

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

**COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS**  
**DE CONCRETO COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS**

**Abner Soares de Souza**

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

**Área de Concentração: Sistemas  
Construtivos de Edificações**

**Orientador: Prof. Dr. Marcelo de  
Araujo Ferreira**

**São Carlos**

**2006**

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S729ce

Souza, Abner Soares de.

Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semi-rígidas / Abner Soares de Souza. -- São Carlos : UFSCar, 2006.

99 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2006.

1. Concreto pré-moldado. 2. Ligações semi-rígidas. 3. Ligações viga-pilar. 4. Rigidez à flexão. I. Título.

CDD: 624.183414 (20<sup>a</sup>)



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**Programa de Pós-Graduação em Construção Civil**

Via Washington Luís, Km 235 - Caixa Postal 676 - Fone (16) 3351-8262 - Fax (16) 3351-8259 - CEP 13565-905 - São Carlos - SP - Brasil

---

**“COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO  
COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS”**

**ABNER SOARES DE SOUZA**

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 31 de agosto de 2006, pela  
Banca Examinadora constituída pelos seguintes membros:

---

**Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira**  
**Deptº de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar**  
**Orientador**

---

**Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho**  
**Deptº de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar**  
**Examinador Interno**

---

**Prof. Dr. José Samuel Giongo**  
**Deptº Engenharia de Estruturas EESC/USP**  
**Examinador Externo**

Dedico este trabalho

aos meus pais,

Abdon e Francisca.

# Agradecimentos

Ao professor Marcelo de Araújo Ferreira, por sua orientação, paciência, amizade e pelas tentativas de me fazer um profissional melhor.

Aos meus pais Abdon e Francisca, responsáveis pela melhor parte do meu caráter, compaixão e respeito ao próximo, e pelo amor e confiança demonstrados ao longo de toda minha vida.

Aos meus irmãos, Abdon, Abdalla e Ádila, e meu sobrinho André, pelo amor e apoio.

À tia Eponina e minha prima Clênia, por serem sempre uma base de apoio confiável.

Aos amigos mais próximos, em especial ao Enio, Berguinho, Júnior, Marcony e Kleilson, sempre atenciosos e verdadeiramente preocupados com o desenrolar da minha vida.

Aos grandes amigos que conheci em São Carlos, em especial ao Kenneth, Danusa, Fernanda, Sudano, Carlos Eduardo, Saulo, Danilo Maluf e Eimair, por tornarem a minha estada em São Carlos a mais agradável possível.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da UFSCar, que contribuíram para o meu crescimento profissional, em especial aos professores Roberto Chust Carvalho e Guilherme Aris Parsekian, pela valiosa contribuição no exame de qualificação.

Ao professor José Samuel Giongo, pela contribuição neste exemplar definitivo da dissertação.

Aos funcionários do PPGCIV-UFSCar, em especial a Solange, sempre prestativa e preocupada com o bem-estar dos mestrados.

Ao Luiz Vareda, pela contribuição na etapa de instrumentação do protótipo.

Aos colegas do NETPRE, Jeremias, Carlos Alberto, Fábio, Bruna, Marcela e Leonardo, pela contribuição ao longo deste trabalho.

Aos amigos da república do São Paulo F.C., Felipe e Neto, por compartilharem comigo os grandes momentos deste que é o maior clube brasileiro.

Ao Gustavo Henrique, por ter-nos fornecido as almofadas de apoio utilizadas no modelo.

À FAPESP, pela bolsa e pelo apoio financeiro repassado a esta pesquisa.

À PRÉ-MOLDADOS PROTENDIT de São José do Rio Preto, pela doação do modelo ensaiado nesta pesquisa.

Ao Ângelo Rubens Migliore Jr., por sua contribuição no detalhamento do modelo.

À ABCIC, pela doação do laboratório do NETPRE, viabilizando os ensaios físicos da presente pesquisa.

Especialmente ao Criador, por ser inspiração todos os dias em minha vida.

## RESUMO

SOUZA, A. S. (2006). *Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semi-rígidas*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2006.

O comportamento das vigas pré-moldadas de concreto armado é fortemente influenciado pela rigidez à flexão das ligações viga-pilar, existe uma interdependência entre a não linearidade da relação momento-curvatura ao longo da viga pré-moldada com a não linearidade da relação momento-rotação nas ligações viga-pilar. A maioria das investigações experimentais existentes sobre ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas, tanto na literatura nacional quanto internacional, têm enfatizado seus estudos na caracterização da rigidez à flexão de maneira isolada, não realizando ensaios do comportamento conjunto das vigas pré-moldadas com as suas ligações. Desenvolve-se nesta pesquisa um procedimento experimental onde se procurou integrar diversos equacionamentos teóricos com base no fator de restrição aos giros na ligação, os quais permitiram integrar parâmetros de rigidez da ligação e da viga. Desta forma, com base nos resultados experimentais em um único ensaio de um modelo de viga com ligações viga-pilar, foi possível se estimar o engastamento parcial nas ligações viga-pilar. A partir dos resultados experimentais, a ligação viga-pilar foi capaz de absorver cerca de 53% dos momentos elásticos na extremidade da viga, havendo assim um acréscimo de 170% no momento positivo no centro da viga para a situação de projeto no ELU. Este engastamento parcial pode afetar sensivelmente a estabilidade global de estruturas pré-moldadas com mais de 5 pavimentos. Por esta razão, o presente estudo aponta para a necessidade de mais pesquisas nesta área, com o objetivo de possibilitar projetos mais adequados e seguros de estruturas pré-moldadas em esqueleto para múltiplos pavimentos.

*Palavras-Chave: Ligações Viga-pilar, Ligações Semi-Rígidas, Vigas Pré-Moldadas de Concreto, Rigidez à flexão.*

## ABSTRACT

SOUZA, A. S. (2006). *Behaviour of concrete precast elements with semi-rigid connections*. Master Degree Thesis – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2006.

The behaviour of reinforced concrete precast beams is strongly influenced by the flexural stiffness of its beam-column connections, wherein there is interdependence between the non-linearity of the moment-curvature relationship along the beam and the non-linearity of the moment-rotation relationship of the beam-column connections. In most of the existing researches on semi-rigid connections in precast structures, the main focus lays on the characterization of the flexural stiffness by performing experimental tests on isolated models of beam-column connections instead of tests on sub-frames, comprising beam and connections. In this research an experimental procedure was developed, wherein different theoretical equations based on the fixity factor of the connections were combined, allowing the integration between the stiffness of the reinforced concrete beam with the flexural stiffness of the beam-column connections. Therefore, by using this procedure it was possible to evaluate the semi-rigid behaviour of the beam-column connection, highlighting the possibility of carrying out just one test for the precast beam with its connections. The analyses of the experimental results indicate that the studied connection was capable of absorbing around 53% of the elastic beam-end moment at the ULS, compared with the situation of a full restrained connector, implying the increase of 170% of the positive mid-span moment of the beam. This level of semi-rigid behaviour for the beam-column connection can affect the global stability of skeletal precast concrete structures with more than five storeys in height. For this reason, the present research shows the need for further studies with the purpose of enhancing the analysis and the design of precast concrete structures for multi-storey buildings.

*Keywords: Beam-Column Connections, Semi-Rigid Connections, Precast Beams, Flexural Stiffness.*



## Lista de Figuras

### Capítulo 2: Revisão Bibliográfica

Figura 2.1 – Tipos de ligações viga-pilar [FIB (2003)].	9
Figura 2.2 – Exemplo de estrutura pré-moldada em esqueleto para múltiplos pavimentos [FIB (2003)].	10
Figura 2.3 – Região de ligação na extremidade da viga [FIB (2003)].	19
Figura 2.4 – Casos extremos de comportamento mecânico [FERREIRA & ELLIOTT (2002)].	21
Figura 2.5 – Determinação experimental da rotação relativa viga-pilar [STANTON (1986)].	23
Figura 2.6 – Consideração dos mecanismos de deformação para ligações com solidarização no local [STANTON (1986)].	23
Figura 2.7 – Arranjos dos ensaios com aplicação de carga no pilar e reações na extremidade das vigas: a) FERREIRA (1999); MIOTTO (2002).	24
Figura 2.8 – Rigidez secante para a relação momento-rotação.	26
Figura 2.9 – Mecanismos de deformação em ligações com armadura de continuidade.	27
Figura 2.10 – Variações na consideração do comprimento de embutimento $\lambda_e$ .	29
Figura 2.11 – Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar.	30
Figura 2.12 – Estado de fissuração de vigas articuladas e vigas com ligações semi-rígidas.	37
Figura 2.13 – Tipologia A: para ligação viga-pilar resistente à flexão com consolo de concreto e chumbador [Projeto Jovem Pesquisador – UFSCar (2003)].	39
Figura 2.14 – Ligação viga-pilar ensaiada por MIOTTO (2002).	39
Figura 2.15 – Tipologia B: ligação viga-pilar por meio de consolo metálico	

embutido e cantoneira parafusada [Projeto Jovem Pesquisador – UFSCar (2003)]. .....	40
Figura 2.16 – Variações da ligação com consolo metálico embutido [ELLIOTT (2002)]. .....	40
Figura 2.17 – Esquema dos modelos ensaiados por GORGUN (1997). .....	41
Figura 2.18 – Mecanismo estrutural para a ligação viga-pilar com consolo de concreto. ....	42
Figura 2.19 – Utilização de luvas prensadas rosqueadas para a ligação negativa. ....	43
Figura 2.20 – Luvas nos pilares externos e internos. ....	44
Figura 2.21 – Luvas nos pilares externos e armadura contínua dentro de bainhas em pilares internos. ....	44
Figura 2.22 – Detalhe da ligação utilizada por MIGLIORE (2005). ....	45
Figura 2.23 – Detalhe de uma ligação viga-pilar com chapa soldada e utilização de espaçamento entre viga e pilar [T&A]. ....	46
Figura 2.24 – Ligação viga-pilar escolhida para objeto de estudo na presente pesquisa. ..	47

### Capítulo 3: Programa Experimental

Figura 3.1 – Arranjo do ensaio à flexão para a ligação viga-pilar. ....	49
Figura 3.2 – Forma da viga. ....	51
Figura 3.3 – Detalhe da armação da viga. ....	51
Figura 3.4 – Forma do pilar. ....	53
Figura 3.5 – Detalhe do consolo. ....	53
Figura 3.6 – Fabricação do modelo na fábrica em São José do Rio Preto. ....	54
Figura 3.7 – Posicionamento dos pórticos de reação. ....	55
Figura 3.8 – Içamento do elemento com trecho de pilar. ....	55
Figura 3.9 – Modelo montado. ....	56
Figura 3.10 – Detalhe das luvas prensadas rosqueadas. ....	56
Figura 3.11 – Detalhe da almofada de argamassa reforçada com fibras de polipropileno. ....	56

Figura 3.12 – Amassamento e aplicação do graute. ....	57
Figura 3.13 – Concretagem do topo da viga. ....	57
Figura 3.14 – Instrumentação do modelo. ....	58
Figura 3.15 – Colagem de <i>strain gages</i> . ....	59
Figura 3.16 – Instrumentação do modelo. ....	59
Figura 3.17 – Instrumentação: clinômetro e transdutores no apoio. ....	60
Figura 3.18 – Transdutores no meio do vão. ....	60
Figura 3.19 – Instrumentos de medição. ....	61
Figura 3.20 – Posicionamento do clinômetro na região com menor risco de fissuração. ..	62
Figura 3.21 – Esquemas estáticos para as vigas articuladas e com ligações semi-rígidas. 65	
Figura 3.22 – Obtenção experimental da curvatura na seção central da viga pré-moldada. ....	66
Figura 3.23 – Representação dos extensômetros de base reovível. ....	67
Figura 3.24 – Seção transversal da viga. ....	68
Figura 3.25 – Relação $f_{SR} / f_l$ em função do fator de restrição $\alpha_R$ (empregando o programa Ftool). ....	72
Figura 3.26 – Força no atuador central versus deslocamentos verticais do vão central da viga. ....	76
Figura 3.27 – Força no atuador central versus flecha na viga. ....	76
Figura 3.28 – Força no atuador central versus deformação média na almofada de apoio. ....	77
Figura 3.29 – Deformação nos extensômetros de base removível. ....	78
Figura 3.30 – Medidas de rotações aferidas pelo clinômetros. ....	79
Figura 3.31 – Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros e transdutores nos consolos. ....	79
Figura 3.32 – Medidas de deformações nos <i>strain gages</i> . ....	80
Figura 3.33 – Curvatura média, utilizada como referência, na região central da viga. ....	81

Figura 3.34 – Visualização da abertura de fissura na interface da ligação viga-pilar no ELU. ....	82
Figura 3.35 – Visualização da abertura da fissura que caracteriza o comprimento da região da ligação. ....	83
Figura 3.36 – Localização da fissura que caracteriza o comprimento da região da ligação. ....	83
Figura 3.37 – Curvatura média de referência na parte central da viga pré-moldada. ....	84
Figura 3.38 – Estimativa para a variação da linha neutra na região central da viga. ....	85
Figura 3.39 – Momentos fletores no apoio e no meio do vão. ....	86
Figura 3.40 – Relação Momento-Rotação na ligação. ....	87

## Listas de Tabelas

### Capítulo 2: Fundamentação Teórica

Tabela 2.1 – Fatores de redução da rigidez na extremidade da viga. ....	37
---	----

### Capítulo 3: Programa Experimental

Tabela 3.1 – Quadro resumo dos equipamentos/instrumentos utilizados no ensaio. ....	63
Tabela 3.2 – Dados das ligações e determinação dos parâmetros $l_p$ e $l_e$ . ....	73
Tabela 3.3 – Dados relativos ao cálculo do fator de restrição (secante). ....	73
Tabela 3.4 – Resumo das estimativas dos parâmetros de rigidez das ligações e da viga. ..	88

## Listas de Símbolos

A – Área

$A_s$  – Área de armadura passando no pilar.

$E_c$  – Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

$E_s$  – Módulo de elasticidade longitudinal do aço.

$E_{cs}$  – Módulo de elasticidade secante do concreto.

$EI$  – Rigidez à deformação por flexão.

$EI_{eq}$  – Rigidez à deformação equivalente.

$I$  – Momento de inércia.

$I_c$  – Momento de inércia para a seção bruta.

$I_{II}$  - momento de inércia para a seção homogeneizada fissurada no estágio II.

$I_{eq}$  – Inércia equivalente.

$I_{eq, \text{vão}}$  – Inércia equivalente do vão da viga.

$I_{eq, \text{ext}}$  – Inércia equivalente da extremidade da viga.

$F$  – Força aplicada.

$F$  – Resultante de força.

$F_c$  – Resultante de compressão.

$F_t$  – Resultante de tração.

$V$  – Força cortante.

$G$  – Módulo de elasticidade transversal.

$M$  – Momento fletor.

$M_d$  – Momento fletor de cálculo.

$M_E$  – Momento fletor na extremidade (ligação).

$M_{eng}$  – Momento de engastamento perfeito.

$M_y$  – Momento resistente da ligação no limite do escoamento da armadura tracionada.

$M_r$  – Momento de fissuração.

$M_{serv, \text{extr}}$  – Momento de serviço na extremidade.

$M_u$  – Momento último.

$R$  – Rigidez à flexão da ligação.

$R_{sec}$  – Rigidez secante.

$f_y$  – Resistência de escoamento das barras.

$f_1$  – Flecha no meio do vão para a viga bi-apoiada.

$f_{exp}$  – Flecha experimental no meio do vão da viga ensaiada.

$f_{SR}$  – Flecha no meio do vão para a viga com ligações semi-rígidas.

$L$  – Comprimento.

$h$  – Altura.

$b$  – Base.

$d$  – altura útil.

$x$  – Altura da linha neutra.

$x_I$  – Posição da linha neutra no estágio I.

$x_{II}$  – Posição da linha neutra no estágio II.

$x_{III}$  – Posição da linha neutra no estágio III.

$z$  – Braço de alavanca.

$\lambda_e$  – Comprimento de embutimento no pilar.

$\lambda_p$  – Comprimento da rótula plástica.

$\alpha_R$  – Fator de restrição aos giros relativos viga-pilar.

$\emptyset$  – Rotação viga-pilar/ diâmetro da barra

$\varepsilon$  – Deformação específica.

$\varepsilon_c$  – Deformação específica do concreto.

$\varepsilon_s$  – Deformação específica do aço.

