇÃO	CAPACIDADE UNIDADE	PRECISÃO	FUNÇÃO
						LEITURA DE:
11	CÉLULA DE CARGA - 1	CC-1	80804	100 tf	0,246 kN	FORÇA
12	CÉLULA DE CARGA - 2	CC-2	80809	50 tf	0,09 kN	FORÇA
13	CÉLULA DE CARGA - 3	CC-3	80805	100 tf	0,246 kN	FORÇA
14	STRAIN GAGE - 1	SG-1	GAGE FACTOR 2.08	5 mm	0,2 mm	DEFORMAÇÃO
15	STRAIN GAGE - 2	SG-2	GAGE FACTOR 2.09	5 mm	0,2 mm	DEFORMAÇÃO
16	STRAIN GAGE - 3	SG-3	GAGE FACTOR 2.10	5 mm	0,2 mm	DEFORMAÇÃO
17	STRAIN GAGE - 4	SG-4	GAGE FACTOR 2.11	5mm	0,2 mm	DEFORMAÇÃO
18	TRANSDUTOR - 1	TD-1	MG 4398	50 mm	0,035 mm	DESLOCAMENTOS
19	TRANSDUTOR - 2	TD-2	MG 4397	50 mm	0,035 mm	DESLOCAMENTOS
20	TRANSDUTOR - 3	TD-3	MG 4450	25 mm	0,0225 mm	DESLOCAMENTOS
21	TRANSDUTOR - 4	TD-4	MG 4453	25 mm	0,0225 mm	DESLOCAMENTOS
22	TRANSDUTOR - 5	TD-5	MG 4438	25 mm	0,0225 mm	DESLOCAMENTOS
23	TRANSDUTOR - 6	TD-6	MG 4437	25 mm	0,0125 mm	DESLOCAMENTOS
24	TRANSDUTOR - 7	TD-7	MG 4399	50 mm	0,045 mm	DESLOCAMENTOS
25	TRANSDUTOR - 8	TD-8	TD-LSE 1,94102 mV/v - 25mm 130301 1,3423 mV/v - 25mm	25 mm		DESLOCAMENTOS
26	CLINÔMETRO-1	CL-1	42904	5°	0,0005	ROTAÇÃO
27	CLINÔMETRO-2	CL-2	42901	5°	0,0005	ROTAÇÃO
28	CLINÔMETRO-3	CL-3	42903	5°	0,0005	ROTAÇÃO
29	EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL-1	EBR-1	80811	2 mm	0.0012 mm	DEFORMAÇÃO
30	EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL-2	EBR-2	80810	2 mm	0.0012 mm	DEFORMAÇÃO
31	EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL-3	EBR-3	42610	2 mm	0.0012 mm	DEFORMAÇÃO
32	EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL-4	EBR-4	42611	2 mm	0.0012 mm	DEFORMAÇÃO

TABELA 3.12 – Especificação dos instrumentos

EQUIPAMENTO/INSTRUMENTO	MARCA	MODELO	CARACTERÍSTICAS	FINALIDADE	
SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DE EXTENSOMETRIA	VISHAY	SYSTEM 5000		AQUISIÇÃO	
	MEASUREMENTS			AUTOMÁTICA	
	GROUP, INC			DE DADOS	
CILINDRO HIDRÁULICO	ENERPAC	RC -	SIMPLES AÇÃO	APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO NA VIGA	
CILINDRO HIDRÁULICO	ENERPAC	RC -	SIMPLES AÇÃO	APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO NA VIGA	
CILINDRO HIDRÁULICO	ENERPAC	RR -	DUPLA AÇÃO	APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO NO PILAR	
EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA	KYOWA	KFG -20	5 mm	MEDIÇÃO DAS	
		120 - C1 - 11		DEFORMAÇÕES	
				NA ARMADURA NEGATIVA	
CLINÔMETROS	MSI	CL 1000		MEDIÇÃO DAS ROTAÇÕES	
EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL	MSI		BASE DE MEDIDA =	MEDIÇÃO DAS	
			100 mm	DEFORMAÇÕES	
				NO CONCRETO DA VIGA	
TRANSDUTORES LINEARES	MSI	TIPO	BASE (mm)	ERRO (%)	MEDIÇÃO DE
		HS50	50	0,09	DESLOCAMENTOS
		HS25	25	0,09	DOS MODELOS

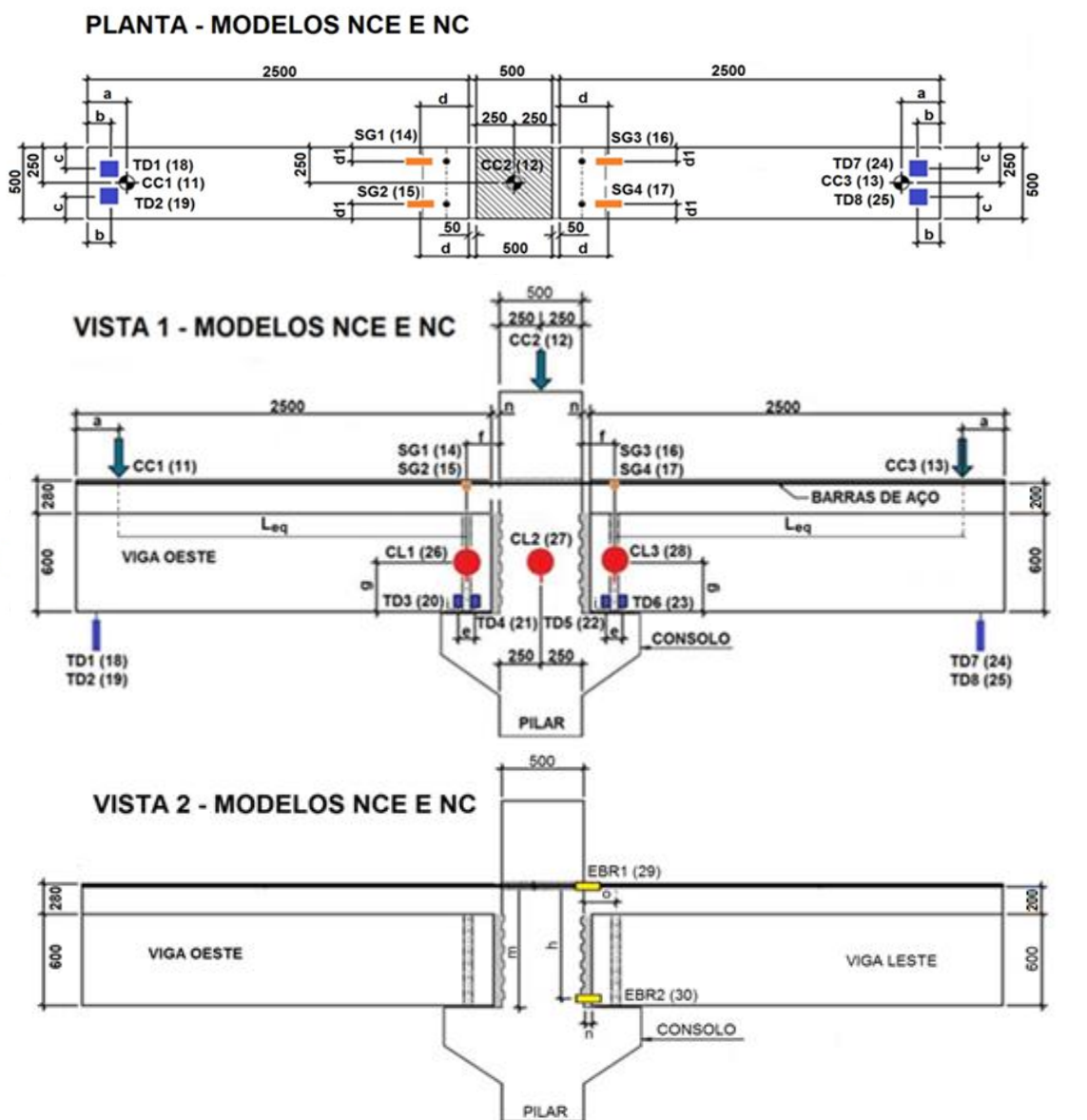
**FIGURA 3.31 – Instrumentação**

O sistema utilizado para a aquisição de dados foi o 5100 B do *System 5000*, o qual possui um total de 30 canais de recepção, como pode ser visto pela FIGURA 3.32 (b).

**FIGURA 3.32 – Sistema de aquisição de dados**

Foram quatro, os esquemas de instrumentação dos modelos, os quais encontram-se detalhados nas FIGURA 3.33 a FIGURA 3.36.

FIGURA 3.33 – Esquema de instrumentação dos modelos NCE e NC



DISTÂNCIA (mm)	ENSAIO 1 NCE	ENSAIO 2 NC
a	255	205
b	30	30
c	60	60
d	200	200
e	100	100
f	200	195
g	300	300
h	720	720
i	50	50
j	50	50
k		
l		
m	795	795
$L_{eq}$	210	215

**LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS**

a = distância das CC 1 e 3 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
b = distância dos TD 1 e 8 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
c = distância dos TD 1 e 8 às extremidades longitudinais em balanço das vigas.  
d = distâncias dos centros dos SG 1,2,3,4 às faces do pilar.  
e = distâncias entre os centros do par de TDs 2 e 3 e do par de TDs 6 e 7.  
f = distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces do pilar.  
g = distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces das vigas.  
h = distância entre os EBRs 1 e 4.  
i = distância dos transdutores TD 3,4,5 e 6 às faces inferiores das vigas.  
j = distância do eixo do clinômetro ao primeiro transdutor.  
k = distância entre os EBRs 2 e 3.  
l = distância entre os EBRs 3 e 4.  
m = distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga.  
n = largura da junta vertical.  
o = distância da face do pilar ao chumbador.  
 $L_{eq}$  = distância entre o ponto de aplicação da carga e o suposto centro de giro da ligação viga-pilar.

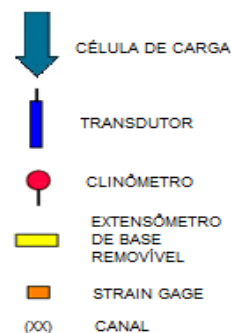
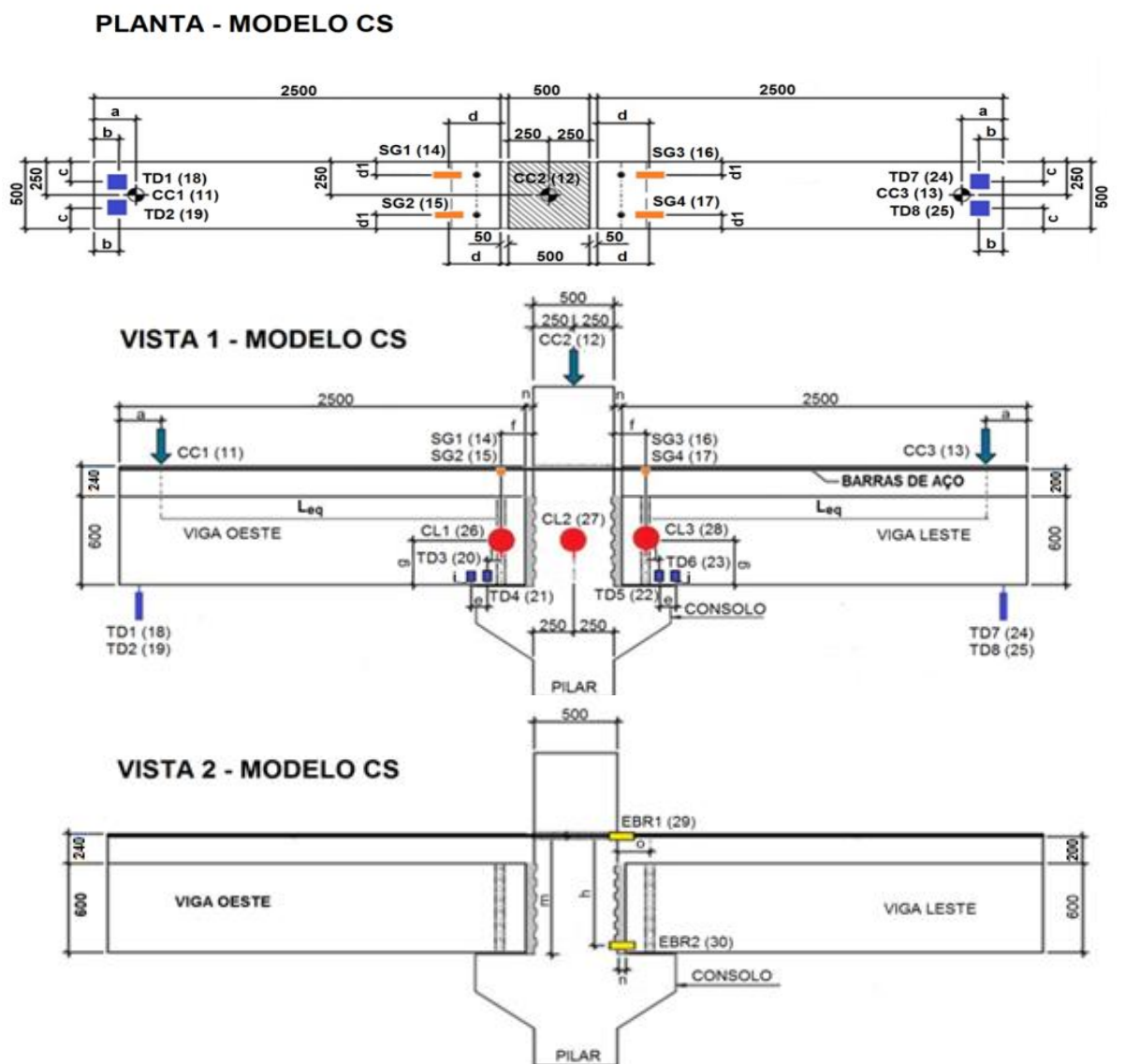




FIGURA 3.34 – Esquema de instrumentação do modelo CS



DISTÂNCIA (mm)	ENSAIO 3 CS
a	190
b	30
c	60
d	200
e	85
f	200
g	300
h	720
i	50
j	42,5
k	
l	
m	795
$L_{eq}$	216

## LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

a= distância das CC 1 e 3 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
b= distância dos TD 1 e 8 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
c= distância dos TD 1 e 8 às extremidades longitudinais em balanço das vigas.  
d= distâncias dos centros dos SG 1,2,3,4 às faces do pilar.  
e= distâncias entre os centros do par de TDs 2 e 3 e do par de TDs 6 e 7.  
f= distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces do pilar.  
g= distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces das vigas.  
h= distância entre os EBRs 1 e 4.  
i= distância dos transdutores TD 3,4,5 e 6 às faces inferiores das vigas.  
j= distância do eixo do clinômetro ao primeiro transdutor.  
k= distância entre os EBRs 2 e 3.  
l= distância entre os EBRs 3 e 4.  
m= distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga.  
n=largura da junta vertical.  
o= distância da face do pilar ao chumbador.  
 $L_{eq}$  = distância entre o ponto de aplicação da carga e o suposto centro de giro ligação viga-pilar.

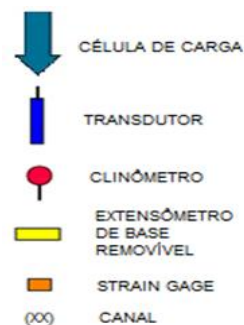
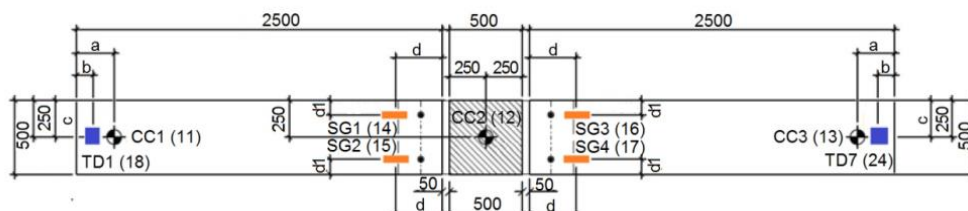
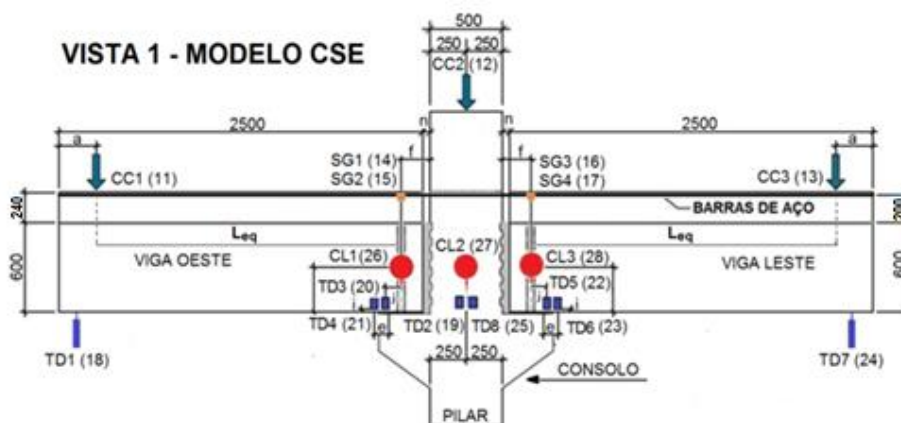


FIGURA 3.35 – Esquema de instrumentação do modelo CSE

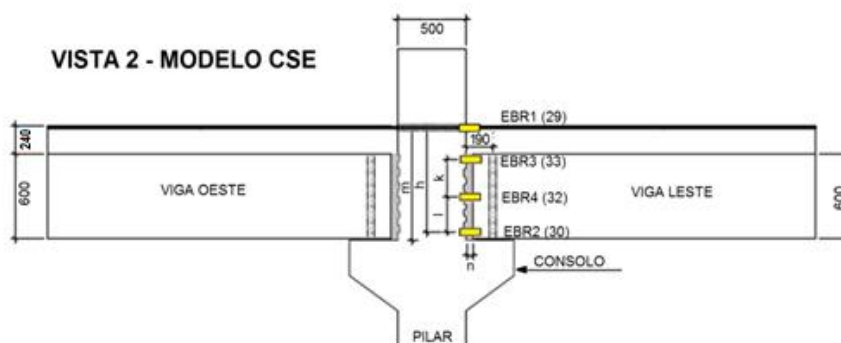
## PLANTA - MODELO CSE



## VISTA 1 - MODELO CSE



## VISTA 2 - MODELO CSE



DISTÂNCIA (mm)	ENSAIO 4 CSE
a	195
b	30
c	252
d	172
e	100
f	172
g	300
h	720
i	50
j	50
k	250
l	230
m	795
$L_{eq}$	218

## LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

a = distância das CC 1 e 3 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
 b = distância dos TD 1 e 8 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
 c = distância dos TD 1 e 8 às extremidades longitudinais em balanço das vigas.  
 d = distâncias dos centros dos SG 1,2,3,4 às faces do pilar.  
 e = distâncias entre os centros do par de TDs 2 e 3 e do par de TDs 6 e 7.  
 f = distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces do pilar.  
 g = distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces das vigas.  
 h = distância entre os EBRs 1 e 4.  
 i = distância dos transdutores TD 3,4,5 e 6 às faces inferiores das vigas.  
 j = distância do eixo do clinômetro ao primeiro transdutor.  
 k = distância entre os EBRs 2 e 3.  
 l = distância entre os EBRs 3 e 4.  
 m = distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga.  
 n = largura da junta vertical.  
 o = distância da face do pilar ao chumbador.  
 $L_{eq}$  = distância entre o ponto de aplicação da carga e o suposto centro de giro da ligação viga-pilar.

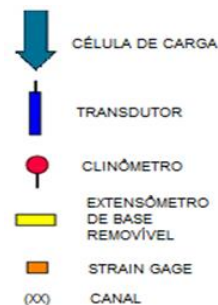
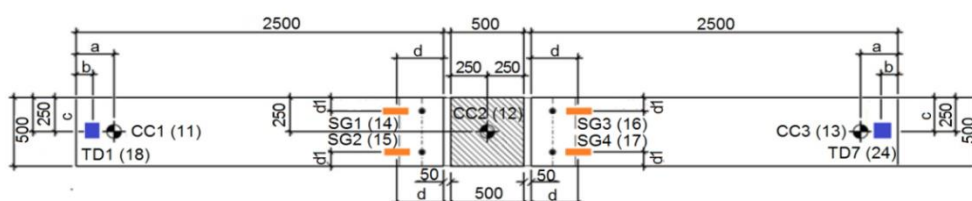
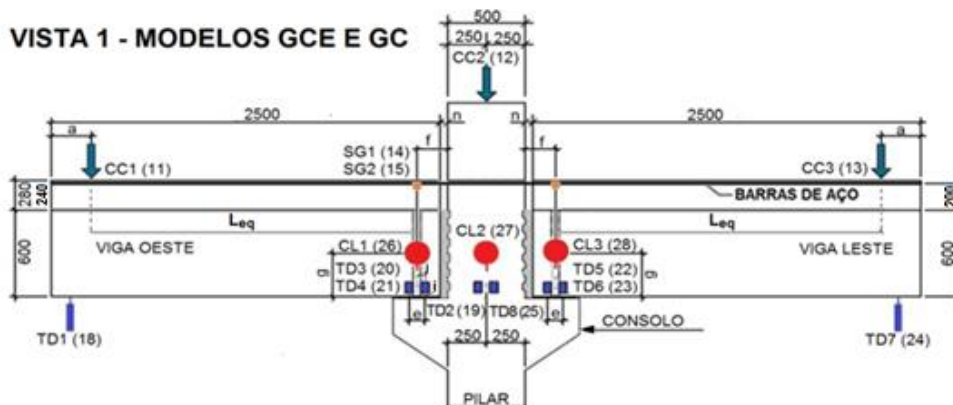


FIGURA 3.36 – Esquema de instrumentação dos modelos GCE e GC

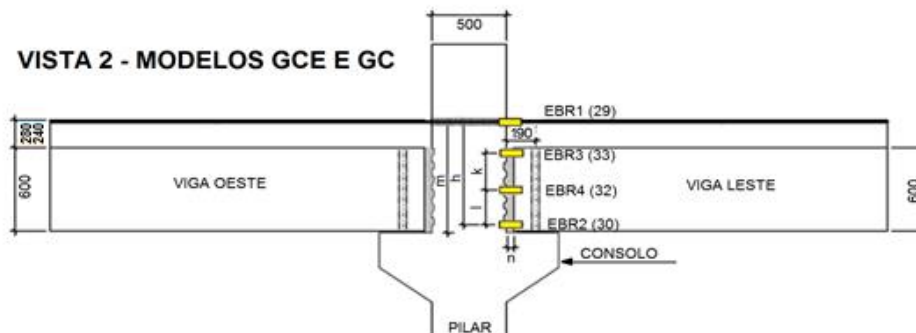
## PLANTA - MODELOS GCE E GC



## VISTA 1 - MODELOS GCE E GC



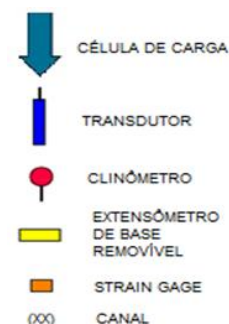
## VISTA 2 - MODELOS GCE E GC



DISTÂNCIA (mm)	ENSAIO 5 GC	ENSAIO 6 GCE
a	205	235
b	80	80
c	250	250
d	195	195
e	100	100
f	210	210
g	300	300
h	720	720
i	50	50
j	50	50
k	240	240
l	240	240
m	795	795
$L_{eq}$	214	211

## LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

a = distância das CC 1 e 3 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
b = distância dos TD 1 e 8 às extremidades transversais em balanço das vigas.  
c = distância dos TD 1 e 8 às extremidades longitudinais em balanço das vigas.  
d = distâncias dos centros dos SG 1,2,3,4 às faces do pilar.  
e = distâncias entre os centros do par de TDs 2 e 3 e do par de TDs 6 e 7.  
f = distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces do pilar.  
g = distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces das vigas.  
h = distância entre os EBRs 1 e 4.  
i = distância dos transdutores TD 3,4,5 e 6 às faces inferiores das vigas.  
j = distância do eixo do clinômetro ao primeiro transdutor.  
k = distância entre os EBRs 2 e 3.  
l = distância entre os EBRs 3 e 4.  
m = distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga.  
n = largura da junta vertical.  
o = distância da face do pilar ao chumbador.  
 $L_{eq}$  = distância entre o ponto de aplicação da carga e o suposto centro de giro da ligação viga-pilar.





O posicionamento de cada instrumento de medição foi escolhido estrategicamente para a obtenção dos dados necessários à análise dos modelos.

Assim, os atuadores hidráulicos com as células de carga foram localizados nas extremidades em balanço das vigas, por serem esses pontos os mais desfavoráveis à aplicação de cargas, uma vez que, por estarem mais distantes do apoio, geravam os maiores momentos fletores possíveis. Em cada extremidade livre, também foram colocados transdutores, para que fossem medidos os deslocamentos verticais máximos das vigas abaixo das cargas. Outros transdutores foram afixados nas imediações do centro de rotação da ligação com o intuito de permitir a obtenção dos deslocamentos verticais e indiretamente as rotações nesses pontos. Houve também a preocupação de que os transdutores não fossem posicionados em locais onde possivelmente ocorreriam fissuras, de modo a não inviabilizar suas leituras, desta forma optou-se pela colocação destes na área dos consolos. Os extensômetros elétricos de base removível foram distribuídos na região da junta vertical, cruzando-a próximos às fibras mais tracionadas e mais comprimidas da viga para todos os modelos e também na parte central desta, para três dos protótipos (CSE, GCE, GC), com a finalidade de aferirem-se deslocamentos tanto lineares com angulares. Com as medidas obtidas a partir desses instrumentos, também se pode determinar a posição da Linha Neutra da viga. Os três clinômetros foram fixados nas proximidades de onde supostamente seriam os centros de rotações das ligações, na parte inferior das vigas e no centro do pilar. A escolha desses pontos deu-se com o intuito de determinarem-se as rotações das ligações e as rotações relativas vigas e pilar nesses pontos especiais, bem como minimizar os riscos de erros de leitura devido à possibilidade de fissuração, que é maior no topo destes elementos em balanço. Os extensômetros elétricos ou *strain gages* das armaduras negativas foram colados no alinhamento próximo ao centro de rotação de cada junta para que fosse possível medir a deformação das barras de continuidade nesta zona.

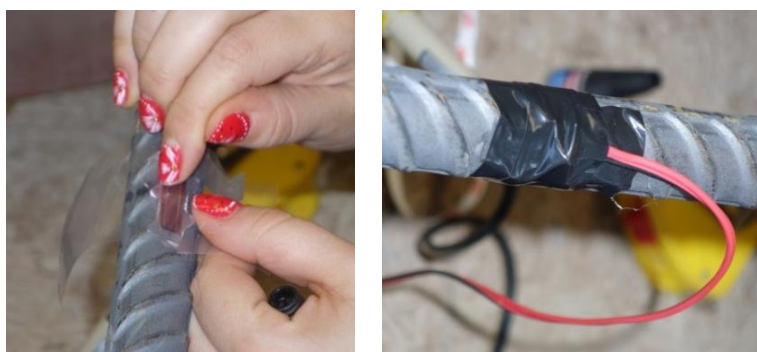
Todos os equipamentos de medição foram conectados ao sistema de aquisição de dados (*System 5000*), que forneceu as leituras diretamente ao computador conectado a ele. A disposição do sistema de aquisição de dados, do computador no laboratório, juntamente com o detalhe da ligação dos equipamentos, além do conjunto dos instrumentos em ambas as faces da estrutura (face 1 e face 2) podem ser observadas nas FIGURA 3.37, FIGURA 3.38 e FIGURA 3.39.

**FIGURA 3.37** – Face 1 – sistema de aquisição de dados, computador, atuadores, células de carga, transdutores e clinômetros



A instrumentação dos modelos iniciou-se com a colagem dos *strain gages* nas armaduras negativas. Visando-se garantir a adequada aderência dos extensômetros elétricos às superfícies do aço, foi necessário limá-las e limpá-las nos locais onde estes seriam fixados. Algumas das etapas de fixação podem ser observadas na FIGURA 3.38.

**FIGURA 3.38** – Fixação dos strain gages



**FIGURA 3.39** – Face 2 – Células de carga, EBRs e transdutores

### 3.5. Metodologia

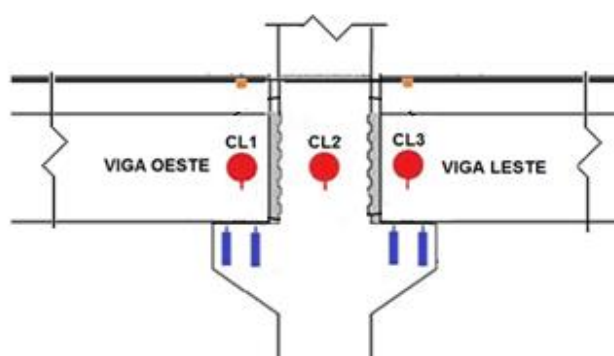
Com o presente trabalho realizou-se uma investigação experimental, que tinha como objetivo verificar a influência de diferentes ligações positivas, bem como de taxas de armadura transversal distintas na zona da ligação, no comportamento geral de ligações semirrígidas viga-pilar de modelos cruciformes com pilar contínuo, que mantinham vigas dotadas de armaduras negativas de continuidade penetrando no pilar através de nichos com bainhas corrugadas.

Assim, foram ensaiadas três tipologias de ligações e cada uma delas, com duas taxas distintas de armadura transversal ao longo da zona de perturbação. Para a caracterização destas ligações foram feitos ensaios à flexão. Aos pilares, fixados a uma estrutura de reação, foi aplicada uma compressão mantida constante até o final do ensaio. Às vigas nas suas extremidades livres, foram aplicados por atuadores laterais carregamentos monotônicos para os modelos NC, NCE, GCE, GC, CSE e CS, de aproximadamente 200kN. Com a obtenção dos dados experimentais, procederam-se diversas análises tais como a verificação do deslocamento vertical abaixo das cargas, traçados da curva momento-rotação específica de cada ligação e da reta *Beam-Line* para a verificação do percentual de engastamento, bem como identificação da rigidez secante e para isso utilizou-se a metodologia descrita a seguir.

### 3.5.1. Rotação por meio de clinômetros

A rotação global da viga em relação ao eixo vertical pode ser obtida por meio de clinômetros, que têm funcionamento semelhante ao de pêndulo. Para os modelos ensaiados, a rotação viga-pilar foi obtida através da média entre os clinômetros  $CL_1$  e o  $CL_3$ , posicionados próximos aos centros de rotação das ligações oeste e leste, respectivamente. Este procedimento visou compensar um possível giro do pilar. As leituras eram fornecidas em graus e transformadas para radianos.

**FIGURA 3.40** – Esquema do posicionamento dos clinômetros



**FIGURA 3.41** – Posicionamento dos clinômetros



$$\theta = \frac{|\theta_1| + |\theta_3|}{2} \quad (3.1)$$

Onde:

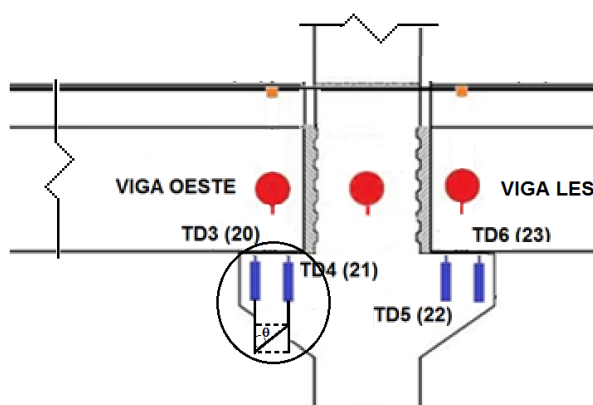
$\theta_1$  leitura do clinômetro 1 em radianos

$\theta_3$  leitura do clinômetro 3 em radianos

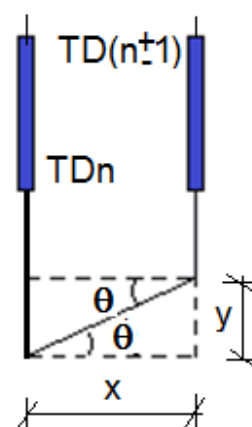
### 3.5.2. Rotação por meio de transdutores

Alternativamente, a rotação da viga em relação ao solo pode ser obtida através dos transdutores afixados próximos ao centro de rotação da ligação, conforme mostrado nas FIGURA 3.42 e FIGURA 3.43, exceto para os modelos com chapa soldada.