# Sumário

1.	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1.	IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS .....	1
1.2.	ESTUDO DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS .....	2
1.3.	OBJETIVOS DA PESQUISA .....	5
1.4.	MÉTODO .....	6
1.5.	APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	8
2.	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	9
2.1.	LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM PILARES CONTÍNUOS .....	9
2.2.	PESQUISAS SOBRE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS .....	15
2.3.	DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA RELAÇÃO MOMENTO-ROTAÇÃO .....	21
2.4.	MODELO TEÓRICO PARA A RELAÇÃO MOMENTO-ROTAÇÃO .....	25
2.5.	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA UMA VIGA PRÉ-MOLDADA DE ACORDO COM O MODELO TEÓRICO PROPOSTO POR FERREIRA (2002) .....	32
2.5.1.	FATOR DE RESTRIÇÃO AOS GIROS RELATIVOS CONSIDERANDO O E.L.U. ....	32
2.5.2.	DETERMINAÇÃO DO FATOR DE RESTRIÇÃO CONSIDERANDO E.L.S. ....	33
2.6.	EFEITO DAS LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS SOBRE AS VIGAS PRÉ-MOLDADAS .....	34
2.7.	ESCOLHA DO TIPO DE LIGAÇÃO (OBJETO DE ESTUDO) .....	38
3.	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	48
3.1.	OBJETIVOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	48
3.2.	DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	49
3.2.1.	PROTÓTIPO .....	49
3.2.2.	CONSTRUÇÃO, TRANSPORTE E MONTAGEM DO MODELO ENSAIADO .....	54
3.2.3.	INSTRUMENTAÇÃO .....	58
3.3.	METODOLOGIA .....	64

3.4.	ESTIMATIVA TEÓRICA DOS RESULTADOS .....	73
3.5.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	75
3.6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E CONCLUSÕES PRELIMINARES .....	84
4.	<b>CONCLUSÕES</b> .....	89
4.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	89
4.2.	DOS OBJETIVOS .....	89
4.3.	AVANÇOS EM RELAÇÃO AOS TRABALHOS ANTERIORMENTE REALIZADOS .....	92
4.4.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	93
4.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	93
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	95
	<b>APÊNDICE A</b> .....	A-1



# 1. Introdução

## 1.1. Importância do Estudo de Ligações entre Elementos Pré-moldados

A demanda por uma construção mais limpa e racional, com menos desperdício e melhor aproveitamento de recursos, requer a utilização de componentes e processos padronizados. Neste contexto, a pré-fabricação cumpre um papel essencial. O aumento da utilização do concreto pré-moldado em sistemas estruturais oferece a oportunidade para uma mudança significativa no processo de produção na construção civil, possibilitando uma obra limpa no canteiro com a montagem de componentes e subsistemas. Entretanto, a conquista de uma parcela maior do mercado ainda é um desafio para o setor de pré-fabricados. Enquanto o emprego de componentes pré-moldados em subsistemas estruturais é bem aceito, como no caso de subsistemas para pisos, o uso de sistemas estruturais completos em concreto pré-moldado representa apenas uma pequena parcela dos sistemas estruturais para edificações com menos de 10 pavimentos.

Segundo BALLARIN (1993) e ELLIOTT (1997), a investigação acadêmica não tem acompanhado a expansão da indústria de pré-moldados. ELLIOTT (1997) salienta o fraco desempenho do setor de pré-moldados com relação à pesquisa e à divulgação que vêm sendo realizadas pelo setor das estruturas metálicas, onde o número de pesquisadores é 30 vezes maior que no segmento de pré-moldado. No Brasil, as primeiras pesquisas a considerarem o efeito da deformabilidade de ligações entre elementos pré-moldados de concreto, tiveram início na década passada, destacam-se neste período estudos como FERREIRA (1993), SOARES (1998) e FERREIRA (1999). Neste contexto, num momento em que os pré-fabricados de concreto vêm apresentando um aumento crescente no país é importante que tanto a pesquisa científica quanto a pesquisa aplicada possam acompanhar este processo.

Do ponto de vista do comportamento estrutural, a presença das ligações é o que diferencia basicamente uma estrutura de concreto pré-moldado de uma estrutura convencional moldada no local. As ligações podem ser consideradas como *regiões* de descontinuidade na estrutura pré-moldada, onde ocorrem concentrações das tensões, as quais podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma redistribuição dos esforços ao longo da estrutura, interferindo no comportamento da mesma. Desta forma, o desempenho do sistema estrutural e o êxito nas suas aplicações estão relacionados com o desempenho das suas ligações.

## 1.2. Estudo de Ligações Semi-rígidas

É usual, na prática de projeto de estruturas de concreto pré-moldado, considerar as ligações viga-pilar como articulações ou engastes. Na verdade, por serem ligações executadas entre elementos pré-moldados de concreto, elas possuem um comportamento semi-rígido. A consideração das ligações com esse efeito recebe na literatura técnica a denominação de *ligações semi-rígidas*. O efeito das ligações na estrutura pré-moldada influencia, em particular: na redistribuição dos esforços ao longo dos elementos pré-moldados, nos deslocamentos laterais, na estabilidade global das estruturas não contraventadas e nas flechas locais das vigas com extremidades semi-rígidas.

No caso das estruturas pré-moldadas, ainda não se dispõe de nenhuma normalização internacional que possua uma classificação específica para ligações semi-rígidas. Mesmo assim, o conceito de ligação semi-rígida e seus efeitos nas estruturas pré-moldadas encontram-se em várias normas e manuais de procedimentos de projeto, como os manuais do PCI (*Precast Concrete Institute*) nos EUA e no manual de Ligações Estruturais da FIB na Europa.

No caso brasileiro, a NBR 9062:1985 estabelecia que sempre que o projeto para execução das ligações for tal que a condição de engastamento perfeito não seja uma evidência comprovada, deve ser considerada no cálculo a influência desfavorável de um engastamento parcial, devendo-se dedicar especial atenção ao comportamento da ligação nos casos de ocorrências de cargas repetidas ou alternadas. Com relação às estruturas com continuidade estabelecida posteriormente à montagem, a NBR 9062:1985 estabelecia que o projeto da ligação deve ser realizado de maneira a limitar a rotação relativa entre as seções ligadas ao valor de cálculo, onde a eficiência da ligação deve ser comprovada. Entretanto, não se consegue facilmente no projeto das estruturas pré-moldadas liberar ou limitar completamente as rotações relativas entre as seções ligadas de forma que as ligações venham a se comportar como articuladas ou como rígidas, quer no caso de ligações parafusadas, soldadas ou mesmo no caso com continuidade estabelecida posteriormente à montagem. De fato, na maior parte dos casos as ligações apresentam um comportamento semi-rígido intermediário entre a articulação e o engastamento. Na nova versão da NBR 9062:2006 já existe uma tendência para a consideração das ligações semi-rígidas no projeto das estruturas pré-moldadas.

O estudo de ligações está entre as prioridades de pesquisa estabelecidas pelo *Precast Concrete Institute* PCI [JOHAL *et al.* (1991)]. Nas décadas de 80 e 90, o PCI promoveu projetos temáticos sobre ligações viga-pilar. No PCI SPECIAL RESEARCH PROJECT N° ¼ foram ensaiadas diferentes ligações viga-pilar resistentes à flexão, cujos resultados estão apresentados em STANTON *et al.* (1986). As principais informações obtidas naquela pesquisa foram incluídas no *PCI Connection Details (1988)*. Na década de 90, o Programa PRESS-PCI (*PREcast Structural Seismic System*) realizou uma pesquisa sobre ligações especiais em zonas sísmicas, a qual envolveu diversas universidades nos EUA ao longo de 10 anos. Na Europa, o programa COST ACTION C1: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS promoveu um

projeto temático sobre ligações semi-rígidas, onde a comissão WG-1 estudou as ligações em estruturas pré-moldadas. Os trabalhos experimentais envolveram várias universidades européias ao longo de 10 anos, onde a University of Nottingham foi escolhida como “*centro preferencial*” para ensaios de ligações viga-pilar. Os principais resultados destas pesquisas encontram-se nos anais das conferências realizadas pelo COST C1 em 1992, 1994, 1996 e 1998 e no relatório final em COST C1 (1999). Ambos os programas de pesquisa do PCI e do COST-C1 constituem-se numa grande base de dados experimentais para o estudo do comportamento de ligações em estruturas pré-moldadas. Todavia, estes programas experimentais não geraram procedimentos para projeto e para análise que considerem o comportamento semi-rígido das ligações, os quais possam ser incorporados nas normas e nos projetos.

No Brasil, o estudo de ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas de concreto teve início com FERREIRA (1993), onde foram estudados o comportamento de pórticos planos com nós semi-rígidos e uma metodologia para a determinação analítica das deformabilidades em ligações típicas. Continuando este estudo, SOARES (1998) analisou uma ligação viga-pilar para galpões duas águas, onde os resultados experimentais foram comparados com modelos numéricos e com um modelo analítico apresentado em FERREIRA (1993). Em FERREIRA (1999), foram realizados estudos teórico-experimentais em duas ligações típicas viga-pilar, uma articulada e outra com resistência à flexão, onde foram realizados ensaios pioneiros na aplicação de carregamento cíclico em ligações viga-pilar, confrontando os resultados experimentais com os modelos mecânicos propostos. Em MIOTTO (2003) foram estudadas duas tipologias de ligações resistentes à flexão, onde os resultados experimentais foram comparados com valores teóricos e modelagens numéricas.

Na maior parte das pesquisas experimentais apresentadas na literatura técnica nacional e internacional, o estudo do comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar tem sido feito

com modelos das ligações isoladas. Entretanto, não se tem informações de pesquisas que tenham desenvolvido uma investigação experimental do comportamento das vigas pré-moldadas em conjunto com a influência do desempenho da rigidez à flexão das suas ligações viga-pilar. A complexidade do problema advém de tratar-se da interdependência entre duas não linearidades físicas, a primeira decorrente das diferentes configurações de fissuração ao longo da viga de concreto armado e a segunda decorrente da relação momento-rotação nas ligações viga-pilar. Os estudos experimentais existentes, tanto na literatura nacional quanto internacional, sobre o comportamento das ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas têm tratado a questão da caracterização da rigidez à flexão de maneira isolada, não realizando ensaios do comportamento conjunto das vigas pré-moldadas com as suas ligações. Isto ocorre principalmente pela falta de uma metodologia experimental que integre parâmetros teóricos de controle, como no caso do procedimento *beam-line* e do fator de restrição aos giros, este último apresentado no Capítulo 2 deste trabalho. Na presente pesquisa procurou-se desenvolver uma metodologia experimental, a partir de um único ensaio de uma viga com ligações viga-pilar de extremidade, a qual permite integrar diversos equacionamentos teóricos que possibilitam integrar os parâmetros de rigidez da ligação e da viga com as medidas experimentais.

### 1.3. Objetivos da Pesquisa

O objetivo geral na pesquisa de mestrado é investigar experimentalmente o comportamento conjunto de uma viga pré-moldada considerando o efeito das ligações semi-rígidas nas suas extremidades. Desta forma, pretendeu-se verificar um procedimento de ensaio para obtenção simultânea da rigidez à flexão da ligação viga-pilar e da rigidez equivalente da viga, com o objetivo de avaliar o engastamento parcial nas extremidades da viga. Ainda desta

pesquisa, procurou-se investigar a validade e a confiabilidade de procedimentos para leituras diretas de rotações viga-pilar, através do uso de clinômetros, e para obtenção de medidas de curvatura, no meio do vão, por meio da utilização de extensômetros de base removível. Tais valores serão comparados com os obtidos por meio de leituras indiretas, alcançados através de transdutores lineares. Finalmente, com a presente pesquisa, pretendeu-se aumentar as informações disponíveis sobre o comportamento à flexão, no que diz respeito à rigidez e à resistência da ligação proposta, a qual é bastante utilizada no Brasil.

#### 1.4. Método

Para atingir os objetivos mencionados no capítulo anterior foi estabelecido o seguinte método de trabalho:

- a) **Definição da ligação a ser estudada.** A partir de um convênio entre a UFSCar e a ABCIC (Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto), foi possível uma maior interação entre a presente pesquisa e o setor produtivo, onde se optou por uma **ligação com armadura de continuidade, mas com consolo de concreto e chumbador** (com ou sem dente gerber). A justificativa apresentada é que se trata de solução para solidarização de ligações viga-pilar, a qual pode ser conseguida facilmente a partir da modificação de uma ligação simples com consolo e chumbador (articulada).
- b) **Fundamentação teórica.** Por meio da revisão bibliográfica foi realizado um levantamento do estado da arte em ligações viga-pilar em pré-moldados de concreto, destacando as ligações com consolo e armadura de continuidade negativa. Além disto,

nesta etapa da pesquisa procurou-se desenvolver um procedimento de ensaio para obtenção dos parâmetros de rigidez da ligação, bem como, da viga.

- c) **Ensaio físico.** A investigação experimental na presente pesquisa se baseia nos resultados apresentados a partir de ensaio físico em um modelo de semi-pórtico em forma H, em escala real 1:1, sendo composto por elemento de viga com dois elementos de pilar de extremidade, com ligações viga-pilar solidarizadas por meio de continuidade da armadura negativa. O ensaio realizado no semi-pórtico foi um ensaio de flexão pura, com dois pontos de carga concentrada no trecho central da viga, onde foram realizadas medidas de deslocamentos e deformações no meio do vão, para avaliação da curvatura e da linha neutra, bem como medidas de deslocamento e deformações nos trechos das ligações nas extremidades da viga, onde foram avaliadas as rotações e a rigidez à flexão nas ligações viga-pilar.
- d) **Análise de resultados.** O comportamento estrutural do conjunto viga-ligações foi avaliado de acordo com as leituras de deslocamentos e rotações apresentadas pelos protótipos ensaiados, onde foi possível caracterizar a ligação levando-se em consideração a influência da viga adjacente neste comportamento. Como base de referência para a capacidade resistente da ligação tomou-se uma viga fictícia com características similares à ensaiada, porém com vínculos engastados. Posteriormente, os resultados dos ensaios foram comparados com as estimativas apresentadas por modelos teóricos para a obtenção da relação momento-rotação da ligação, os quais estão apresentados na fundamentação teórica.

## 1.5. Apresentação da Dissertação

No capítulo 1 é apresentada uma breve introdução a respeito da importância do estudo de ligações entre elementos pré-moldados, e no caso específico da pesquisa, ligações semi-rígidas. Também neste capítulo, estão dispostos os objetivos pretendidos com o estudo e a metodologia de trabalho utilizada.

A revisão bibliográfica sobre o estudo de ligações semi-rígidas e seus efeitos nas vigas pré-moldadas em concreto armado está apresentada no Capítulo 2 – Fundamentação Teórica: que introduz o estudo de ligações viga-pilar em pilares contínuos. Além disto, a revisão bibliográfica traz alguns dos principais estudos relacionados à presente pesquisa.

Ainda no capítulo 2, são apresentados meios para obtenção experimental da relação momento fletor-rotação e um modelo teórico, desenvolvido em FERREIRA et al (2003), para a mesma relação. Neste capítulo são apresentadas considerações sobre a influência das ligações semi-rígidas em vigas de concreto pré-moldado e sobre a escolha da ligação aqui estudada.

No Capítulo 3 é apresentada a investigação experimental (detalhamento, resultados experimentais e análise dos resultados experimentais). Este capítulo apresenta também uma previsão dos resultados experimentais com base no modelo teórico apresentado na revisão bibliográfica. A metodologia para obtenção dos parâmetros relacionados à rigidez da ligação, bem como, os relacionados à rigidez da viga também está apresentada no terceiro capítulo.

Finalmente, no Capítulo 4 são apresentadas considerações gerais, os avanços da presente pesquisa em relação a estudos anteriores, sugestões para trabalhos futuros e as considerações finais.

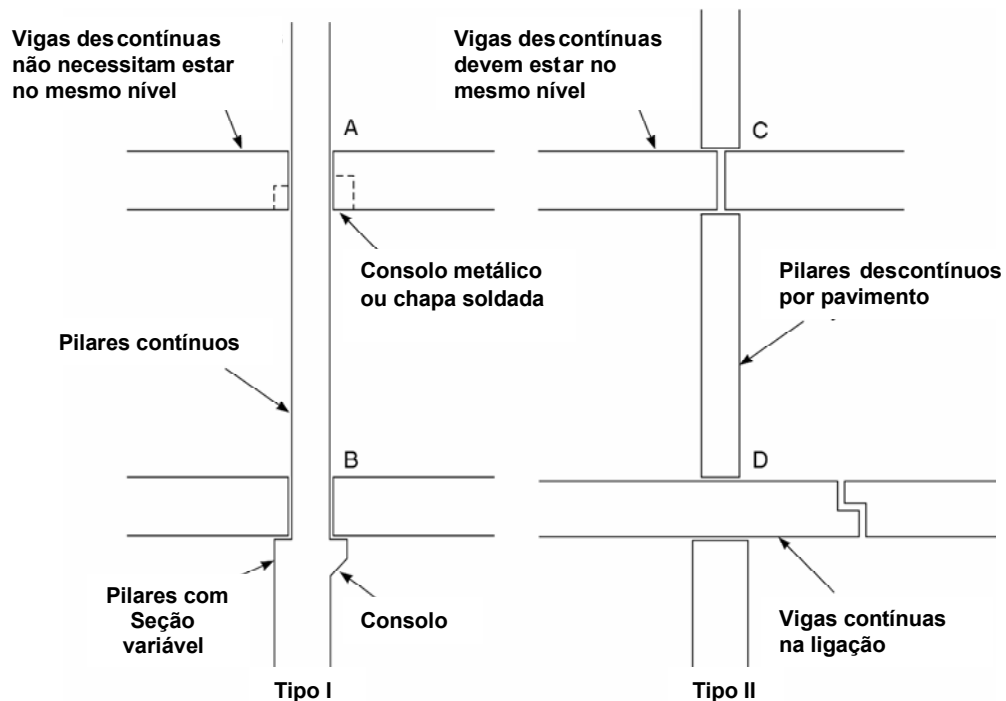


## 2. Fundamentação Teórica

### 2.1. Ligações Viga-Pilar em Pilares Contínuos

Atualmente existem diversos tipos de ligações viga-pilar, variando em complexidade, custo e comportamento estrutural. De modo geral, as ligações viga-pilar pré-moldadas podem ser encontradas em duas situações básicas em relação aos pilares (ver Figura 2-1):

- Quando o pilar é contínuo e os componentes horizontais são conectados a ele. A ligação é chamada de ligação de extremidade da viga ou ligação viga-pilar.
- Quando o pilar é descontínuo, em termos construtivos, e os componentes horizontais são, ao contrário, contínuos ou separados por ligações. A ligação é dita de “topo”.



**Figura 2-1** - Tipos de ligações viga-pilar, A: viga-pilar resguardada em nicho, com pilar contínuo, B: viga-pilar sobre consolo, C: viga e pilares descontínuos, D: pilar com viga contínua. [FIB (2003)]

O enfoque de estudo na presente pesquisa limita-se as ligações viga-pilar com pilares contínuos, em estruturas de esqueleto em concreto pré-moldado, com interesse de aplicação para múltiplos pavimentos, conforme ilustrado na Figura 2.1, Tipo I. Na Figura 2-2 é apresentado um exemplo de estrutura com pilares contínuos.



**Figura 2-2** - Exemplo de estrutura pré-moldada em esqueleto para múltiplos pavimentos [FIB (2003)].

A eficiência do projeto e da construção somente é alcançada quando são utilizadas ligações estruturais adequadas para todas as situações de serviço e de projeto. Os sistemas estruturais pré-moldados são compostos por elementos moldados previamente fora da posição em que atuarão e posteriormente unidos uns aos outros formando assim um conjunto. Há diferentes dispositivos mecânicos utilizados para resistir à flexão, por meio de chumbadores, solda, traspasse de armaduras com preenchimento de graute ou concreto. Assim, além das operações de acoplagem entre elementos, deve-se principalmente garantir a integridade estrutural da edificação como um todo. Para a estrutura na sua configuração final, após a

montagem, as ligações irão desempenhar um papel fundamental para a composição do modelo estrutural, e, portanto, o desempenho da estrutura pré-moldada irá depender das características e do comportamento das ligações. Por esta razão, o arranjo estrutural, o posicionamento dos elementos de contraventamento (núcleos rígidos, painéis ou paredes), a escolha do sistema estrutural e eventuais subsistemas, além do projeto e detalhamento das ligações devem ser feitos de forma consistente com base no conhecimento do comportamento das ligações. Para se conseguir um projeto adequado das ligações estruturais, o projetista deve entender como as ligações influenciam no fluxo de forças através da estrutura, tanto para as forças verticais quanto para as forças horizontais. Assim, o propósito principal das ligações estruturais é a transferência das forças internas entre os elementos pré-moldados de modo a promover o comportamento estrutural pretendido quando o sistema estrutural for solicitado.

Segundo o manual PCI (2001), os principais critérios de projeto para ligações são:

- Resistência;
- Rigidez;
- Ductilidade;
- Resistência ao Fogo;
- Durabilidade;
- Facilidade de construir.

Segundo o manual FIB (2003), a filosofia de projeto para as ligações pré-moldadas deve levar em conta ambos os requisitos do desempenho estrutural e o método construtivo. Em muitos exemplos as práticas construtivas na fábrica influenciam fortemente o projeto de ligação. Assim, a filosofia de projeto depende de vários fatores:

- A estabilidade da estrutura. Estruturas aporticadas não contraventadas e estruturas em esqueleto requerem fundações resistentes à flexão, o que pode não ocorrer nos casos das estruturas contraventadas e estruturas em painéis estruturais nas duas direções.
- O arranjo estrutural do pórtico. O número e posições disponíveis para os pilares, paredes, núcleos e outros elementos de contraventamento podem determinar o projeto das ligações.
- A continuidade por flexão nas extremidades de vigas e lajes. Elementos em balanço sempre requerem resistência à flexão nas ligações ou, de outro modo, continuidade de vigas, o que não ocorre no caso das vigas simplesmente apoiadas. Estruturas não contraventadas, até certa altura, podem ser projetadas usando ligações rígidas ou semi-rígidas.
- É importante prever a proteção contra fogo para apoios e armaduras.
- A aparência das ligações e minimização das regiões estruturais. As ligações embutidas devem ser projetadas dentro das dimensões dos elementos, enquanto que as ligações aparentes não precisam.
- A facilidade e custo de fabricação.
- Os requisitos para a estabilidade temporária para permitir que a montagem prossiga, e a necessidade de uma estabilidade transitória, como por exemplo, a necessidade de restrição torsional na extremidade das vigas durante a montagem das lajes.
- A acessibilidade do canteiro pode influenciar o projeto estrutural e, portanto, influenciar o projeto da ligação.

- A escolha do método construtivo para a execução das juntas, isto é: preenchimento com graute; uso de chumbadores; ligações por meio de solda; e o tipo de apoio a ser utilizado.
- A capacidade da fábrica para estocagem e movimentação interna.

A escolha do sistema da ligação deve ser compatível com o projeto do sistema estrutural, e consistente durante toda a edificação. Em uma situação ideal somente uma tipologia de ligação deve ser usada em um edifício.

Estruturas resistentes à flexão devem ser construídas para resistir esforços devido ao vento e abalos sísmicos. Segundo FERREIRA (1999) as ligações apresentam-se como regiões de descontinuidade que podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma redistribuição desses esforços ao longo da estrutura, interferindo no comportamento da mesma. Elas se localizam em regiões críticas e a alternativa correta é se utilizar ligações resistentes que apresentem rigidez, resistência e ductilidade aproximando-se das estruturas de concreto armado moldadas no local. Tais ligações podem levar a significativa economia em certas situações, como por exemplo, a seção dos pilares no pórtico estrutural pode ser reduzida aumentando a rigidez das ligações viga-pilar.

Em geral, as ligações resistentes à flexão são utilizadas com os seguintes propósitos:

- Estabilizar e aumentar a rigidez em estruturas;
- Diminuir a altura dos elementos resistentes à flexão;
- Distribuir momentos de segunda ordem para as vigas, e conseqüentemente reduzir os momentos no pilar;
- Prover resistência ao colapso progressivo.

Um dos fatores mais importantes é garantir que a segurança da ligação não será posta em risco devido às falhas de execução, e que as operações no canteiro sejam mais simples, o suficiente para assegurar a execução dos componentes. Em todos os casos as operações importantes devem ser praticadas na fábrica onde o controle de qualidade é assegurado. Segundo o manual FIB (2003), o papel dos ensaios mecânicos não deve ser descartado como método de projeto ligações, particularmente nos casos onde existem ações combinadas entre os elementos, os quais produzem um campo de esforços complexo e redistribuição de tensões. O item 5.5 da NBR 9062:2006 indica que resultados advindos de ensaios mecânicos podem ser utilizados na elaboração de projetos.

Segundo o PCI (2001), a resistência da estrutura não deve ser determinada pela capacidade da ligação, o mecanismo de ruína deve ocorrer nos elementos estruturais (vigas e pilares). Por outro lado, segundo o FIB (2003), as ligações resistentes à flexão devem ser detalhadas de tal modo que ocorra uma falha dúctil e que a capacidade limite da ligação não seja governada por esforços cortantes, por comprimentos curtos da solda ou por outros detalhes similares que podem conduzir a fragilidade. Muitos dos princípios atrás destas exigências evoluíram com os anos pela pesquisa e desenvolvimento no estudo de sismos, e a prática comum nos Estados Unidos, Japão e na Nova Zelândia é freqüentemente projetar e construir ligações resistentes à flexão no perímetro da estrutura, onde há menos limitações do tamanho de vigas e pilares. No novo texto da NBR 9062:2006, a resistência da estrutura deve ser limitada pela resistência das vigas e pilares, sem que haja o esgotamento da resistência das ligações. Além disto, as ligações semi-rígidas devem ser capazes de resistir aos momentos fletores compatíveis com a sua rigidez.

Segundo ELLIOTT (2002), a capacidade da ligação é derivada dos mecanismos de transferência de carregamentos admitidos e compilados das condições do equilíbrio. Os fatores redutores de resistência são derivados da evidência experimental ou do conhecimento

da compatibilidade de tensões, particularmente onde diversos componentes pré-moldados são envolvidos. A principal razão para isto são as limitações de resistência e os deslocamentos entre determinadas partes da ligação. Outros fatores da redução são devido às deformações locais na interface pré-moldado-concreto moldado no local, e o grande gradiente de tensões através das seções. Os efeitos das deformações devem ser considerados, por razões tais como expansão/contração térmica, deformação lenta, retração, deformação elástica imposta. As forças que estão resistindo momentos fletores devem também ser capazes de ser geradas nos componentes da estrutura pré-moldada em combinação com outras forças tais como o cisalhamento na extremidade.

As ligações podem ser classificadas em diferentes formas, dependendo, por exemplo, do tipo dos elementos conectados ou do tipo da força principal a ser resistida (transmitida). Tipologias padronizadas de ligações estruturais são apresentadas frequentemente em manuais técnicos ou catálogos de fabricantes de elementos pré-moldados, embora a escolha de uma determinada ligação envolva diversos fatores e soluções apropriadas para uma determinada edificação muitas vezes não são a opção mais viável para estrutura semelhante.

## 2.2. Pesquisas sobre Ligações Semi-Rígidas

O termo “ligações semi-rígidas” foi utilizado inicialmente na década de 30 nas estruturas metálicas, sendo incorporado no final dos anos 80 ao estudo das estruturas pré-moldadas. Esta notação, a princípio, está relacionada com a rigidez à flexão da ligação. O comportamento semi-rígido em uma ligação é caracterizado pela relação momento-rotação que é tratada mais adiante no item 2.4.

Segundo ELLIOTT *et al.* (2003), a maior parte das ligações viga-pilar com resistência à flexão em pilares contínuos apresenta um comportamento semi-rígido, o qual é um

comportamento intermediário entre os nós rígidos e as articulações, podendo-se aproximar de uma destas situações. Por sua vez, a consideração das deformabilidades das ligações nas extremidades das vigas pré-moldadas faz com que haja uma modificação na rigidez nas mesmas, promovendo uma redistribuição dos esforços e deslocamentos ao longo da estrutura global.

No caso das estruturas pré-moldadas, a normalização existente não possui uma classificação específica quanto à rigidez das ligações. Mesmo assim, o conceito de ligação semi-rígida e seus efeitos nas estruturas pré-moldadas encontram-se em várias normas e manuais de procedimentos de projeto, como os manuais do PCI (*Precast Concrete Institute*) nos EUA. No caso brasileiro, a NBR 9062:1985 estabelece que sempre que o projeto para execução das ligações for tal que a condição de engastamento perfeito não seja uma evidência comprovada, deve ser considerada no cálculo a influência desfavorável de um engastamento parcial, devendo-se dedicar especial atenção ao comportamento da ligação nos casos de ocorrências de cargas repetidas ou alternadas. Com relação às estruturas com continuidade estabelecida posteriormente à montagem, a NBR 9062:1985 estabelece que o projeto da ligação deva ser realizado de maneira a limitar a rotação relativa entre as seções ligadas ao valor de cálculo, onde a eficiência da ligação deve ser comprovada. Entretanto, não se consegue facilmente no projeto das estruturas pré-moldadas liberar ou limitar completamente as rotações relativas entre as seções ligadas de forma que as ligações venham a se comportar como articuladas ou como rígidas, quer no caso de ligações parafusadas, soldadas ou mesmo no caso com continuidade estabelecida posteriormente à montagem. De fato, na maior parte dos casos as ligações apresentam um comportamento intermediário entre a articulação e o engastamento. Na nova versão da NBR 9062:2006, as ligações são consideradas como semi-rígidas para engastamentos parciais entre 20% e 90%, sendo que o efeito desfavorável das deformabilidades das ligações viga-pilar deve ser levando em conta na análise da estabilidade



das estruturas pré-moldadas. Além disto, o projeto da ligação deve levar em conta simultaneamente os critérios de resistência e de rigidez, onde a resistência da ligação deve ser compatível com os esforços mobilizados em função da resposta do seu comportamento semi-rígido efetivo na análise estrutural.

Segundo JOHAL et al. (1991), o estudo de ligações está entre as principais prioridades de pesquisa estabelecidas pelo PCI. Esta foi a razão pela qual, nas décadas de 80 e 90, o PCI promoveu dois grandes projetos temáticos sobre ligações. No *PCI SPECIAL RESEARCH PROJECT N° ¼* foram ensaiadas diferentes ligações viga-pilar resistentes à flexão, cujos resultados estão apresentados em STANTON et al. (1986), sendo que as principais informações obtidas foram incluídas no *PCI Connection Details (1988)*. Já na década de 90, o Programa PRESS-PCI (*PREcast Structural Seismic System*) realizou uma pesquisa sobre ligações em zonas sísmicas, a qual envolveu diversas universidades nos EUA ao longo de 10 anos.

Com relação às pesquisas na Europa, o programa *COST ACTION C1: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS* promoveu um projeto temático sobre ligações semi-rígidas, onde a comissão WG-1 estudou as ligações em estruturas pré-moldadas. Os trabalhos experimentais envolveram várias universidades européias. Na França, o Centro de Pesquisa da Indústria de Pré-Moldados (CERIB) iniciou em 1990 um programa de pesquisa intitulado: “*Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*”. O objetivo deste trabalho era desenvolver uma classificação inicial para ligações em função da sua utilização e tecnologia empregada na sua fabricação, e coletar informações advindas de ensaios e métodos de projeto. Na Inglaterra, a Universidade de Nottingham foi escolhida como “*centro preferencial*” para ensaios de ligações viga-pilar, sendo que a City University (Londres) ficou responsável pela pesquisa na área de análise de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas, onde foi desenvolvido o

programa *SWANSA*. Os principais resultados destas pesquisas encontram-se nos anais das conferências realizadas pelo COST C1 em 1992, 1994, 1996 e 1998 e no relatório final em COST C1 (1999).

Entre as principais pesquisas experimentais que estudaram o comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar em pilares contínuos, podem ser citadas as pesquisas: MARTIN (1982), PILLAI *et al.* (1981), STANTON (1986), CHEOK (1990), ELLIOTT *et al.* (1993, 1997, 1998), ENGLEKIRK (1995). No Brasil, podem ser citadas as seguintes pesquisas experimentais: SOARES (1998), FERREIRA (1999), FERREIRA & ELLIOTT (2002) e MIOTTO (2002).

Ambos os programas de pesquisa do PCI e do COST-C1 constituem-se numa grande base de dados experimentais para o estudo do comportamento de ligações em estruturas pré-moldadas. Todavia, as pesquisas experimentais não geraram procedimentos para projeto. Assim, a justificativa para a continuidade do estudo na área de ligações está na necessidade de modelos teóricos mais realistas que possam ser aplicados na prática de projetos. Neste contexto, a principal meta das pesquisas que estudam ligações deve ser o desenvolvimento de modelos que permitam prever o comportamento mecânico a partir do *layout* da ligação, sem a necessidade de realização de novos ensaios. Em sua versão *draft*, o manual FIB (2003) já apresenta o conceito de ligações semi-rígidas e seus efeitos nas estruturas pré-moldadas, mas não dispõe procedimentos teóricos que possam ser aplicados diretamente no projeto.

Em uma mesma ligação pode haver vários mecanismos de transmissão de forças. Segundo FIB (2003), uma “junta” deve ser entendida como uma interface entre dois ou mais elementos onde atuam forças (tração, compressão, cisalhamento) ou momentos. Já uma “ligação” pode envolver mais de uma interface e as partes dos elementos adjacentes, sendo projetada para resistir à ação de forças e momentos. Assim, o projeto de uma ligação é função tanto dos elementos estruturais quanto dos mecanismos de transmissão de forças nas

interfaces entre estes elementos. Conforme ilustrado na Figura 2-3, para uma ligação viga-pilar típica, onde a “região” da ligação pode ser estendida bem além das superfícies de contato.