**FIGURA 3.42** – Esquema do posicionamento dos transdutores



**FIGURA 3.43** – Ângulo de rotação medido através de transdutores



$$\tan \theta = y/x \rightarrow \theta = y/x \quad (3.2)$$

$$y/x = \frac{TD_n - TD_{(n+1)}}{\text{dist. } TD_n \text{ a } TD_{(n+1)}} \quad (3.3)$$

Onde:

$\theta$  ângulo de rotação da viga em relação ao solo

$y$  diferença entre as leituras dos clinômetros

$x$  distância entre os centros de gravidade dos clinômetros

$TD_n$  transdutor n

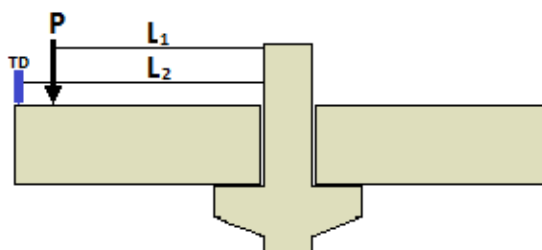
$TD_{(n+1)}$  transdutor localizado imediatamente após o  $TD_n$

### 3.5.3. Deslocamento vertical

Pelas características dos ensaios, previa-se a não existência de fissuras a partir da metade da viga até a sua extremidade em balanço, o que de fato ocorreu, indicando que esta porção do referido elemento estrutural permaneceu no estágio I.

Assim, o deslocamento vertical  $f_1$ , abaixo da carga  $P$  a uma distância  $L_1$  do pilar, pôde ser calculado por proporcionalidade através do deslocamento vertical  $f_2$  medido por transdutores posicionados a uma distância  $L_2$  do centro de rotação da ligação CR, como a seguir:

**FIGURA 3.44** – Transferência da leitura do transdutor da extremidade livre da viga para o ponto de aplicação da carga.



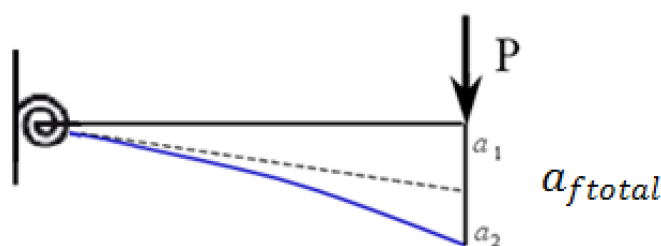
$$f_1 = f_2 \cdot \frac{L_1}{L_2}$$

Onde:

$f_2$  leitura do transdutor TD posicionado a  $L_2$  do CR

O deslocamento vertical total efetivo, medido no ponto de aplicação das cargas por meio dos atuadores é dado por:

**FIGURA 3.45** – Deformação vertical total efetiva



$$a_{flecha\ total} = a_1 + a_2 \quad (3.4)$$

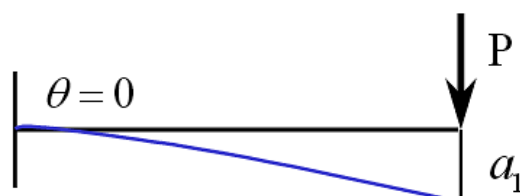
Sendo  $a_{flecha\ total}$  a flecha (deflexão) total na extremidade livre da viga.

Sendo  $a_1$  a parcela da flecha (deflexão) correspondente à deformação da viga, portanto, função da sua rigidez, que pode ser determinada a partir da equação diferencial de segunda ordem que governa a linha elástica da viga. O momento de inércia equivalente,  $I_{eq}$ , utilizado na EQUAÇÃO 3.5, poderá ser obtido, sem prejuízo



da precisão dos resultados, através das formulações de Branson ou conforme sugere a NBR 9062(2016) onde  $I_{eq} = 0,5 I$ .

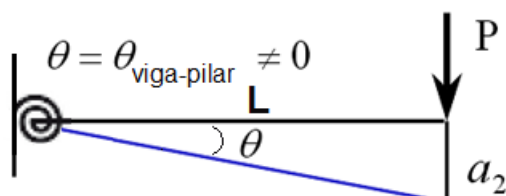
**FIGURA 3.46** – Parcela correspondente à deformação da viga



$$a_1 = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E_c \cdot I_{eq}} \quad (3.5)$$

$a_2$  corresponde à flecha causada pelo giro ocorrido na ligação. Este giro provoca deslocamentos dos pontos do eixo longitudinal, inicialmente reto, da viga, para uma nova posição com configuração deformada (linha elástica). Tais deslocamentos podem ser fornecidos por transdutores afixados nas seções para as quais se deseja obter as deflexões. Assim, para os modelos deste trabalho, as flechas máximas foram aferidas por um transdutor ou dois transdutores colocados na extremidade livre de cada viga, cujas leituras foram transferidas por proporcionalidade para a seção de aplicação da carga. Alternativamente, a flecha máxima, também pode ser medida de forma indireta, através do produto da rotação relativa viga-pilar, dada pela média das leituras dos clinômetros afixados nas vigas, próximos ao centro de rotação da ligação CR, pela distância entre o ponto de aplicação da carga e o CR.

**FIGURA 3.47** – Parcela correspondente ao giro da ligação



$$\tan \theta = \theta = \frac{a_2}{L}$$

$$a_2 = \theta_{viga-pilar} \cdot L \quad (3.6)$$

### 3.5.4. Curva momento-rotação

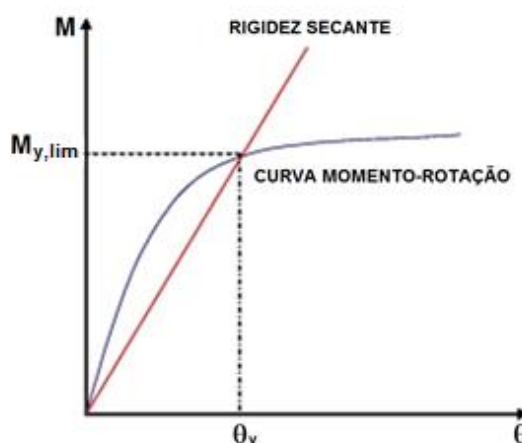
A curva momento-rotação das ligações ensaiadas foi obtida indiretamente. Os momentos foram encontrados através das ações medidas pelas células de carga multiplicadas pela distância entre elas e o centro de rotação estimado da ligação ( $L_{eq}$ ). As rotações viga-pilar foram obtidas por meio da média das leituras fornecidas pelos clinômetros ou por transdutores localizados nas imediações do referido centro de giro da ligação.

### 3.5.5. Rigidez secante

Conhecendo-se o momento  $M_{y,lim}$  correspondente ao ponto de tombamento da curva  $M \times \theta$  e a rotação  $\theta_y$  por ele provocada e fornecida por clinômetros ou transdutores, conforme a metodologia já demonstrada nos itens 3.5.1 a 3.5.3, tornou-se simples a determinação da rigidez secante à flexão da ligação,  $R_{sec}$  que é o quociente entre  $M_{y,lim}$  e  $\theta_y$ .

Graficamente, a reta da rigidez secante foi encontrada ligando-se o ponto de momento zero ao momento obtido no ponto do abatimento da curva  $M \times \theta$

FIGURA 3.48 – Rigidez secante



### 3.5.6. Abertura de fissuras



Antes da fissuração, a armadura e o concreto que a envolve possuem iguais deformações. Tão logo haja fissuração do concreto, essas deformações nas proximidades da fissura passam a ser diferentes e a armadura alonga-se mais que o concreto. A diferença de alongamentos entre ambos os materiais implica na existência de deslizamento da armadura em relação ao concreto. A soma de tais deslizamentos à esquerda e à direita da seção é igual à abertura da fissura.

A fissuração do concreto origina-se de deformações impostas e/ou impedidas geradas por cargas aplicadas à estrutura. É usual definirem-se duas fases de fissuração distintas. A formação de fissuras: quando se iniciam na seção com menor quociente resistência/solicitação e geralmente não há interferência mútua entre as fissuras. A estabilização das fissuras: quando já se formaram praticamente todas as fissuras e o aumento da carga só aumenta a abertura das mesmas.

Assim, com base no descrito acima, a abertura da fissura pode ser determinada através do alongamento  $\Delta_{l,exp}$  do extensômetro de base removível que a cruza ou pelo produto entre o comprimento de deformação efetiva  $L_{ed}$  e a deformação relativa  $\varepsilon_s$  da armadura aferida por *strain gages*.



---

# 4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

---

## 4.1. Generalidades

Conforme visto no item 3.4, para todos os modelos, inicialmente aplicou-se, através de um atuador posicionado no centro de gravidade da face superior do pilar central, uma força de compressão, que após alcançar o patamar ideal, variou minimamente, durante todo o ensaio. Em seguida, foram aplicadas nas extremidades em balanço das vigas, a uma distância que também variou conforme cada modelo, e esteve entre 2,10 a 2,18m do centro de rotação das ligações, igualmente por meio de atuadores hidráulicos, ambos com capacidade de 1000kN, forças gravitacionais incrementais monotônicas, que atingiram valores um pouco superior a 200kN, tanto nas vigas oeste quanto nas leste. Estas forças de solicitação deram origem a momentos fletores negativos distintos para cada seção dos diferentes protótipos. A ordem de grandeza das cargas suportadas pela estrutura já havia sido prevista pelo cálculo teórico da força resistente de escoamento das barras de continuidade, que foi estimada em 184kN e esteve próxima dos resultados obtidos nos ensaios, o que poderá ser verificado na TABELA 5.1, do capítulo seguinte deste trabalho.

Os deslocamentos verticais (flechas nos pontos de aplicação das cargas verticais) aferidos através de um ou dois transdutores posicionados nas extremidades das vigas, conforme os esquemas de instrumentação dos modelos exibidos nas FIGURA 3.33 a FIGURA 3.36 e calculados com a utilização da metodologia mostrada no item 3.5.3 deste texto, serão apresentados por meio de gráficos e tabelas para cada modelo.

Todos os protótipos contaram com apenas uma leitura de rotação para cada ligação, por meio de clinômetros fixados na linha dos chumbadores nos apoios das vigas, onde se considerou ser o centro de giro da ligação viga-pilar (CG), para os protótipos NCE, CS, CSE, GC e GCE e indiretamente por meio de transdutores também afixados nas proximidades do CG, para o NC. A localização desses instrumentos ao longo da estrutura pode ser vista nas FIGURA 3.33 a FIGURA 3.36.

Para eliminar a influência do giro do modelo, fez-se a média entre as rotações verificadas nos lados leste e oeste de cada pórtico ensaiado.

Uma aproximação para avaliar-se o somatório das aberturas de fissuras entre a face do pilar e o centro de giro da ligação, de todos os modelos, foi encontrada indiretamente através do alongamento  $\Delta_{l,\varepsilon}$  calculado a partir do produto entre o comprimento de deformação equivalente  $L_{ed}$  e a deformação específica da armadura de continuidade nesta mesma região  $\varepsilon_s$ , medida pelo extensômetro de resistência elétrica (*strain gage*). As aberturas das juntas verticais, nas seções cruzadas pelos extensômetros de base removíveis (EBRs) tracionados, foram obtidas através do alongamento  $\Delta_{l,EBR}$  aferido por estes instrumentos. Para os modelos que obtiveram alongamentos  $\Delta_{l,\varepsilon}$  e  $\Delta_{l,EBR}$  iguais, sugere que o EBR tracionado atravessou todas as fissuras existentes na zona de distúrbio. A abertura de parte das fissuras surgidas ao longo dos ensaios foi medida por fissurômetros para que houvesse mais um termo de comparação dos resultados obtidos. Não foi possível, contudo, parar os ensaios para a medição de todas as fissuras que surgiam.

Conforme mencionado no parágrafo anterior, as deformações das armaduras de continuidade foram obtidas através de quatro extensômetros de resistência elétricos (*strain gages*) aplicados dois a dois às barras continuidade nos pontos onde provavelmente ocorreriam o giro das ligações nos lados oeste e leste dos modelos.

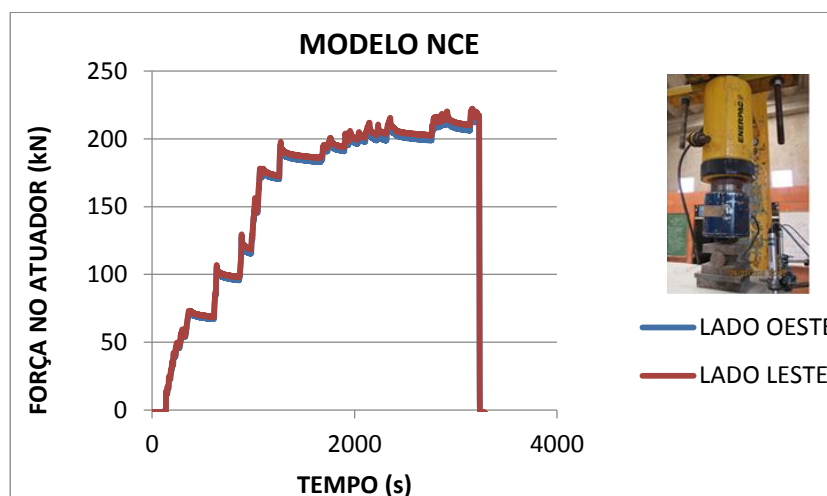
## 4.2. Modelo NCE (Neoprene, Chumbador e Estribos)

A FIGURA 4.1 mostra duas fases de montagem do modelo NCE antes do seu rompimento. A FIGURA 4.1 (a) registrou a etapa após a colocação das barras de continuidade e antes da execução do concreto de solidarização destinado a envolver esta armadura. A FIGURA 4.1 (b) exhibe a estrutura com a instrumentação concluída, pronta para o ensaio.

**FIGURA 4.1** – Modelo NCE (a) durante a montagem e (b) instrumentado para o ensaio

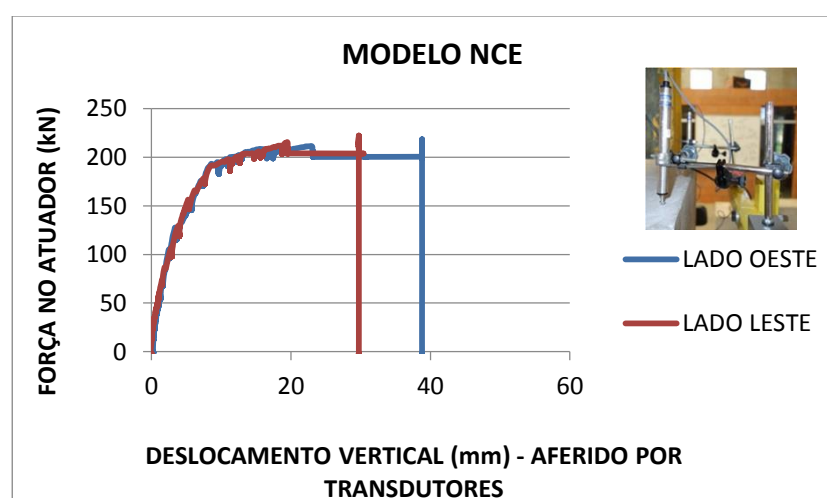
Foi aplicada a este modelo pelo atuador posicionado no pilar central, uma carga vertical de compressão de aproximadamente 28kN, que após alcançar seu máximo, variou até um mínimo de 15kN, durante todo o ensaio. Em seguida, foram aplicadas próximas às extremidades em balanço das vigas, por meio dos já mencionados atuadores hidráulicos ligados a um mesmo compressor, localizados a 2,10m do centro de rotação da ligação, forças verticais incrementais monotônicas, que atuaram de cima para baixo e atingiram 218,54 e 222,36kN nas vigas oeste e leste, respectivamente. Estas forças, em função do tipo de apoio semirrígido entre as vigas e o pilar, produziram momentos fletores negativos ao longo dos trechos com comprimento de 2,10m (FIGURA 4.2).

FIGURA 4.2 – Gráfico Força versus Tempo – NCE



Os deslocamentos verticais nos pontos de aplicação das cargas foram medidos através da média das leituras fornecidas por dois transdutores posicionados nas extremidades de cada uma das vigas, cujos resultados foram transferidos proporcionalmente aos pontos desejados e encontram-se apresentados na FIGURA 4.3. Considerando o carregamento de 184kN, próximo ao escoamento da armadura de continuidade, os deslocamentos aferidos foram de 7,81mm para o lado oeste e 8,00mm para o leste. Observa-se que para esta sollicitação, os deslocamentos foram praticamente os mesmos. O deslocamento máximo atingido no ensaio foi de 38,91mm para o lado oeste e 29,82mm para o lado leste sob carregamentos de 208,16kN e 212,14kN, respectivamente.

FIGURA 4.3 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Deformação vertical abaixo da carga (mm), aferida por transdutores – NCE



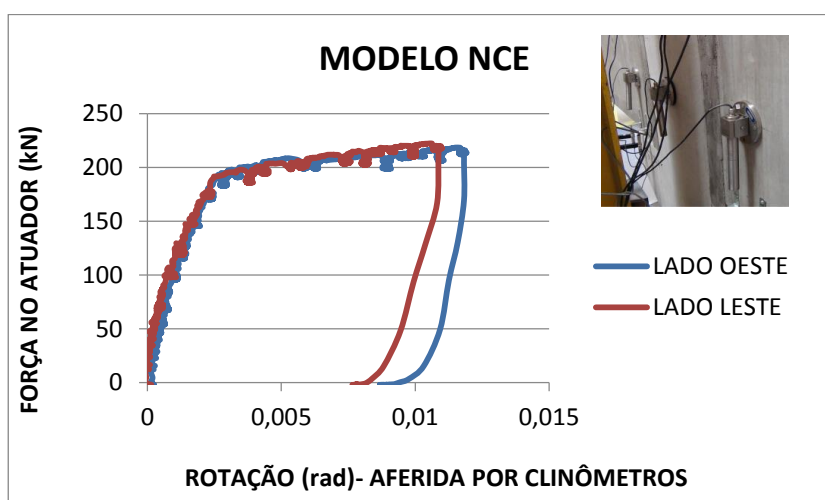
Para este ensaio, nem os transdutores posicionados próximos aos consolos, nem os extensômetros de base removível, que cruzaram a junta vertical, funcionaram, o que



impossibilitou o uso deles para fins de cálculo da rotação viga-pilar. Assim, foi obtida apenas uma leitura de rotação para cada ligação, por meio de clinômetros afixados no ponto onde considerou-se ser o centro de rotação de cada ligação viga-pilar da estrutura.

A FIGURA 4.4 mostra as rotações globais das extremidades apoiadas das vigas ou rotações das vigas em relação ao pilar medidas através dos clinômetros e calculadas conforme o item 3.5.1 deste texto.

**FIGURA 4.4** – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Rotação (rad) aferida por clinômetros – NCE



Para este modelo não foi possível obter-se o alongamento  $\Delta_{l,EBR}$  aferido pelo EBR tracionado que cruzou a interface viga-pilar, considerando-se que este não funcionou. Assim, utilizou-se o método indireto para estimar-se um valor compatível com o somatório das aberturas de fissuras existentes na zona de distúrbio da ligação, cujo comprimento era  $L_{ed}$ . Esta metodologia consistiu do cálculo do deslocamento  $\Delta_{l,\varepsilon}$ , ou seja, o produto entre o comprimento de deformação equivalente  $L_{ed}$  pela deformação específica da barra de continuidade  $\varepsilon_s$  dada por “strain gage”, além das medidas executadas com fissurômetros ao longo do ensaio

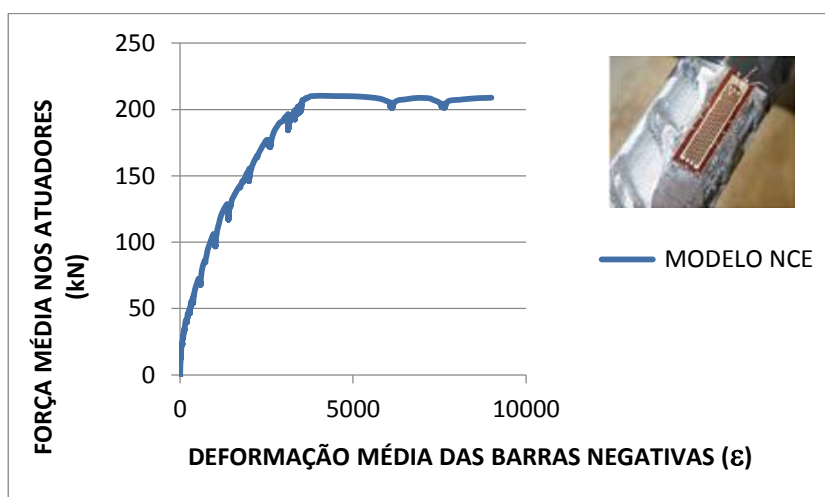
A FIGURA 4.5 mostra que aos 70kN a abertura da fissura na junta viga-pilar era de aproximadamente 0,5mm.

**FIGURA 4.5** – Medida de fissuras através de fissurômetros ao longo do ensaio – NCE



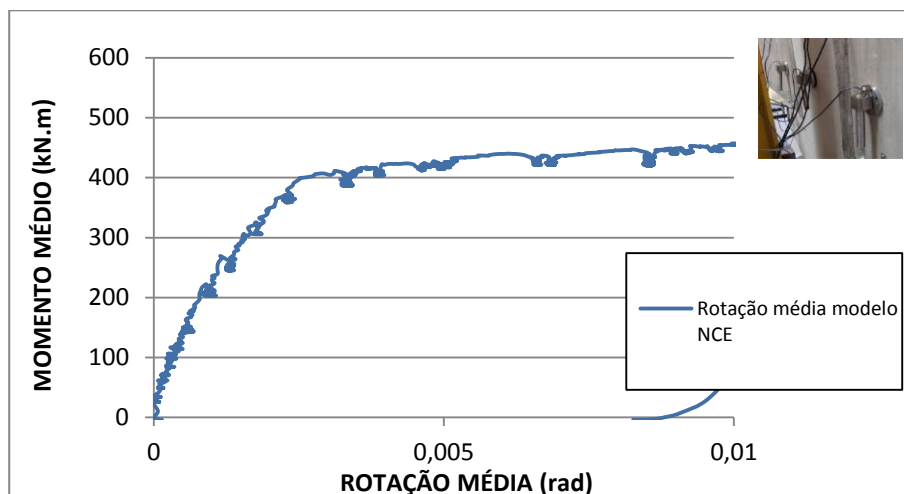
Com a finalidade de encontrar-se a deformação específica das barras de continuidade nas imediações dos pontos onde supostamente seriam os centros de giro das ligações (CR), a aproximadamente 200mm da face do pilar munida de consolo, foram aplicados dois "strain gages" em cada uma delas, no cruzamento destas com eixo vertical imaginário que passava pelos chumbadores. A FIGURA 4.6 apresenta a curva da média das deformações registradas pelos quatro "strain gages" usados no ensaio. Os SG1 e SG2 foram aplicados no lado oeste e os SG3 e SG4 no lado leste.

**FIGURA 4.6** – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Deformações das barras (%) aferidas por strain gages – NCE



O gráfico da FIGURA 4.7 foi utilizado para a obtenção dos momentos  $M_{y,lim,exp}$  e a rotação da ligação viga-pilar  $\theta_{y,exp}$  e a partir deles a rigidez secante da ligação  $R_{sec,exp}$ , listados na TABELA 6.1.



**FIGURA 4.7** – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – NCE

A FIGURA 4.8 mostra o protótipo NCE que após o ensaio de flexão apresentou duas fissuras em cada junta vertical, estando uma delas inteiramente na junta vertical e a outra convergindo para lá e juntando-se à primeira, além de mais duas fissuras de flexão em ambas as vigas da estrutura. Houve ainda um fendilhamento discreto no canto inferior da viga oeste, conforme pode ser observado nas FIGURA 5.8 e FIGURA 4.8 (face 2).

**FIGURA 4.8** – Modelo deformado após o ensaio – NCE

### 4.3. Modelo NC (Neoprene e Chumbador)

A FIGURA 4.9 mostra o modelo NC durante a montagem. A FIGURA 4.9 (a) exibe a fase final, com as formas de madeira para receber o concreto de solidarização das barras de continuidade ao restante do pórtico, e a FIGURA 4.9 (b) apresenta o modelo já devidamente instrumentado para o ensaio.

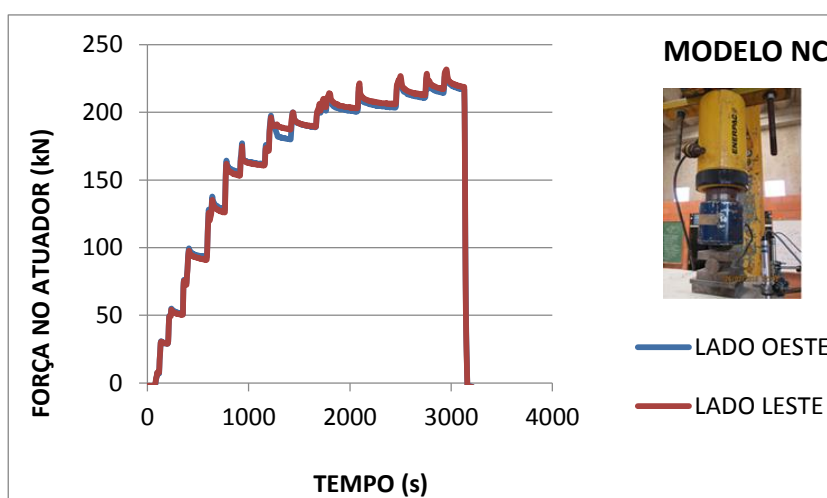
**FIGURA 4.9** – Modelo NC (a) durante a montagem e (b) instrumentado para o ensaio



Para esse modelo foi adotado o mesmo procedimento de ensaio do modelo anterior, NCE. O primeiro passo foi travar o pilar central com uma força de compressão, mantida por todo o experimento, a qual alcançou um máximo de 261,57kN. Posteriormente, foram aplicadas em pontos próximos às extremidades em balanço

das vigas, a 2,15m do suposto centro de giro da ligação, também através de atuadores hidráulicos conectados a um mesmo compressor, forças incrementais monotônicas, que atingiram 229,64 e 231,63kN para as vigas oeste e leste, respectivamente (FIGURA 4.10). As forças solicitantes, devido ao tipo de apoio semirrígido entre viga e pilar, produziram momentos fletores negativos ao longo do comprimento de 2,15m.

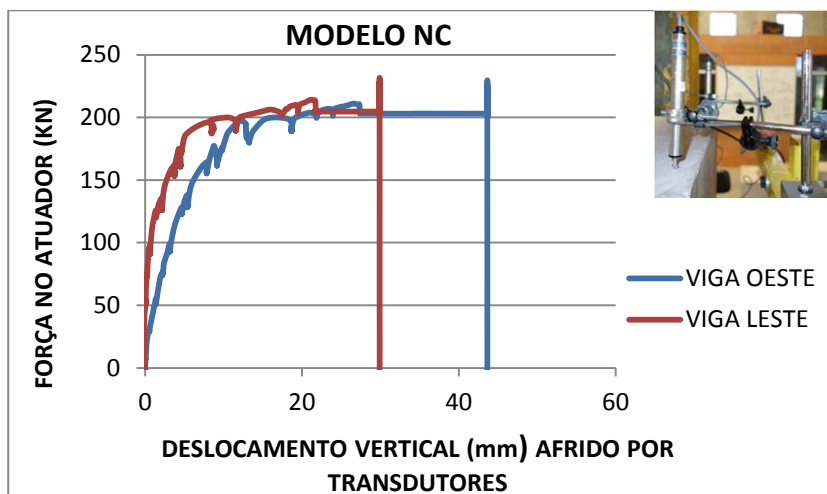
**FIGURA 4.10** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – NC



Considerando-se as médias das leituras dos transdutores posicionados nas extremidades livres das vigas, transferidas proporcionalmente para os pontos de aplicação das cargas gravitacionais, conforme o item 3.5.3 deste texto, quando as cargas aplicadas encontravam-se próximas à do escoamento das barras de continuidade, como 186kN, foram obtidas flechas de 10,4mm para o lado oeste e 5,00mm para o lado leste. E finalmente, para o carregamento máximo atingido no lado oeste de 202,97kN encontrou-se um deslocamento vertical da viga na seção do atuador de 43,66mm e para o lado leste sob uma carga de 204,68kN chegou-se a uma flecha de 29,45mm. Através de fotos, percebe-se que o conjunto sofreu inclinação, com ângulo viga-pilar menor no lado oeste.

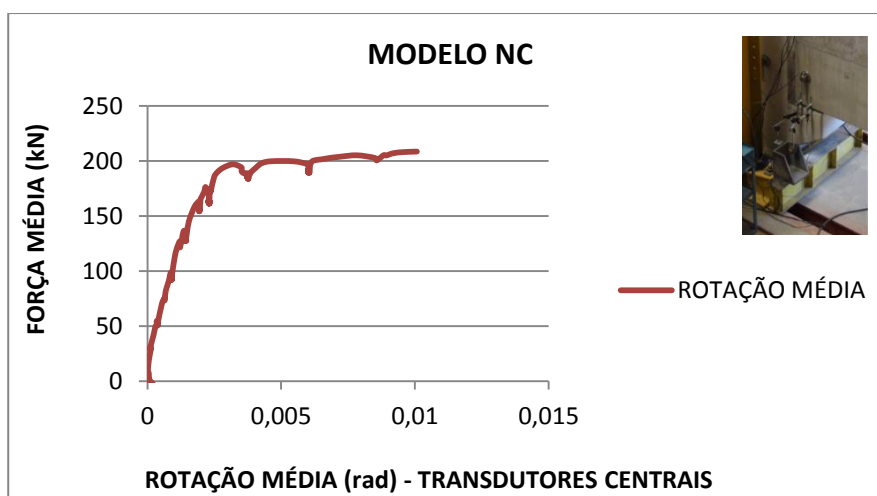
Os deslocamentos verticais medidos através dos dois transdutores posicionados nas extremidades de cada uma das vigas estão apresentados na FIGURA 4.11.

FIGURA 4.11 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) aferido por transdutores



Para esse modelo, os clinômetros nem os extensômetros de bases removíveis funcionaram, dessa forma, a rotação viga-pilar foi obtida por meio dos transdutores localizados nas imediações dos apoios das vigas (consolos) próximos ao centro de giro da ligação (FIGURA 4.12).

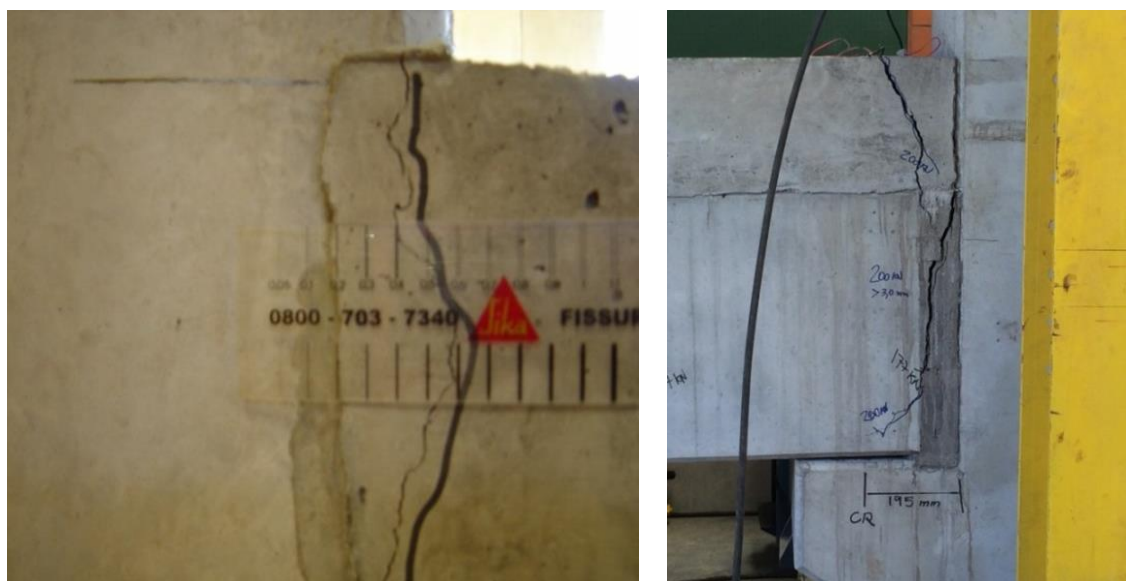
FIGURA 4.12 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Rotação (rad) aferida por transdutores



Para a obtenção da abertura da junta viga-pilar ou em outros locais de concreto tracionado, foram utilizadas medidas colhidas por fissurômetros, considerando-se que os EBRs não funcionaram para o NC. Para uma carga de 177 a 200kN obteve-se uma abertura de fissura da ordem de 3mm (FIGURA 4.13). O somatório das aberturas de fissuras na região da ligação foi determinado pelo produto de  $L_{ed}$  por  $\varepsilon_s$ .