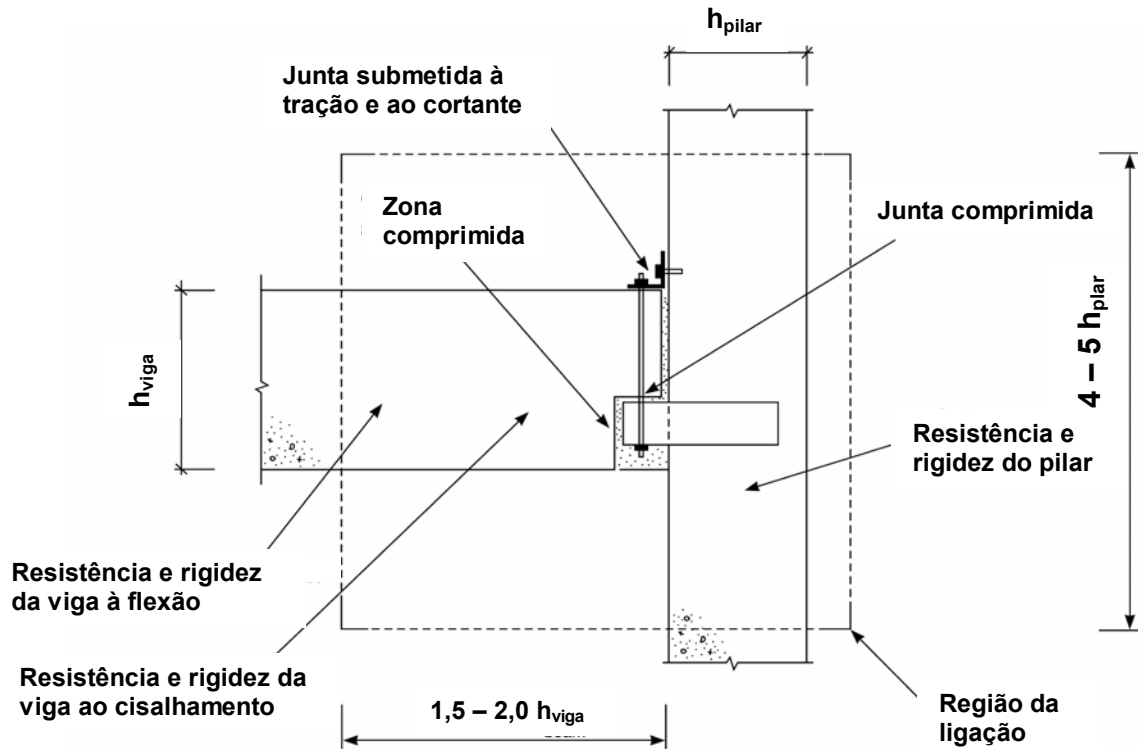


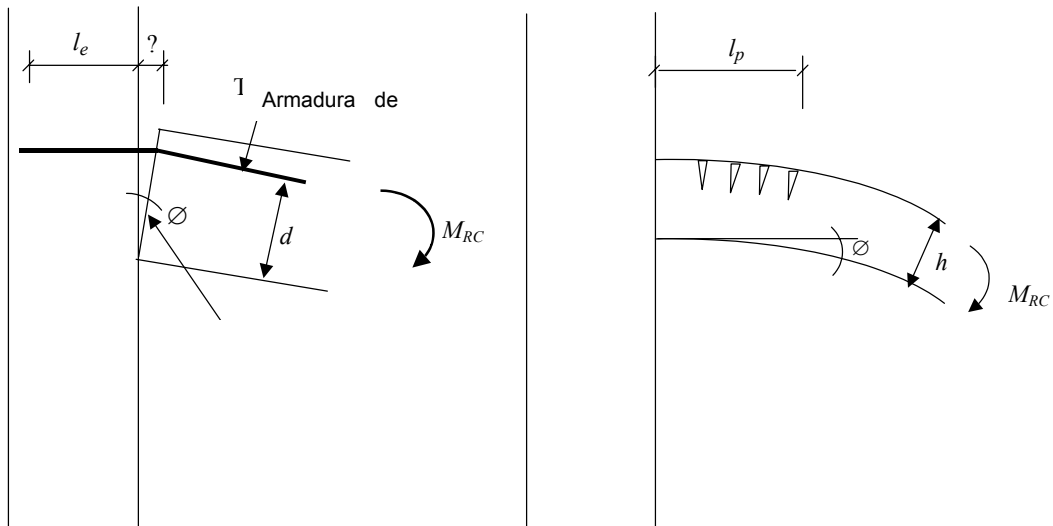
Figura 2-3 - Região da ligação na extremidade da viga [FIB (2003)]

Além da consideração das forças a serem transferidas pela ligação, é importante no projeto das ligações viga-pilar: as verificações de segurança em incêndio; contra danos acidentais; os efeitos transitórios durante a montagem (defeitos na montagem) e durabilidade.

Em GORGUN (1997), COST-C1 (1999) e FERREIRA & ELLIOTT (2001), as ligações são consideradas como *regiões* (que incorporam a extremidade de uma viga, por exemplo), onde ocorrem concentrações das tensões e deslocamentos localizados, fazendo com que haja uma modificação do desempenho estrutural do elemento pré-moldado interligado por estas ligações, afetando assim o desempenho da estrutura global. O efeito das ligações na estrutura pré-moldada influencia, em particular: na redistribuição dos esforços ao longo dos

elementos pré-moldados, nos deslocamentos laterais, na estabilidade global das estruturas não contraventadas e nas flechas locais das vigas com extremidades semi-rígidas. Por esta razão, o grau de conhecimento que se possui sobre o comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar é um fator determinante para a qualidade do projeto estrutural das ligações e da estrutura pré-moldada.

De acordo com FERREIRA & ELLIOTT (2002) e FIB (2003), o comportamento mecânico de uma ligação pode variar dependendo de como a ligação é projetada. Por esta razão, é essencial distinguir dois casos extremos para os mecanismos de deformação das ligações viga-pilar. No caso de uma ligação viga-pilar, onde a armadura que atravessa a interface viga-pilar apresenta uma capacidade bem inferior à capacidade do elemento de viga que está sendo interligado, a rotação localizada  $\theta$  terá a tendência de se concentrar na junta viga-pilar (ver Figura 2-4). Este é o caso típico onde as ligações não são projetadas para resistir aos momentos fletores, mas apenas são transpassadas pequenas armaduras entre a viga e o pilar. Neste caso, a rotação última  $\theta_u$  será determinada pela capacidade de alongamento ou de ancoragem das barras tracionadas. Entretanto, em ligações onde existe uma capacidade à flexão significativa, a qual é da mesma ordem dos elementos adjacentes, quando submetidas a momentos fletores elevados estas ligações irão desenvolver um espalhamento da fissuração na extremidade da viga, ou seja, na região da ligação. Neste caso, a rotação localizada na extremidade do elemento de viga depende da distribuição da curvatura dentro da região de plastificação na extremidade da viga.



**Figura 2-4** - Casos extremos de comportamento mecânico: a) ligações com pouca armadura de continuidade, onde a rotação se concentra na interface viga-pilar. b) ligações com resistência à flexão da mesma ordem do elemento estrutural, onde as fissuras são espalhadas em toda a região da ligação na extremidade da viga. [FERREIRA & ELLIOTT (2002) e FIB (2003)].

Segundo FERREIRA & ELLIOTT (2002), as estruturas pré-moldadas de concreto podem ser projetadas como estruturas semi-contínuas com base na caracterização do desempenho de rigidez à flexão da ligação. Assim, é possível fazer uma estimativa razoável sobre o comportamento semi-rígido de ligações viga-pilar, bem como determinar os momentos resistentes de projeto das ligações sem a necessidade de se fazer novos ensaios para ligações similares às ligações ensaiadas.

### 2.3. Determinação Experimental da Relação Momento-Rotação

Enquanto o projeto dos elementos de concreto armado está baseado em modelos analíticos consagrados na literatura técnica, no caso da obtenção da relação momento-rotação nas ligações das vigas com os pilares em estruturas pré-moldadas, ainda se fazem necessários ensaios laboratoriais. Entretanto, a aplicação dos seus resultados experimentais se restringe a um espectro limitado em termos da geometria e das propriedades das ligações. Ainda que

conhecendo os resultados experimentais de determinado tipo de ligação, os projetistas não são capazes de prever o comportamento de ligações similares às que foram ensaiadas, mas que possuem parâmetros diferentes (armadura, geometria, materiais, etc.). Por outro lado, os modelos analíticos podem ser uma alternativa interessante para a obtenção do comportamento semi-rígido das ligações, mas isto sempre requer a validação experimental.

O PCI Manual (1988) ressalta que os ensaios de ligações pré-moldadas deveriam fornecer informações sobre o comportamento da ligação de tal forma que seja possível a formulação de modelos analíticos racionais para o projeto destas ligações. Entretanto, para que isto ocorra é necessário que os ensaios forneçam não apenas as leituras globais das forças e dos deslocamentos externos, mas também monitorem as deformações internas e outros deslocamentos associados, os quais permitem estudar os mecanismos internos de deformação que são os fatores responsáveis pelo comportamento global da ligação. De fato, são várias as dificuldades para monitorar estes mecanismos em virtude de que as ligações são regiões complexas, com a concentração de tensões e deformações.

Um outro aspecto que dificulta o avanço dos estudos nesta área é a falta de procedimentos padronizados para ensaios de ligações semi-rígidas. Por esta razão, embora existam vários trabalhos experimentais na literatura técnica, na maior parte destes estudos sobre ligações semi-rígidas são medidas apenas os deslocamentos globais, representando a relação momento-rotação da ligação, mas raramente se realizam estudos experimentais parametrizados que possibilitam desenvolver modelos analíticos. Segundo FERREIRA (2004), a rotação relativa viga-pilar  $\phi_c$  está associada à rotação medida na região da ligação na extremidade da viga, distante à meia altura da viga da interface viga-pilar ou no plano vertical que coincide ao centro de rotação sobre o apoio, consolo. O mesmo conceito tem sido adotado em várias referências de pesquisas relacionadas ao relatório final do COST C1 (1999). No relatório STANTON *et al.* (1986), a rotação da ligação viga-pilar foi medida na extremidade

da viga, conforme ilustrado na Figura 2-5, e não apenas na interface viga-pilar. Na figura 2-6 são apresentados os mecanismos de deformação considerados para uma ligação com armaduras de continuidade, segundo STANTON *et al.* (1986).

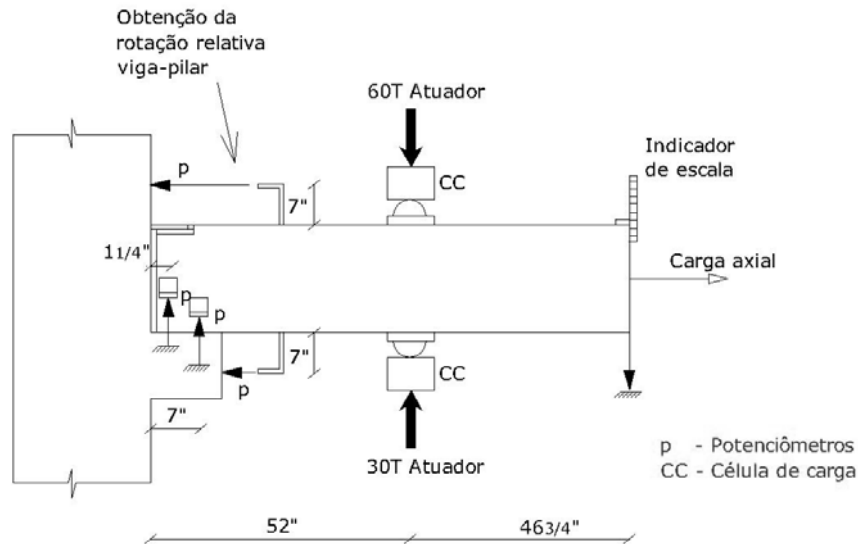


Figura 2-5 - Determinação experimental para a rotação relativa viga-pilar STANTON (1986)

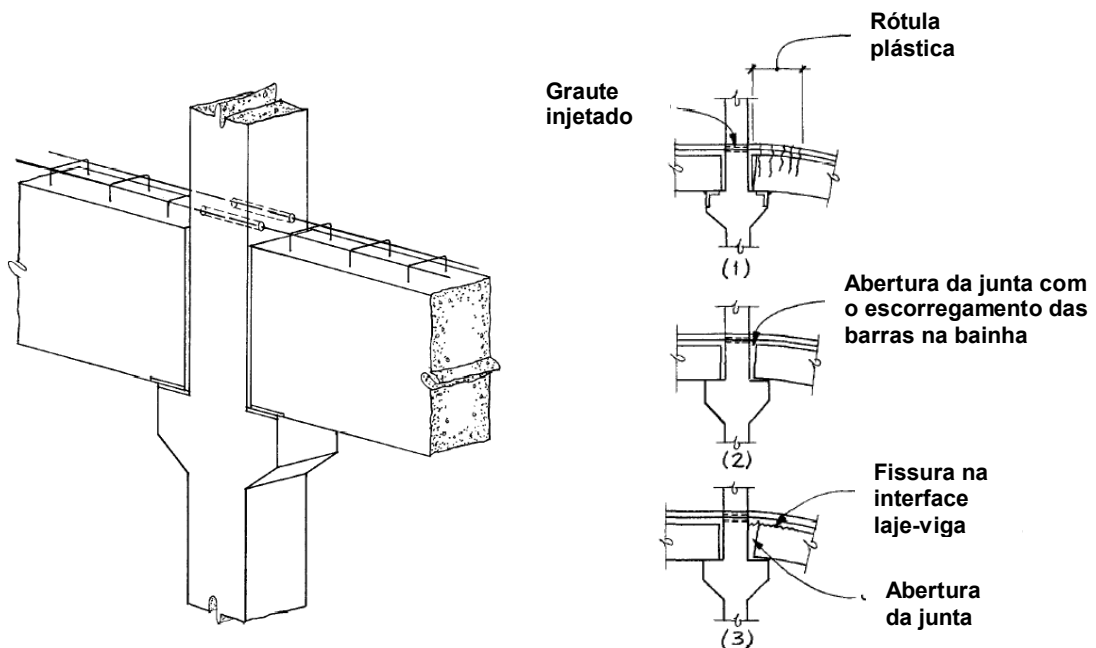
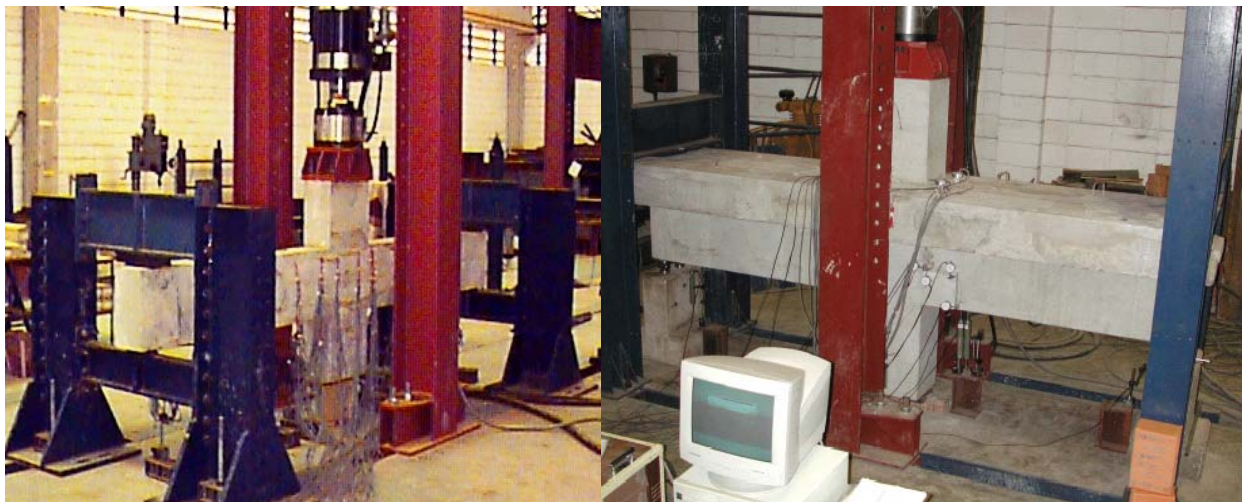


Figura 2-6 - Consideração dos mecanismos de deformação para ligações com solidarização no local. STANTON (1986)

Segundo FERREIRA (2004), concordando com FIB (2003), para o caso de ligações resistentes à flexão, a ligação se configura como uma região de descontinuidade na extremidade da viga sobre o consolo, onde ocorre a concentração de fissuras e onde a rigidez é reduzida e a curvatura acrescida. Neste caso, o centro de rotação também varia sobre o consolo. Portanto, para estas condições, as medições de rotação apenas na interface não garantiriam que se esteja medindo a rotação efetiva na extremidade da viga, a qual é responsável pela resposta de rigidez do conjunto viga-ligação.

Em FERREIRA (1999) e MIOTTO (2002), foram realizados ensaios cíclicos, com o emprego de um atuador no pórtico central, onde as ações alternadas foram aplicadas no pilar facilitando a montagem, estando as vigas vinculadas às estruturas de reações nas suas extremidades, assemelhando-se de um ensaio de flexão de viga (figura 2-7).



**Figura 2-7** - Arranjos de ensaios com aplicação de carga no pilar e reações nas extremidades das vigas: a) FERREIRA (1999); b) MIOTTO (2002).

Apesar de se ter uma quantidade razoável de dados experimentais na literatura ainda há a falta de uma padronização dos ensaios e, principalmente, de uma metodologia padronizada para a obtenção da rotação localizada na ligação viga-pilar, ainda encontra-se



bastante dificuldade para se comparar os modelos analíticos com resultados experimentais (para a relação momento-rotação). Em se pensando que o objetivo central da presente pesquisa é, além da estimativa da rigidez da ligação, o estudo do efeito da rigidez da ligação viga-pilar sobre a resposta de rigidez da viga pré-moldada (distribuição de esforços e de flechas), então, a avaliação deste comportamento conjunto é fundamental, visto que viga e ligação interagem fortemente.

## 2.4. Modelo Teórico para a Relação Momento-Rotação

A rigidez à flexão de uma ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação. O modelo teórico para a determinação da relação momento-rotação a ser adotado na presente pesquisa, para ligações viga-pilar com resistência à flexão com consolidação no local por meio de armaduras de continuidade transpassando com preenchimento de graute ou concreto no local, foi proposto pelo orientador da pesquisa e já apresentado em alguns trabalhos como FERREIRA et al. (2003), ELLIOTT et al. (2003b) e FERREIRA et al. (2004).

Na Figura 2-8 é apresentado um diagrama momento-rotação de uma ligação viga-pilar resistente à flexão. Segundo este diagrama, a rigidez secante  $R_{\text{sec}} = M_y / \phi_c$  representa uma aproximação para a não linearidade física da relação momento-rotação, onde  $M_y$  é o momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada e  $\phi_c$  é a rotação relativa viga-pilar devida ao momento  $M_y$ . Desde que  $M \leq M_y$ , a rigidez será a mínima possível no projeto para a ligação ao longo da vida útil da estrutura.

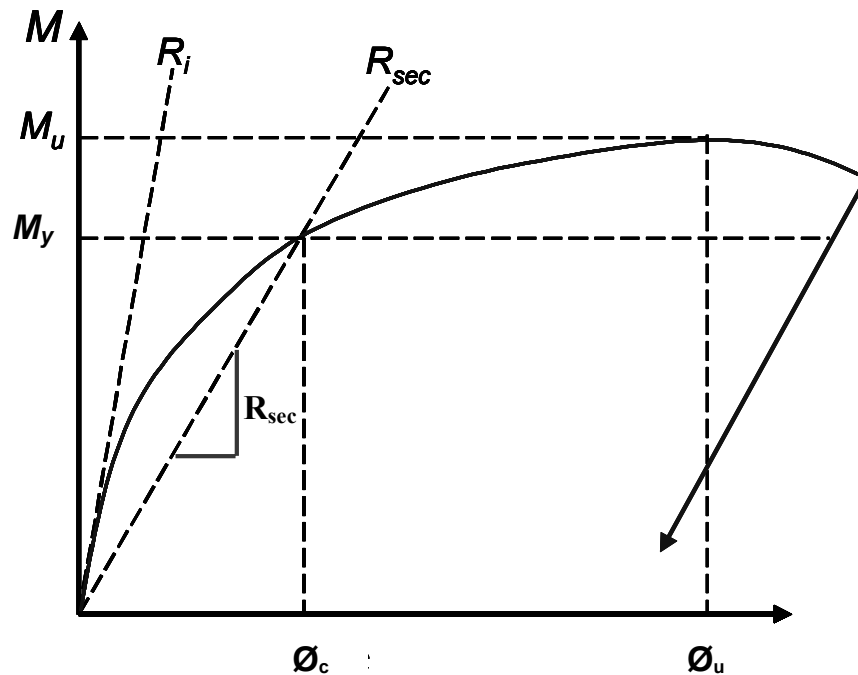
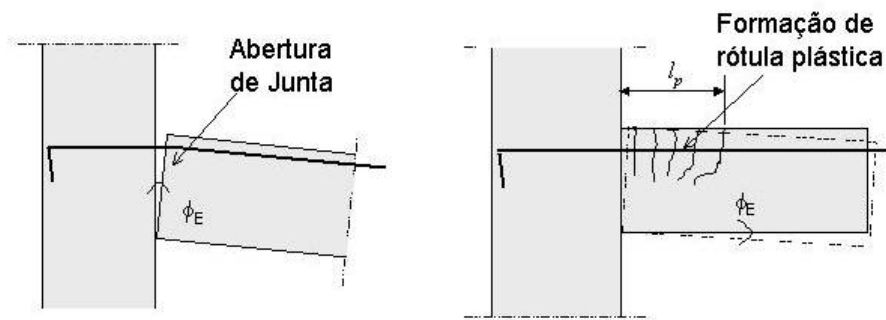


Figura 2-8 - Rigidez secante para a relação momento-rotação

A utilização da rigidez secante da ligação é uma aproximação segura para representar o comportamento da ligação dentro da consideração da NLF da estrutura pré-moldada. Além deste fator, a utilização da rigidez secante é recomendada pelas seguintes razões:

- b) A possibilidade da aplicação das ações majoradas em um único passo;
- c) A rigidez secante representa o comportamento médio de como a ligação chegou até a intensidade presente de carregamento;
- d) A rigidez secante para a relação momento-rotação da ligação cobre todos os efeitos dos carregamentos e descarregamentos prévios ao longo da vida útil da estrutura até chegar ao estado de solicitações e da relação atual momento-rotação;
- e) Se a rigidez tangente inicial for utilizada, a análise dos deslocamentos da estrutura será errônea. Subestimando os deslocamentos também se está subestimando os efeitos  $P-\Delta$ .

Na Figura 2-9 são apresentados dois tipos de mecanismos de deformação que podem ocorrer em ligações viga-pilar. No caso das ligações resistentes à flexão, em geral, deverá ocorrer o mecanismo ilustrado na Figura 2-9.b. Segundo CHEOCK & LEW (1991), as ligações que apresentem um mecanismo de deformação com formação da rótula plástica na extremidade da viga apresentam um maior capacidade de rotação e de dissipação de energia, possuindo uma ductilidade maior. Já o mecanismo com abertura de uma única fissura, ilustrado na Figura 2-9.a, deve ocorrer no caso de ligações com resistência parcial, com uma taxa de armadura reduzida, onde a armadura negativa da ligação atingiria o escoamento anterior à interseção com a reta *beam-line*.



a) Mecanismo de abertura de junta

b) Mecanismo de formação de rótula plástica

**Figura 2-9** - Mecanismos de deformação em ligações com armadura de continuidade

A zona de distúrbio (Zona D) pode ser definida como uma zona de perturbação na extremidade da viga onde ocorre uma redução significativa da rigidez devido à grande concentração de deformações inelásticas. Considerando que a rótula plástica irá se formar exatamente na região da ligação, onde o comprimento da rótula plástica  $\lambda_p$  coincide com o comprimento da ligação no ponto em que a ligação atinge a primeira plastificação. Neste caso, para a mesma condição a curvatura pode ser assumida como sendo constante ao longo da região da ligação. De acordo com CHEOCK & LEW (1991), as ligações onde as rótulas

plásticas são formadas na região da ligação apresentam boa capacidade de dissipação de energia.

De acordo com as hipóteses acima, durante a pesquisa de pós-doutorado em FERREIRA (2001) foi proposto que a rotação relativa viga-pilar, determinada no início do escoamento da armadura (ou outro dispositivo de ligação), pode ser obtida por:

$$\phi_c = \frac{f_y \lambda_e}{E_s d} + \frac{M_y}{E_c I_{II}} \cdot \lambda_p \quad [2.1]$$

Sendo:

$\lambda_e$  comprimento de embutimento das barras dentro do pilar;

$\lambda_p$  comprimento da rótula plástica (ou região da ligação);

$d$  altura efetiva da viga;

$f_y$  resistência de escoamento das barras;

$E_s$  módulo de elasticidade do aço (200 kN/mm<sup>2</sup>);

$E_{cs}$  módulo de elasticidade secante do concreto, dado por:  $E_{cs} = 0,85 \cdot E_c$  ;

$I_{II}$  momento de inércia para a seção homogeneizada fissurada no estágio II.

Ainda sobre a rigidez secante à flexão negativa para ligações com armadura de continuidade, FERREIRA et al. (2002) propôs a seguinte expressão:

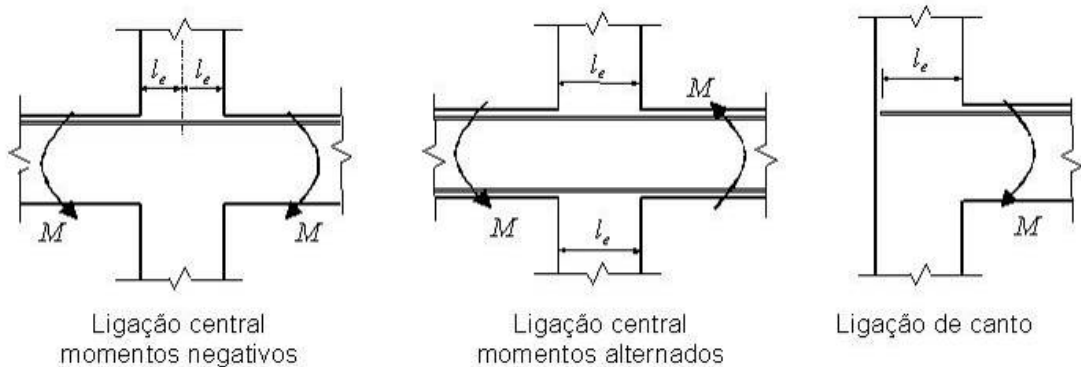
$$R_{sec} = \frac{M_y}{\phi_c} = \left[ \frac{I_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2} + \frac{I_p}{E_{cs} \cdot I_{II}} \right]^{-1} \quad [2.2]$$

Sendo:

$$M_y = 0,9 \cdot A_S \cdot f_{yk} \cdot d$$

$A_S$  área de armadura negativa passante no pilar.

A consideração do comprimento de embutimento  $\lambda_e$  difere para pilares com ligação em apenas um lado e para pilares com ligações nos dois lados, conforme ilustrado na Fig. 2.10. Devido a este fator, em geral ligações com vigas duplas (centrais) tendem a ser mais rígidas do que ligações com apenas uma viga (periféricas). Por outro lado, ligações duplas com momentos negativos em ambos os lados conduzem a uma rigidez maior do que ligações duplas com momentos reversos (negativo de um lado e positivo do outro) causados por ações laterais na estrutura. Tais efeitos são confirmados por resultados experimentais avaliados em ELLIOTT *et al.* (1998).



**Figura 2-10** - Variações na consideração do comprimento de embutimento  $\lambda_e$

Sabe-se que o comprimento  $\lambda_p$  depende de fatores como a altura da viga, a posição do centro de rotação na ligação e o caminho das forças internas na extremidade da viga (Figura 2-11). O comprimento  $\lambda_p$  pode ser obtido com base em medidas experimentais aplicadas na

equação (2.1), utilizando uma expressão derivada da mesma dada por  $\lambda_p = (\theta \cdot d - \varepsilon_s \lambda_e) / (\varepsilon_s + \varepsilon_c)$ .

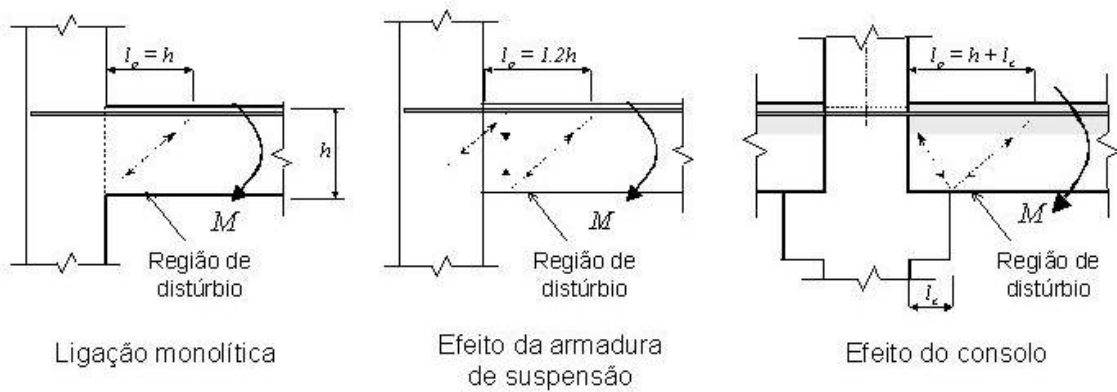


Figura 2-11 - Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar

A equação (2.1) está relacionada somente com o ponto do início do escoamento da armadura (primeira plastificação da ligação), a qual será utilizada para calcular a rigidez secante da ligação a partir da rotação  $\phi_c$  associada ao momento resistente da ligação  $M_y$ . Neste momento, segundo as hipóteses adotadas, os comprimentos  $\lambda_p$  e  $\lambda_e$  atingem seus valores máximos. Desta forma, a equação (2.1) é uma linearização para a situação de projeto. Com o propósito de fornecer uma expressão generalizada que represente o desenvolvimento da relação momento-rotação, considerando a não linearidade para  $M_r \leq M \leq M_y$ , tem-se a seguinte expressão:

$$\theta = \left[ \left( \frac{M}{E_c I_{eq}} \right) \cdot \lambda_p + \left( \frac{\sigma_s}{E_s d} \right) \cdot \lambda_e \right] \cdot \left( \frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \quad [2.3]$$

Sendo  $I_{eq}$  é o momento de inércia equivalente dado por:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M}\right)^3\right] \cdot I_{II} \quad [2.4]$$

e;

$M_r$  : momento de fissuração;

$M$  : momento atuante.

Onde  $\sigma_s$  é a tensão na armadura obtida pela expressão:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_{eq}} \quad [2.5]$$

e;

$$z_{eq} = d - \frac{1}{3} \left[ x_I \cdot \left[ 1 - \left(\frac{M}{M_y}\right)^{0,5} \right] + x_{II} \cdot \left(\frac{M}{M_y}\right)^{0,5} \right] \quad [2.6]$$

Sendo:

$x_I$  : posição da linha neutra no estágio I;

$x_{II}$  : posição da linha neutra no estágio II.

$M_y$ : momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada.

## 2.5. Procedimento de Cálculo para uma Viga com ligações Semi-rígidas de Acordo com o Modelo Teórico Proposto por FERREIRA et al. (2002)

Duas serão as verificações da porcentagem de engastamento mobilizada pela ligação semi-rígida de acordo com o modelo teórico proposto por FERREIRA et al (2002). A primeira, considerando o Estado Limite Último (ELU), e uma segunda avaliação considerando o Estado Limite de Serviço (ELS).

### 2.5.1. Fator de restrição aos giros relativos considerando o ELU

No primeiro passo, os momentos fletores na extremidade e no meio do vão devem ser estimados partindo-se de uma condição de vínculo conhecida, no caso, de engaste. Fazendo isso, superestima-se o momento real na extremidade, o que conduz a consideração de uma inércia maior para a viga, e também subestima-se o momento no meio do vão.

Como disposto no item anterior, FERREIRA et al. (2002) propôs uma expressão que relaciona a rigidez secante à flexão da ligação (Expressão 2.2) com comprimento da armadura embutida no pilar ( $\lambda_e$ ) e com o comprimento da região da ligação ( $\lambda_p$ ), além das características físicas e geométricas da ligação na iminência do escoamento das barras de continuidade.

Após a obtenção do  $R_{sec}$ , determinar-se o fator de restrição aos giros relativos viga-pilar para o ELU. Segundo MONFORTON & WU (1963), o fator de restrição  $\alpha_R$  que relaciona a rigidez à flexão da ligação viga-pilar e a resposta de rigidez da viga adjacente, é dado pela seguinte expressão:



$$\alpha_R = \left[ 1 + \frac{3 \cdot (E.I)_{sec}}{R_{sec} L} \right]^{-1} \quad [2.7]$$

Conhecido o  $\alpha_R$  é possível determinar a porcentagem de engastamento parcial, ou seja, a relação entre o momento fletor negativo na extremidade  $M_E$  mobilizado pela ligação e o momento de engastamento perfeito  $M_{eng}$  a partir da expressão:

$$\frac{M_E}{M_{eng}} = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \quad [2.8]$$

### 2.5.2. Determinação do fator de restrição $\alpha_R$ considerando E.L.S.

Esta etapa consiste em determinar a porcentagem de engastamento considerando o Estado Limite de Serviço (E.L.S.), com o intuito de verificar se a porcentagem de engastamento adotado para a diminuição do momento de engastamento perfeito (na extremidade), pode ser utilizada sem que a ligação sofra tensões superiores a capacidade da área de armadura empregada.

Determinação da inércia equivalente para o meio do vão e na extremidade, dada por:

$$I_{eq,viga} = 0,30.I_{eq,ext} + 0,70.I_{eq,v\tilde{a}o}$$

Sendo,

$$I_{eq,v\tilde{a}o} = \left( \frac{M_r}{M} \right)^3 . I_I + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M} \right)^3 \right] . I_{II}$$

$$I_{eq,extr} = \left( \frac{M_r}{M} \right)^3 . I_I + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M} \right)^3 \right] . I_{II}$$

A partir da expressão geral para a rotação para  $M_r \leq M \leq M_y$  (Expressão 2.3).