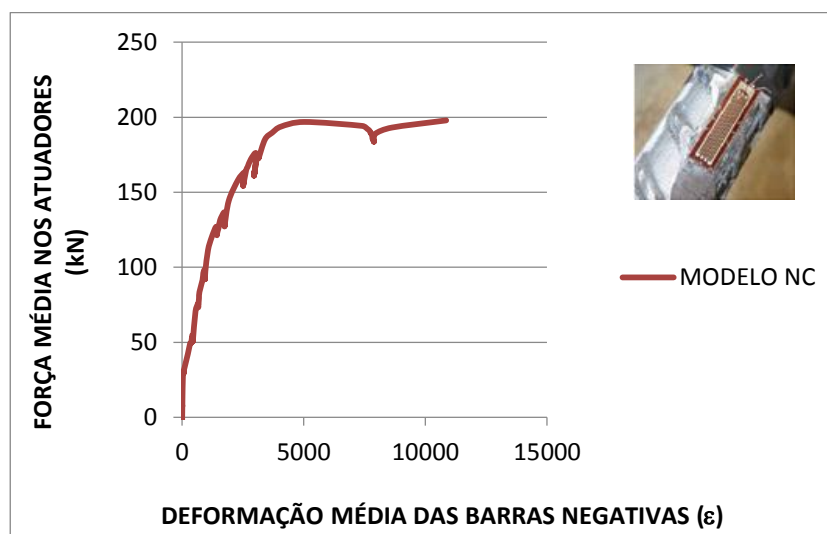


**FIGURA 4.13** – Medida de fissuras através de fissurômetros ao longo do ensaio – NC



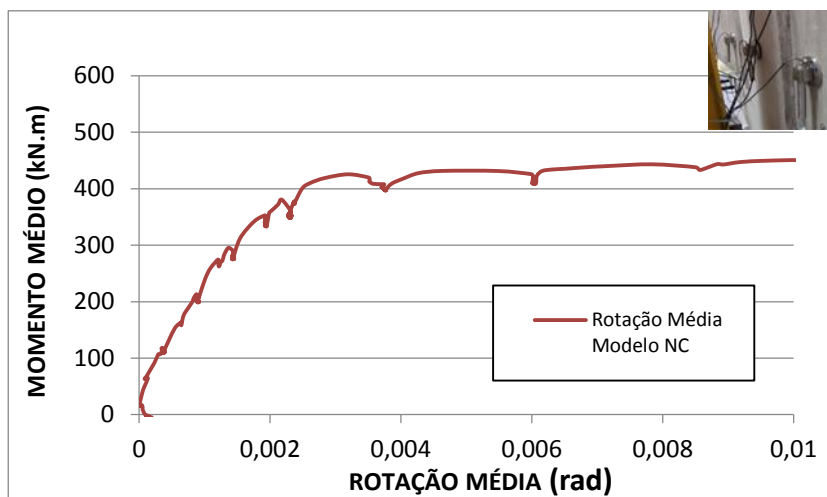
Também para o modelo NC, foram aplicados dois extensômetros elétricos de resistência – “*strain gages*” em cada barra de continuidade, nos locais dos cruzamentos delas com os eixos verticais imaginários que passam pelos centros de giro de cada ligação a aproximadamente 200mm da face do pilar, de forma que fosse possível monitorar a deformação destas armaduras nestes pontos. A FIGURA 4.14 apresenta a média das deformações registradas para os quatro “*strain gages*” SG1, SG2, SG3 e SG4, usados no ensaio. Os dois primeiros foram aplicados no lado oeste e os últimos no lado leste (FIGURA 3.33).

**FIGURA 4.14** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) aferidas por strain gages – NC



O gráfico da FIGURA 4.15 foi utilizado para a obtenção dos momentos  $M_{y,lim}$ , a rotação da ligação viga-pilar  $\theta_{y,exp}$ , que possibilitaram a determinação da rigidez secante da ligação  $R_{sec,exp}$ .

FIGURA 4.15 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – NC



A FIGURA 4.16 mostra o modelo NC após o ensaio de flexão. Observando-a, é possível visualizar-se uma fissura transversal em cada junta vertical, tanto para o lado leste como para o oeste. Além dessas, verifica-se a ocorrência de mais duas fissuras de flexão em ambas as vigas da estrutura (FIGURA 5.2).

**FIGURA 4.16** – Modelo NC deformado, após o ensaio de flexão

#### 4.4. Modelo GCE (Graute, Chumbador e Estribo)

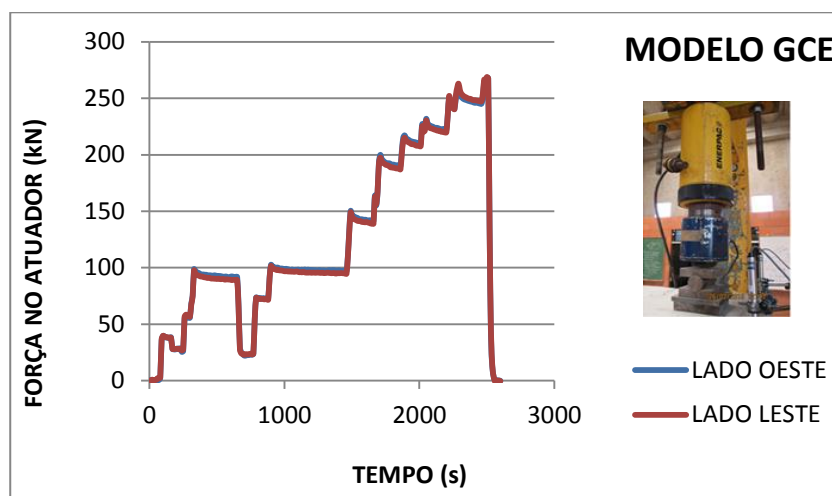
A FIGURA 4.17 mostra o modelo GCE em fase final de montagem, restando para a conclusão apenas o lançamento do concreto de solidarização, que transformará o apoio das vigas em semirrígidos (FIGURA 4.17 (a)) e a estrutura instrumentada para a realização do ensaio a flexão (FIGURA 4.17 (b e c))

FIGURA 4.17 – Modelo GCE (a) durante a montagem; (b) e (c) instrumentado para o ensaio



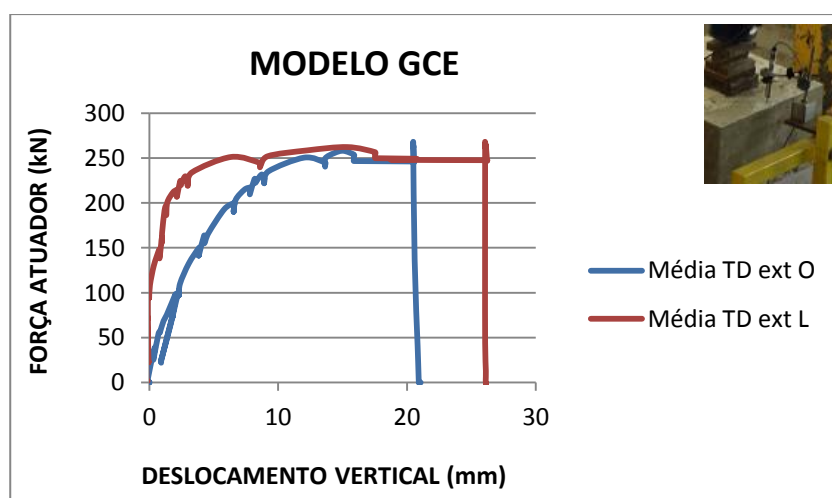
A carga aplicada ao GCE nas extremidades livres das vigas, em um ponto a 2,11m do centro de rotação da ligação foi gravitacional, concentrada e atingiu um valor em torno de 265kN em ambas as vigas oeste e leste. As forças de sollicitação, face aos apoios semirrígidos das vigas, produziram momentos negativos ao longo de todo o comprimento de 2.11m (FIGURA 4.18).



**FIGURA 4.18** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – GCE

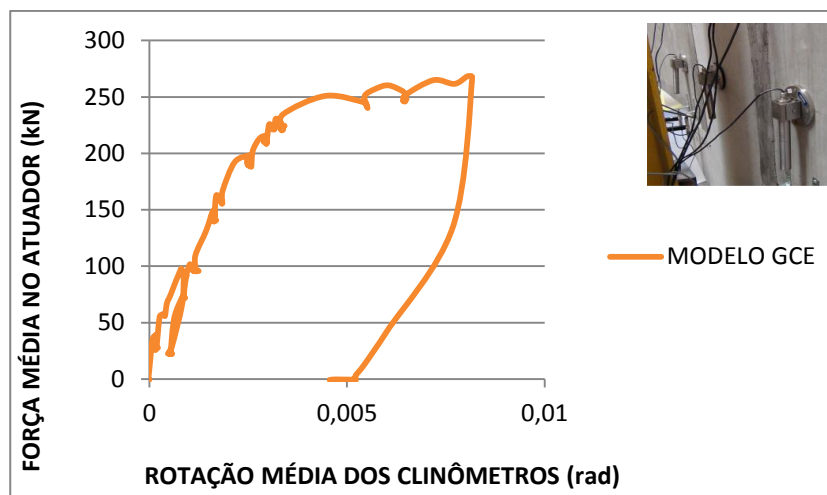
Os deslocamentos verticais nas seções das cargas aplicadas à estrutura foram medidos de acordo com o item 3.5.3 deste texto, através da transposição proporcional para esses pontos, dos valores obtidos por um transdutor posicionado, conforme o esquema da FIGURA 3.33, na extremidade livre de cada uma das vigas, e estão apresentados através do gráfico da FIGURA 4.19.

Considerando-se as leituras destes instrumentos para solicitações próximas à do escoamento das barras de continuidade, como 214kN, foram obtidas flechas de 7,38mm para a viga oeste e 2,10mm para a leste, sugerindo giro do pilar para o lado oeste.

**FIGURA 4.19** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) determinado com o auxílio de transdutores – GCE

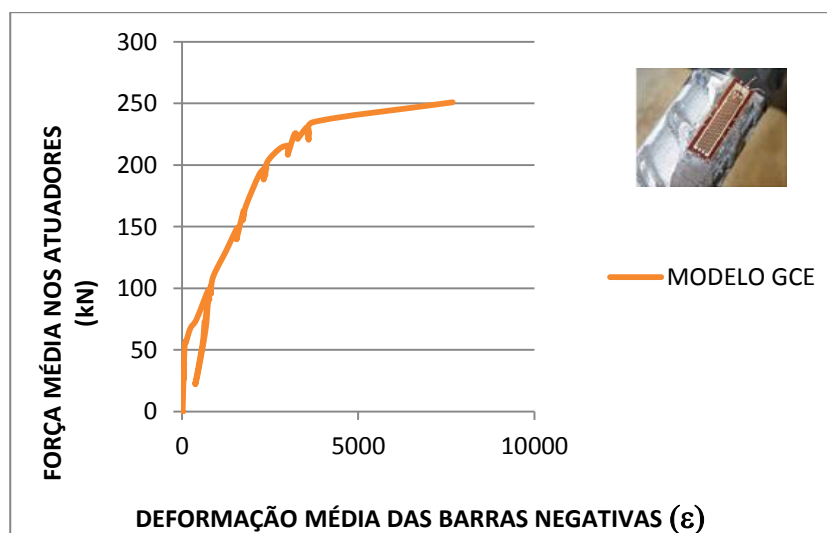
Para o GCE obteve-se a rotação viga-pilar conforme a metodologia descrita no item 3.5.1, por meio de clinômetros localizados próximos ao centro de giro da ligação. Ver resultados na FIGURA 4.20.

**FIGURA 4.20** – Gráfico Força média do atuador nas vigas (kN) versus rotação média (rad) aferida por clinômetros – GCE



Para o GCE, os quatro “*strain gages*” SG14, SG15 (lado oeste) e SG16 e SG17 (lado leste) funcionaram, o que permitiu encontrar-se da deformação específica das duas barras de continuidade e, portanto, indiretamente, a deformação  $\Delta_{l,\epsilon}$  ao longo do comprimento efetivo das duas ligações (FIGURA 4.21).

**FIGURA 4.21** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – GCE



Para o GCE, a abertura da junta na interface viga-pilar foi determinada através dos EBRs tracionados. Para uma carga em torno de 214kN, obteve-se um deslocamento de 1,72mm (FIGURA 4.22).

FIGURA 4.22 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – GCE

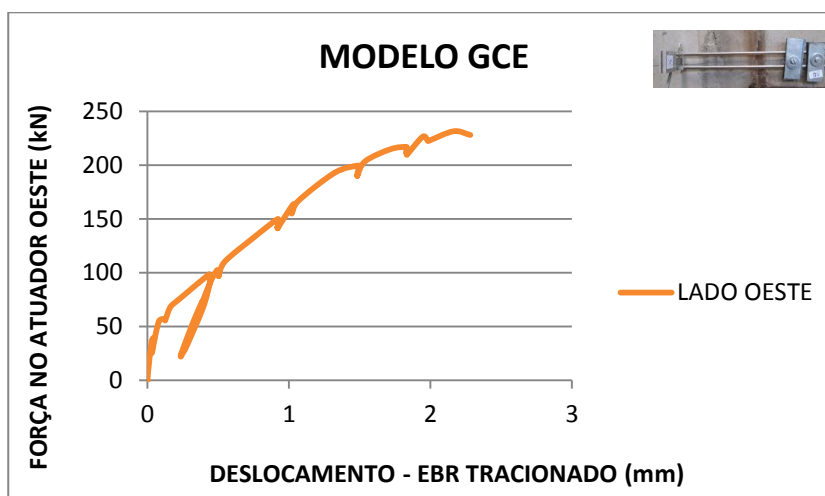
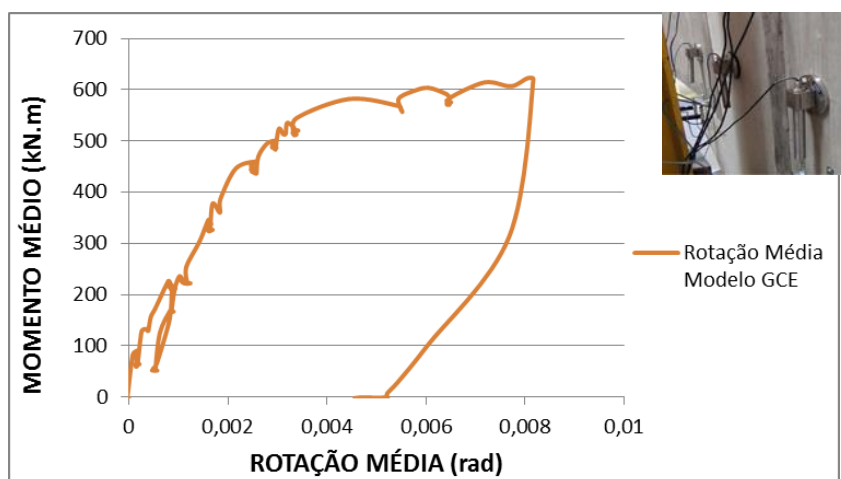


TABELA 4.1 – Abertura de fissuras – GCE.

GCE- Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	54	100	150	200	214
	Fissur.(mm)	-	0,3	-	-	-
	EBR (mm)	0,08	0,44	0,92	1,49	1,72

O gráfico da FIGURA 4.23 foi utilizado para a obtenção dos momentos  $M_{y,lim exp}$  e a rotação da ligação viga-pilar  $\theta_{y,exp}$ . Através desses valores determinou-se a rigidez secante  $R_{sec}$  da ligação.

FIGURA 4.23 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – GCE

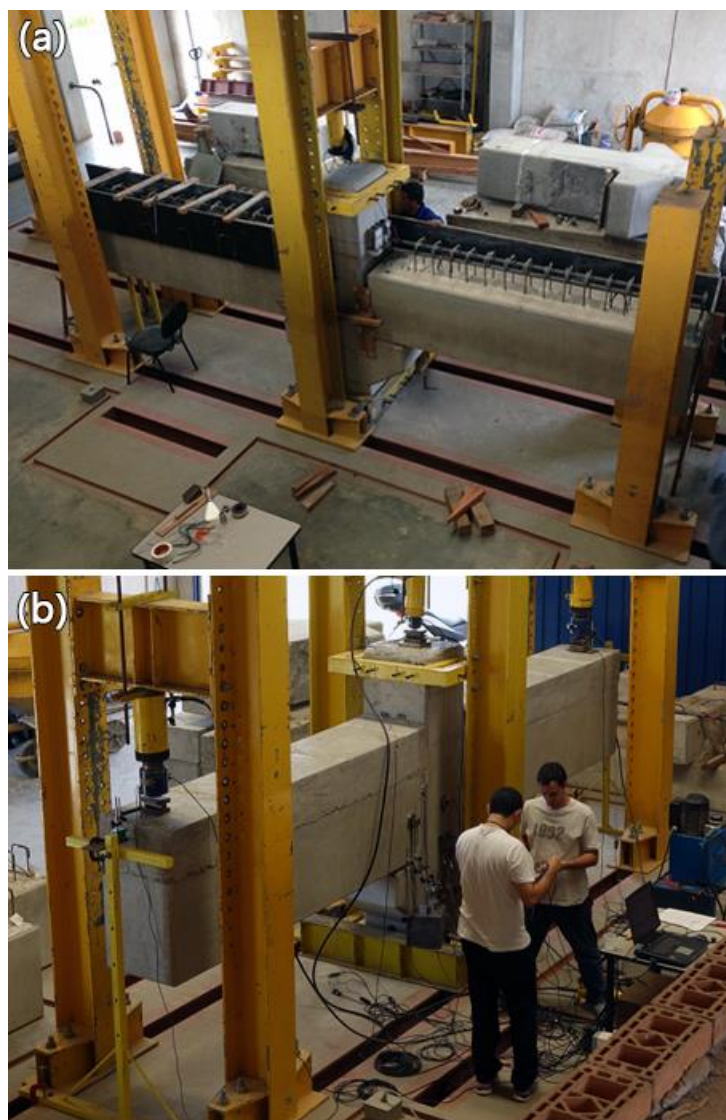


A FIGURA 4.24 exibe os lados leste e oeste do protótipo GCE rompido, após o ensaio de flexão. Ambas as ligações desenvolveram fissuras na interface viga-pilar. Percebe-se que, para este modelo, as demais fissuras de flexão ocorreram fora da zona da ligação.

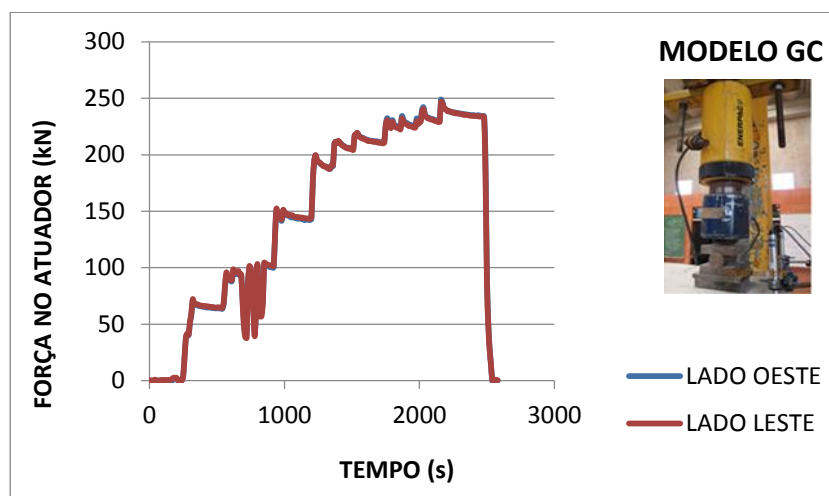
**FIGURA 4.24** – Modelo GCE deformado, após o ensaio de flexão

#### 4.5. Modelo GC (Graute e Chumbador)

A FIGURA 4.25 mostra o modelo GC em processo de montagem, no momento em que ainda faltava a finalização da forma e o lançamento do concreto de solidarização das barras negativas (FIGURA 4.25 (a)) e apresentava a instrumentação concluída para o ensaio de flexão (FIGURA 4.25 (b)).

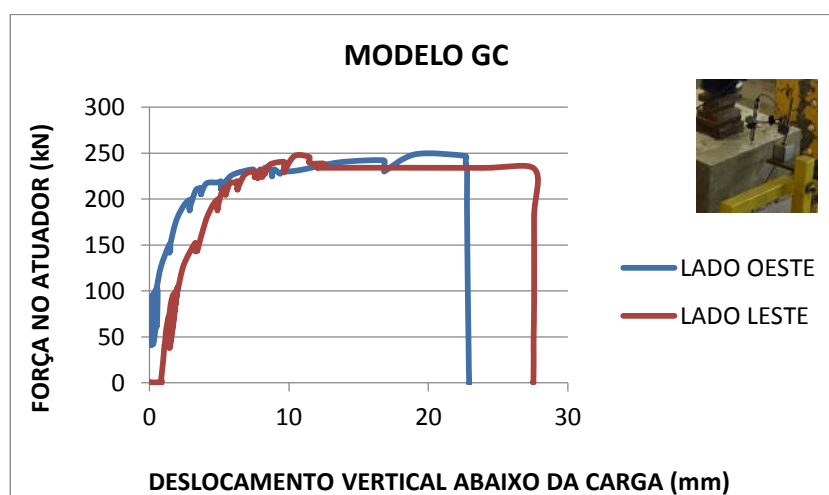
**FIGURA 4.25** – Modelo GC (a) durante a montagem; (b) instrumentado para o ensaio

A carga aplicada ao modelo GC, por meio de atuadores hidráulicos conectados a um mesmo compressor, nas extremidades em balanço das vigas, em pontos a 2,14m do centro de rotação da ligação, foi incremental, monotônica e atingiu um valor em torno de 245kN, em ambas as vigas oeste e leste. As forças de sollicitação produziram, em função dos apoios semirrígidos da estrutura, momentos negativos ao longo de todo o comprimento de 2,14m (FIGURA 4.26).

**FIGURA 4.26** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – GC

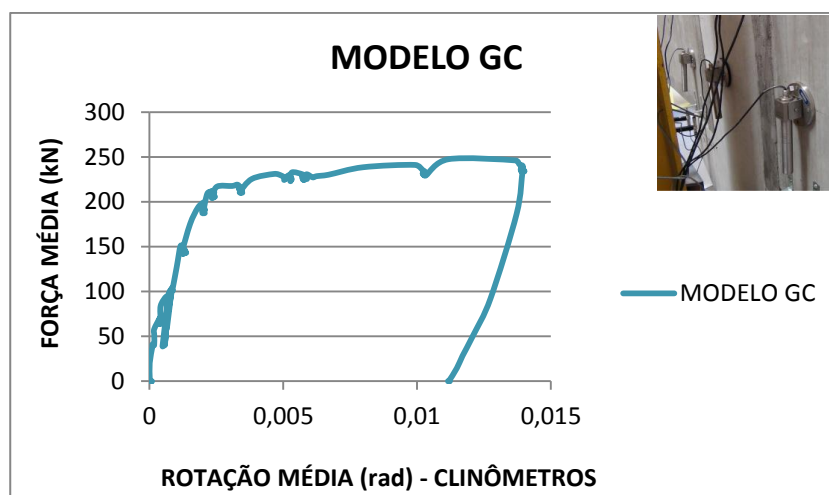
Como ocorreu para os demais modelos, os deslocamentos verticais nas seções das cargas aplicadas foram medidos através de um transdutor posicionado na extremidade livre de cada uma das vigas, cujos valores obtidos foram transferidos de maneira proporcional, de acordo com o mostrado no item 3.5.3, aos pontos desejados, e estão apresentados na FIGURA 4.27.

Considerando-se as leituras destes instrumentos, para solicitações de escoamento das barras de continuidade, em torno de 210kN, foram obtidas flechas na faixa de 5,00mm para ambos os lados oeste e leste deste modelo.

**FIGURA 4.27** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) determinado com o auxílio de transdutores – GC

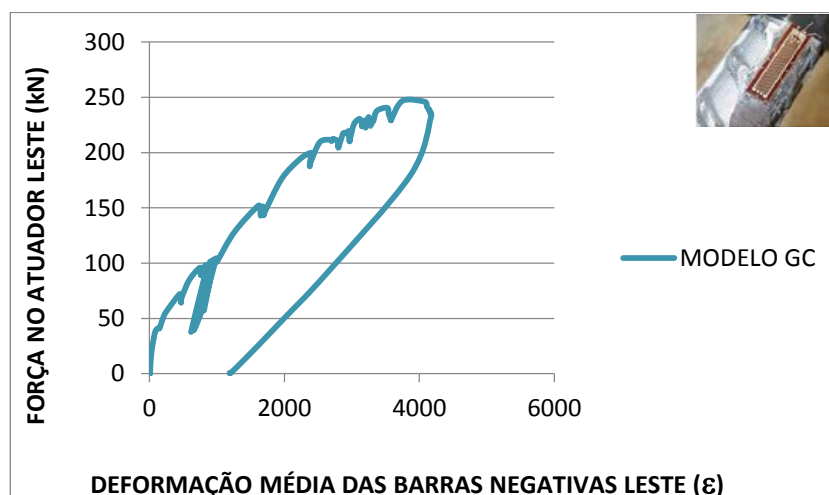
Para o GC obteve-se a rotação viga-pilar, calculada conforme mostrado no item 3.5.1, por meio de clinômetros localizados próximos ao centro de giro da rotação (FIGURA 4.28).

**FIGURA 4.28** – Gráfico Força média do atuador nas vigas (kN) versus Rotação média (rad) aferida por clinômetros – GC



Para o GC três dos quatro “*strain gages*” SG15 (lado oeste) e SG16 e SG17 (lado leste) funcionaram, o que possibilitou aferir-se a deformação específica dessas armaduras (FIGURA 4.29).

**FIGURA 4.29** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – GC



Para o modelo GC, a abertura da junta vertical do lado oeste foi compatível com o alongamento do EBR tracionado e, por conseguinte, com o alongamento do concreto armado nas seções atravessadas por esse instrumento. Para uma carga em torno de 211kN, obteve-se um deslocamento de 1,78mm (FIGURA 4.30 e TABELA 4.2).

FIGURA 4.30 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – GC

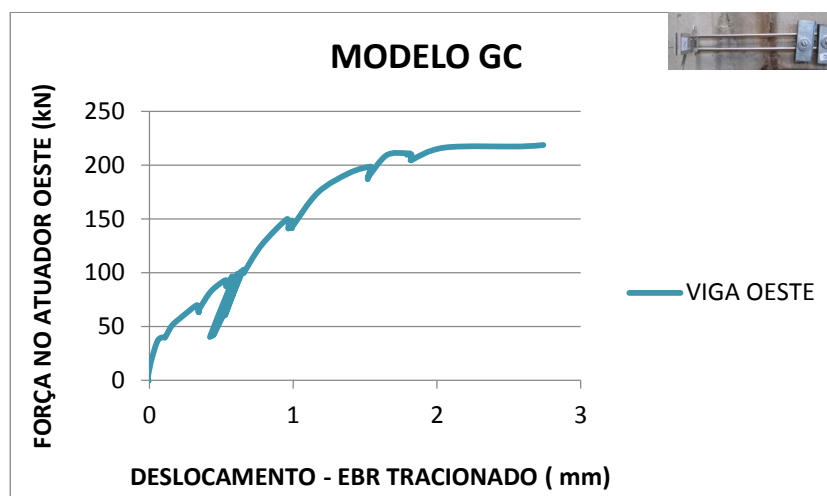
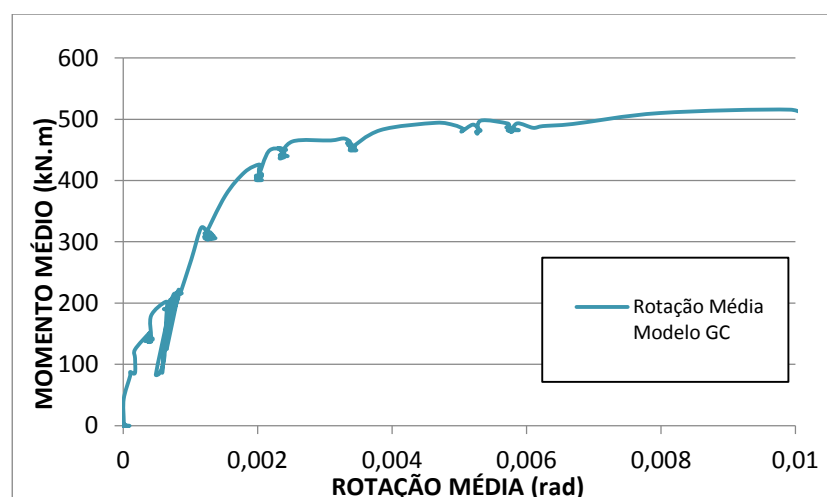


TABELA 4.2 – Abertura de fissuras – GC

GC-Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	50	100	150	200	214
Fissur.(mm)		-	0,57	-	-	2,75
EBR (mm)		0,15	0,61	0,99	1,54	2,04

O gráfico da FIGURA 4.31 foi utilizado para a obtenção dos momentos  $M_{y,lim\ exp}$  e a rotação da ligação viga-pilar  $\theta_{y,exp}$ . A partir desses valores encontrou-se também a rigidez secante a flexão experimental  $R_{sec,exp}$ .

FIGURA 4.31 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – GC



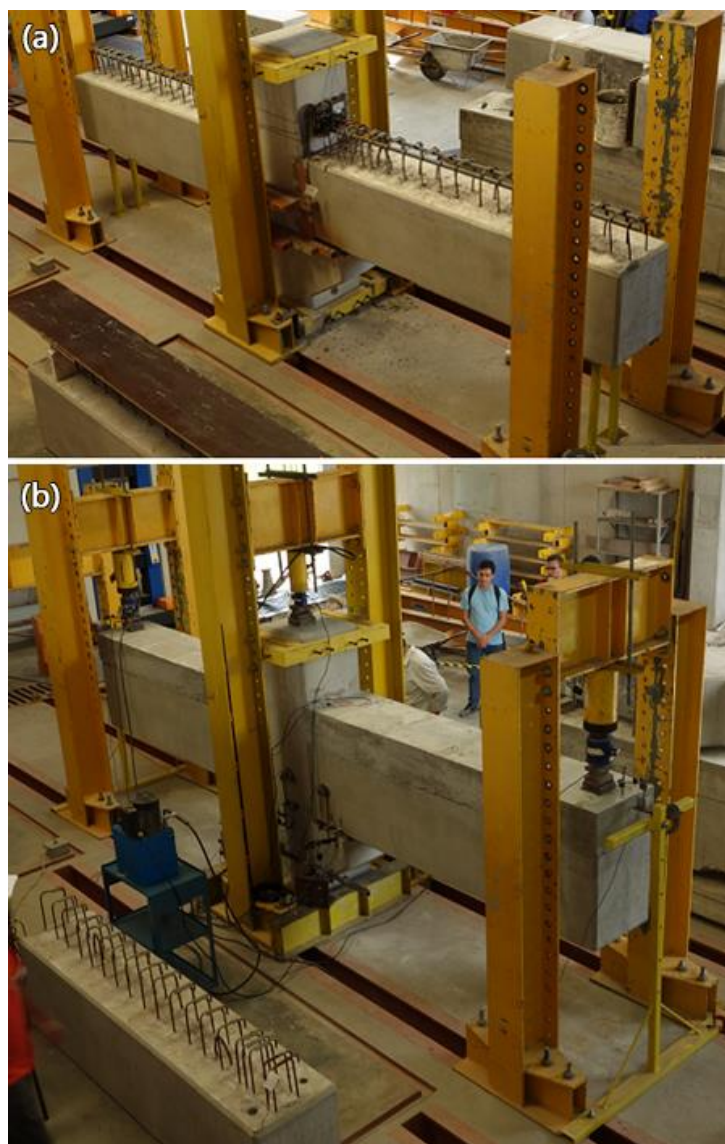
A FIGURA 4.32 mostra o lado oeste da estrutura (ambas as faces), após o rompimento por flexão, com uma fissura na junta vertical viga-pilar e outra que é concorrente a ela.



**FIGURA 4.32** – Parte do modelo deformado GC após o ensaio de flexão

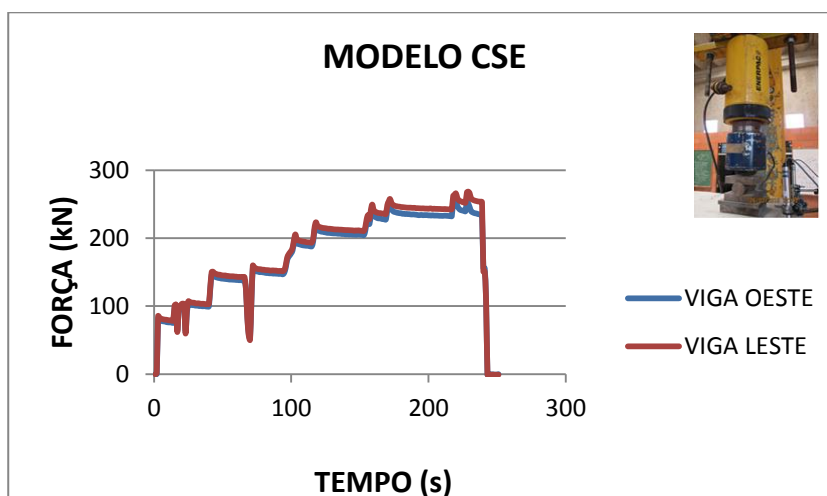
#### 4.6. Modelo CSE (Chapa Soldada e Estribos)

A FIGURA 4.33 mostra o modelo CSE durante a montagem, logo após a colocação das barras de continuidade, destinadas a conferir hiperestaticidade à estrutura. Estas armaduras foram, numa etapa subsequente, solidarizadas aos elementos pré-fabricados por meio de uma camada de concreto complementar, que foi dosado e lançado no próprio NETPRE. A FIGURA 4.33 (b) mostra o modelo CSE devidamente instrumentado para o ensaio de flexão.

**FIGURA 4.33** – Modelo CSE (a) durante a montagem; (b) instrumentado para o ensaio

A exemplo dos modelos anteriores, a carga de ensaio do protótipo CSE também foi aplicada nas extremidades em balanço das vigas, em um ponto a 2,18m do centro de rotação da ligação, foi vertical, de cima para baixo, monotônica, incremental e atingiu um valor em torno de 260kN, em ambas as vigas oeste e leste (FIGURA 4.34). As forças solicitantes, devido às ligações semirrígidas das vigas ao pilar, produziram momentos negativos ao longo de todo o comprimento de 2.18m.

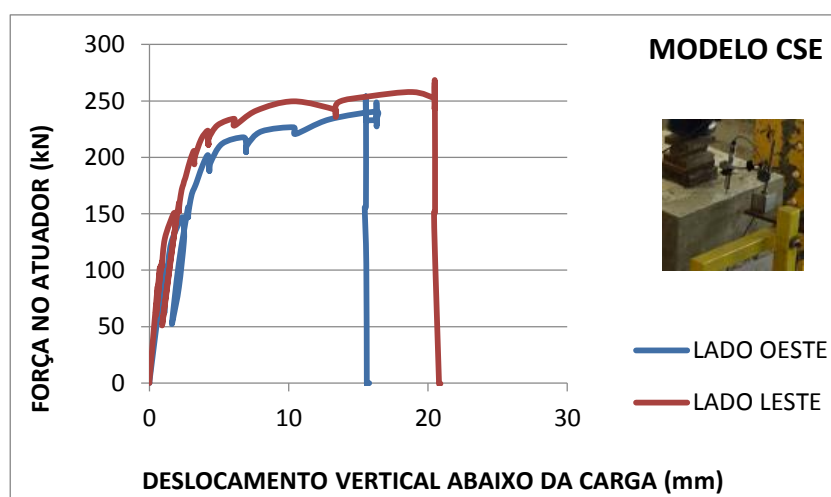
**FIGURA 4.34** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – CSE



Os deslocamentos verticais, como nos ensaios anteriores, também foram medidos através de um transdutor posicionado na extremidade livre de cada uma das vigas, foram transportados mantendo a devida proporcionalidade, aos pontos de aplicação das cargas gravitacionais, conforme metodologia mostrada no item 3.5.3 e acham-se apresentados na FIGURA 4.35.

Para solicitações próximas ao escoamento das barras de continuidade, em torno de 217kN, foram obtidas flechas na faixa de 8,00mm no lado oeste e 5,00mm para o leste.

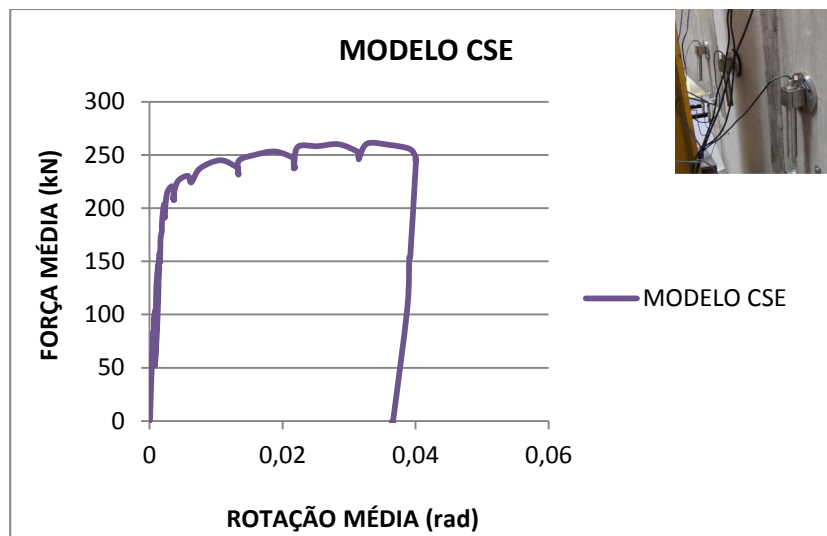
**FIGURA 4.35** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento vertical (mm) determinado com o auxílio de transdutores – CSE



Neste ensaio obteve-se a rotação viga-pilar, conforme a metodologia descrita no item 3.5.1, por meio de clinômetros localizados próximos ao centro de giro da ligação, o que poderá ser conferido pelo esquema da FIGURA 3.35. A FIGURA 4.36

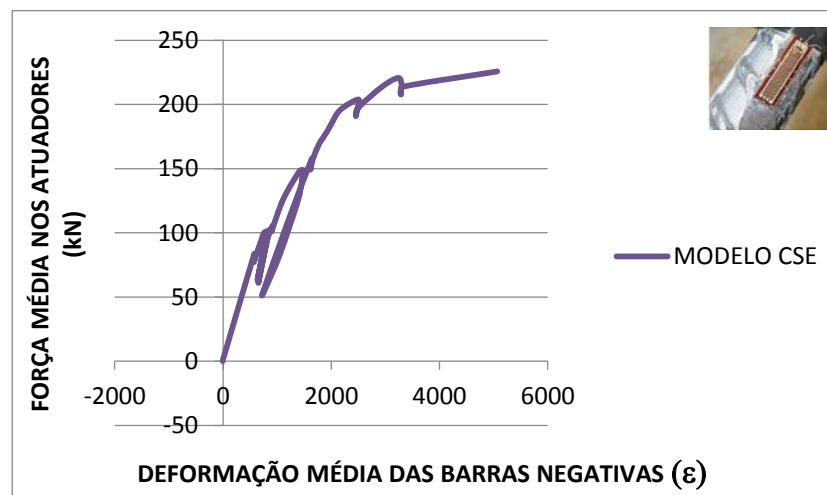
mostra a curva que define a variação dessa rotação em função da Força média aplicada ao modelo.

**FIGURA 4.36** – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Rotação (rad) aferida por clinômetros – CSE



Para o CSE, os quatro “*strain gages*” SG14, SG15 (lado oeste) e SG16 e SG17 (lado leste) funcionaram, o que possibilitou a aferição da deformação das duas barras de continuidade (FIGURA 4.37).

**FIGURA 4.37** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – CSE



Para este modelo, a abertura da interface viga-pilar foi medida por meio de fissurômetro para diversas cargas e os resultados obtidos foram compatíveis com alongamentos do EBR tracionado da junta vertical. Para uma carga de 215kN, obteve-se um deslocamento de 2,10mm (FIGURA 4.38).

FIGURA 4.38 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – CSE

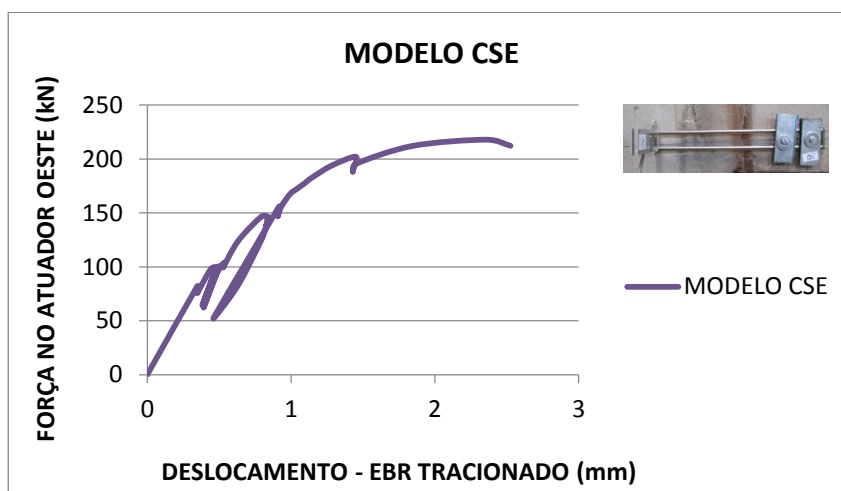
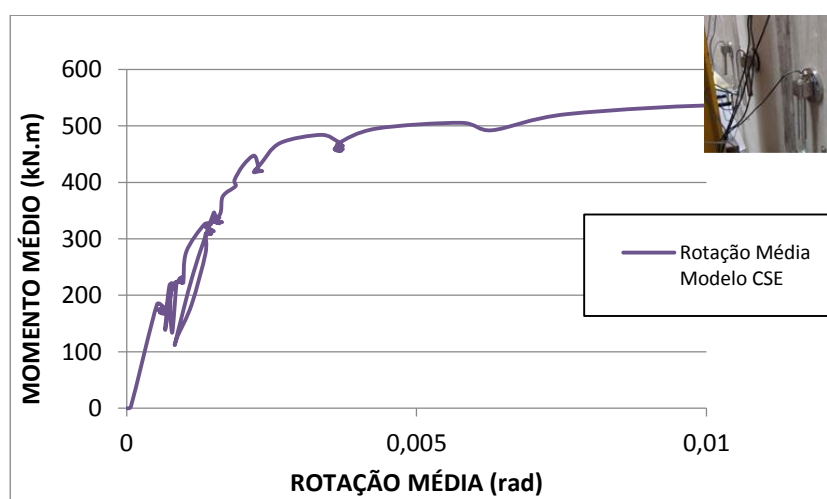


TABELA 4.3 – Abertura de fissuras – CSE

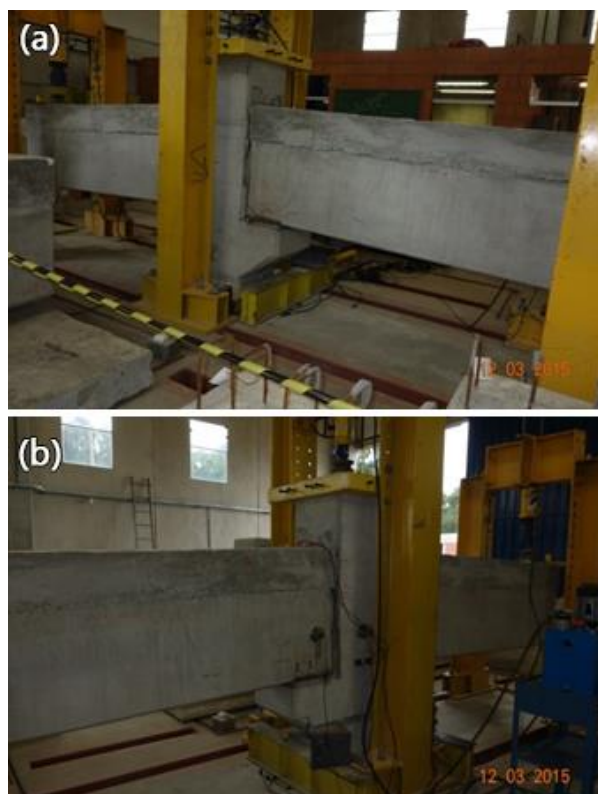
CSE- Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	80	100	150	200	214
Fissur. (mm)		>0,2	>0,4	>0,8	>1,2	2,75
EBR(mm)		0,35	0,45	0,86	1,43	1,86

O gráfico da FIGURA 4.39 foi utilizado para a obtenção dos momentos  $M_{y,lim\ exp}$  e da rotação da ligação viga-pilar  $\theta_{y,exp}$ .

FIGURA 4.39 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – CSE



A FIGURA 4.40 mostra o modelo CSE, após o ensaio de flexão, com uma abertura na junta vertical do lado oeste.

**FIGURA 4.40** – Parte do modelo deformado CSE após o ensaio de flexão

#### 4.7. Modelo CS (Chapa Soldada)

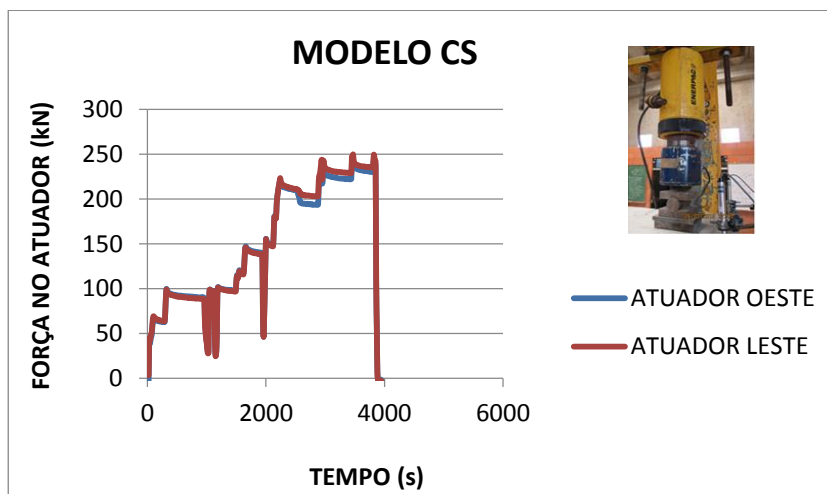
A FIGURA 4.41 (a) mostra o modelo CS durante a montagem, numa fase anterior à solidarização das barras negativas de continuidade e a FIGURA 4.41 (b) mostra o referido modelo instrumentado para o ensaio.



**FIGURA 4.41** – Modelo CS (a) durante a montagem; (b) instrumentado para o ensaio

O carregamento aplicado ao modelo CS, nas extremidades em balanço das vigas, em um ponto a 2,16m do centro de rotação da ligação, foi vertical de cima para baixo, incremental e atingiu 244,85 e 250,02kN nas vigas oeste e leste, respectivamente (FIGURA 4.42). As forças de solicitação produziram momentos negativos ao longo de todo o comprimento de 2.16m.

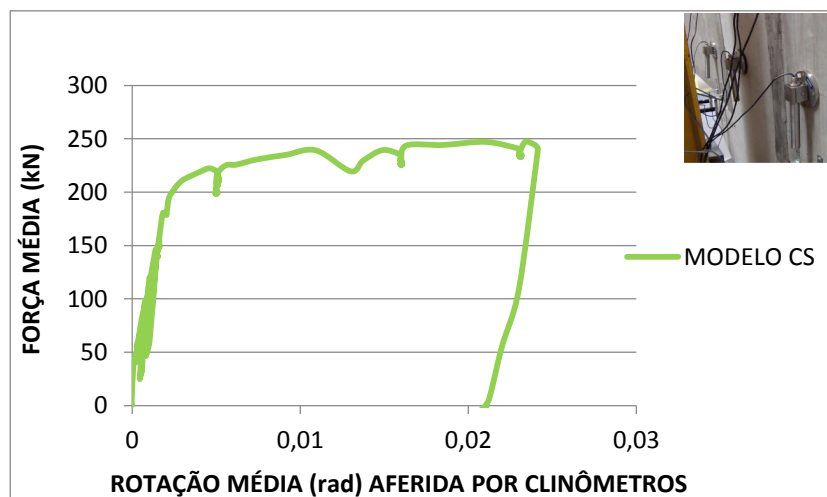
FIGURA 4.42 – Gráfico Força no atuador (kN) versus Tempo (s) – CS



Os transdutores afixados nas extremidades livres das vigas não funcionaram para este modelo, assim, não foram determinadas as flechas abaixo dos carregamentos.

Neste ensaio obteve-se a rotação viga-pilar por meio de clinômetros localizados próximos ao centro de giro da rotação. Para corrigir pequenos giros do pilar central, fez-se a média aritmética entre os resultados encontrados para os lados leste e oeste (FIGURA 4.43).

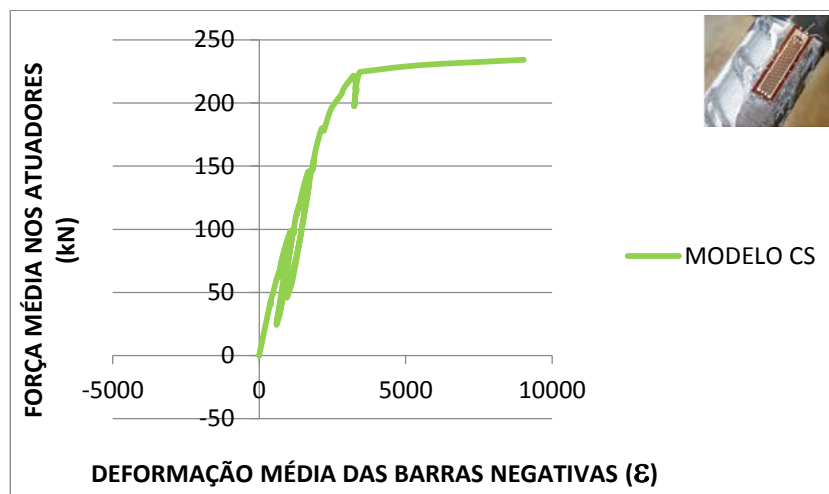
FIGURA 4.43 – Gráfico Força do atuador nas vigas (kN) versus Rotação (rad) aferida por clinômetros – CS



Para o CS os quatro “*strain gages*” SG14, SG15 (lado oeste) e SG16 e SG17 (lado leste) funcionaram, o que possibilitou a aferição da deformação das duas barras de continuidade ao longo do comprimento efetivo das duas ligações (FIGURA 4.44).



**FIGURA 4.44** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deformação das barras negativas (‰) – CS



Para este modelo, a abertura da junta vertical viga-pilar também foi medida com a utilização de fissurômetro para diversos carregamentos da estrutura, e teve a mesma ordem de grandeza do alongamento do EBR tracionado que cruzou esta interface (FIGURA 4.45 e TABELA 4.4).

Comparando-se os gráficos das figuras 4.44 e 4.45, verifica-se que o tombamento da curva Força média versus Deslocamento médio (figura 4.45) ocorre para uma força inferior à que provoca o tombamento da curva Força média X Deformação média (figura 4.44) das barras negativas, o que demonstra que houve fissuração com escorregamento do aço em relação ao concreto antes que houvesse o escoamento da armadura de continuidade.

**FIGURA 4.45** – Gráfico Força no atuador (kN) versus Deslocamento do concreto armado (mm) – CS

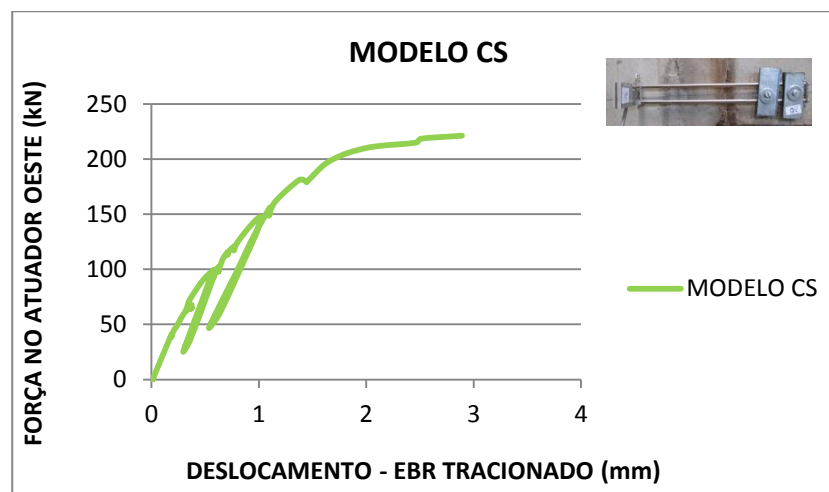
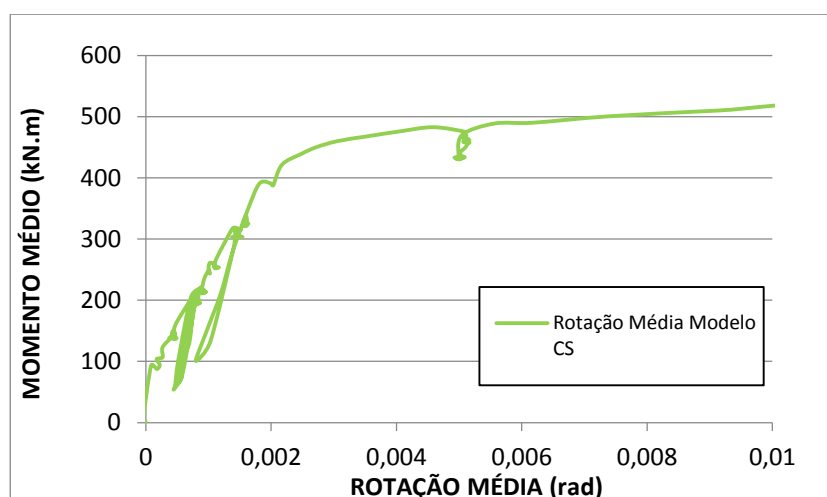


TABELA 4.4 – Abertura de fissuras – CS

CS-Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	70	100	150	200	214
Fissur.(mm)		> 0,2	>0,4	1,2	-	2,75
EBR (mm)		0,4	0,58	1,06	1,73	2,46

O gráfico da FIGURA 4.46 foi utilizado para a obtenção dos momentos  $M_{y,lim\,exp}$  e a rotação da ligação viga-pilar  $\theta_{y,exp}$ . Com esses valores foi possível calcular-se a rigidez secante à flexão experimental  $R_{sec,exp}$ .

FIGURA 4.46 – Gráfico Momento médio (kN.m) versus Rotação média – CS



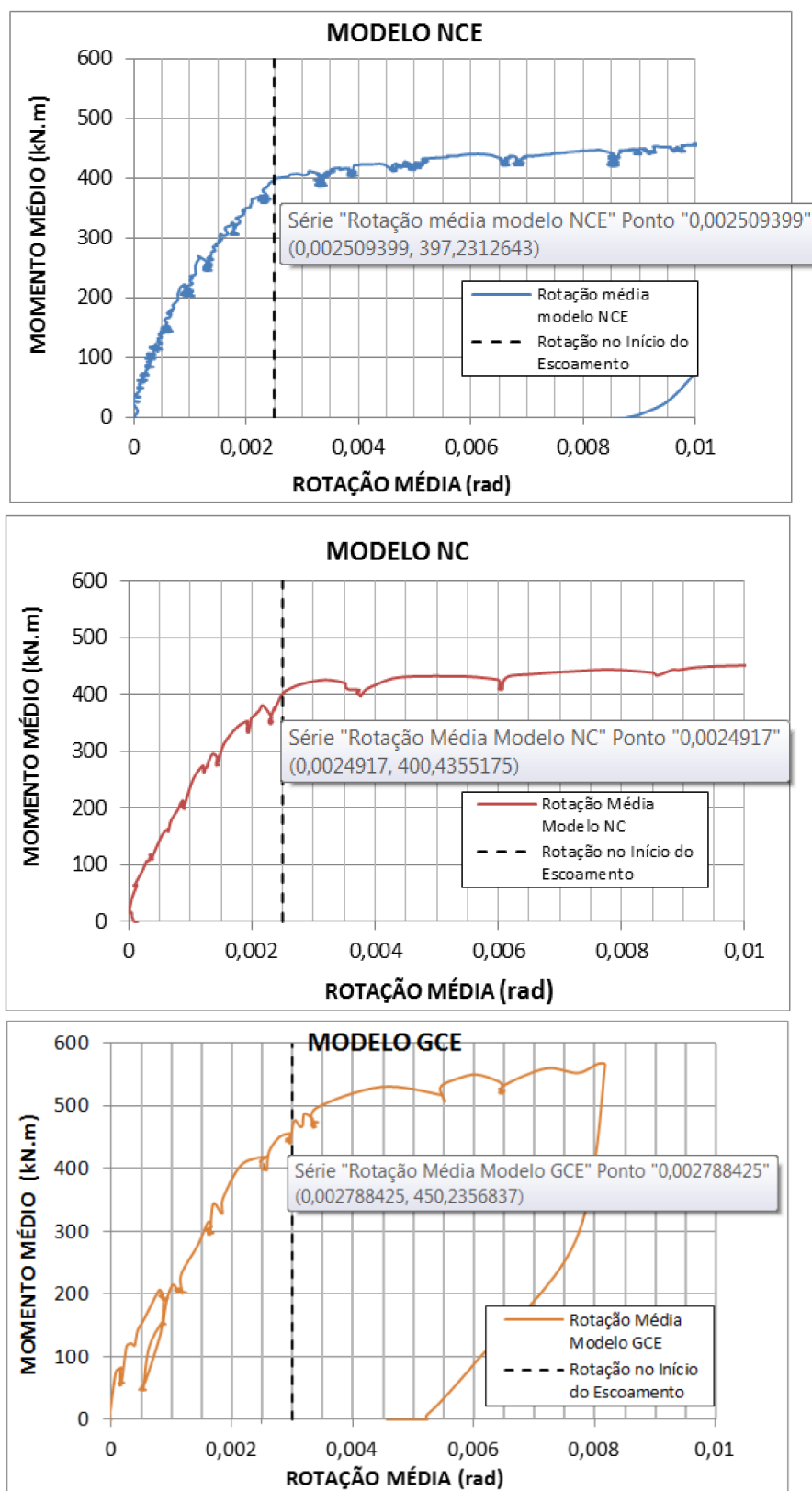
A FIGURA 4.47 mostra o modelo CS, após o ensaio de flexão, com uma fissura transversal preponderante na junta vertical, em ambos os lados leste e oeste.

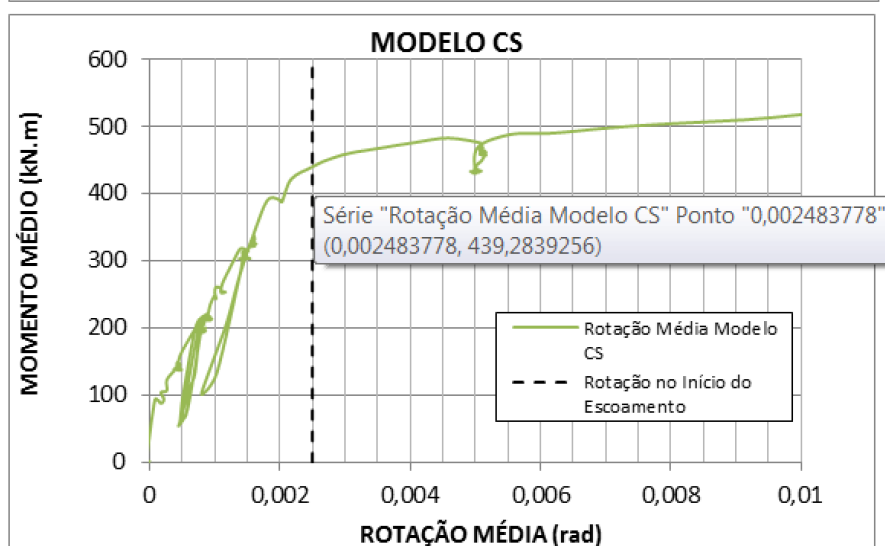
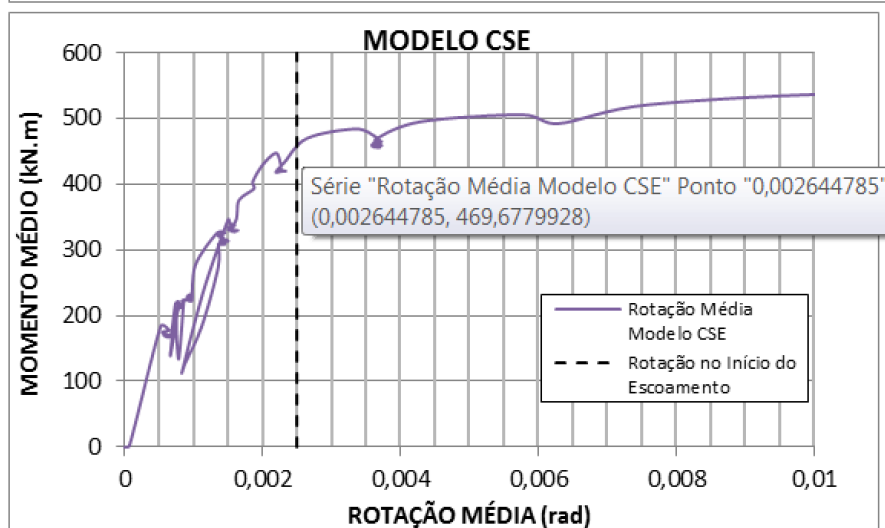
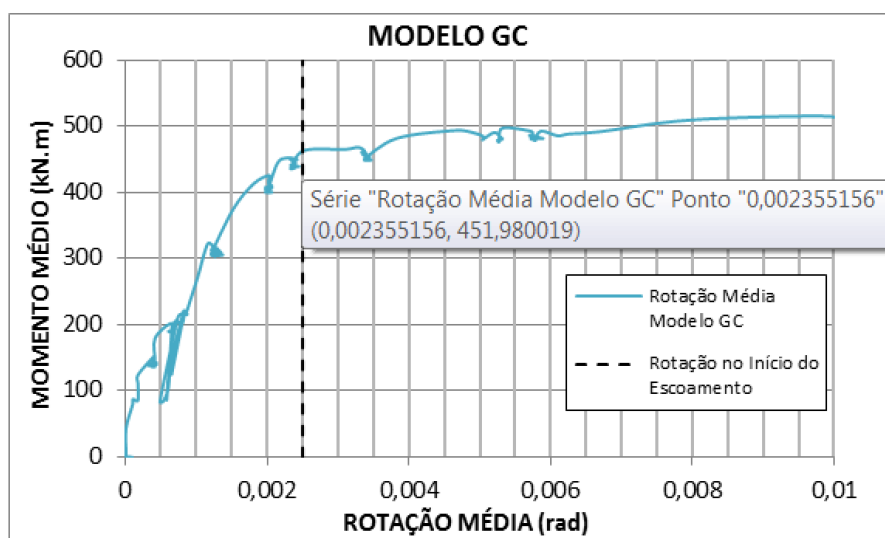
**FIGURA 4.47** – Modelo deformado CS, após o ensaio de flexão

#### 4.8. Pontos utilizados nas análises

A FIGURA 4.48 mostra os pontos de abatimento das curvas momento médio-rotação média, para os quais a barra de continuidade da ligação viga-pilar ficou na iminência de atingir o escoamento. Os momentos fletores ( $M_{y,lim}$ ) e rotações ( $\theta_{y,lim}$ ) relativos a esses pontos foram utilizados para o cálculo da rigidez secante experimental da ligação viga-pilar.

FIGURA 4.48 – Gráficos Momento médio versus Rotação média viga-pilar





# 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

## 5.1. Generalidades

Neste capítulo apresenta-se a análise dos resultados obtidos experimentalmente através dos seis ensaios descritos anteriormente neste texto. Conforme foi visto, para pontos ou regiões específicas da estrutura, os deslocamentos verticais (flechas) foram aferidos com o auxílio de transdutores posicionadas nas extremidades livres das vigas, o alongamento do concreto, com transdutores de base removível, a avaliação do progresso de fissuras com fissurômetros, a deformação por tração das armaduras negativas através de extensômetros elétricos de resistência (strain gages) e as medidas das rotações foram obtidas por meio de clinômetros e indiretamente por transdutores localizados próximos ao centro de giro da ligação, cuja metodologia de cálculo utilizada encontra-se descrita no capítulo 3. Através da relação momento-rotação foi possível caracterizar cada ligação quanto à sua rigidez e resistência à flexão. Para facilitar a visualização dos resultados, além do gráfico que reuniu as curvas momento-rotação médias, construiu-se outro, com as curvas momento-rotação médias normalizadas dos modelos ensaiados. Estas últimas curvas foram encontradas através da divisão dos momentos médios e suas correspondentes rotações médias pelos momentos e rotações médios do modelo NCE ( $M_{y,NCE}$ ) respectivamente. Escolheu-se como base de comparação a ligação NCE, cuja interface positiva era dotada de elastômero, possuía chumbador vertical e estribos na área de perturbação, pelo fato desta conter o menor número de parâmetros desconhecidos, portanto, a ligação com mecanismos internos mais simples.