Obtemos a rotação  $\phi_{serv}$  correspondente ao momento de serviço ( $M_{serv,extr}$ ) e a rigidez da ligação em serviço.

$$\phi_{serv} = \left[ \left( \frac{M_{serv,extr}}{E_c \cdot I_{eq,extr}} \right) \cdot I_p + \left( \frac{\sigma_s}{E_s \cdot d} \right) \cdot I_e \right] \cdot \left( \frac{M_{serv,extr}}{M_y} \right)^{0,5}$$

$$R_{serv} = \frac{M_{serv,extr}}{\phi_{serv}}$$

Analogamente, utilizando a equação 2.7, o fator de restrição  $\alpha_R$  será determinado considerando agora a rigidez equivalente da viga:

$$\alpha_R = \left[ 1 + \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{eq}}{R_{ser} \cdot L_{ef}} \right]^{-1}$$

## 2.6. Efeito das Ligações Semi-Rígidas sobre as Vigas Pré-Moldadas

Segundo FIB (2003), as ligações estruturais interagem fortemente com os elementos adjacentes por elas conectados, de modo que o projeto e o detalhamento de uma ligação são influenciados pelo projeto e detalhamento dos elementos adjacentes por ela conectados. Portanto, as ligações e os elementos devem ser projetados e detalhados como uma unidade, onde se tem um fluxo de forças lógico e natural de modo que as forças que serão resistidas pela ligação poderão ser transferidas pelos elementos e pelos demais sistemas resistentes.

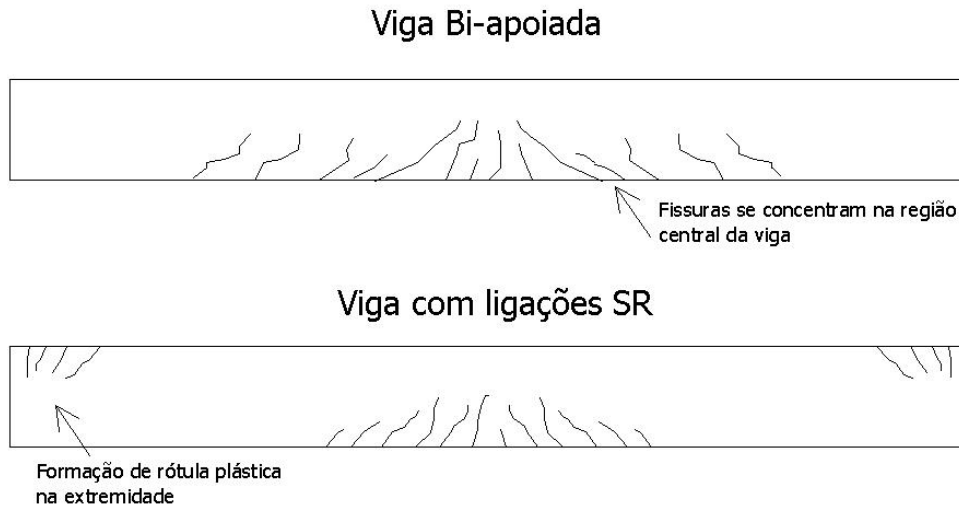
A rigidez de uma viga de concreto depende notadamente do processo construtivo, das propriedades dos materiais (principalmente do módulo de elasticidade e da resistência à

tração), além da geometria dos elementos e dos tipos de solicitação a que é submetida. Portanto, as previsões de deslocamentos fornecidas pelos processos analíticos podem não levar a resultados reais satisfatórios devido a grande variabilidade dos parâmetros que circundam a análise das deformações.

Segundo FERREIRA (2004), a rigidez efetiva de uma viga pré-moldada resulta da interação entre a rigidez equivalente da viga de concreto, conforme o modelo adotado na NBR-6118 (2003) para a situação intermediária entre os estádios I e II, com o efeito da relação momento-rotação da ligação sobre esta viga, considerando a NLF para o trecho anterior ao escoamento da mesma. Este tipo de consideração é importante para o cálculo da redistribuição dos momentos na extremidade e no vão da viga. FERREIRA (2001) propõe a utilização da rigidez secante para a consideração simplificada da NLF da ligação viga-pilar. Já no artigo FERREIRA et al. (2003) é proposta uma expressão para a NLF da relação momento-rotação anterior ao escoamento, a qual pode ser utilizada na análise para ações de serviço. Em FERREIRA & EL DEBS (2003) é apresentada uma proposta de redução para a rigidez dos pilares e das vigas para a consideração simplificada da NLF para os elementos estruturais pré-moldados, em função do comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar, a qual pode ser utilizada em procedimentos de análise ou de projeto.

O desempenho da rigidez não depende apenas da relação momento-rotação, mas também depende da rigidez relativa entre a rigidez da viga conjugada e a ligação. A rigidez relativa governa a quantidade de flexão que a ligação é capaz de transmitir na extremidade de uma viga. Sabe-se que uma mesma ligação terá maior capacidade de restrição para vigas menos rígidas do que para vigas com maior rigidez. A análise de uma ligação não deve ser feita apenas para o valor absoluto de sua rigidez, ou relação momento-rotação, mas também é importante conhecer a relação entre a rigidez da ligação e a rigidez da viga por ela vinculada. Assim, é de grande importância a realização de ensaios de vigas pré-moldadas em conjunto

com as suas ligações. Normalmente os estudos sobre ligações viga-pilar partem de experimentos em ligações isoladas, tais estudos são importantes para a verificação da capacidade resistente de um determinado mecanismo de transferência de esforços, seja ele por meio de armadura de continuidade passante no pilar, seja por dispositivos soldados (cantoneiras e perfis unidos à viga). Na presente pesquisa, em concordância com Manual FIB (2003), resolveu-se por ensaios em vigas com as ligações selecionadas por acreditar que o desempenho estrutural desses componentes são interligados. A intenção nesta pesquisa é nuclear os dados experimentais referentes à ligação escolhida juntamente com a viga pré-moldada conectada, e a redistribuição dos momentos para a extremidade da viga irá depender consideravelmente das características físicas da própria. Não é verdadeira a hipótese de que a redução nas deformações numa viga pré-moldada seja responsabilizada única e exclusivamente pela inserção de uma ligação resistente à flexão. Há também a contribuição da própria viga conectada, posto que a rigidez ao longo desta será menos afetada por carregamentos impostos. Analisemos as flechas, a situação de vínculo menos favorável ao controle das flechas é a articulada, é nesta situação que a deformada da viga apresenta maior concavidade, e onde também a viga encontra-se mais fissurada, ou seja, apresenta maior redução na sua rigidez. Nas vigas conectadas ao pilar por meio de ligações resistentes a momentos fletores, a rigidez é menos afetada, já que parte dos esforços solicitantes serão mobilizados pela ligação, portanto há um maior impedimento aos deslocamentos verticais causado pela ligação que reduz a solicitação ao longo da viga e também devido a própria viga que agora se apresenta mais rígida, e no caso específico, mais resistente. No entanto, vigas conectadas por ligações semi-rígidas, e até mesmo por rígidas, apresentam redução de rigidez na extremidade, formando uma rótula plástica, o que não ocorre nas vigas articuladas (Figura 2-12). A tabela 2.1 apresenta os fatores de redução na extremidade segundo FERREIRA et al (2002).



**Figura 2-12** – Estado de fissuração de vigas articuladas e vigas com ligações semi-rígidas.

**Tabela 2.1** – Fatores de redução da rigidez na extremidade da viga.

Tipo de Ligação	Fator de Restrição	Rigidez da viga
Articulada	$0 < \alpha_R < 0,14$	$EI_{sec} = 1,0 E_{ci}I_c$
Semi-rígida	$0,14 < \alpha_R < 0,67$	$EI_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$
Semi-rígida & Rígida	$0,67 < \alpha_R < 1,00$	$EI_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$

Devido à dificuldade de se contabilizar a contribuição de cada uma das não-linearidades, da ligação e a não linearidade da própria viga, ou seja, em sua região central, preferiu-se no presente estudo não relacionar as situações de vínculo distintas (articulado e semi-rígido).

Assim, o procedimento aqui seguido foi ensaiar a viga com as ligações selecionadas, onde serão medidas as rotações relativas viga-pilar, os deslocamentos verticais no meio do vão (flechas), as deformações de compressão e de tração do concreto também na região central da viga, e as deformações nas barras de continuidade situadas no complemento da viga

concretado posteriormente. A partir das leituras experimentais será possível caracterizar a viga, onde serão obtidos os momentos no meio do vão e na extremidade parcialmente engastada.

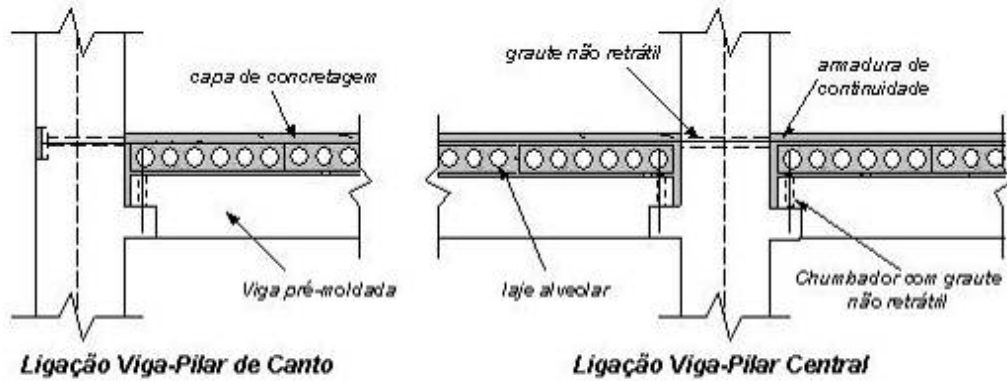
A partir deste ensaio, e da comparação dos resultados experimentais com a aplicação dos procedimentos para ligações semi-rígidas em vigas pré-moldadas (o que vem sendo estudado pelo coordenador do programa em pesquisas anteriores), espera-se poder avaliar a consistência deste procedimento, com o propósito de sua aplicação em projeto.

## 2.7. Escolha do Tipo de Ligação (Objeto de Estudo)

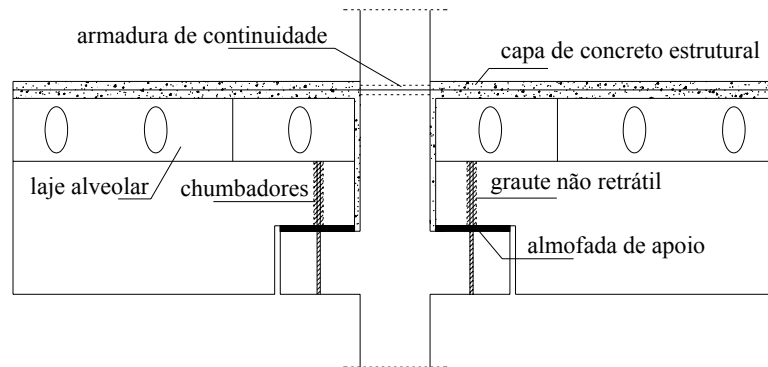
Dentro do Projeto de Pesquisa Jovem Pesquisador em Centros Emergentes do orientador da presente pesquisa, manifestou-se interesse de estudo em duas tipologias de ligações, as quais utilizam armadura de continuidade passando dentro do pilar, com preenchimento de graute, para a transmissão do momento fletor negativo. Ambas estas tipologias consistem de adição da armadura de continuidade de ligações que foram concebidas inicialmente para trabalharem como ligações articuladas. Desta forma, o interessante nestas ligações é que não são necessárias mudanças significativas no trabalho de campo e nem mesmo na fábrica daqueles detalhamentos já utilizados em ligações articuladas típicas.

A Tipologia A, apresentada na Figura 2-13, é uma derivação de uma ligação articulada com apoio sobre consolo e chumbador, a qual consiste na ligação de maior uso no Brasil. Esta ligação modificada com a adição de armadura de continuidade passando no pilar foi estudada no Brasil por MIOTTO (2002), conforme apresentado na Figura 2-14. FERREIRA & ELLIOTT (2002) ensaiaram ligações semelhantes onde os chumbadores foram parafusados no topo da viga pré-moldada. O mecanismo de deformação por flexão negativa está associado

ao alongamento da armadura de continuidade na região da ligação e com o efeito da flexão localizada da zona de distúrbio.



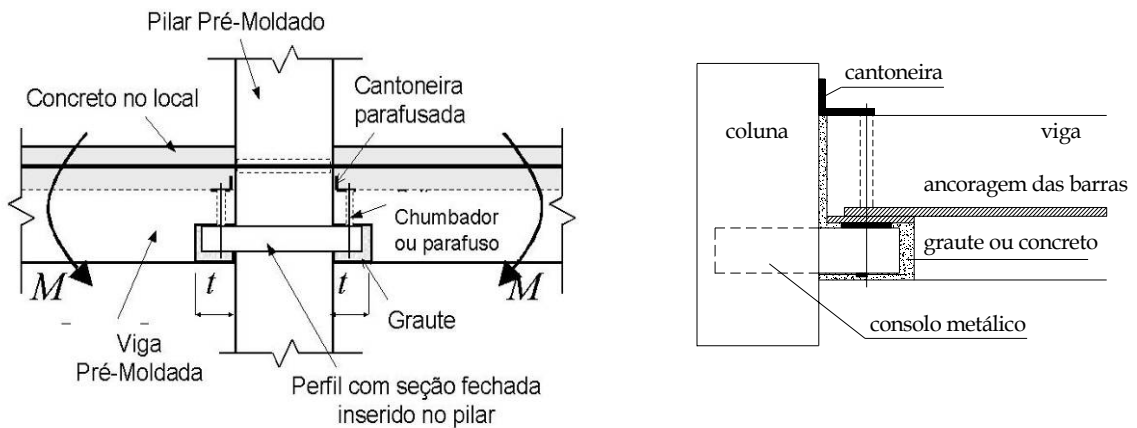
**Figura 2-13** - Tipologia A: para ligação viga-pilar resistente à flexão com consolo de concreto e chumbador [Projeto Jovem Pesquisador – UFSCar (2003)]



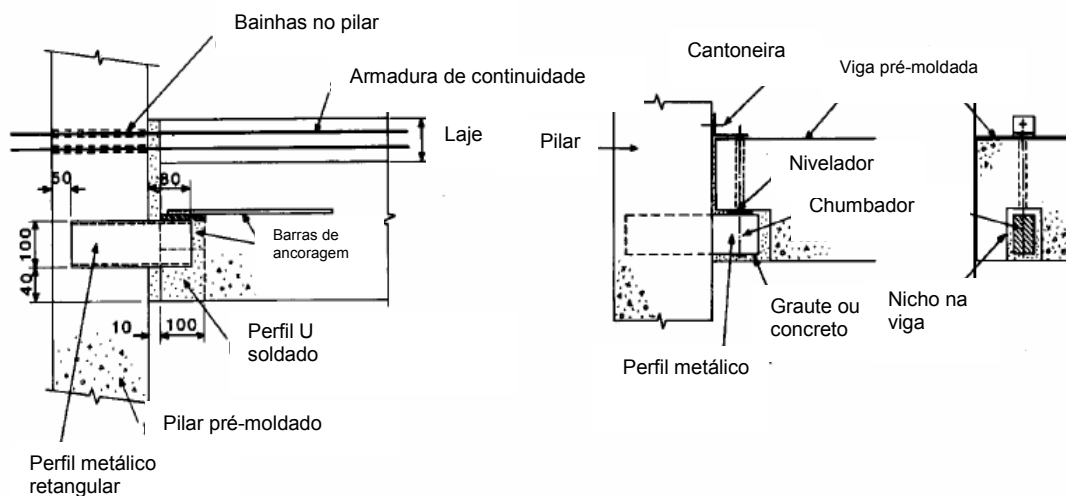
**Figura 2-14** - Ligação viga-pilar ensaiada por MIOTTO (2002).

A Tipologia B, apresentada na Figura 2-15, consiste em uma ligação bastante utilizada na Inglaterra, a qual utiliza consolo metálico (ver também a figura 2-16, variações do consolo metálico). Esta ligação originou-se da adição de uma armadura de continuidade na ligação articulada para “amarrar” a estrutura, para evitar o colapso progressivo numa eventual falha da ligação parafusada. GORGUN (1997) realizou ensaios com este tipo de ligação, com o objetivo de avaliar a rigidez potencial da ligação, onde foi demonstrado um alto desempenho à rigidez, mas com ductilidade limitada. FERREIRA et al. (2003) apresenta uma comparação teórica com os resultados experimentais obtidos por Gorgun, apresentando uma boa

correlação. Com base nos parâmetros do modelo proposto, acredita-se que a rigidez nesta ligação é favorecida pelo fato do centro de rotação estar localizado próximo à altura média da viga e com uma menor excentricidade da face do pilar. Entretanto, a maior indeterminação sobre o comportamento desta ligação está relacionada com o mecanismo de deformação por compressão da junta vertical, na extremidade da viga preenchida com concreto. O efeito da deformação desta junta faz com que o módulo efetivo do conjunto seja menor do que o módulo  $E_c$ . Gorgun realizou ensaios de compressão em juntas de concreto, sendo apresentadas expressões para a determinação do módulo efetivo de deformação por compressão da junta.