## 5.2. Análise dos resultados experimentais

### 5.2.1. Comparação entre os modelos ensaiados

#### 5.2.1.1. Curvas momento-rotação $MX\theta$

As FIGURA 5.1 e FIGURA 5.2 apresentam as comparações entre as curvas momento-rotação obtidas de ensaios com os modelos NCE, NC, GCE, GC, CSE e CS. Pela análise desses gráficos, verificou-se que:

- a) Todas as ligações ensaiadas tiveram **rigidez secante à flexão** com mesma ordem de grandeza, no ponto específico, onde ocorreu o abatimento da curva  $MX\theta$  média, por combinação dos efeitos de escorregamento nas seções fissuradas e do início do escoamento da armadura negativa. Observaram-se nesses pontos rigidezes distintas, devido principalmente às variações dos momentos, considerando-se que as rotações se mantiveram próximas para todos os modelos. Para os protótipos NCE, NC e GCE encontraram-se rigidezes bem semelhantes, em torno de 160.000(kN.m)/rad. Para os CS, CSE as rigidezes alcançaram um patamar médio de 177.000(kN.m)/rad, 11% superior ao primeiro grupo, e o GCE, em função de algum mecanismo secundário, não plenamente identificado, atingiu uma rigidez de 192.000(kN.m)/rad. A taxa entre a mínima e a máxima rigidez foi de 18%.
- b) Com relação às rotações (FIGURA 5.1), todas as ligações apresentaram **comportamento dúctil**, considerando-se que suas rotações últimas ( $\theta_u$ ) ultrapassaram duas vezes e meia o valor das rotações no início do escoamento para cada ligação ( $\theta_u > 2,5\theta_y$ ). A rotação relativa reflete o *mecanismo global da ligação*, que evidentemente é o *somatório de todos os mecanismos internos*, dentre eles, escorregamento, que ocorre nas seções fissuradas e deformação das barras de aço, sendo alguns aleatórios, como os que envolvem métodos construtivos.
- c) Do ponto de vista do momento (FIGURA 5.2), todas as ligações tiveram **resistência à flexão**. Os momentos últimos  $M_u$  superaram entre 18 e 28% os valores dos momentos na iminência do escoamento das barras de continuidade,  $M_{y\lim,exp}$ . O momento fletor, determinado principalmente pela



altura útil das vigas, distância entre as linhas de ação das forças de tração e compressão do binário responsável pela flexão, como já era esperado, foi o parâmetro que mais sofreu influência do tipo de junta horizontal, mantendo-se quase idêntico para os modelos de uma mesma série.

Verificou-se ainda pelos ensaios que:

- d) Nenhuma das ligações desenvolveu rótula plástica, tendo em vista que a taxa da armadura de continuidade adotada foi próxima da mínima, portanto a fissura preponderante ocorreu na junta vertical. Esta afirmação poderá ser verificada com auxílio das fotos mostradas na sequência, item 5.2.1.1.5.
- e) As variações das ligações positivas ou juntas horizontais não alteraram de modo significativo o comportamento global das ligações quando submetidas a momento negativo.

FIGURA 5.1 – Comparação de gráficos Momento versus Rotação média

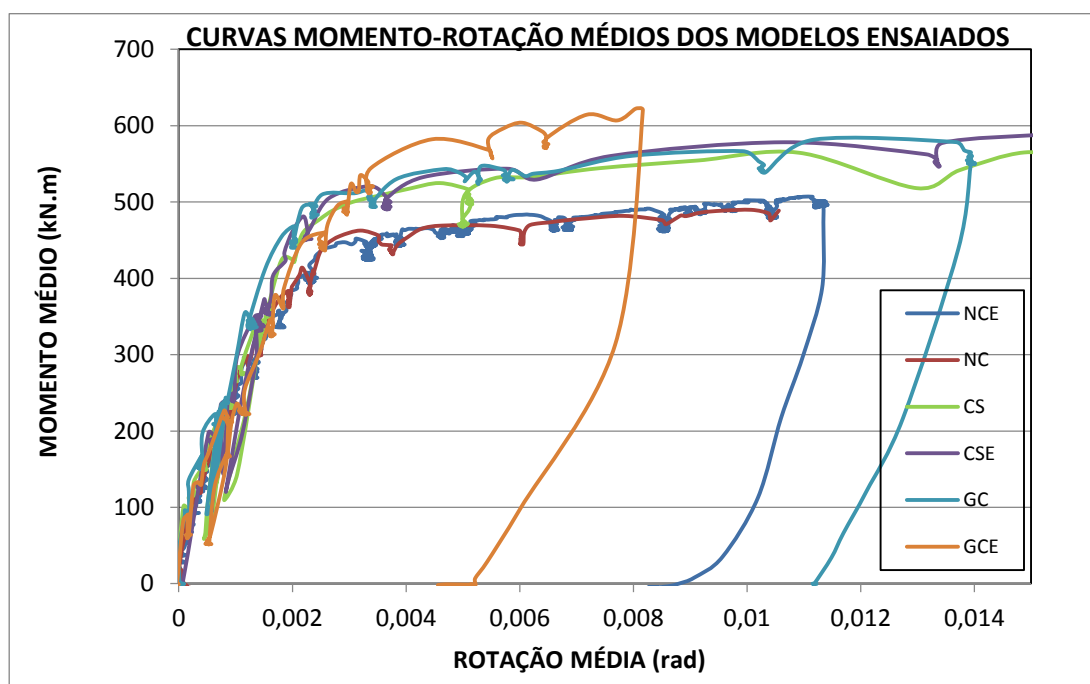
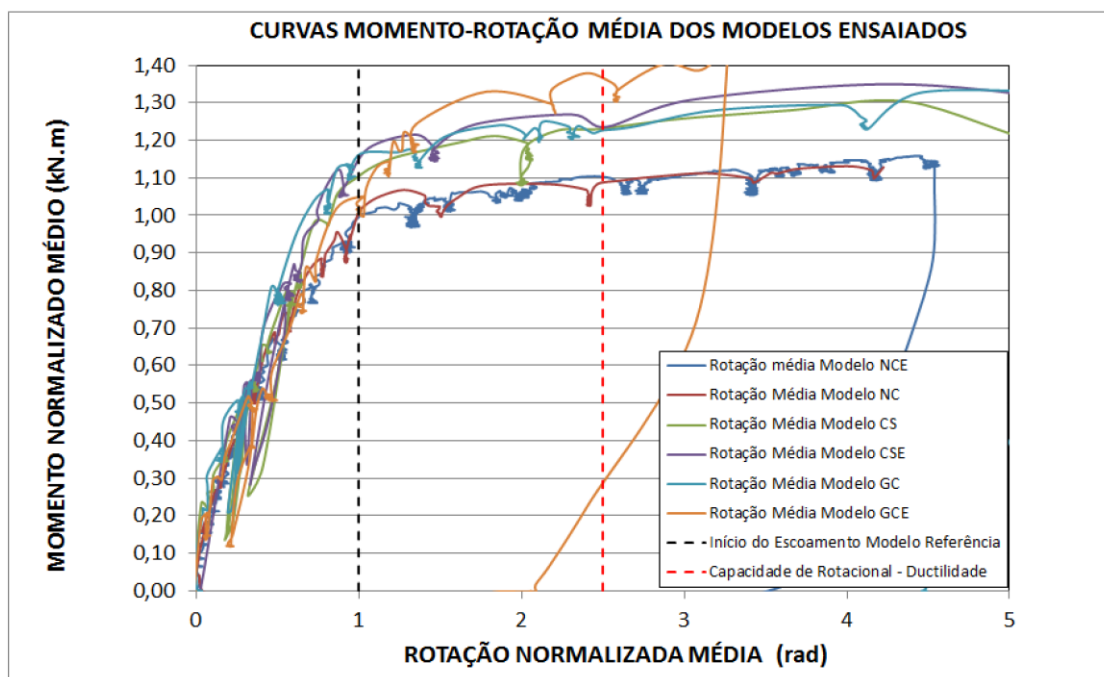


FIGURA 5.2 – Comparação de gráficos Momento versus Rotação média normalizados



A TABELA 5.1 compara a rigidez secante ( $R_{sec,exp}$ ) no ponto onde se verificou o tombamento da curva  $M \times \theta$  média, fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) e coeficiente de engastamento parcial da ligação ( $\gamma_{EP}$ ) experimentais, entre os modelos, adotando-se  $L_{ef} = 12h = 10.000,00 \text{ mm}$ . Os gráficos das FIGURA 5.3, FIGURA 5.4, FIGURA 5.5 e FIGURA 5.6 também foram traçados com base nesta tabela, com a finalidade de melhor ilustrar os valores apresentados correspondentes a  $M_{y,exp}$ ,  $R_{sec,exp}$ ,  $\alpha_R$  e  $\gamma_{EP}$ .

TABELA 5.1 – Comparação de dados experimentais e teóricos

MODELO	$M_{y,exp}$	$\theta_{y,exp}$	$L_{eq}$	$F_y = \frac{M_{y,exp}}{L_{eq}}$	$R_{sec,exp} = \frac{M_{y,exp}}{\theta_{y,exp}}$	$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3,0,5IE_c}{R_{sec}L_{ef}}}$	$\gamma_{EP} = \frac{M_{SR}}{M_E} = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R}$	PARÂMETROS CONSTANTES A TODOS OS MODELOS
	(kN.m)	(rad)		(kN)	(kN.m)/rad	$\alpha_R$	$\gamma_{EP}$ (%)	
T1-NCE	397	0,0025	2,10	189	158.297	0,54	0,64	$I \text{ (mm}^4\text{)}$
T1-NC	400	0,0025	2,15	186	160.708	0,54	0,64	2,56E+10
T1-GCE	450	0,0028	2,11	213	161.466	0,55	0,64	$E_c \text{ (GPa)}$
T1-GC	452	0,0024	2,14	211	191.911	0,59	0,68	35,00
T2-CSE	470	0,0026	2,18	215	177.586	0,57	0,66	$L_{ef} \text{ (mm)}$
T2-CS	439	0,0025	2,16	203	176.861	0,57	0,66	10.000,00

Legenda:

$M_{ylim,exp}$

momento-limite experimental na iminência do início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar

$\theta_{y,exp}$

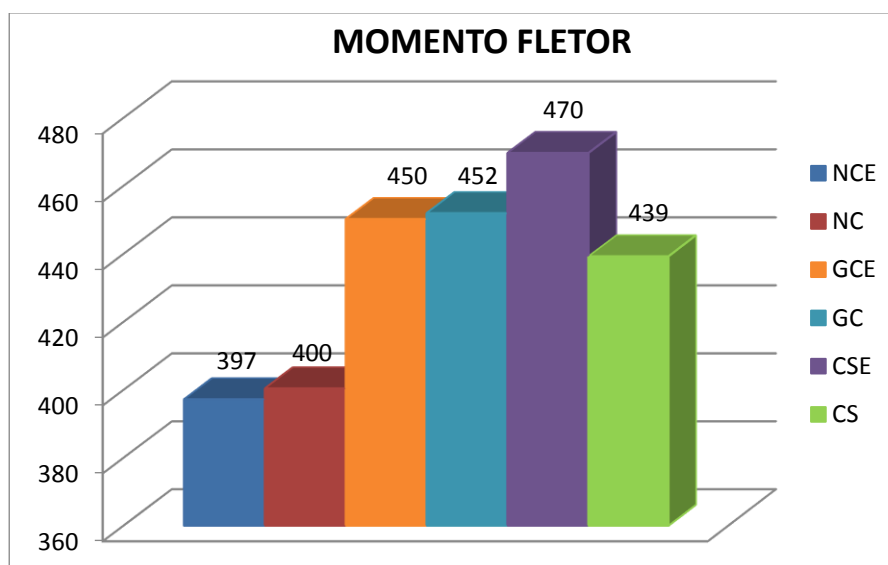
rotação provocada pelo momento-limite na iminência do início do primeiro escoamento da armadura

	distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro de giro da ligação
$L_{eq}$	
$F_y$	força na iminência do primeiro escoamento da armadura
$R_{sec,exp}$	rigidez secante da ligação relativa a $M_{y,exp}$
$\alpha_R$	fator de restrição à rotação
$= \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot 0,5 \cdot EI}{R_{sec,exp} \cdot L_{ef}}}$	
$\gamma_{EP} = \frac{M_{SR}}{M_E} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R}$	coeficiente de engastamento parcial da ligação
$E_c$	módulo de elasticidade de referência do concreto
$L_{ef} = 12 \cdot h$	comprimento efetivo para cálculo do fator de restrição (distância entre os centros de giro nos apoios da viga)
$I$	momento de inércia da área da seção transversal da barra negativa

#### 5.2.1.1.1. Momento fletor no limite de proporcionalidade ( $M_{ylim}$ )

A FIGURA 5.3 mostra que os modelos agrupados em séries com mesma junta horizontal tiveram momentos fletores no limite de proporcionalidades, próximos. A maior diferença para uma mesma série, de 7%, ocorreu entre os protótipos com chapa soldada, cuja maior resistência à flexão verificou-se para o modelo CSE, que contou com maior taxa de armadura transversal, ou seja, barras de continuidade envolvidas por estribos na zona da ligação. Através das FIGURA 5.1, FIGURA 5.2 e FIGURA 5.3 verifica-se que a resistência representada pelo momento fletor alcançado na iminência do escoamento, pelos diferentes protótipos, foi maior para o CSE. Os modelos CS, GCE e GC apresentaram valores semelhantes ocupando uma segunda colocação e os menos resistentes foram os modelos NCE e NC. Contudo, a diferença entre o mais e o menos resistente chegou a apenas 18%, portanto, não alcançando um patamar muito significativo. Diante desses resultados, conclui-se que o momento resistente dos modelos não sofreu variações expressivas mediante as variações das juntas horizontais.

**FIGURA 5.3** – Comparação dos momentos fletores próximos ao escoamento das barras de continuidade, entre os modelos

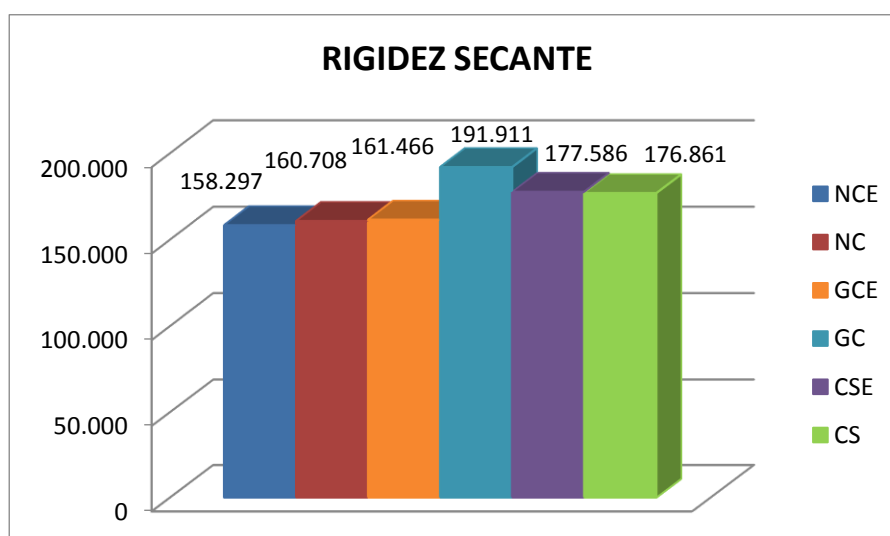


#### 5.2.1.1.2. Rigidez secante

A FIGURA 5.4 mostra que houve três níveis de valores para as rigidezes secantes experimentais nos pontos próximos ao escoamento das barras de continuidade da ligação viga-pilar dos protótipos ensaiados. Os modelos NCE, NC e GCE tiveram rigidezes secantes ( $R_{sec,exp}$ ) em torno de 160.000kN.m/rad, a série com juntas horizontais compostas por chapas soldadas CSE e CS apresentou rigidez secante na faixa de 177.000kN.m/rad e o **GC** foi o modelo que isoladamente apresentou **rigidez secante máxima**, de 191.911kN.m/rad. Cada uma de suas duas juntas horizontais era formada por dois chumbadores verticais de 20mm, graute e uma pequena chapa de aço com dimensões de 100 x 50 x 10mm, que tinha a finalidade de garantir o espaçamento entre as vigas e os consolos, e como possuía maior rigidez que o graute, também estabelecia o centro de giro da ligação. A série com graute e chumbador foi a única que apresentou rigidez secante superior para o modelo destituído de estribos na zona de distúrbio, ficando essa diferença em 19% com relação ao seu par, GCE. GC foi o modelo que alcançou a maior rigidez dentre todos os protótipos ensaiados. Esta ocorrência foi interpretada como sendo devida a parâmetros aleatórios construtivos, tal como o total preenchimento com graute dos nichos que continham as barras de continuidade. Observou-se, ainda, que os corpos de prova confeccionados com o graute utilizado para o modelo GC produziram a maior resistência para esses elementos, dentre todos os modelos. As menores

rigidezes secantes foram registradas para os protótipos NCE, NC e GCE, cujas juntas positivas constituíram-se de dois chumbadores e graute para o preenchimento dos nichos mais almofada de elastômero para os NCE e NC e camada de graute com pequena placa de aço entre as vigas e consolos para o GCE. Dois deles, NCE e GCE, possuíam estribos envolvendo a armadura de continuidade na zona de distúrbio. Excetuando-se a rigidez do modelo GC, já comentada neste item, as mais altas rigidezes ocorreram para os modelos CS e CSE, com chapa soldada, contudo, conferiram um acréscimo de apenas 12% em relação ao grupo que atingiu menores rigidezes. Considerando-se, de qualquer forma, a proporção entre a máxima e a mínima rigidez verificada, obtém-se um valor de 21%, resultado que demonstra a pequena variação deste parâmetro, ao serem modificadas as juntas positivas das ligações. Este fato pode ser observado também através dos gráficos apresentados nas FIGURA 5.1 e FIGURA 5.2 e na TABELA 5.1.

**FIGURA 5.4** – Comparação das rigidezes secantes nos pontos de tombamento da curva  $MX\theta$  média entre os modelos ensaiados

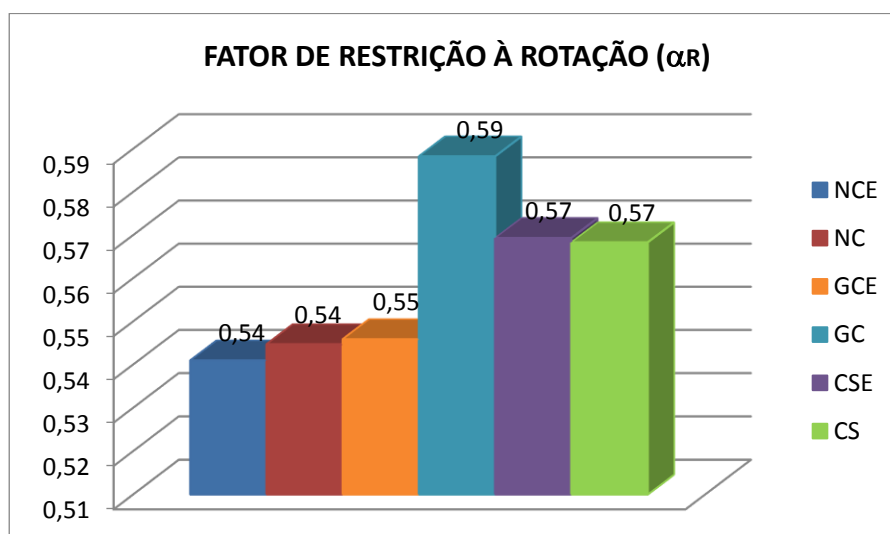


#### 5.2.1.1.3. Fator de restrição à flexão ( $\alpha_R$ )

Sendo o fator de restrição à flexão  $\alpha_R$  função do fator da rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento por ela conectado, conforme a expressão  $\alpha_R = (1 + (3 \cdot 0,5 \cdot E \cdot I) / R_{sec} \cdot L_{ef})^{-1}$  da NBR 9062:2016, a FIGURA 5.5 também mostra três grupos de valores para  $\alpha_R$ : o composto por NCE, NC e GCE, que teve um  $\alpha_R$  entre 0,54 e 0,55; o formado pela série de chapa soldada: CSE e CS com

$\alpha_R = 0,57$  e o grupo unitário do protótipo GC, com  $\alpha_R = 0,59$ , que comportou-se de forma um pouco diferenciada, provavelmente devido às razões já colocadas, apresentando um  $\alpha_R$  3% mais alto que CSE e CS e entre 7 e 9% que NCE, NC e GCE. Esta análise evidencia que as diferentes juntas horizontais tiveram uma influência diminuta no giro das ligações e todas elas foram consideradas semirrígidas, conforme a NBR 9062:2016 com  $\alpha_R < 0,85$ .

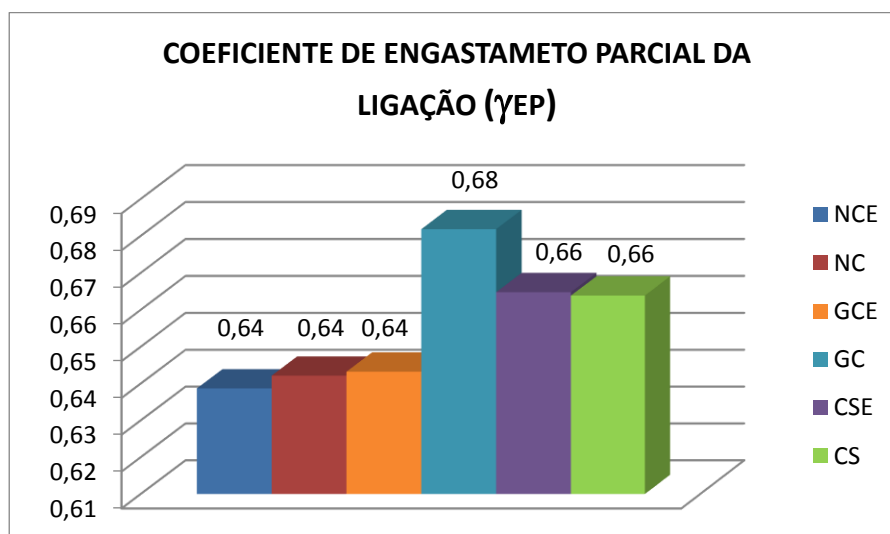
**FIGURA 5.5** – Comparação dos fatores de restrição à rotação nos pontos de tombamento da curva  $MX\theta$  média entre os modelos



#### 5.2.1.1.4. Coeficiente de engastamento parcial ( $\gamma_{EP}$ )

A FIGURA 5.6, que apresenta uma comparação dos coeficientes de engastamento parcial,  $\gamma_{EP} = M_{SR}/M_E = 3\alpha_R/(2 + \alpha_R)$ , entre os modelos desta pesquisa, também função do  $\alpha_R$ , seguiu o mesmo padrão dos dois gráficos anteriores, FIGURA 5.4 e FIGURA 5.5, mostrando três faixas de valores para  $\gamma_{EP}$ :  $\gamma_{EP} = 0,64$  para o grupo NCE, NC e GCE;  $\gamma_{EP} = 0,66$  para a série com chapa soldada, CSE e CS, além de  $\gamma_{EP} = 0,68$  para o modelo GC. Assim demonstra-se que todos os modelos tiveram entre 64 e 68% de engastamento.

**FIGURA 5.6** – Comparativo dos coeficientes de engastamento parcial secante nos pontos de tombamento da curva  $MX\theta$  média entre os modelos



Conforme a TABELA 5.1, todos os modelos ensaiados enquadraram-se na classe de ligações semirrígidas com média resistência (TABELA 2.2), os quais apresentaram um fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) variando de 0,54 a 0,57, e o coeficiente de engastamento parcial ( $\gamma_{EP}$ ) entre 0,64 a 0,68.

#### 5.2.1.1.5. Padrão de fissuração nos modelos ensaiados

O padrão de fissuração foi semelhante para todos os modelos ensaiados, com concentração de fissuras de flexão na região de interface entre a extremidade da viga e do pilar. Para algumas vigas, houve na zona de distúrbio, uma fissura inclinada que concorreu e uniu-se à fissura da junta vertical, e finalmente foram observadas de uma a três fissuras de flexão na primeira metade das vigas a partir da ligação, conforme pode ser observado nas FIGURA 5.7, FIGURA 5.8, FIGURA 5.9 e FIGURA 5.10.



**FIGURA 5.7** – Fissuras na junta vertical de todos os modelos, lado oeste, face 2.



**FIGURA 5.8** – Padrão de fissuras para os modelos NCE e NC

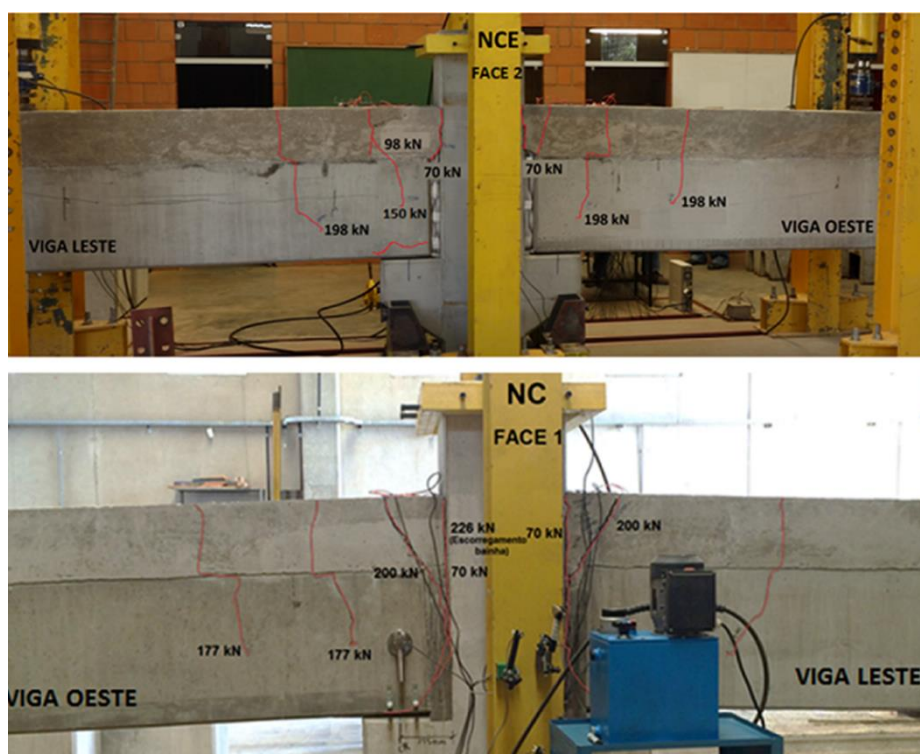




FIGURA 5.9 – Padrão de fissuras para os modelos GCE e GC



FIGURA 5.10 – Padrão de fissuras para os modelos CSE e CS



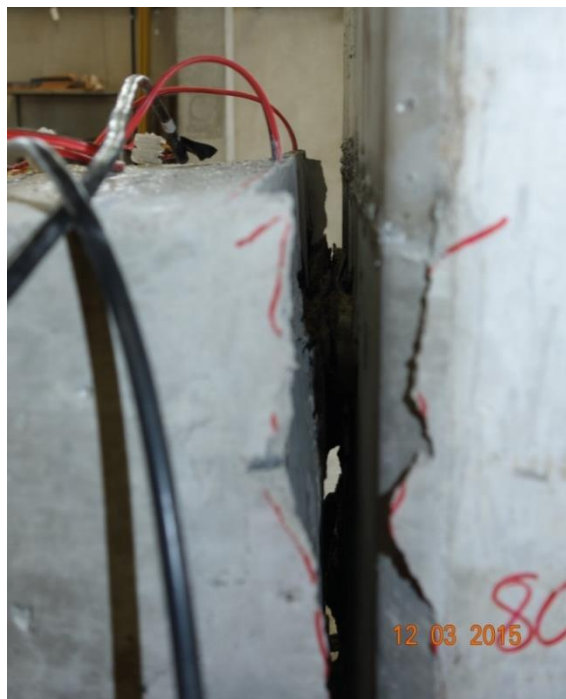
No modelo proposto em Ferreira e Elliott (2002), a rigidez secante de ligações viga-pilar estaria associada a um mecanismo de deformação na zona de distúrbio na extremidade da viga sobre o consolo, com ocorrência simultânea de fissuras

verticais de flexão e fissuras diagonais inclinadas de cisalhamento, conforme apresentado no capítulo 2. Segundo este mecanismo de deformação para a rotação máxima, a ligação estaria relacionada com a formação de uma região de rótula plástica para o momento último experimental.

Para que ocorram fissuras diagonais de cisalhamento juntamente com fissuras de flexão na extremidade da viga, a força cortante associada ao momento no início do escoamento da armadura de continuidade, dada por  $V_{y,exp} = \frac{M_{y,exp}}{L}$ , deverá ultrapassar a resistência à força cortante relativa à seção de concreto, dada por  $V_c = 0,6f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ . No caso das ligações ensaiadas, a relação entre a força cortante no limite do início do escoamento e a resistência à força cortante da seção de concreto foi da ordem  $P_{y,exp}/V_c \leq 0,3$ . Portanto, a previsão para o mecanismo de deformação nas ligações ensaiadas é a ocorrência apenas das fissuras de flexão, conforme de fato sucedeu.

Adicionalmente, a explicação para o padrão concentração de fissuras na interface viga-pilar está relacionada à taxa reduzida de armadura de continuidade adotada nas ligações ensaiadas, a qual foi de  $\rho = A_s/b_w = 0,23\%$ . Ainda segundo Ferreira e Elliott (2002), a tendência do mecanismo de deformação para ligações pouco armadas seria de concentração das fissuras de flexão próximo da interface viga-pilar, não havendo espalhamento das fissuras na região da extremidade da viga sobre o consolo. Neste caso, a rotação plástica para o momento último está associada ao mecanismo de deformação plástica por alongamento da armadura de continuidade somado ao escorregamento da armadura nas posições fissuradas.

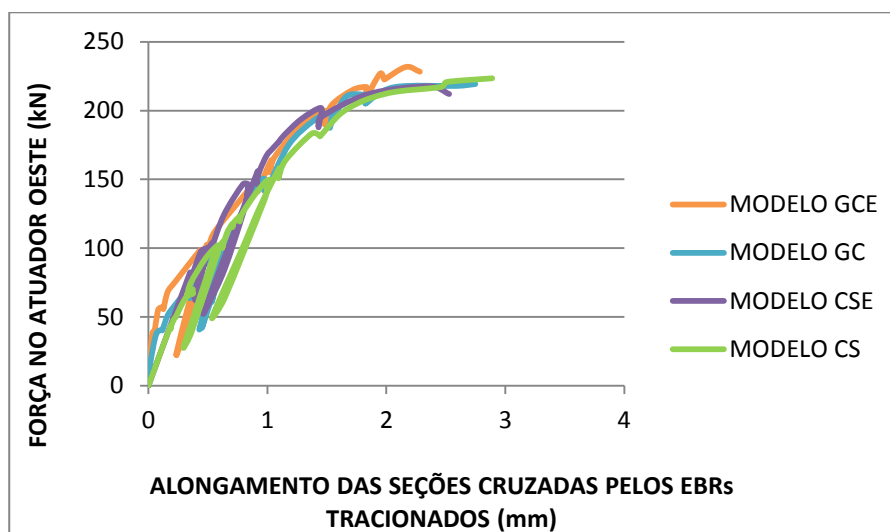
De maneira geral, para os modelos ensaiados, verificou-se o aparecimento das primeiras fissuras capilares na interface viga-pilar a partir da carga de 70KN. Com o aumento do carregamento, houve uma progressão na abertura da primeira fissura, com espalhamento de no máximo uma segunda fissura na região da ligação. Antes de atingir o escoamento da armadura tracionada, houve um escorregamento da barra, mecanismo associado ao  $M_{y,lim}$ . Portanto, o mecanismo de deformação na ruptura está associado ao deslizamento aço-concreto na região fissurada, alongamento excessivo da armadura e arrancamento parcial do graute da bainha, conforme pode ser observado na FIGURA 5.11.

**FIGURA 5.11** – Mecanismos de deformação e ruptura

#### 5.2.1.1.6. Alongamento de seções tracionadas cruzadas pelo EBR para os modelos ensaiados

A FIGURA 5.12 apresenta a comparação dos gráficos Força no atuador versus Alongamento ( $\Delta_{l,EBR}$ ) das seções cruzadas pelo extensômetro de base removível tracionado (EBR), posicionados na parte superior das vigas, na altura da armadura negativa para os modelos GCE, GC, CSE e CS, considerando-se que tais instrumentos não funcionaram para os protótipos NCE e NC. Verifica-se ainda pelas curvas EBRs, que para uma mesma carga, os alongamentos foram maiores para os modelos que não contaram com estribos nas áreas de distúrbio CS e GC.

FIGURA 5.12 – Gráficos Força versus Alongamento – EBR (mm)



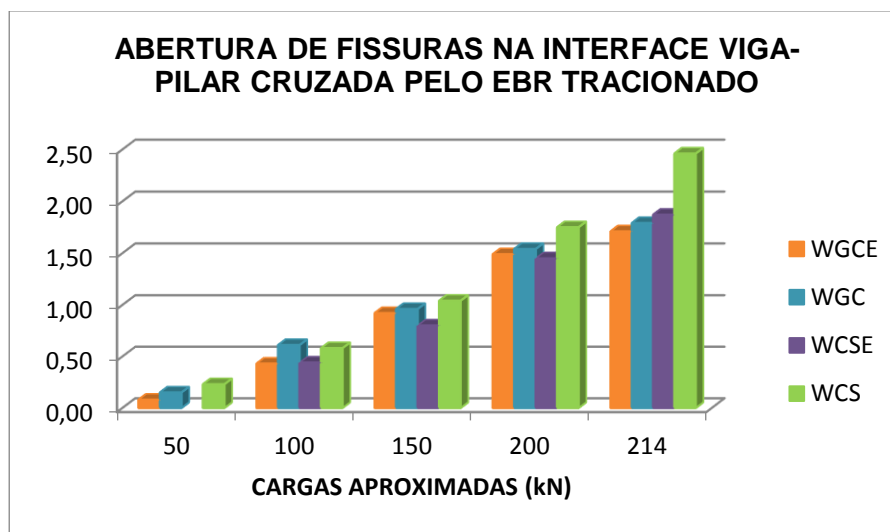
A TABELA 5.2, a FIGURA 5.12 e a FIGURA 5.13 mostram os resultados das aberturas das juntas verticais aferidas por fissurômetros ou extensômetros de base removíveis que forneceram o alongamento sofrido pelas seções tracionadas cruzadas por estes instrumentos. Os valores encontrados por ambos os instrumentos tiveram a mesma ordem de grandeza para um mesmo carregamento aplicado a cada protótipo ensaiado. Os modelos com estribos envolvendo a armadura de continuidade na zona da ligação (CSE e GCE) tiveram menor abertura de fissura nessa região. A ligação CSE apresentou um desempenho discretamente melhor quanto à abertura de fissura na junta vertical que GCE. Quanto ao padrão de abertura de fissuras, todos os modelos tiveram um comportamento semelhante, independentemente das diferentes juntas horizontais, o que pode ser verificado pelas fotos da FIGURA 5.7, que demonstram consistência com os resultados encontrados.

TABELA 5.2 – Comparação entre as respostas momento-rotação para ligações viga-pilar típicas

FORÇA	T1-ELAST A (NCE)	T1 ELAST B (NC)	T1-GROUT-A (GCE)		T1-GROUT-B (GC)		T2-SOLDA-A (CSE)		T2- SOLDA-B (CS)	
	FISSUR.	FISSUR.	FISSUR.	EBR	FISSUR.	EBR	FISSUR.	EBR	FISSUR.	EBR
F (kN)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta$ (mm)
100	>0,5	>0,5	>0,3	0,44	0,57	0,61	>0,4	0,45	>0,4	0,58
150	>1,2	>1,2	-	0,92	-	0,99	>0,8	0,86	1,20	1,06
200	>2,0	>2,0	-	1,49	-	1,54	>1,2	1,43	-	1,73
214	>2,70	>2,70	-	1,72	2,75	2,04	-	1,86	-	2,46

Onde:  $\Delta$  – Abertura total da junta próxima à interface viga-pilar

**FIGURA 5.13** – Abertura de fissuras na interface viga-pilar cruzada pelo EBR tracionado (mm) para cargas aproximadas de 50, 100, 150, 200 e 214kN



Observa-se pela TABELA 5.3, coluna 9, que o alongamento expresso pelo EBR tracionado,  $\Delta_{l,exp}$ , representa uma parcela do somatório das aberturas de fissuras equivalentes, a coluna 8, expressa por  $\Sigma_{\omega eq} = L_{ed}\epsilon_s$ , corresponde a um alongamento maior, portanto englobando mais fissuras na área da ligação. Verificou-se que para os modelos GC e CSE, a fissura cruzada pelo EBR não sofreu influência de outras fissuras.

**TABELA 5.3** – Resultados experimentais

COLUNA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MODELOS ENSAIADOS	$L_{eq}$	$P_{y,exp}$	$M_{y,exp}$	$\theta_{y,exp}$	$\frac{R_{sec,exp}}{M_y/\theta_y}$	$\epsilon_{s,exp}$	$L_{ed}$	$\Sigma_{\omega eq}$ ( $L_{ed}\epsilon_s$ )	$\Delta_{l,exp}$	PARÂMETROS CONSTANTES
	(m)	(kN)	(kN.m)	(rad)	(kN.m)/rad	(mm)	$A_s E_s d^2 / R_{sec}$ (mm)	(mm)	(mm)	
<b>T1-NCE</b>	2,10	190	397	0,0025	158.297	0,0029	794,05	2,27		<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>
<b>T1-NC</b>	2,15	186	400	0,0025	160.708	0,0034	782,14	2,68		982
<b>T1-GCE</b>	2,11	214	450	0,0028	161.466	0,0028	778,47	2,16	1,72	<b>Es (Gpa)</b>
<b>T1-GC</b>	2,14	212	452	0,0024	191.911	0,0027	654,97	1,78	1,78	200
<b>T2-CSE</b>	2,18	215	470	0,0026	177.586	0,0030	707,80	2,10	2,10	<b>d (mm)</b>
<b>T2-CS</b>	2,16	203	439	0,0025	176.861	0,0027	710,70	1,89	1,75	800

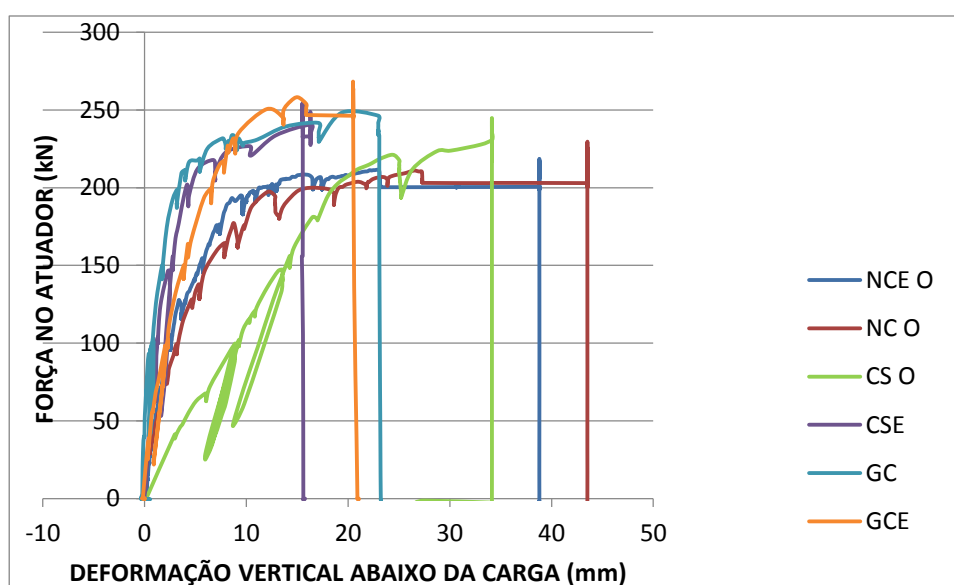
Onde:

comprimento de deformação efetivo da armadura negativa de continuidade que é o somatório das deformações no trecho de embutimento nas bainhas grauteadas no pilar  $L_e$ , e das deformações no trecho de solidarização no local na extremidade da viga pré-moldada  $L_d$

### 5.2.1.1.7. Comparação dos deslocamentos verticais abaixo das cargas aplicadas entre os modelos ensaiados

Conforme é possível visualizar através dos gráficos da FIGURA 5.14, os modelos mais rígidos GCE, GC, CSE foram necessariamente os que menos deslocaram-se verticalmente abaixo das cargas, tanto na fase elástica como na fase plástica. Percebe-se, pelos resultados, que os transdutores do modelo CS não funcionaram apropriadamente, pois se verifica pela FIGURA 5.8 que os deslocamentos verticais das vigas não se mostram tão pronunciados como demonstra o gráfico.

**FIGURA 5.14** – Gráficos Força média versus Deformação vertical média abaixo do carregamento gravitacional concentrado



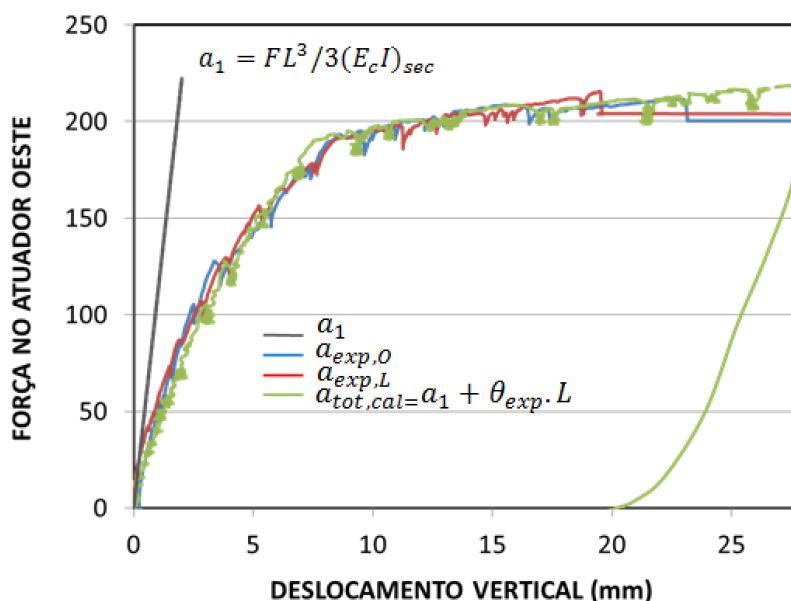
### 5.2.1.1.8. Verificação da metodologia para cálculo dos deslocamentos abaixo dos pontos de aplicação das cargas

A FIGURA 5.15 apresenta uma comparação entre os gráficos Força no atuador versus Deslocamentos verticais abaixo das cargas aplicadas nas vigas oeste ( $a_{oeste}$ ) e leste ( $a_{leste}$ ) do modelo NCE (utilizado como referência para as curvas normalizadas momento-rotação), com o gráfico Força no atuador versus Deslocamento vertical  $a_{total}$  encontrado por meio de expressão teórica  $a_{total,calc} = \theta_{exp}L + FL^3/3(0,5EI)$ . É evidente que as deflexões das vigas compostas de concreto pré-fabricado e moldado no local, já como parte das ligações, foram bem mais altas que a deflexão efetiva da viga em balanço calculada considerando-se apenas a sua rigidez  $(E_cI)_{sec}$ . Além disso, a deflexão total obtida por  $a_{total} = a_1 + \theta_{exp}L$  foi quase



coincidente com as deflexões experimentais das vigas compostas (pré-vigas mais seu complemento moldado no local). Desta forma fica demonstrado que a deflexão total das vigas compostas é altamente afetada pela rotação de corpo rígido causada pelo comportamento semirrígido das ligações viga-pilar.

**FIGURA 5.15** – Gráfico Força versus Deformação vertical  $a_{oeste}$ ,  $a_{leste}$ , experimentais abaixo das cargas aplicadas nas vigas leste e oeste e o gráfico Força versus Deslocamento vertical calculado  $a_{total,calc}$



#### 5.2.1.1.9. Comparação dos alongamentos das barras de continuidade e rigidezes entre os modelos com chapa soldada

Para verificar se o envolvimento das barras de continuidade por estribos na zona de distúrbio da ligação de fato contribui para um menor alongamento destas nesta área, escolheu-se a série com chapas soldadas, em virtude de ter sido a única em que os dois modelos tiveram as barras longitudinais negativas realmente abraçadas pela armadura transversal, conforme esclarecido no capítulo 3. Assim, foram utilizados os resultados fornecidos pelos extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*) desta série para proceder-se a análise. Inicialmente foram tomados os gráficos Força Média Versus Deformação Média das Barras Negativas, mostrados nas FIGURA 4.6, FIGURA 4.14, FIGURA 4.21, FIGURA 4.29, FIGURA 4.37 e FIGURA 4.44 para compararem-se forças aplicadas e deformações produzidas nos modelos com e sem envolvimento da armadura de continuidade por estribos na zona da ligação.

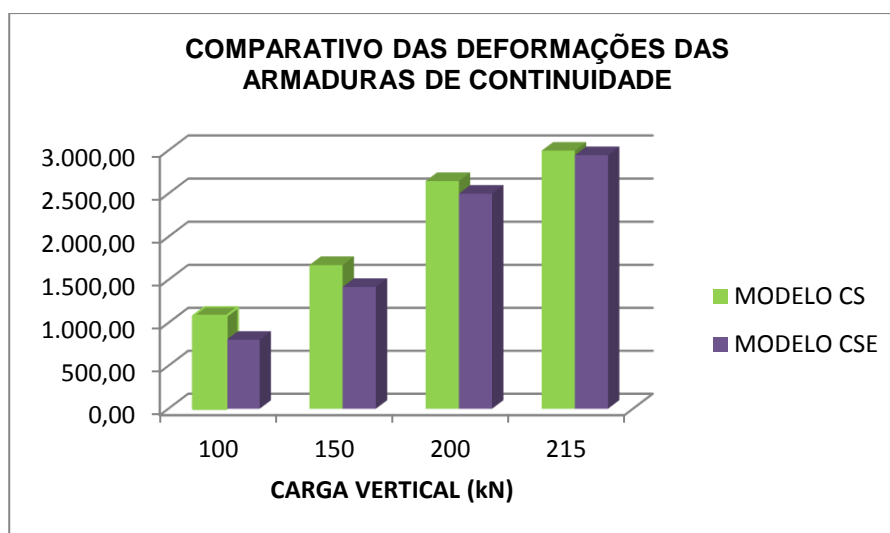
Com os valores obtidos através dos gráficos das FIGURA 4.37 e FIGURA 4.44 montou-se a TABELA 5.4, para as quais foram escolhidos quatro valores de forças, de modo a cobrir toda a fase elástica de deformação das armaduras de continuidade das vigas, com intervalos de aproximadamente 50kN. Estas forças foram bem semelhantes para os dois modelos de chapa soldada, as quais tiveram uma variação máxima de 0,02% entre elas. Para cada força encontrou-se sua deformação correspondente nas barras de continuidade dos protótipos.

**TABELA 5.4** – Comparativo de Força e Deformação

CSE $F_{s,CSE}$ (kN)	CSE $\varepsilon_{s,CSE}$ (%)	CS $F_{s,CS}$ (kN)	CS $\varepsilon_{s,CS}$ (%)	$F_{s,CSE} - F_{s,CS}$	$\frac{F_{s,CSE} - F_{s,CS}}{F_{s,CSE}}$	$\varepsilon_{s,CSE} - \varepsilon_{s,CS}$	$\frac{\varepsilon_{s,CSE} - \varepsilon_{s,CS}}{\varepsilon_{s,CSE}}$
100,58	802,93	99,30	1.080,77	1,28	0,01	-277,84	-0,35
148,28	1.418,00	145,88	1.672,73	2,40	0,02	-254,73	-0,18
203,85	2.499,73	202,32	2.645,72	1,53	0,01	-145,99	-0,06
214,00	2.945,92	215,51	2.998,41	-1,51	-0,01	-52,49	-0,02

Observou-se que para o modelo com barras de continuidade envolvidas por estribos na zona da ligação, houve uma pequena redução na deformação dessa armadura, para um carregamento abaixo da tensão de escoamento e praticamente a mesma deformação, quando próximo ao escoamento (FIGURA 5.16).

**FIGURA 5.16** – Gráfico comparativo das deformações das armaduras de continuidade sob cargas aproximadas de 100, 150, 200 e 215kN



Para verificar-se o comportamento das rigidezes das ligações viga-pilar quando um dos modelos possuía a armadura de continuidade envolvida por estribos na zona de distúrbio e o outro não, adotou-se o mesmo procedimento do item anterior. Buscaram-se dados como força próxima ao escoamento e sua rotação



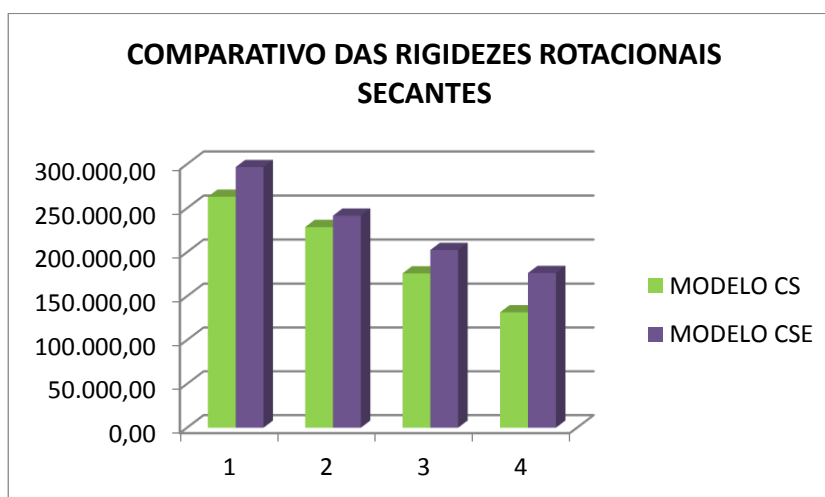
correspondente, nos gráficos Força versus Rotação dos modelos com chapas soldadas, apresentados nas FIGURA 4.36 e FIGURA 4.43. Em seguida, de posse dos valores das forças e seus braços de alavanca para cada um dos modelos, encontrou-se o momento imediatamente abaixo do escoamento e pelo quociente entre tal momento e a rotação por ele causada, chegou-se às rigidezes secantes à flexão, comparadas na TABELA 5.5 e gráfico da FIGURA 5.16.

**TABELA 5.5** – Comparativo de rigidez rotacional secante para os modelos CS e CSE

CSE				CS				$\frac{R_{sec,CSE}}{R_{sec,CS}}$
$F_{CSE}$ (kN)	$M_{CSE}$ (kN.m)	$\theta_{CSE}$ (rad)	$R_{sec}$ (M/ $\theta$ )	$F_{CS}$ (kN)	$M_{CS}$ (kN.m)	$\theta_{CS}$ (rad)	$R_{sec}$ (M/ $\theta$ )	$R_{sec,CS}$
100,58	219,26	0,0007391	296.658,10	99,30	214,49	0,0008160	262.855,39	1,13
148,28	323,25	0,0013382	241.555,82	145,88	315,10	0,0013790	228.498,91	1,06
203,85	444,39	0,0021946	202.492,48	202,32	437,01	0,0024840	175.929,95	1,15
214,00	466,52	0,0026448	176.391,41	215,51	465,50	0,0035370	131.608,71	1,34

Observa-se pelo gráfico da FIGURA 5.17 que a rigidez rotacional secante do modelo CSE, provido de estribos na região da ligação, foi maior para todas as cargas consideradas.

**FIGURA 5.17** – Gráfico comparativo das rigidezes rotacionais secantes



# 6. CALIBRAÇÃO DE MODELOS ANALÍTICOS

## 6.1. Mecanismos básicos de deformação associados à rigidez secante nas ligações estudadas

Conforme as considerações apresentadas no Capítulo 5, em virtude do emprego de uma taxa da armadura reduzida nas ligações ensaiadas, com  $\rho = 0,23\%$ , e também pelo fato do *esforço cortante* correspondente ao ponto de tombamento na curva momento-rotação (trecho 2-2' da FIGURA 6.1) estar bem abaixo da resistência à força cortante relativa à seção de concreto  $V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d$ , a previsão teórica é que o mecanismo de deformação na ligação viga-pilar esteja associado com a formação de fissuras de flexão, sem a ocorrência de fissuras diagonais na região da ligação. Portanto, no caso das ligações ensaiadas, o mecanismo global de deformação na ligação tornou-se mais dependente do mecanismo de alongamento da barra na região fissurada nas proximidades da interface viga-pilar e menos dependente da queda de rigidez na região da extremidade da viga pré-moldada sobre o consolo.

Quando a ligação alcançou o  $M_r$  ocorreu formação de fissuras. Entre os momentos  $M_r$  e  $M_{y,lim}$  houve abertura e espalhamento de fissuras. No trecho  $M_{y,lim}$  e  $M_{y,2}$  houve escorregamento precedendo ao escoamento da armadura. No intervalo  $M_{y,2}$  e  $M_{u,3}$  ocorreu escoamento e escorregamento até o limite de ruptura dado por  $M_{u,3}$ .

FIGURA 6.1 – Hipóteses de Mecanismos de Deformação ao longo da Curva Momento-Rotação (Ligação Viga-Pilar)

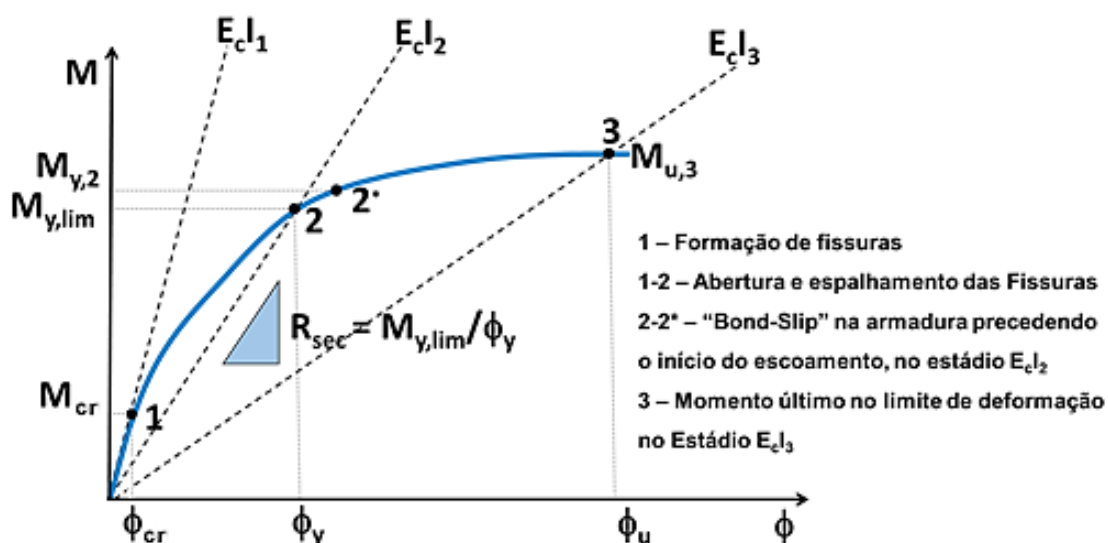
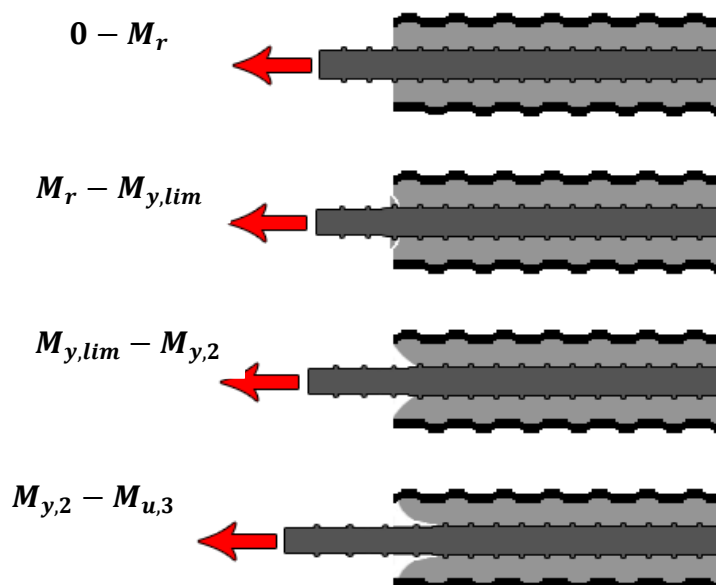


FIGURA 6.2 – Modelo de Escorregamento da Armadura de Continuidade na Bainha Grauteada

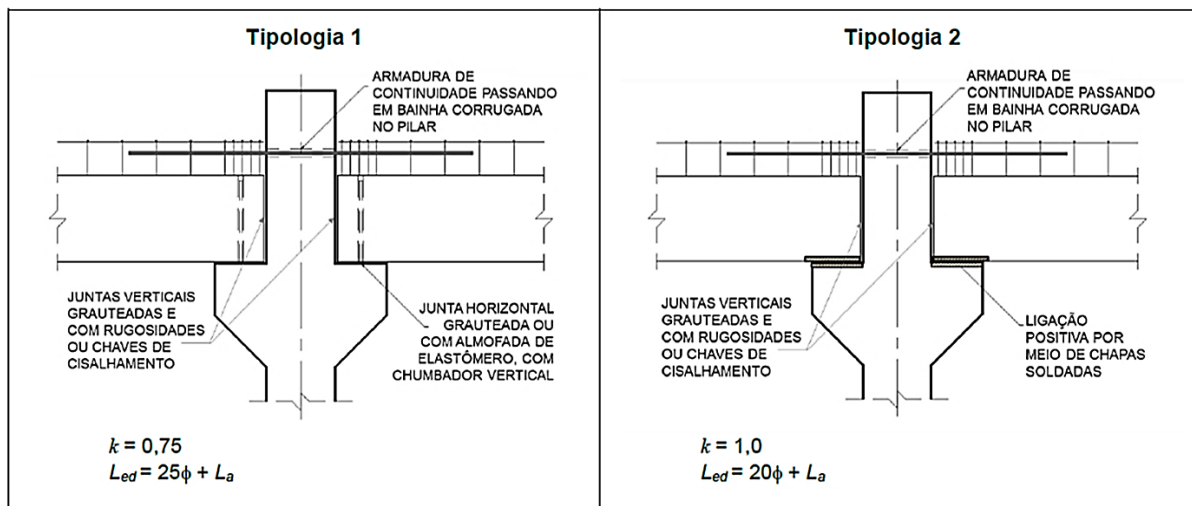


## 6.2. Considerações para comparações teórico-experimentais

Na FIGURA 6.3 são apresentadas duas tipologias de ligações viga-pilar típicas consideradas no texto de revisão da NBR 9062:2016. A Tipologia 1 é caracterizada por armadura de continuidade passando em bainha corrugada no pilar e junta horizontal grauteada ou com almofada de elastômero e ambas com chumbadores verticais. A Tipologia 2 é caracterizada por armadura de continuidade negativa

passando em bainha corrugada no pilar e ligação positiva sobre o consolo com chapas soldadas.

**FIGURA 6.3** – Ligações viga-pilar típicas segundo projetos de revisão da NBR 9062:2016



Na TABELA 6.1 são apresentados os dados dos modelos ensaiados, agrupados de acordo com as duas tipologias de ligações típicas apresentadas na NBR 9062:2016, onde quatro modelos de ligações foram concebidos como Tipologia 1 (T1) e os dois últimos modelos de ligações foram concebidos como Tipologia 2 (T2).

**TABELA 6.1** – Rigidezes experimentais consideradas na comparação teórico-experimental

MODELOS ENSAIADOS	$A_s$ $mm^2$	$n$ <i>barras</i>	$\phi$ $mm$	$d$ $mm$	$L_a$ $mm$	$R_{sec}$ $(kN.m)/rad$
T1-NCE	982	2	25	800	200	158.297
T1-NC	982	2	25	800	195	160.708
T1-GCE	982	2	25	800	210	161.466
T1-GC	982	2	25	800	210	191.911
T2-CSE	982	2	25	800	172	177.586
T2-CS	982	2	25	800	200	176.861

Além das ligações ensaiadas nesta pesquisa, para a comparação teórico-experimental no presente capítulo, foram considerados os resultados experimentais de duas ligações ensaiadas em Kataoka (2007), as quais consistem de ligações viga-pilar correspondentes à Tipologia 1 (com armadura de continuidade passando em bainha corrugada no pilar e junta horizontal grauteada, com chumbador vertical). Na FIGURA 6.4 estão apresentadas vistas gerais dos modelos em Kataoka (2007). O primeiro modelo (à esquerda) possui 100% da armadura de continuidade negativa

(4  $\phi$  16 mm) passando em bainhas grauteadas dentro do pilar, com apoio sobre consolo munido com chumbadores verticais e camada de graute na junta horizontal. Já para o segundo modelo ensaiado (à direita), a única diferença em relação ao primeiro foi o posicionamento de 50% da armadura negativa passando nas laterais do pilar e inserida na capa estrutural sobre lajes alveolares. Na TABELA 6.2 são apresentados os dados dos modelos ensaiados e a rigidez secante experimental obtida em cada um dos modelos.

**FIGURA 6.4** – Modelos de ligações viga-pilar ensaiados em Kataoka (2007)



**TABELA 6.2** – Rigidezes secantes experimentais obtidas em Kataoka (2007)

<b>Modelos Kataoka (2007)</b>	$A_s$ mm <sup>2</sup>	n barras	$\phi$ mm	d mm	$L_a$ mm	$R_{sec,exp}$ kNm/rad
<b>T1-GCE</b>	804	4	16	640	150	120818
<b>T1L-GCE</b>	804	2	16	640	150	181818
		8	8	<i>OBS: barras complementares na capa</i>		

Fonte: Kataoka, 2007.

### 6.3. Calibração do equacionamento proposto por Ferreira *et al* (2010) para determinação da rotação $\theta_y$

Segundo Ferreira *et al* (2010), a rigidez secante da ligação viga-pilar à flexão negativa para ligações com armadura de continuidade pode ser obtida em função da somatória do mecanismo básico de deformação por flexão na região fissurada na extremidade da viga (fissuras verticais de flexão e fissuras diagonais de cisalhamento) e do mecanismo básico de deformação por alongamento do trecho da barra negativa de continuidade que se encontra embutida no pilar, conforme ilustrado na FIGURA 6.5. Assim, a rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade pode ser obtida pela expressão:

$$\theta_y = \left[ \frac{M_{y,lim}}{E_c \cdot I_2} \right] \cdot L_d + \left[ \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \right] \cdot L_e \quad (6.1)$$

Onde:

$L_e$	comprimento de deformação da armadura na zona embutida no pilar
$L_d$	comprimento de deformação na região da ligação
$d$	altura útil da seção composta da viga na região da ligação sobre o consolo
$I_2$	momento de inércia da seção homogeneizada fissurada na região da ligação
$E_c$	módulo elástico de referência do concreto
$E_s$	módulo elástico de referência do aço
$f_{yk}$	resistência característica do aço
$M_{y,lim}$	Momento limite ao início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar ( $M_{y,lim} = 0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot d$ )

O comprimento de deformação na região da ligação pode ser deduzido a partir dos valores experimentais de momento  $M_{y,exp}$  e de rotação  $\theta_{y,exp}$ , obtidos no início do abatimento da curva momento-rotação, a partir da expressão:

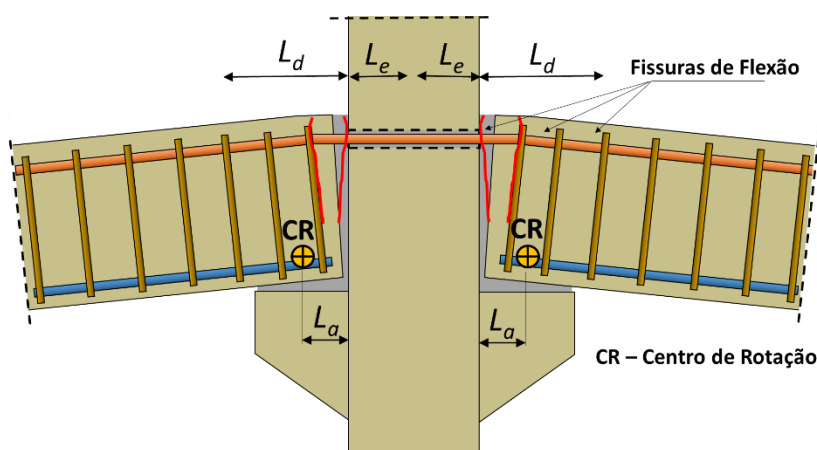
$$L_{d,ef} = \left[ \left( \theta_{y,exp} - \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \cdot L_e \right) \cdot \frac{E_c \cdot I_2}{M_{y,exp}} \right] \quad (6.2)$$

Onde:

$M_{y,exp}$  momento experimental no início do escoamento da armadura de continuidade negativa

$\theta_{y,exp}$  rotação relativa viga-pilar experimental no início do escoamento da armadura de continuidade negativa

FIGURA 6.5 – Mecanismo de deformação no modelo proposto em Ferreira *et al* (2010)



Fonte: Ferreira *et al*, 2010.

Adicionalmente, fixou-se o comprimento de deformação da armadura negativa relativa ao trecho de embutimento no pilar  $L_e$ , o qual apresenta as mesmas condições de ancoragem para todos os modelos ensaiados. Para condições semelhantes, Ferreira *et al* (2010) propuseram que o comprimento  $L_e$  pode ser estimado por:

$$L_e = \left[ \frac{L_{b,emb}}{2} + 2 \cdot \phi \right] = \left[ \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\phi \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot \tau_b} \right) + 2 \cdot \phi \right] = \left[ \frac{\phi \cdot \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_{ck}}} + 2 \cdot \phi \right] \cong 8 \cdot \phi \quad (6.3)$$

$$\geq \frac{h_{pilar}}{2}$$

Sendo:

$\tau_b = 2\sqrt{f_{ck}}$  boa condição de ancoragem, com confinamento

$\sigma_{sy} = 500 \text{ MPa}$  tensão teórica de escoamento da barra

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  resistência média de graute para ancoragem



Considerando o valor de referência de  $L_e = 8 \cdot \phi$  e os resultados experimentais para  $M_{y,exp}$  e  $\theta_{y,exp}$  na EQU. (6.2), os valores efetivos de  $L_{d,ef}$  obtidos para cada protótipo ensaiado estão apresentados na TABELA 6.3.