**Figura 2-15** - Tipologia B: ligação viga-pilar por meio de consolo metálico embutido e cantoneira parafusada. [Projeto Jovem Pesquisador – UFSCar (2003)]



**Figura 2-16** - Variações da ligação com consolo metálico embutido. [ELLIOTT (2002)].



Tanto as ligações soluções A ou B oferecem uma resistência limitada aos momentos positivos na extremidade da viga. Entretanto, segundo FIB (2003), com exceção dos casos de forças horizontais de intensidade muito alta, em geral os momentos negativos provenientes das forças gravitacionais sobre a viga irão dominar o projeto das ligações, sendo que as ligações podem não atingir momentos positivos. GORGUN (1997) apresenta resultados experimentais de ligações laje-viga-pilar de canto e de centro, ou seja, conectada a duas faces, não adjacentes, do pilar, com armadura traspassando o pilar e diferentes tipos de conectores, todos embutidos na extremidade da viga (Figura 2-17). Por outro lado, a rigidez inicial é dominante apenas até cerca de 10 ou 20% da ligação, portanto, não é um valor utilizável na prática. Segundo ELLIOTT *et al.* (1998), o valor mais importante de rigidez é aquele que corresponde à capacidade rotacional da viga na interseção da reta “beam-line”.

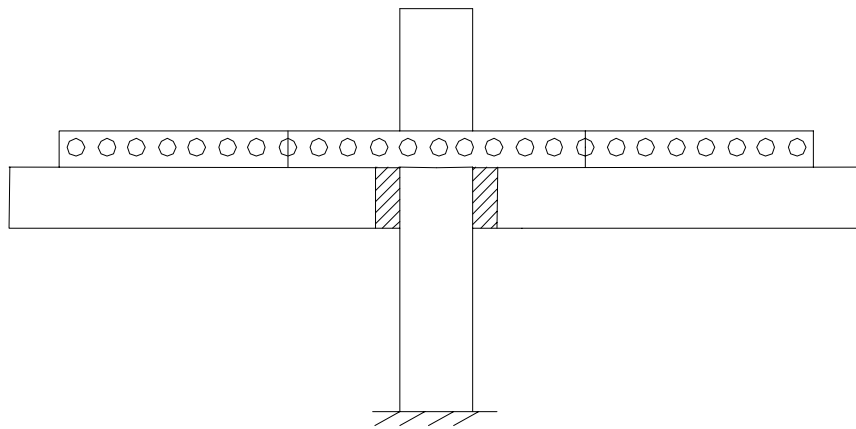
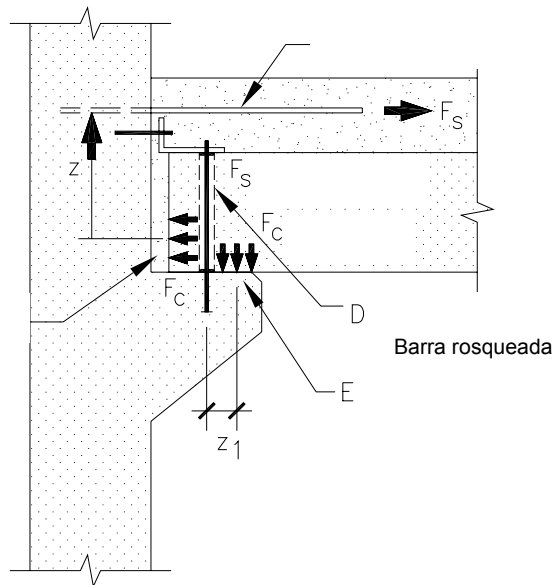


Figura 2-17 - Esquema dos modelos ensaiados por GORGUN (1997).

Dentro do plano de pesquisa inicial na presente pesquisa de mestrado, era intenção que o objeto de estudo fosse uma ligação similar à tipologia B, principalmente pelo interesse de se estudar uma ligação onde os consolos metálicos ficam escondidos em um nicho na viga, o que é bastante interessante do ponto de vista estético.

Entretanto, a partir de um workshop sobre as pesquisas que estão sendo desenvolvidas

na UFSCar, durante a inauguração do laboratório de pré-moldados, onde estiveram representadas várias empresas de pré-fabricados no Brasil, levantou-se um maior interesse em estudar uma tipologia de ligação com armadura de continuidade, mas com apoio sobre consolo de concreto e chumbador (Tipologia A). Esta é uma ligação resistente à flexão (momentos negativos) que pode ser conseguida facilmente a partir de uma pequena modificação nas ligações articuladas. Assim, resolveu-se alterar a tipologia proposta inicialmente, com o objetivo de que os resultados na presente pesquisa pudessem ser mais aproveitáveis para as construções correntes no Brasil. Na figura 2-18 é apresentada uma tipologia de ligação articulada, adaptada para resistir à flexão por meio da continuidade da armadura negativa (ancorada no pilar), onde é apresentado o mecanismo resistente da ligação.

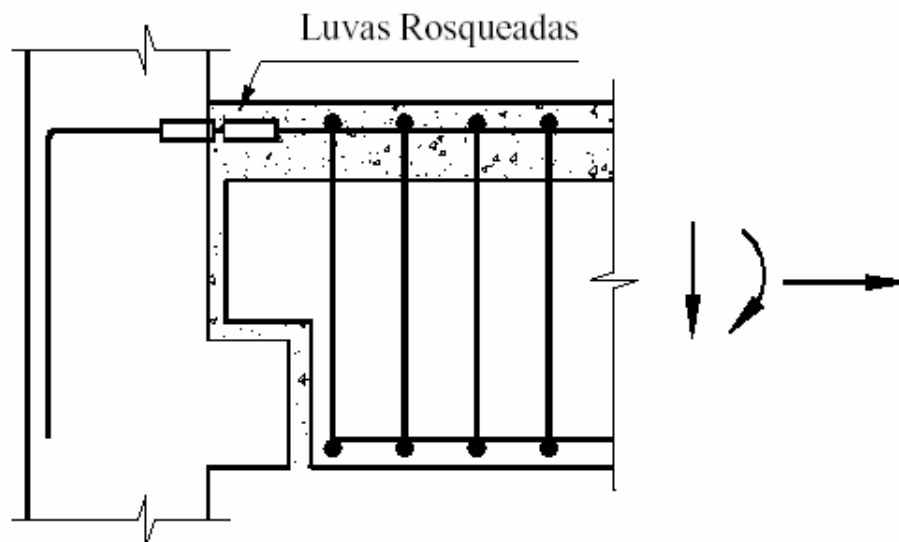


**Figura 2-18** - Mecanismo estrutural para a ligação viga-pilar com consolo de concreto.

Após a escolha da tipologia da ligação, procedeu-se a definição do detalhamento propriamente dito da ligação, o qual envolve a escolha dos materiais, detalhe do apoio sobre o consolo (com uso de elastômero ou argamassa), sistema de ancoragem da armadura negativa nos pilares de extremidade (por meio de luvas prensadas rosqueadas ou por meio de barras inseridas em bainhas grauteadas com extremidade parafusada). Após o detalhamento da

ligação buscou-se o apoio da PROTENDIT para a fabricação do modelo ensaiado, a qual se deu na fábrica de São José do Rio Preto.

Foram analisadas duas possibilidades para a ancoragem da armadura negativa no pilar de extremidade. No primeiro caso, a armadura no pilar de extremidade seria conseguido por meio de uma chapa parafusada ou soldada na extremidade, estando a armadura dentro de uma bainha horizontal com preenchimento de graute. Esta solução, embora barata, não garante a qualidade da aderência entre a armadura e o graute, mas, principalmente, tem-se mais uma etapa de acabamento na superfície externa do pilar. No entanto, a alternativa escolhida para a ancoragem junto ao pilar foi a solução por meio de luvas prensadas rosqueadas (Figura 2-19), alternativa esta que se mostrava bastante interessante, no sentido de promover uma solução racionalizada com uma solidarização bastante rápida.



**Figura 2-19** - Utilização de luvas prensadas rosqueadas para a ligação negativa.

Do ponto de vista da pesquisa experimental, a utilização de luvas rosqueadas também foi interessante, pois a deformabilidade (alongamento) da barra negativa, para o trecho

embutido no pilar, é similar para as possíveis disposições do pilar, seja ele de canto, central ou, no caso específico, de extremidade (Figura 2-20). Tal comportamento não ocorreria nos casos de armaduras passantes nas bainhas horizontais (Figura 2-21), onde a deformabilidade é maior no pilar de extremidade que no pilar central, neste último há uma divisão do comprimento de embutimento ( $\lambda_e$ ) (ver também figura 2-10).

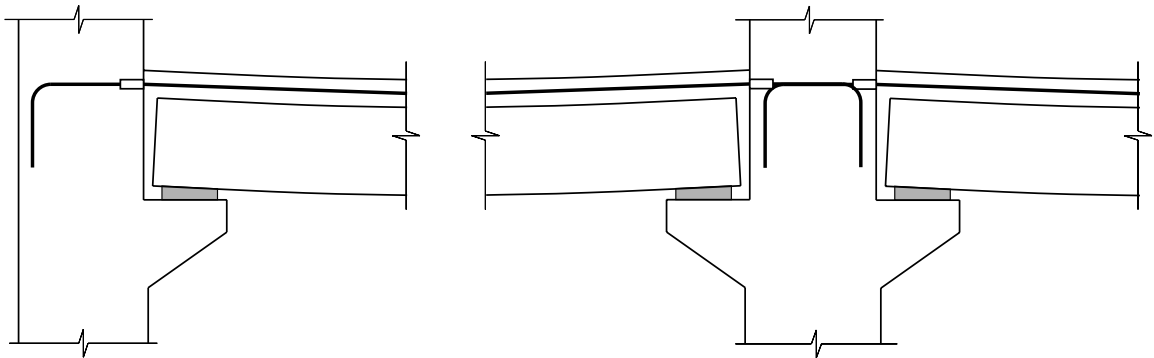


Figura 2-20 – luvas nos pilares externos e internos.

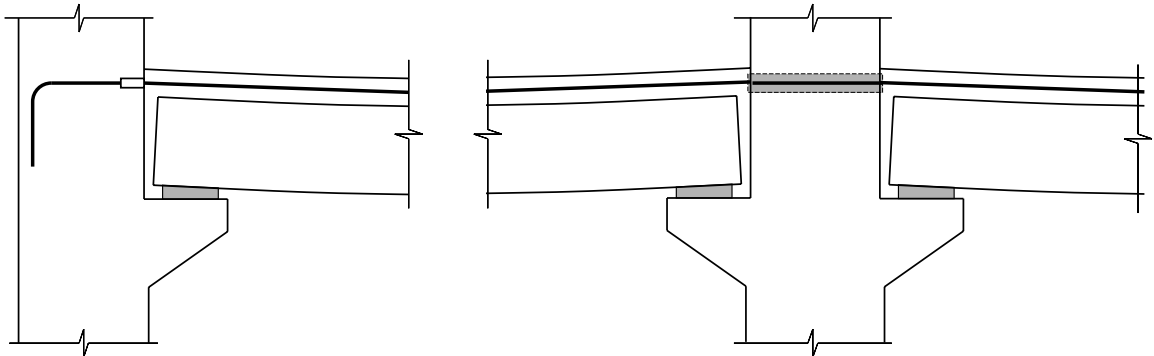
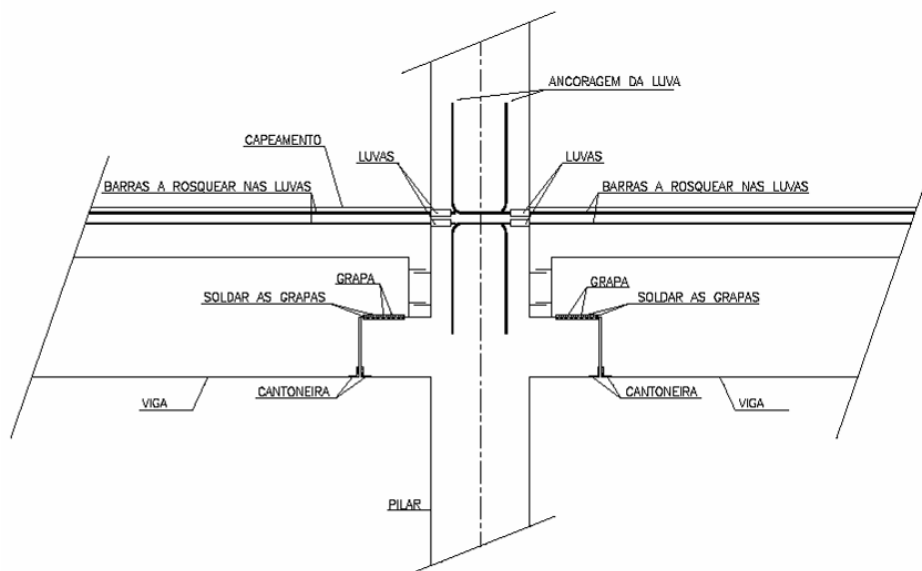


Figura 2-21 - luvas nos pilares externos e armadura contínua dentro de bainha em pilares internos.

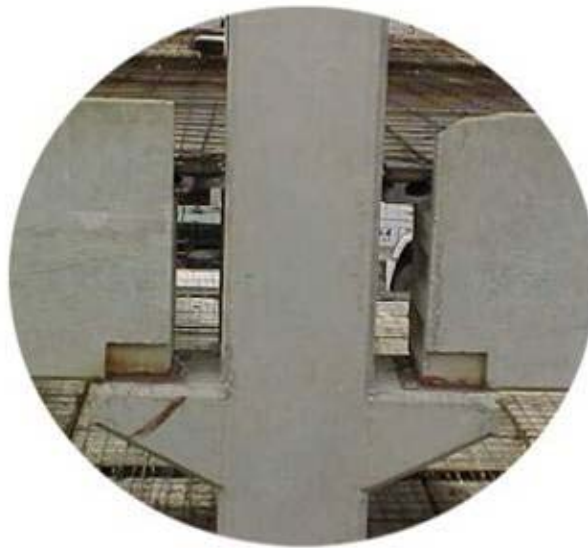
MIGLIORE JR. (2005) apresenta um edifício em concreto pré-moldado, onde se encontram os detalhes das ligações utilizadas e as fases de construção. Neste trabalho é destacado o emprego de ligações solidarizadas por meio de luvas para a ancoragem da armadura negativa no pilar, conforme indicado na figura 2.22. Tal medida foi empregada para

reduzir a deslocabilidade do edifício frente aos efeitos do vento, possibilitando a redução das seções dos pilares.



**Figura 2-22** - Detalhe da ligação utilizada por MIGLIORE (2005)

Segundo o Manual de Ligações Estruturais da FIB (draft 2003), deve ser deixado um espaçamento mínimo de 5 cm entre a viga e o pilar para garantir um bom preenchimento da interface. Segundo levantamento junto aos projetistas (realizado no 1º Encontro de Calculistas promovido pela ABCIC em setembro de 2005) foi constatado o uso de espaçamentos de até 10 cm, conforme se pode observar na ligação da Figura 2.23. Após reunião com projetistas da empresa responsável pela confecção do modelo, decidiu-se adotar um espaçamento de 5 cm na interface viga-pilar do modelo aqui estudado. Este espaçamento será preenchido com graute para permitir a consolidação da região comprimida da ligação.



**Figura 2-23** - Detalhe de uma ligação viga-pilar com chapa soldada e utilização de espaçamento entre viga e pilar [T&A].

Com relação ao consolo aparente ou dente gerber, inicialmente tinha-se a intenção de realizar o dente na extremidade da viga, deixando o consolo embutido (mais por razões estéticas). Entretanto, após consulta a calculistas na reunião da ABCIC, chegou-se a um consenso de que a solução com consolo aparente teria uma aplicação mais ampla, principalmente nos casos em que se têm sobrecargas elevadas. Além disto, para se ter um mecanismo bem definido para a transmissão dos esforços quanto ao momento negativo, decidiu-se que a barra do chumbador seria rosqueada e parafusada na extremidade superior, mas que não seria grauteada, ficando livre para absorver movimentação horizontal. Neste caso, a resultante de compressão na parte inferior da viga será transmitida integralmente na interface de preenchimento de 5 cm entre a viga e o pilar. Tal detalhamento é corrente para ligações articuladas em vários países europeus. A respeito da almofada de apoio, preferiu-se na presente pesquisa a utilização de argamassa reforçada com fibras polipropileno ao invés de almofada de elastômero. Na figura 2-24 é apresentada uma representação da ligação escolhida para objeto de estudo na presente pesquisa.