**TABELA 6.3** – Determinação experimental de  $L_{d,ex}$

MODELOS ENSAIADOS	$M_{y,exp}$ kN.m	$\theta_y$ rad	Rsec (My/ $\theta_y$ ) (kN.m)/rad	$L_{d,exp}$ mm	$L_{d,exp}/d$	PARÂMETROS CONSTANTES TODOS OS MODELOS		
						Le (mm)	$I_2$ (mm <sup>4</sup> )	$\phi$ (mm)
<b>01-NCE</b>	397	0,0025	158.297	448	0,56	200	2,85E+09	25
<b>02-NC</b>	400	0,0025	160.708	440	0,55			
<b>03-GCE</b>	450	0,0028	161.466	457	0,57	200	35	982
<b>04-GC</b>	452	0,0024	191.911	360	0,45			
<b>05-CSE</b>	470	0,0026	177.586	408	0,51	800	$f_{yk}$ (kN/mm <sup>2</sup> ) 0,58	$z_2/d = 0,95$ $x_2 = 122,57$
<b>06-CS</b>	439	0,0025	176.861	400	0,50			

Onde:

- $d$  altura útil da seção resistente na ligação negativa
- $I_2$  momento de inércia da seção transversal da viga no estádio II
- $E_s$  200 MPa
- $E_c$  35 MPa
- $f_{yk}$  tensão característica do aço à tração no limite elástico efetivo do material, fornecido pelo fabricante (L.E. = 580 MPa)

Observando-se a média dos resultados obtidos na TABELA 6.3, tem-se que:

$$L_{d,exp} \geq 0,5 \cdot d \quad (6.4)$$

Portanto, a EQU. (6.1) pode ser reescrita por:

$$\theta_y = \left[ \frac{M_{y,lim}}{E_c \cdot I_2} \right] \cdot 0,5 \cdot d + \left[ \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \right] \cdot 8 \cdot \phi \quad (6.5)$$

Portanto, o valor encontrado para o comprimento  $L_d$  foi inferior ao comprimento da zona de distúrbio ou comprimento de rótula plástica segundo Ferreira et al (2002) e FIB (2008). Acredita-se que isto esteja consistente para o caso das ligações ensaiadas, dada a taxa de armadura reduzida e também pelo fato de não ter ocorrido o a formação de fissuras diagonais de cisalhamento na região da ligação.

**Verificação da aplicação da Equação (6.5) para ligação T1-GCE ensaiada por Kataoka (2007):**

**Rigidez Secante Experimental:**

$$R_{sec,exp} = 120818 \text{ kNm/rad}$$

Calculo teórico com EQU. (6.5):

$$\theta_{y,calc} = \left[ \frac{M_{y,lim}}{E_c \cdot I_2} \right] \cdot 0,5 \cdot d + \left[ \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \right] \cdot 8 \cdot \phi$$

Além dos dados empregados na TABELA 6.2, foram utilizados os seguintes parâmetros:

$$A_s = 804 \text{ mm}^2 \text{ (4 } \phi 16 \text{ mm)}$$

$$d = 640 \text{ mm}$$

$$z_2 = 0,93d = 598 \text{ mm}$$

$$I_2 = 1,4 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 5600\sqrt{40} = 35 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{yk(L.E.)} = 0,59 \text{ kN/mm}^2$$

$$M_{y,lim(L.E.)} = A_s f_{yk} z_2 = (804 \cdot 0,59 \cdot 598) / 10^3 = 284 \text{ kNm}$$

Substituição dos valores numéricos na EQU. (6.5):

$$\theta_{y,calc} = \left[ \frac{284 \cdot 10^3}{35 \cdot 1,4 \cdot 10^9} \right] \cdot (0,5 \cdot 640) + \left[ \frac{0,59}{200 \cdot 640} \right] \cdot (8 \cdot 16) = 0,00245 \text{ rad}$$

$$R_{sec,calc} = 116170 \text{ kNm/rad}$$

Verificação teórico-experimental da EQU. (6.5):

$$R_{sec,calc} / R_{sec,exp} = 116170 / 120818 = 0,96 \text{ (96\%)}$$

#### 6.4. Calibração do modelo proposto por Ferreira (2014)

Considerando os mecanismos de deformação na FIGURA 6.6, Ferreira (2014) propôs para o projeto de revisão da NBR 9062:2016 uma equação simplificada para a determinação da rigidez de ligações viga-pilar com armaduras negativas de continuidade (com solidarização de segunda etapa no canteiro), dada pela seguinte expressão:

$$R_{sec} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (6.6)$$

Onde:

$E_s$  módulo de elasticidade do aço

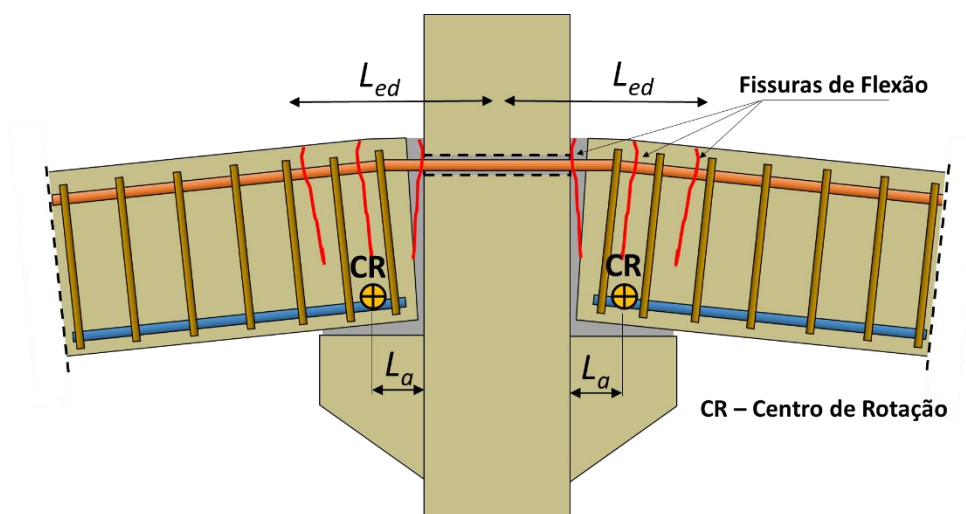
$A_s$  armadura de continuidade negativa

$k$  parâmetro de ajuste de resistência e rigidez

$L_{ed}$  comprimento efetivo de deformação da armadura de continuidade negativa

O comprimento de deformação efetivo da armadura negativa de continuidade  $L_{ed}$  engloba tanto as deformações no trecho de embutimento nas bainhas grauteadas no pilar  $L_e$ , quanto as deformações no trecho de solidarização no local na extremidade da viga pré-moldada  $L_b$ .

FIGURA 6.6 – Mecanismo de deformação considerado para a Equação (6.6)



Para condições de ancoragem com confinamento na região do pilar, Ferreira *et al.* (2010) propuseram que o comprimento  $L_e$  pode ser estimado por:

$$L_e = \left[ \frac{L_{b,emb}}{2} + 2 \cdot \phi \right] = \left[ \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\phi \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot \tau_b} \right) + 2 \cdot \phi \right] = \left[ \frac{\phi \cdot \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_{ck}}} + 2 \cdot \phi \right] \quad (6.7)$$

Sendo:

$$\begin{aligned} \tau_b &= 2\sqrt{f_{ck}} && \text{boa condição de ancoragem, com confinamento} \\ \sigma_{sy} &= 500 \text{ MPa} && \text{tensão teórica de escoamento da barra} \\ f_{ck} &= 30 \text{ MPa} && \text{resistência média de graute para ancoragem} \end{aligned}$$

Para condições semelhantes de ancoragem sem confinamento, Ferreira *et al.* (2010) propuseram que o comprimento  $L_e$  pode ser estimado por:

$$L_e = \left[ \frac{L_{b,emb}}{2} + 2 \cdot \phi \right] = \left[ \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\phi \cdot \sigma_{sy}}{4 \cdot \tau_b} \right) + 2 \cdot \phi \right] = \left[ \frac{\phi \cdot \sigma_{sy}}{8 \cdot \sqrt{f_{ck}}} + 2 \cdot \phi \right] \quad (6.8)$$

Sendo:

$$\begin{aligned} \tau_b &= 1\sqrt{f_{ck}} && \text{boa condição de ancoragem, sem confinamento} \\ \sigma_{sy} &= 500 \text{ MPa} && \text{tensão teórica de escoamento da barra} \\ f_{ck} &= 30 \text{ MPa} && \text{resistência média de graute para ancoragem} \end{aligned}$$

Substituindo a resistência à compressão para o graute de preenchimento para um valor médio da ordem de  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ , os comprimentos  $L_e$  e  $L_b$  podem ser reescritos na forma reduzida para:

$$L_e = \left[ \frac{\phi \cdot 500}{16 \cdot \sqrt{30}} + 2 \cdot \phi \right] = 7,7 \cdot \phi \quad (6.9)$$

$$L_b = \left[ \frac{\phi \cdot 500}{8 \cdot \sqrt{30}} + 2 \cdot \phi \right] = 13,4 \cdot \phi \quad (6.10)$$

Portanto, o valor teórico previsto para  $L_{ed}$  seria de:

$$L_{ed,prev} = L_e + L_b + L_a = 21 \cdot \phi + L_a \quad (6.11)$$

Reescrevendo o comprimento efetivo  $L_{ed}$  como função do diâmetro, tem-se:

$$L_{ed} = \beta_1 \cdot \phi + L_a \quad (6.12)$$

Fixando o parâmetro  $k = 1$  na equação 6.6, então o comprimento efetivo de deformação pode ser obtido a partir da rigidez secante experimental pela seguinte expressão:

$$L_{ed,exp} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{R_{sec,exp}} \quad (6.13)$$

Na TABELA 6.4 são apresentados os resultados dos comprimentos efetivos de deformação obtidos para cada modelo ensaiado, os quais foram deduzidos a partir da substituição dos resultados experimentais para a rigidez secante na EQU. (6.13).

Alternativamente, o parâmetro  $\beta_1$  pode ser obtido a partir dos resultados experimentais da rigidez secante pela seguinte expressão:

$$\beta_{1,exp} = \frac{\left[ \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{R_{sec,exp}} - L_a \right]}{\phi} \quad (6.14)$$

Sendo:

- $R_{sec,exp}$  rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar
- $L_{ed,exp}$  comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade
- $L_a$  distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo
- $\beta_1$  coeficientes de ajustamento para o comprimento efetivo de deformação
- $\phi$  diâmetro da seção transversal da barra de continuidade

**TABELA 6.4** – Determinação de  $L_{ed,exp}$ , com base na rigidez secante experimental

MODELOS ENSAIADOS	Rsec (My/θy) (kN.m)/rad	$L_{ed,exp}$ mm	PARÂMETROS CONSTANTES TODOS OS MODELOS		
			Le (mm)	$I_2$ (mm <sup>4</sup> )	Ø (mm)
01-NCE	158.297	794	200	2,85E+09	25
02-NC	160.708	782			
03-GCE	161.466	778	200	35	982
04-GC	191.911	655			
05-CSE	177.586	708	800	$f_{yk}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	n barras
06-CS	176.861	711			

Substituindo-se os valores experimentais na EQU. (6.14), foram obtidos os valores efetivos para o parâmetro  $\beta_1$ , conforme apresentados na TABELA 6.5.

**TABELA 6.5** – Determinação de  $\beta_1$

MODELOS ENSAIADOS	Rsec (My/θy) (kN.m)/rad	$L_a$ mm	$L_{ed,exp}$ mm	$\beta_1$	PARÂMETROS CONSTANTES TODOS OS MODELOS		
					Le (mm)	$I_2$ (mm <sup>4</sup> )	Ø (mm)
01-NCE	158.297	200	794	24	200	2,85E+09	25
02-NC	160.708	195	782	23			
03-GCE	161.466	210	778	23	200	35	982
04-GC	191.911	210	655	18			
05-CSE	177.586	172	708	21	800	$f_{yk}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	n barras
06-CS	176.861	200	711	20			

Para as Tipologias 1 (T1-NCE, T1-NC, T1-GCE e T1-GC), com apoio sobre almofadas de elastômero e com juntas horizontais grauteadas sobre os consolos, com chumbadores verticais de 20mm de diâmetro, adotou-se a seguinte simplificação para aplicação em projeto:

$$L_{ed} = 25 \cdot \phi + L_a \quad (6.15)$$

Para as Tipologias 2 (T2-CS e T2-CSE), com chapas soldadas adotou-se a seguinte simplificação para aplicação em projeto:

$$L_{ed} = 20 \cdot \phi + L_a \quad (6.16)$$

**Verificação da aplicação da Equação (6.15) para ligação T1-GCE ensaiada por Kataoka (2007):**

**Rigidez Secante Experimental:**

$$R_{sec,exp} = 120818 \text{ kNm/rad}$$

**Dados:**

$$d = 640 \text{ mm}$$

$$L_a = 150 \text{ mm}$$

$$A_s = 804 \text{ mm}^2 \text{ (4 } \phi 16 \text{ mm)}$$

$$z_2 = 0,93d = 598 \text{ mm}$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

Cálculo teórico com a EQU. (6.15):

$$R_{sec} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{(25 \cdot \phi + L_a)}$$

$$R_{sec,calc} = \left[ \frac{200 \cdot 804 \cdot 640^2}{(25 \cdot 16 + 150)} \right] \cdot 10^{-3} = 119789 \text{ kNm/rad}$$

$$R_{sec,calc}/R_{sec,exp} = 119789/120818 = 0,99 \text{ (99\%)}$$

### 6.5. Proposta de equação reduzida do modelo Ferreira (2014)

A EQU. (6.6) para a determinação da rigidez secante negativa, para as três Tipologias 1 e 2 da TABELA 6.2, pode ser escrita de forma ainda mais simplificada, considerando  $k = 1$  e deixando o comprimento  $L_{ed}$  apenas como função do diâmetro da armadura de continuidade negativa, tendo-se então:

$$R_{sec,2} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{\beta_2 \cdot \phi} \quad (6.17)$$

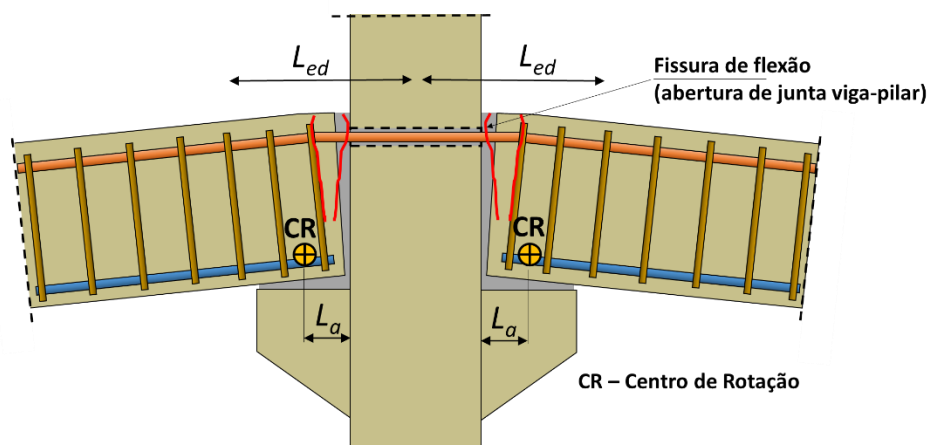
Sendo:

$\beta_2$  coeficiente de ajustamento para o comprimento efetivo de deformação

$$L_{ed,exp} = \beta_{2,exp} \cdot \phi \quad (6.18)$$

$$\beta_{2,exp} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{R_{sec,exp} \cdot \phi} \quad (6.19)$$

FIGURA 6.7 – Mecanismo de deformação considerado para a Equação (6.17)



Considerando o valor médio para o parâmetro  $\beta_2 = 30$  obtido na TABELA 6.6, tem-se uma equação geral simplificada com base no mecanismo de deformação por alongamento da armadura de continuidade negativa (com efeito do escorregamento aço-concreto no trecho de fissuração), dada por:

$$R_{sec,2} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{30 \cdot \phi} \quad (6.20)$$

TABELA 6.6 – Determinação de  $\beta_2$ 

MODELOS ENSAIADOS	Rsec (My/θy) (kN.m)/rad	$L_a$ mm	$L_{ed,exp}$ mm	$\beta_2$	PARÂMETROS CONSTANTES TODOS OS MODELOS		
01-NCE	158.297	200	794	32	<b>Le (mm)</b>	<b><math>I_2</math> (mm<sup>4</sup>)</b>	<b>Ø (mm)</b>
02-NC	160.708	195	782	31	200	2,85E+09	25
03-GCE	161.466	210	778	31	<b>Es (Gpa)</b>	<b>Ec (GPa)</b>	<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>
04-GC	191.911	210	655	26	200	35	982
05-CSE	177.586	172	708	28	<b>d (mm)</b>	<b><math>f_{yk}</math> (kN/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>n barras</b>
06-CS	176.861	200	711	28	800	0,58	2

**Verificação da aplicação da Equação (6.20) para ligação T1-GCE ensaiada por Kataoka (2007):**

**Rigidez Secante Experimental:**

$$R_{sec,exp} = 120818 \text{ kNm/rad}$$

**Dados:**

$$d = 640 \text{ mm}$$



$$L_a = 150 \text{ mm}$$

$$A_s = 804 \text{ mm}^2 \text{ (4 } \phi 16 \text{ mm)}$$

$$z_2 = 0,93d = 598 \text{ mm}$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

Cálculo teórico com a EQU. (6.20):

$$R_{sec} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{(30 \cdot \phi)}$$

$$R_{sec,calc} = \left[ \frac{200 \cdot 804 \cdot 640^2}{(30 \cdot 16)} \right] \cdot 10^{-3} = 137258 \text{ kNm/rad}$$

$$R_{sec,calc}/R_{sec,exp} = 137258/120818 = 1,14 \text{ (114\%)} \rightarrow k = 0,88$$

Considerando-se que, para as EQU. (6.20) e (6.21), adotou-se a média dos valores encontrados para os  $\beta_2$  pela TABELA 6.6, pode-se ainda proceder-se um ajuste de  $k$  para cada tipo de ligação, calculando-o de maneira inversa:

$$k = \frac{30 \cdot \phi \cdot R_{sec,2}}{E_s \cdot A_s \cdot d^2}$$

$$R_{sec,2} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{30 \cdot \phi} \quad (6.21)$$

Onde:

$k$  coeficiente de ajuste da rigidez secante

## 6.6. Considerações finais sobre equacionamentos estudados

A seguir são apresentadas comparações das relações entre valores experimentais e valores calculados empregando os equacionamentos estudados.

Na TABELA 6.7 são apresentados os valores de cálculo obtidos com a EQU. (6.5), onde se observa uma boa previsibilidade dos valores teóricos em relação aos resultados experimentais nos modelos estudados, para ambas as Tipologias 1 e 2.

TABELA 6.7 – Relação Exp/Calc para Equação (6.5)

MODELOS ENSAIADOS	$L_{d,exp}/d$ mm	$M_{y,exp}$ kN.m	$\theta_y$ rad	Rsec (6,5) (kN.m)/rad	Rsec (My/ $\theta_y$ ) (kN.m)/rad	$R_{sec}$ (Exp/Calc) %	PARÂMETROS CONSTANTES TODOS OS MODELOS		
01-NCE	0,50	354	0,0021	165.034,060	158.297	0,96	Le (mm)	$I_2$ (mm <sup>4</sup> )	$\phi$ (mm)
02-NC	0,50	354	0,0021	165.034,060	160.708	0,97	200	2,85E+09	25
03-GCE	0,50	354	0,0021	165.034,060	161.466	0,98	Es (Gpa)	Ec (GPa)	As (mm <sup>2</sup> )
04-GC	0,50	354	0,0021	165.034,060	191.911	1,16	200	35	982
05-CSE	0,50	354	0,0021	165.034,060	177.586	1,08	d (mm)	$f_{yk}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	n barras
06-CS	0,50	354	0,0021	165.034,060	176.861	1,07	800	0,58	2

Na TABELA 6.8 são apresentados os valores de cálculo obtidos na EQU. (6.6) (considerando  $k = 1$ ), onde novamente se observa uma boa previsibilidade dos valores teóricos em relação aos resultados experimentais nos modelos estudados, para ambas as Tipologias 1 e 2. No caso dos modelos ensaiados da Tipologia 1, onde foram empregados dois chumbadores verticais com diâmetro  $\phi_{chumb} = 20\text{mm}$  (aço CA50), o efeito de pino destes chumbadores verticais na interface da junta horizontal sobre o consolo promoveu um aumento do valor de  $z$  (modificando a linha neutra da seção resistente) e, conseqüentemente, justifica-se a aproximação  $k = 1$  para as ligações estudadas, ocasionando no aumento da rigidez secante. Portanto, para condições semelhantes de chumbadores ( $\phi_{chumb} \geq 20\text{mm}$  e principalmente no caso de ligações com juntas horizontais grauteadas, onde a relação entre o diâmetro da barra e a espessura da junta seja superior a duas vezes  $\phi_{chumb}/h_{junta} \geq 2$ ), considera-se válida a aproximação para o coeficiente de ajuste  $k = 1$  mesmo para a Tipologia 1.

TABELA 6.8 – Relação Exp/Calc para Equação (6.6) ( $k = 1$ )

MODELOS ENSAIADOS	$\beta_1$	Rsec (6,6) (kN.m)/rad	Rsec (My/ $\theta_y$ ) (kN.m)/rad	$R_{sec}$ (Exp/Calc) %	PARÂMETROS CONST. TODOS OS MODELOS	
01-NCE	25	152.359	158.297	1,04	As (mm <sup>2</sup> )	$\phi$ (mm)
02-NC	25	152.359	160.708	1,05	982	25
03-GCE	25	152.359	161.466	1,06	Es (Gpa)	K
04-GC	25	152.359	191.911	1,26	200	1
05-CSE	20	179.566	177.586	0,99	d (mm)	$L_a$ (mm)
06-CS	20	179.566	176.861	0,98	800	200

Na TABELA 6.9 são apresentados os valores de cálculo obtidos com a EQU. (6.6), considerando que o parâmetro  $k$  variando de acordo com os valores recomendados para as Tipologias 1 e 2 na FIGURA 6.3 (conforme texto de revisão da NBR 9062:2016). Conforme já foi explicado no item anterior, dados os dois chumbadores

com 20 mm, com junta horizontal de 10 mm, teve-se um efeito de pino que levou a um aumento adicional na ligação. De fato, na TABELA 6.9, este efeito ficou evidente em todas as ligações com chumbadores verticais com  $\phi_{chumb} = 20mm$ .

**TABELA 6.9** – Relação Exp/Calc para Equação (6.6) (k de acordo com FIGURA 6.3)

MODELOS ENSAIADOS	$\beta_1$	k	Rsec (6,6) (kN.m)/rad	Rsec (My/θy) (kN.m)/rad	$R_{sec}$ (Exp/Calc) %	PARÂMETROS CONST. TODOS OS MODELOS	
<b>01-NCE</b>	<b>25</b>	<b>0,75</b>	114.269	158.297	<b>1,39</b>	<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ø(mm)</b>
<b>02-NC</b>	<b>25</b>	<b>0,75</b>	114.269	160.708	<b>1,41</b>		
<b>03-GCE</b>	<b>25</b>	<b>0,75</b>	114.269	161.466	<b>1,41</b>	<b>Es (Gpa)</b>	<b>n barras</b>
<b>04-GC</b>	<b>25</b>	<b>0,75</b>	114.269	191.911	<b>1,68</b>		
<b>05-CSE</b>	<b>20</b>	<b>1,00</b>	179.566	177.586	<b>0,99</b>	<b>d (mm)</b>	<b>L<sub>a</sub> (mm)</b>
<b>06-CS</b>	<b>20</b>	<b>1,00</b>	179.566	176.861	<b>0,98</b>		

Na TABELA 6.10 são apresentados os valores de cálculo obtidos com a EQU. (6.20). Conforme pode ser observado, embora se empregasse a mesma expressão geral simplificada para todos os modelos ensaiados, o comprimento efetivo de deformação (valor médio) igual a  $L_{ed,2} = \beta_2 \cdot \phi = 30 \cdot \phi$ , forneceu uma boa previsão teórica em comparação com os resultados experimentais, apresentando pequena dispersão para a relação Exp/Calc.

**TABELA 6.10** – Relação Experimental/Teórico para Equação (6.20)

MODELOS ENSAIADOS	$\beta_2$	k	Rsec (6,6) (kN.m)/rad	Rsec (My/θy) (kN.m)/rad	$R_{sec}$ (Exp/Calc) %	PARÂMETROS CONST. TODOS OS MODELOS	
<b>01-NCE</b>	<b>30</b>	<b>1,00</b>	167.595	158.297	<b>0,94</b>	<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ø(mm)</b>
<b>02-NC</b>	<b>30</b>	<b>1,00</b>	167.595	160.708	<b>0,96</b>		
<b>03-GCE</b>	<b>30</b>	<b>1,00</b>	167.595	161.466	<b>0,96</b>	<b>Es (Gpa)</b>	<b>n barras</b>
<b>04-GC</b>	<b>30</b>	<b>1,00</b>	167.595	191.911	<b>1,15</b>		
<b>05-CSE</b>	<b>30</b>	<b>1,00</b>	167.595	177.586	<b>1,06</b>	<b>d (mm)</b>	<b>L<sub>a</sub> (mm)</b>
<b>06-CS</b>	<b>30</b>	<b>1,00</b>	167.595	176.861	<b>1,06</b>		

---

# 7. ■ CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

---

## 7.1. Considerações gerais

O presente trabalho compreende os principais resultados e análises relativas à uma investigação experimental para caracterização da relação momento-rotação de ligações viga-pilar típicas em estruturas pré-moldadas no Brasil.

O programa experimental compreendeu seis ensaios com modelos em escala real, que possuíam ligações típicas viga-pilar com resistência ao momento negativo garantida por barras de continuidade inseridas em bainhas corrugadas preenchidas com graute, as quais atravessavam um pilar central. Mantendo a mesma armadura negativa de continuidade para todos os modelos ensaiados, foram empregados diferentes dispositivos de ligação positiva no apoio da viga sobre o consolo, sendo quatro modelos com chumbadores verticais, dois deles com almofada de elastômero e dois com junta horizontal preenchida com graute, além de dois modelos com chapas soldadas positivas entre o apoio da viga sobre o consolo. A partir dos ensaios das ligações em arranjo cruciforme, com pilar intermediário e duas vigas em balanço carregadas em suas extremidades livres, as ligações foram avaliadas quanto a critérios de desempenho de resistência, de rigidez e de ductilidade.

Como contribuição da investigação experimental, tem-se o avanço para um melhor entendimento do mecanismo de deformação por alongamento da armadura de continuidade tracionada na região fissurada próxima à interface viga-pilar, com a combinação de mecanismos de escorregamento aço-concreto precedendo o início do escoamento da armadura de continuidade, mecanismos estes associados à rigidez secante da relação momento-rotação. Também com base nos resultados experimentais, com obtenção da rigidez secante através da curva momento-rotação, foi possível determinar o comprimento efetivo de deformação da armadura de continuidade. Finalmente, foi feita a caracterização do comportamento semirrígido

das ligações típicas estudadas e apresentada uma proposta de equação simplificada para a rigidez secante média.

## **7.2. Avanços em relação a trabalhos anteriormente realizados**

Conforme discutido no Capítulo 2, a maior parte dos estudos sobre ligações viga-pilar com resistência à flexão em estruturas pré-moldadas existentes na literatura técnica internacional está relacionada com estruturas para regiões sísmicas, onde as ligações são projetadas com base no critério resistência-ductilidade. Por outro lado, estudos desenvolvidos na Europa nos anos 90 sobre o comportamento semirrígido de ligações viga-pilar estavam associados apenas com estruturas contraventadas por núcleos ou paredes de cisalhamento e interessavam-se na pesquisa da continuidade de vigas pré-moldadas submetidas ao carregamento vertical. Por sua vez, o estudo de ligações semirrígidas e seus efeitos na análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas não contraventadas em regiões não sísmicas surgiu especificamente no Brasil, com os primeiros trabalhos realizados na EESC - USP no início da década de 90 e, posteriormente, que tiveram continuidade nas pesquisas efetivadas no NETPRE - UFSCar, a partir da criação do laboratório dedicado ao estudo do concreto pré-moldado em parceria com a ABCIC em 2005.

Neste contexto, a presente pesquisa se enquadra no estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar com resistência à flexão em estruturas pré-moldadas não contraventadas para regiões não sísmicas, onde foi realizado um programa experimental inédito para a caracterização experimental da rigidez secante da relação momento-rotação de uma série de ligações viga-pilar típicas no Brasil, com emprego de armadura de continuidade passante em bainha grauteada em pilar central, mas comparando diferentes detalhamentos de ligações positivas no apoio da viga pré-moldada sobre o consolo. Esta pesquisa ocorreu paralelamente à revisão da NBR 9062:2016, sendo interessante registrar que os resultados experimentais serviram de referência para calibração da equação analítica para rigidez secante de duas tipologias de ligações típicas apresentadas na NBR 9062:2016. Finalmente, com base na investigação experimental, apresenta-se uma proposta de equacionamento simplificado para determinação da rigidez secante média, para ligações com armadura de continuidade em bainhas grauteadas, a qual

pode ser usada como aproximação inicial na análise estrutural ou da estabilidade global em estruturas pré-moldadas com ligações semirrígidas.

### 7.3. Considerações finais

A seguir, são apresentadas as principais considerações sobre os resultados alcançados na presente pesquisa:

*a) Quanto à rigidez secante experimental para as ligações típicas ensaiadas:*

Todas as ligações ensaiadas apresentaram rigidez secante próximas entre si (com mesma ordem de grandeza) fornecendo uma forte indicação que a rigidez secante depende mais diretamente do mecanismo de alongamento da barra na sub-região próxima da interface viga-pilar, sendo menos influenciada pelo tipo de ligação positiva. As ligações com almofadas de elastômero apresentaram a menor rigidez, mas que representaram cerca de 90% da maior rigidez, obtida nos ensaios das ligações com chapas soldadas e mesmo com ligações com juntas horizontais grauteadas. Portanto, o uso de ligações positivas com chapas soldadas é indicado para situações onde houver reversão de momento devido às ações horizontais de vento, mas não como solução para aumentar da rigidez secante negativa.

*b) Influência da armadura transversal (estribo para confinamento) na região do apoio da viga sobre o consolo:*

Conforme discutido nos Capítulos 5 e 6, o momento de escoamento nas ligações ensaiadas ocorreu para um nível de carregamento bem inferior ao que seria necessário para ultrapassar a resistência à força cortante da seção de concreto armado (onde a cortante associada ao início do escoamento foi cerca de 30% da cortante máxima da seção de concreto, ou seja,  $V_y \pm 0,3 \cdot V_c$ ). Portanto, não houve formação de fissuras diagonais, mas apenas fissuras verticais de flexão na região da ligação. Por outro lado, em virtude da baixa taxa de armadura negativa de continuidade empregada nas ligações estudadas, não houve uma tendência de espalhamento das fissuras de flexão ao longo da extremidade da viga sobre o consolo, mas antes ocorreu uma concentração das fissuras próxima à sub-região da interface viga-pilar. Com base nestas considerações, os resultados experimentais sugerem que a armadura transversal apresentou pouca influência para a rigidez

secante, ou seja, que a armadura transversal apresentou pouca influência no mecanismo de deformação por alongamento da armadura de continuidade. Entretanto, cabe ressaltar que a mesma afirmação não é válida para *vigas baixas* com *alta taxa de armadura de continuidade*, ou mesmo, para o caso de ensaios com ligações, quando o momento de escoamento a ser atingido exija níveis de carregamento onde a resistência à força cortante da seção de concreto ( $V_c$ ) seja ultrapassada. Nestes casos, o mecanismo de deformação na ligação viga-pilar tende a apresentar fissuras diagonais juntamente com o espalhamento de fissuras verticais de flexão. Portanto, para estas situações, ocorre um mecanismo de deformação associado com as deformações presentes na região da ligação ao invés de um mecanismo de deformação na interface viga-pilar.

*c) Quanto à resistência a flexão:*

Do ponto de vista de resistência à flexão, todas as ligações tiveram capacidade de transferência de momentos fletores. Mesmo assim, no momento último experimental, as séries com chapas soldadas ou com junta horizontal grauteada tiveram capacidade à flexão entre 20 a 30% superior às ligações com elastômero.

*d) Quanto à ductilidade:*

Todas as ligações apresentaram comportamento dúctil adequado, sendo que as rotações últimas ( $\theta_u$ ) ultrapassaram duas vezes e meia o valor das rotações no escoamento para cada ligação ( $\theta_u > 2,5 \cdot \theta_y$ ).

*e) Quanto ao engastamento parcial:*

Conforme discutido no capítulo 5, considerando uma viga com comprimento fictício igual a  $L_{ef} = 12 \cdot h$ , com base na rigidez secante obtida experimentalmente, o engastamento parcial das ligações ficou entre 64 e 69%.

*f) Quanto à proposta de equação simplificada para rigidez secante:*

No caso de ligações viga-pilar típicas com continuidade da armadura negativa por meio de bainhas corrugadas passando por um pilar central e preenchidas com graute, independente do sistema de ligação positiva no apoio da viga sobre o consolo, propõe-se a expressão abaixo, onde apenas o coeficiente de ajustamento  $k$  seria definido com base em ensaios ou em ponderações de projeto.

$$R_{sec} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{30 \cdot \phi}$$

Diante dos resultados apresentados, considera-se que os objetivos da investigação foram alcançados. Entretanto como são muitos os parâmetros que envolvem ligações viga-pilar para estruturas em concreto armado. São deixadas aqui algumas sugestões para futuras pesquisas.

- 1) Estudar o comportamento de ligações viga-pilar com barras de continuidade solidarizadas através de luvas inseridas no pilar.
- 2) Estudar o comportamento de ligações viga-pilar com barras de continuidade submetidas a cargas horizontais.
- 3) Estudar qual a taxa de armadura transversal na zona da ligação que reduz o alongamento das barras negativas de continuidade.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

AGUIAR, E.A.B. **Comportamento de chumbadores grauteados de ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor**. São Carlos, 2010. Tese (Doutorado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. Rio de Janeiro, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

BACHEGA, L.A., **Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto**. São Carlos, 2013. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Universidade Federal de São Carlos.

BALDISSERA, A.B. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 149p. Dissertação Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BERTOLUCCI, F.S., **Investigação de compósitos cimentícios para preenchimento de juntas da interface e de nichos em ligações e estruturas pré-moldadas**. Ilha Solteira, 2010. 185f. Dissertação (Mestrado em materiais) – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado segundo a NBR 6118:2003**. 2.ed. São Carlos:EDFSCar, 2005, 374p.

CATOIA, B. **Comportamento de Vigas Protendidas Pré-moldadas com Ligações Semi-rígidas**. São Carlos, 2007.149f. Dissertação (Mestrado em estruturas)– Universidade Federal de São Carlos.

CHEFEDEBIEN, A. **Precast Concrete Beam to Column Head Connections**. In:CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1988. Cost c1: Proceedings. Liege, Belgium.p.35-43.

CHEOK, G.S.; LEW, H.S.(1991). **Performance of Precast Concrete Beam-to-column connections subject to cyclic loading**. PCI journal Precast/prestressed Concrete Institute, v.36, n.3,p 56-67, May-June, 1991.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1990). **CEB-FIP Model Code for Concrete Structures**. Paris:CEB, 1991. Bulletin d'Information 203.

COST - C1. **European cooperation in the field of scientific and technical research. Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections**. Final report. Brussels, November 1999.

DOLAN,C.W.; STANTON,J.F.; ANDERSON, R.G. (1987). **Moment Resistant Connections and Simple Connections**. PCI Journal Precast/prestressed Concrete Institute,v.32, n 2, p 62-74, March-April.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2000. 441p.

ELLIOT, K. S., DAVIES,G.,and GORGUN,H. (1996), Effective Length Factors in Precast Concrete Frames, Semi-rigid Structural Connections, Proc. IABSE Colloquium, Vol. 75, Istambul, Turkey, p349-358.

ELLIOT, K. S., DAVIES,G.,FERREIRA, M.A., GORGUN, H., MADHI,A.A. (2003). Can Precast Concrete Structures be Designed as semi-rigid frames: Part 1 – The experimental evidence. The Structural Engineer. International Journal of The Institution of Structural Engineers. Vol.81. Issue 16 (Aug.19).London, United Kingdom.

ELLIOT, K. S., DAVIES,G.,FERREIRA, M.A., GORGUN, H., MADHI,A.A. (2003). Can Precast Concrete Structures be Designed as semi-rigid frames: Part 2 – Analytical Equations and Column Effective Length Factors. The Structural Engineer. International Journal of the Institution of Structural Engineers. Vol.81. Issue 16 (Aug.19).London, United Kingdom.

ELLIOT, K. S., DAVIES,G.,FERREIRA, M.A., GORGUN, H.,Semi-rigid Connections in Precast Concrete Frames. FIP Notes Vol.3, p6-12.

ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 1.ed. London, England.2007. 375p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION, **EUROCODE EC3**: Design of Steel Structure, Brussels, 1992.

FERREIRA, M. A. **Estudo de Deformabilidades de Ligações para a Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-moldados de Concreto**. São Carlos.1993 166f.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidades de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. São Carlos.1999. 232f Tese (Doutorado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

FERREIRA, M. A; ELLIOT, K. S; HASAN, S. **State-of-Art Research Report: Precast concrete framed structures with semi-rigid connections**. Nottingham 2010. 47p.

FERREIRA, M. A; **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas com ligações semirrígidas. Revisão NBR-9062**. São Carlos, 2015. 57p.

FIB GUIDE TO GOOD PRACTICE. **Structural Connections for Precast Concrete Buildings. Bulletin 43** - 2003. Commission C6: Prefabrication. Task Group 6.2: Connections.

GÖRGÜN, H., **Semi-rigid Behavior of Connections in Precast Concrete Structures**. Nottingham 1997. Tese (Doutorado) – Universidade de Nottingham.

HADADE, M. A. S. **Comportamento de vigas levemente armadas em concreto de alto desempenho**. Recife, 2008. 152f. Dissertação (Mestrado em estruturas)– Universidade Federal de Pernambuco.

HASAN, S. A. **Behavior of Discontinuous Precast Concrete Beam-column Connections**. Nottingham 2011. Tese (Doutorado) – Universidade de Nottingham.

JEREMIAS, A. C. J. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semirrígidas**. Dissertação (Mestrado em estruturas). São Carlos, 2007. Universidade Federal de São Carlos.

KATAOKA, M. N. **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. São Carlos, 2007.113f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Universidade Federal de São Carlos.

KRIZ, L. B., AND RATHS, C. H., "**Connections in Precast Concrete Structures-Bearing Strength of Column Heads**," Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 8, No. 6/12/ 1963, pp. 45-75; PCA Development Department Bulletin D73.

LAFRAUGH, R. W., MAGURA, D. D., **“Connections in Precast Concrete Structures- Column Base Plates”** *apresentado na 12 Convenção anual do PCI (Prestressed Concrete Institute) , Houston, Texas, Setembro de 1966.*

MARTIN, LESLIE D., KORKOSZ, W. J., "Connections for Precast Prestressed Concrete Buildings - Including Earthquake Resistance," Technical Report No. 2, (Precast/Prestressed Concrete Institute), PCI JOURNAL- Chicago, IL, 1982.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformabilidade ao momento fletor.** São Carlos 2002.234f. Tese (Doutorado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

NAKAKI, S. D., ENGLEKIRK, R. E., "PRESSSS Industry Seismic Workshops: Concept Development," PCI JOURNAL, V. 36, No.5, September-October 1991, pp. 54-61.

NAKAKI, S.D. **Ductile Connectors for a Precast Concrete Frame.**

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI, (1992), **Design Handbook. Vol.1. Chicago – Illinois.**

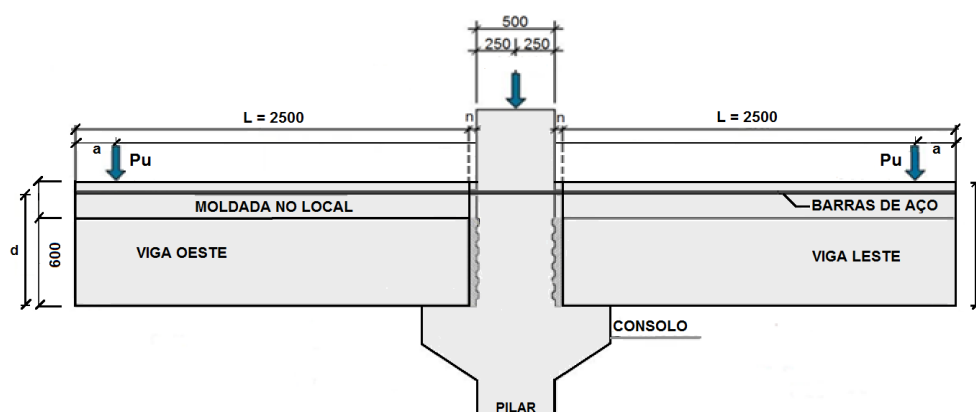
ROSTASY, F., **"Connections in Precast Concrete Structures-Continuity in Double-T Floor Construction,"** Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 7, No. 4, August 1962, pp. 18-48; PCA Development Department Bulletin D55.

SOUZA, A.S, **Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semirrígidas.** São Carlos, 2006. 96f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Universidade Federal de São Carlos

# APÊNDICE A

## I. Determinação da carga aplicada à extremidade em balanço de cada viga.

A determinação da carga aplicada à extremidade em balanço de cada viga ensaiada foi feita com base na armadura negativa de continuidade utilizada na ligação, ou seja, duas barras CA50 de 25mm de diâmetro, o que corresponde a uma área de 9,82cm<sup>2</sup> de seção transversal. Assim, o cálculo foi realizado de maneira inversa. Tendo-se a área de aço para a seção, encontrou-se o maior momento resistido por ela e a carga que poderia ser suportada foi encontrada dividindo-se este momento pela distância ente o ponto de aplicação da carga e o centro de rotação da ligação. Tem-se, então a força resistida pela seção de aço. Desta força subtraiu-se o peso próprio dos elementos estruturais para finalmente determinar-se a carga a ser aplicada pelo macaco hidráulico.



### 1. Cálculo do Carregamento de escoamento ( $P_y$ )

#### ***Equações utilizadas:***

$$M_{Ry} = F_{Ry} \cdot z = f_{yk} \cdot A_s \cdot z = 0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot d$$

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$M_{Ry} = P_{Ry} \cdot L \rightarrow P_{Ry} = \frac{M_{Ry}}{L} = \frac{0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot d}{L}$$

$$g_1 = b \cdot h \cdot \gamma_c$$

$$M_{S(g_1)} = g_1 \cdot L_{(g_1)} \cdot \frac{L_{(g_1)}}{2}$$

$$L_{(g_1)} = L + n - f$$

$$M_{S(Py)} = M_{Ry} - M_{S(g1)}$$

$$L_{(Py)} = L + n - a - f$$

$$P_y = \frac{M_{S(Py)}}{L_{(Py)}}$$

Onde:

$P_y$	carga resistente no escoamento do aço
$M_{Ry}$	momento resistente no escoamento do aço
$M_{S(g1)}$	momento solicitante devido a $g_1$
$M_{S(Py)}$	momento solicitante devido ao carregamento no escoamento
$f_{yk}$	resistência característica de escoamento do aço à tração
$A_s$	área da seção transversal da barra de aço
$L_{(Py)}$	distância entre o ponto de aplicação da carga $P_y$ e o centro de rotação da ligação
$L_{(g1)}$	distância da extremidade livre da viga ao centro de rotação da ligação ou comprimento da viga + largura da junta – distância do clinômetro à face do pilar
$L$	comprimento da viga
$d$	altura útil da viga
$h$	altura da viga = 880 mm
$b$	base da viga = 500 mm
$n$	largura da junta = 50 mm
$a$	distância do ponto de aplicação da carga à extremidade em balanço da viga
$f$	distância do clinômetro à face do pilar
$g_1$	cargas gravitacionais
$\gamma_c$	massa específica do concreto

**Dados:**

$$M_{Ry} = F_{Ry} \cdot z = f_{yk} \cdot A_s \cdot z = 0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot d$$

$$f_{yk} = 0,6 \text{ kN/mm}^2$$

$$A_s = 982 \text{ mm}^2$$

$$d = 800 \text{ mm}$$

$$M_{Ry} = 0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot d = \frac{0,9 \cdot 0,6 \cdot 982 \cdot 800}{1000} = 424,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_1 = b \cdot h \cdot \gamma_c$$

$$h = 840 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_1 = 0,84 \cdot 0,50 \cdot 25 = 10,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{S(g1)} = g_1 \cdot L_{(g1)} \cdot \frac{L_{(g1)}}{2}$$

$$L_{(g1)} = L + n - f$$

$$L_{(g1)} = 2500 + 50 - 200 = 2350 \text{ mm} = 2,35 \text{ m}$$

$$M_{S(g1)} = 10,5 \cdot 2,35 \cdot \frac{2,35}{2} = 29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{S(Py)} = M_{RU} - M_{S(g1)}$$

$$M_{S(Py)} = 424,22 - 29 = 395,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

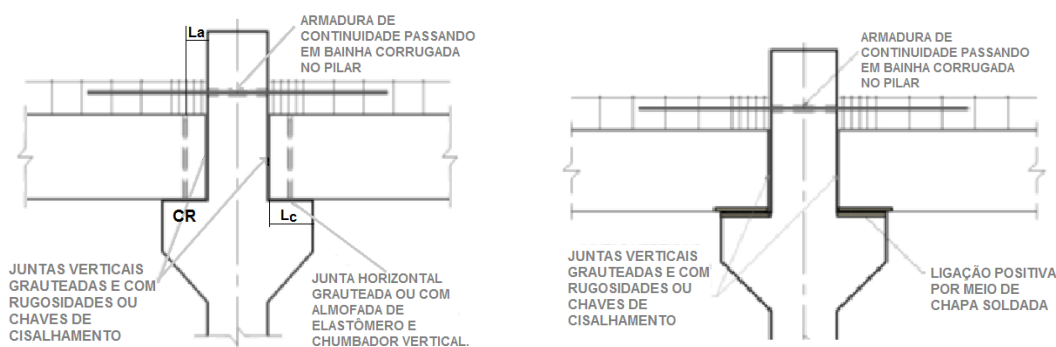
$$L_{(Py)} = L + n - a - f$$

$$L_{(Py)} = 2500 + 50 - 200 - 200 = 2150 \text{ mm} = 2,15 \text{ m}$$

$$P_y = \frac{M_{S(Py)}}{L_{(Py)}} = \frac{395,22}{2,15} = 183,82 \text{ kN}$$

MODELO	d	h	DIST CC (a)	DIST CL (f)	COMP	Br A	Br A
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m)
NCE	790	880	255	200	2550	2095	2,1
NC	790	880	205	195	2550	2150	2,15
CS	800	880	190	200	2550	2160	2,16
CSE	800	840	195	172	2550	2183	2,18
GC	800	840	205	210	2550	2135	2,14
GCE	800	840	235	210	2550	2105	2,11
MÉDIA			214,166667	197,833333			2,14





## II. Cálculo teórico para referência (previsão de valores pela NBR 9062:2016)

### 2. Ligações com almofada de elastômero ou graute

#### 2.1. Cálculo do comprimento de ancoragem e confinamento ( $L_{ed}$ )

Equações utilizadas:

$$L_{ed} = \beta_1 \cdot \phi + \beta_2 \cdot L_c$$

$$L_{ed} = 25 \cdot \phi + L_a = 25 \cdot \phi + \frac{2}{3} \cdot L_c \quad \text{para neoprene ou argamassa}$$

$$L_a = \frac{2}{3} \cdot L_c \quad \text{para neoprene ou argamassa}$$

Onde:

$L_{ed}$  comprimento efetivo de deformação da barra de continuidade

$L_e$  comprimento de deformação efetiva da parte da barra de continuidade embutida no pilar

$L_d$  comprimento de deformação efetiva da parte da barra de continuidade ancorada na zona da ligação

$L_a$  distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo (centro de apoio)

$L_c$  largura do consolo

$\phi$  diâmetro da barra de continuidade

**Dados:**

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$L_a = \frac{2}{3} \cdot L_c$$

$$L_c = 350 \text{ mm}$$

**Cálculo:**

$$L_{ed} = L_e + L_d = 25 \cdot \phi + L_a = 25 \cdot \phi + \frac{2}{3} \cdot L_c = 25 \cdot 25 + \frac{2}{3} \cdot 350 = 858,33 \text{ mm}$$

## 2.2. Cálculo da rigidez secante à flexão

**Equações utilizadas:**

$$R_{sec} = \frac{M_y}{\theta_y} = \frac{\sigma_{sy} \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d}{\left(\frac{\varepsilon_{sy}}{d - x_{cr}}\right) \cdot L_{ed}} = \frac{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d \cdot (d - x_{cr})}{L_{ed}} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{L_{ed}}$$

$$R_{sec} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{L_{ed}}$$

Onde:

$R_{sec}$  rigidez secante

$k$  constante que corrige o efeito da junta horizontal, função da linha neutra (z)

$E_s$  módulo de elasticidade do aço

$A_s$  área da seção transversal da barra de aço

$d$  altura útil da viga

$L_{ed}$  comprimento efetivo de deformação da barra de continuidade

**Dados:**

$$k = 0,75$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$A_s = 982 \text{ mm}^2$$

$$d = 810 \text{ mm}$$

$$L_{ed} = 858,33 \text{ mm}$$

**Cálculo:**

$$R_{sec} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{25 \cdot \phi + \frac{2}{3} \cdot L_c} = 0,75 \cdot \left( \frac{\left( \frac{200 \cdot 982 \cdot 810^2}{858} \right)}{1000} \right) = 0,75 \cdot (150184)$$

$$= 11264 \text{ kN.m/rad}$$

### 2.3. Cálculo do fator de restrição à rotação

**Equações utilizadas:**

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \frac{\theta_1}{\theta_1 + \theta_{lig}} = \frac{\frac{L}{3 \cdot E \cdot I}}{\frac{L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{1}{R}} = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot E \cdot I}{R \cdot L}} = \left[ 1 + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]^{-1}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (0,5 \cdot E_{ci} \cdot I)}{L_{ef} \cdot 1000 \cdot R_{sec} \cdot 1000}} = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (I_{eq})}{L_{ef} \cdot 1000 \cdot R_{sec} \cdot 1000}}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$I_{eq} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I$$

$$L_{eq} = 12 \cdot h$$

$$L_{ef} = L_{eq} - \left( L_p + \frac{2}{3} \cdot L_c \right) = 12 \cdot h - \left( L_p + \frac{2}{3} \cdot L_c \right)$$

Onde:

$\alpha_R$	fator de restrição à rotação
$E_{ci}$	módulo de elasticidade tangente do concreto - Ver nova NB1:2014 ou experimental
$I$	momento de inércia bruto
$I_{eq}$	inércia equivalente
$h$	altura da viga
$b$	base da viga
$L_{eq}$	vão equivalente (Eixos de pilares em torno de 12x a altura da viga)
$L_{ef}$	vão efetivo entre os centros de giro nos apoios da viga
$L_p$	largura do pilar = 500 mm
$L_c$	largura do consolo
$f_{ck}$	resistência característica do concreto à compressão
$R_{sec}$	rigidez secante

**Dados:**

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$A_s = 982 \text{ mm}^2$$

$$L_c = 350 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$h = 850 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$R_{sec} = 150184 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

### Cálculos:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{500 \cdot (850^3)}{12} = 2,56 \cdot E + 10 \text{ mm}^4 = 25588541666,667 \text{ mm}^4$$

$$E_{ci} = \left( \frac{5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{1000} \right) = \frac{5600 \cdot \sqrt{40}}{1000} = 35,42 \text{ kN/mm}^2$$

$$I_{eq} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I = 0,5 \cdot (35,42) \cdot (2,56 \cdot E + 10) = 4,53 \cdot E + 11 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$L_{eq} = 12 \cdot h = 12 \cdot (850) = 10.200 \text{ mm} = 10,2 \text{ m}$$

$$L_{ef} = 12 \cdot h - \left( L_p + \frac{2}{3} \cdot L_c \right) = 10,2 - \left( 0,5 + \frac{2}{3} \cdot 0,35 \right) = 9,47 \text{ m}$$

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (0,5 \cdot E_{ci} \cdot I)}{L_{ef} \cdot 1000 \cdot R_{sec} \cdot 1000}} = \frac{1}{1 + \left( \frac{3 \cdot [0,5 \cdot (35,42 \cdot 2,56 \cdot E + 10)]}{9,47 \cdot 1000 \cdot 150184 \cdot 1000} \right)} = 0,51$$

## 2.4. Cálculo do coeficiente de engastamento parcial

### Equações utilizadas:

$$\gamma_{EP} = \frac{M_{SR}}{M_{EP}} = \frac{\frac{P \cdot L^2}{12} \cdot \left( \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} \right)}{\frac{P \cdot L^2}{12}} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R}$$

Onde:

$\gamma_{EP}$  coeficiente de engastamento parcial

$M_{SR}$  momento semirrígido'

$M_{EP}$  momento engastamento perfeito

$\alpha_R$  fator de restrição à rotação

### Dados:

$$\alpha_R = 0,51$$

### Cálculos:

$$\gamma_{EP} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} = \frac{3 \cdot 0,51}{2 + 0,51} = 0,61$$

### 3. Ligações com chapa soldada

#### 3.1. Cálculo do comprimento efetivo de deformação da barra de continuidade ( $L_{ed}$ )

##### **Equações utilizadas:**

$$L_a = 0,5 \cdot L_c \quad \text{para chapa soldada}$$

$$L_{ed} = 20 \cdot \phi + L_a = 20 \cdot \phi + 0,5 \cdot L_c \quad \text{para chapa soldada}$$

##### **Cálculo:**

$$L_{ed} = 20 \cdot \phi + 0,5 \cdot L_c = 20 \cdot 25 + 0,5 \cdot 350 = 675 \text{ mm}$$

#### 3.2. Cálculo da rigidez secante a flexão

##### **Equações utilizadas:**

$$R_{sec} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{L_{ed}} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{20 \cdot \phi + 0,5 \cdot L_c}$$

Onde:

$R_{sec}$  rigidez secante

$k$  constante que corrige o efeito da junta horizontal, função da linha neutra ( $z$ )

$E_s$  módulo de elasticidade do aço

$A_s$  área da seção transversal da barra de aço

$d$  altura útil da viga

$L_{ed}$  comprimento efetivo de deformação da barra de continuidade

##### **Dados:**

$$k = 1$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$A_s = 982 \text{ mm}^2$$

$$d = 810 \text{ mm}$$

$$L_{ed} = 675 \text{ mm}$$

##### **Cálculo:**

$$R_{sec} = k \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot d^2}{20 \cdot \phi + 0,5 \cdot L_c} = \left( \frac{\left( \frac{200 \cdot 982 \cdot 810^2}{675} \right)}{1000} \right) = 190901 \text{ kN.m/rad}$$

### 3.3. Cálculo do fator de restrição à rotação

**Equação utilizada:**

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (0,5 \cdot E_{ci} \cdot I)}{L_{ef} \cdot 1000 \cdot R_{sec} \cdot 1000}} = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (I_{eq})}{L_{ef} \cdot 1000 \cdot R_{sec} \cdot 1000}}$$

Onde:

$\alpha_R$  fator de restrição à rotação

$I_{eq}$  inércia equivalente

$L_{eq}$  vão equivalente (Eixos de pilares em torno de 12x a altura da viga)

$R_{sec}$  rigidez secante

**Dados:**

$$L_{ef} = 9,47 \text{ m}$$

$$I_{eq} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I = 0,5 \cdot (35,42) \cdot (2,56 \cdot E + 10) = 4,53 \cdot E + 11 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$R_{sec} = 190901 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

**Cálculo:**

$$\begin{aligned} \alpha_R &= \left[ 1 + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]^{-1} = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (0,5 \cdot E_{ci} \cdot I)}{L_{ef} \cdot 1000 \cdot R_{sec} \cdot 1000}} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot [0,5 \cdot (35,42 \cdot 2,56 \cdot E + 10)]}{9,47 \cdot 1000 \cdot 190901 \cdot 1000}} = 0,57 \end{aligned}$$

### 3.4. Coeficiente de engastamento parcial

**Equação utilizada:**

$$\gamma_{EP} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R}$$

Onde:

$\gamma_{EP}$  coeficiente de engastamento parcial

$\alpha_R$  fator de restrição à rotação

**Dados:**

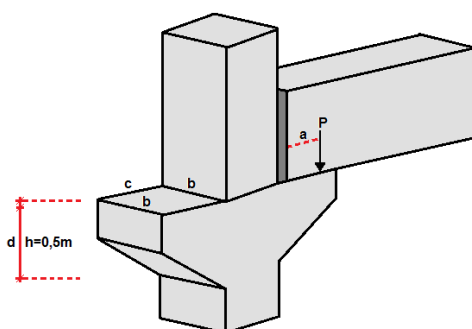
$$\alpha_R = 0,57$$

**Cálculo:**

$$\gamma_{EP} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} = \frac{3 \cdot 0,57}{2 + 0,57} = 0,67$$

# APÊNDICE B

## Dimensionamento do consolo.



### 1. Dados:

$$a = \frac{2}{3} b = \frac{2}{3} 0,50 = 0,33 \text{ m (distância da força até a face do pilar)}$$

$$b = 0,50 \text{ m}$$

$$c = 0,35 \text{ m}$$

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 0,50 \text{ m}$$

$$rec = 0,04 \text{ m}$$

$$d = 0,50 - 0,04 = 0,46 \text{ m (altura útil do consolo)}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,478$$

### 2. Carga aplicada

$$P_{u,consolo} = 1,5 \cdot P_u = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kN}$$

$$V_d = F_d = 1,4 \cdot 205,5 = 287,7 \text{ kN}$$

### 3. Cálculo de $a$

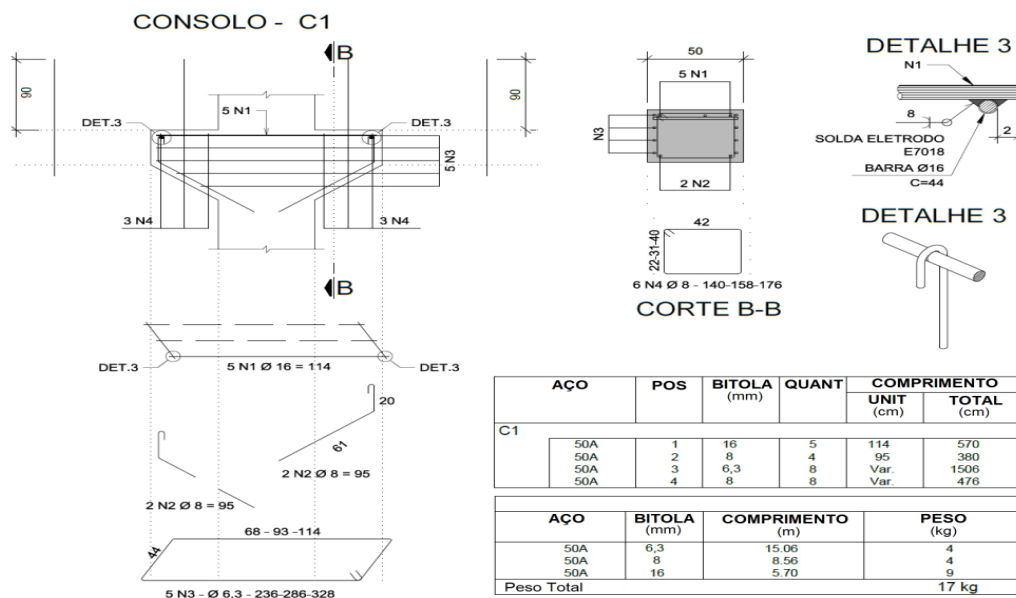
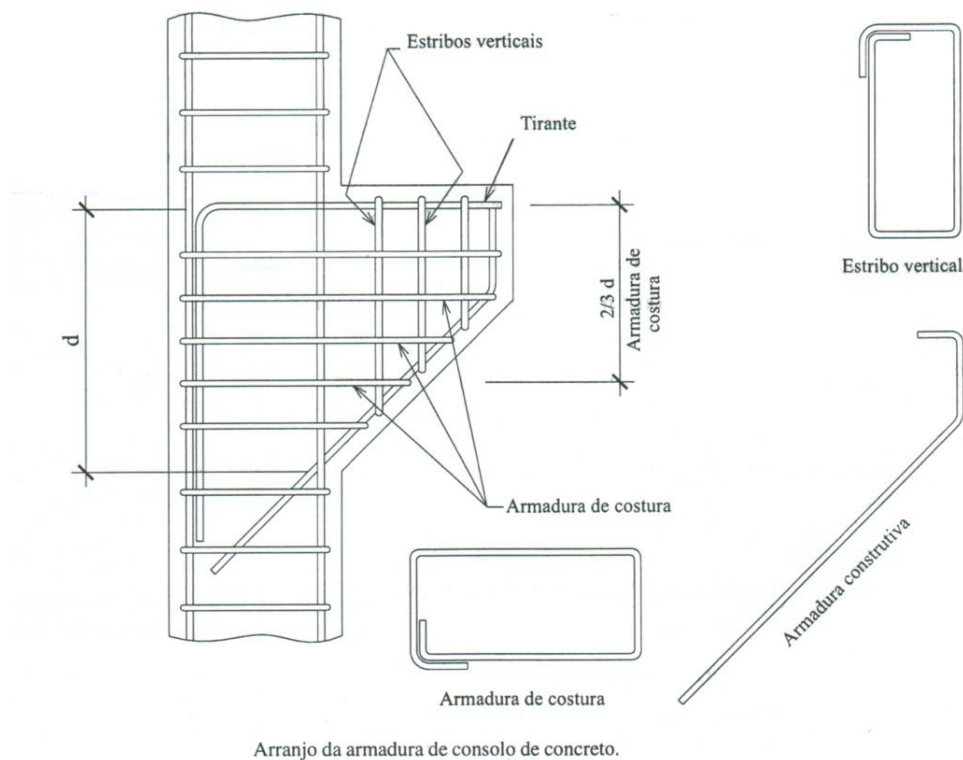
$$a = \frac{2}{3} \cdot b = \frac{2}{3} \cdot 0,50 = 0,33 \text{ m}$$

### 4. Caracterização do consolo

$$\frac{a}{d} = \frac{33,34}{46} = 0,72 \rightarrow \text{consolo curto}$$



## 5. Dimensionamento das armaduras para consolo com $0,5 \leq a/d \leq 1,0$



N1 – Tirante

N2 – Armadura construtiva

N3 – Armadura de costura

N4 – Estribos Verticais



### 5.1. Determinação da armadura do tirante pela NBR 9062:2015

$$A_{S,tir} = A_{SV} + H_d/f_{yd}$$

Onde:

$A_{S,tir}$  área total de aço do tirante

$A_{SV} = (0,1 + a/d) F_d/f_{yd}$

$H_d$  para elementos assentados com argamassa  
 $= 0,5V_d$

$$A_{SV} = \left(0,1 + \frac{33,34}{46}\right) \cdot \frac{287,7}{50/1,15} = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$H_d = 0,5 \cdot 287,7 = 143,85 \text{ kN}$$

$$A_{S,tir} = A_{SV} + H_d/f_{yd} = 5,46 + \frac{144}{50/1,15} = 8,77 \text{ cm}^2$$

Obs: Tirante ancorado por solda de barra transversal, portanto:

$$\phi \leq \frac{1}{6} \cdot h \text{ ou } \frac{1}{6} \cdot b \leq 25 \text{ mm}$$

$$s \leq 15 \cdot \phi \leq d$$

$$\text{Barra utilizada} \rightarrow \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow \left(\frac{8,77}{2,01}\right) = 4,36 \rightarrow N_1 5\phi 16 \text{ mm}$$

### 5.2. Taxa de armadura mínima do tirante

$$0,04 < \omega < 0,15$$

$\omega = \text{taxa mecânica da armadura do tirante}$

$$\omega = \left( \frac{A_{S,tir}}{b \cdot d} \right) \left( \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) = \frac{8,77 \cdot 500}{50 \cdot 46 \cdot 40} = 0,04766$$

### Posição da armadura do tirante

A armadura do tirante deve ser localizada na região distante de até  $h/5$  do topo do consolo.

### 5.3. Determinação da armadura de costura para consolo curto

$$A_{sh} \geq 0,4 \cdot A_{S,tir}$$

$$A_{sh} \geq 0,4 \cdot A_{S,tir} = 0,4 \cdot 8,77 = 3,508 \text{ cm}^2$$

$$N_3 \ 8\phi 6,3 \text{ mm}$$

### 5.4. Determinação dos estribos verticais (armadura transversal mínima)

$$A_{SW} = 0,14\% \cdot b \cdot h \text{ sendo } A_{SW} > 0,2 \cdot A_{S,tir}$$

$$A_{SW} = 0,14\% \cdot b \cdot h = 0,0014 \cdot 50 \cdot 50 = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{SW} > 0,2 \cdot A_{S,tir} = 0,2 \cdot 8,77 = 1,754 \text{ cm}^2 \rightarrow 3,5 \text{ cm}^2 > 1,754 \text{ cm}^2$$

$$N_4 \ 8\phi 8 \text{ mm}$$

### 5.5. Verificação do esmagamento do concreto da biela comprimida

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{287,7}{0,50 \cdot 0,46} = 1250,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,25 \text{ MPa}$$

Sendo:

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = X \cdot f_{cd}$$

Onde:

$\beta$         redutor da tensão  $f_c$

$\beta$         1 para forças diretas

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = \frac{0,18 \cdot 1 \cdot 40}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{0,333}{0,46}\right)^2}} = 6,24 \text{ MPa}$$

$1,25 \text{ MPa} < 6,24 \text{ MPa} \rightarrow$  não haverá esmagamento