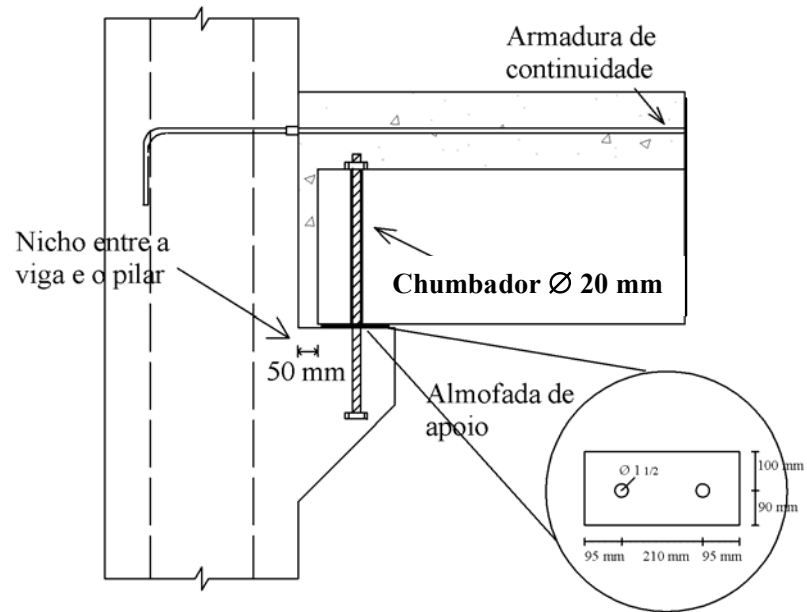


Figura 2-24 - Ligação viga-pilar escolhida para objeto de estudo na presente pesquisa.

## 3. Programa Experimental

### 3.1. Objetivos do programa experimental

O objetivo central deste projeto de pesquisa foi investigar experimentalmente o comportamento de vigas pré-moldadas, considerando o efeito da deformabilidade das ligações semi-rígidas no desempenho estrutural das vigas adjacentes conectadas, ou seja, quanto à redistribuição dos esforços solicitantes e deslocamentos.

Para tal, foi escolhida uma ligação viga-pilar típica com resistência à flexão, onde a ligação na borda superior da extremidade da viga é conseguida por meio da continuidade da armadura negativa (no caso por meio de luvas rosqueadas).

O efeito das ligações na extremidade de uma viga pré-moldada em concreto armado foi avaliado por meio da análise dos resultados obtidos experimentalmente. Dois foram os caminhos seguidos para a obtenção do momento na extremidade da viga  $M_E$  e, por conseguinte, a obtenção do percentual de momento redistribuído para aquela região, ou seja, para a região da ligação. O primeiro, partindo-se dos resultados experimentais de deslocamento aferidos pelos extensômetros de base removível e dos deslocamentos verticais obtidos através dos transdutores no meio do vão.

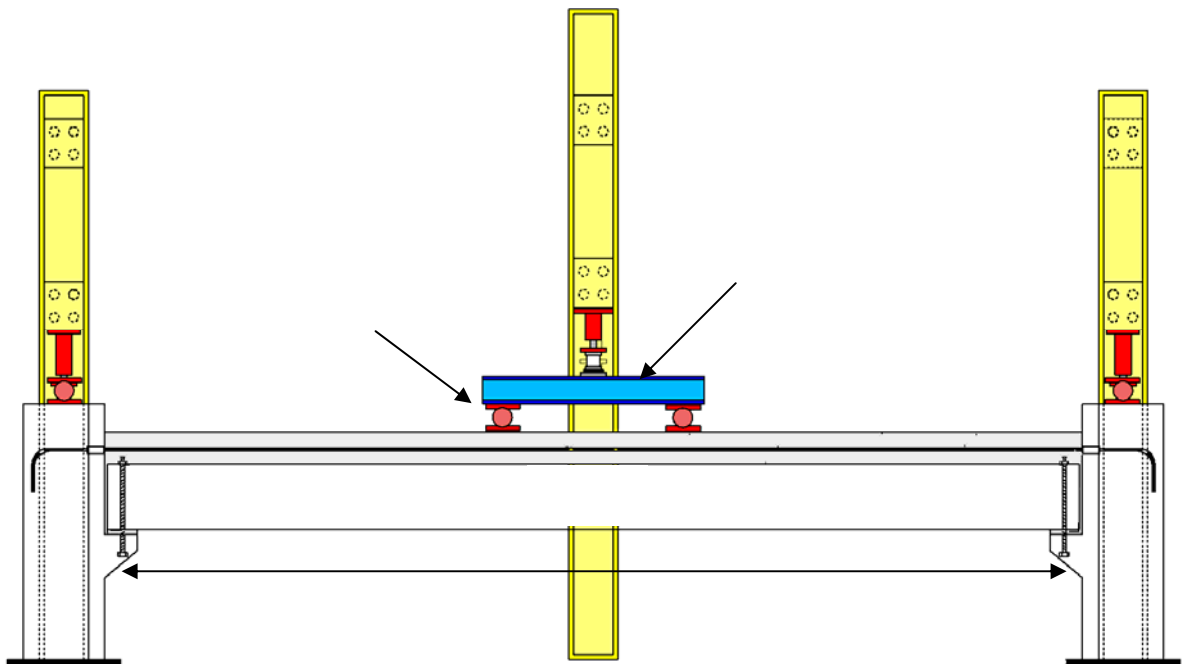
Em uma segunda alternativa para obtenção da relação entre o momento na extremidade para a viga com ligações semi-rígidas ( $M_E$ ) e o momento de extremidade resistente para a viga engastada ( $M_{eng}$ ), o momento na extremidade foi obtido a partir das leituras apresentadas pelos *strain gages* posicionados na armadura negativa de continuidade no topo da viga.



## 3.2. Detalhamento do Programa Experimental

### 3.2.1. Protótipo

O estudo compreendeu a observação da relação momento-rotação da ligação em uma viga com as ligações selecionadas. Para tanto, foi verificada no meio do vão o valor da flecha total para duas forças de 135 kN aplicadas em dois pontos distantes entre si de um metro, tal distância foi escolhida com finalidade de gerar um trecho maior de momentos negativos na extremidade da viga, segmento este que também fosse compatível com o apresentado em ensaios de ligações isoladas. Além das medidas de flecha, observou-se a curvatura no meio do vão e as rotações relativas viga-pilar. O arranjo do ensaio está disposto na Figura 3-1.



**Figura 3-1** - Arranjo do ensaio à flexão para a ligação viga-pilar.

A resistência característica do concreto para os elementos pré-fabricados foi de 35 MPa. O concreto utilizado para a pré-viga fornecida pelo fabricante apresentou uma resistência média aos 28 dias da ordem de 45 MPa (com desvio padrão de 3 MPa). O concreto utilizado para o preenchimento superior da viga pré-fabricada apresentou uma resistência de

31 MPa no dia do ensaio. Com base em ensaios de flexão com três modelos de vigas que empregaram o mesmo concreto utilizado para o preenchimento, estimou-se um módulo de elasticidade do concreto  $E_c$  na região comprimida da viga em torno de 26 GPa. Para a junta entre a viga e o elemento de pilar utilizou-se o *graute* industrializado Masterflow 320 da Degussa, cuja resistência à compressão foi de 40 MPa.

O aço utilizado na armadura foi do tipo CA-50. As ligações por meio de luvas rosqueadas foram montadas por uma empresa especializada da cidade de São Paulo sob encomenda. As demais barras das armaduras foram todas cortadas e dobradas pela empresa de pré-fabricados que forneceu os modelos. O aço empregado nas barras rosqueadas dos chumbadores nos apoios foi o SAE 1020. Para ancorar os chumbadores no concreto utilizou-se uma ancoragem mecânica que consistiu em uma chapa de aço de 16 mm de espessura soldada na extremidade inferior da barra dentro do consolo. Na extremidade superior do chumbador foi empregada uma outra chapa fixada por meio de porca.

Os detalhes das vigas pré-moldadas estão apresentados nas Figuras 3-2 e 3-3. As dimensões da pré-viga pré-fabricada são 400 mm de largura, 400 mm de altura e 5900 mm de comprimento. A parte superior da viga que foi preenchida com concreto no local possuía 200 mm de altura, ficando a viga com altura total de 600 mm.

A armadura longitudinal negativa inserida no trecho de preenchimento de concreto no local consistiu de  $4\phi 16$  mm, sendo  $A_{s,neg} = 804 \text{ mm}^2$ . A armadura superior na seção transversal da viga pré-fabricada foi constituída por  $4\phi 10$  mm e a armadura positiva da viga foi constituída por  $4\phi 20$  mm. Com objetivo de promover o comportamento de seção composta entre a viga pré-moldada e o complemento concretado no local, foram deixadas esperas dos estribos verticais com 8 mm a cada 12 cm, conforme detalhado na Figura 3-3.

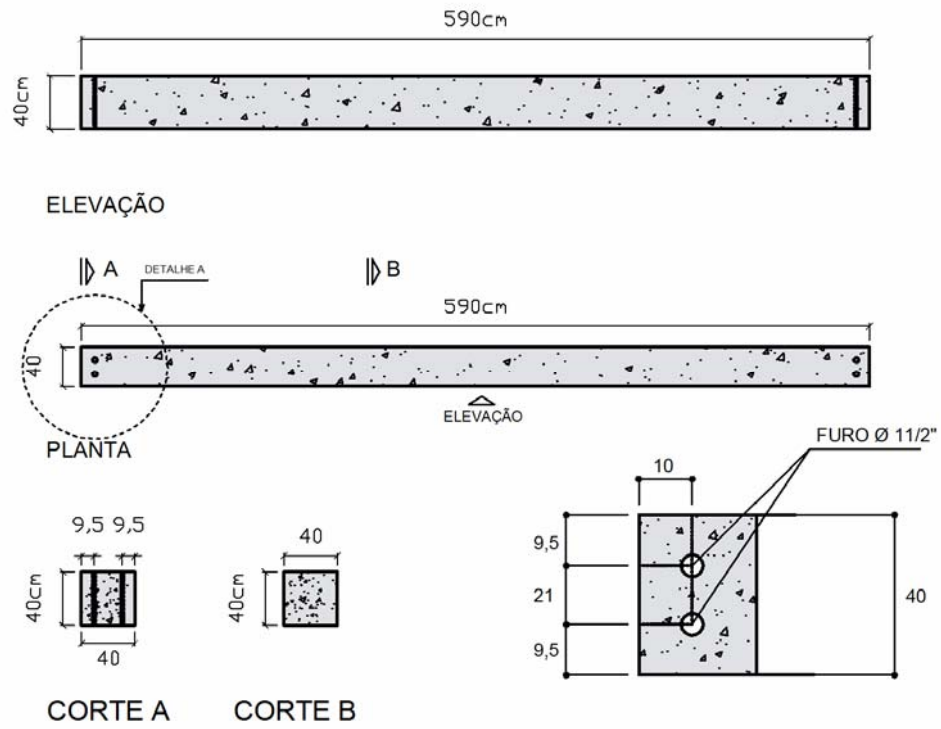


Figura 3-2 – Forma da viga

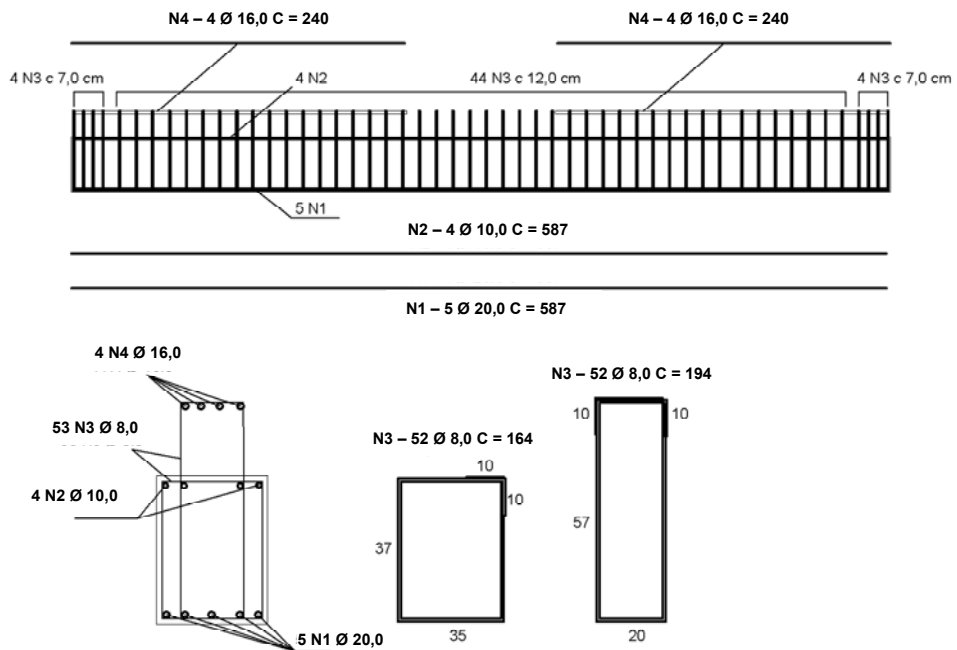


Figura 3-3 – Detalhe da armação da viga.

Os detalhes do pilar e do consolo são apresentados nas Figuras 3-4 e 3-5. Na altura das 4 barras negativas de 16 mm da viga, foram posicionadas 4 luvas rosqueadas ancoradas dentro dos elementos dos pilares por meio de armadura de 16 mm de diâmetro, com ancoragem reta de 450 mm e com gancho vertical próximo à extremidade do pilar. As demais armaduras dos modelos de pilares foram projetadas e ajustas tendo em vista os seguintes aspectos: a) questões de ordem prática; b) dimensões de bitolas que usualmente seriam empregadas na indústria; c) evitar a ruína localizada e sim da ligação como um todo; compatibilização de disposições construtivas e de facilidade de concretagem, etc.

Neste estudo, para as almofadas de apoio da viga sobre os consolos foram utilizadas placas de argamassa reforçadas com fibras de polipropileno, as quais foram moldadas na Escola de Engenharia de São Carlos EESC-USP pelo mestrando Gustavo Henrique, que pesquisa as propriedades mecânicas desse tipo de material sob a orientação do Prof. Mounir Kalil El Debs.

A viga pré-moldada foi posicionada sobre as almofadas de apoio situadas nos consolos dos pilares. Os dois chumbadores rosqueados transpassaram os dois nichos verticais nas extremidades da viga. Após o posicionamento da viga, os chumbadores foram parafusados com porcas nas suas extremidades superiores, com a colocação de chapas metálicas no topo da pré-viga. Em seqüência, as armaduras longitudinais negativas foram acopladas com as luvas inseridas nos pilares por meio de rosqueamento. Finalmente, foi realizada a concretagem do preenchimento de 200 mm sobre a pré-viga para promover a solidarização das armaduras negativas. O ensaio do modelo foi realizado após 10 dias da concretagem do trecho de preenchimento com concreto no local, quando este concreto atingiu uma resistência de 31 MPa.

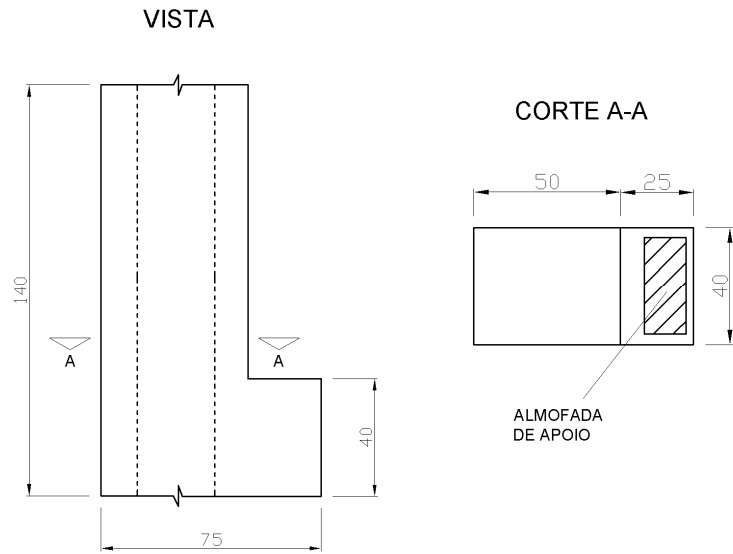


Figura 3-4 – Forma do pilar.

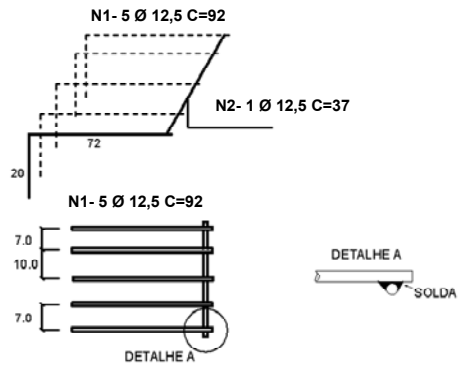
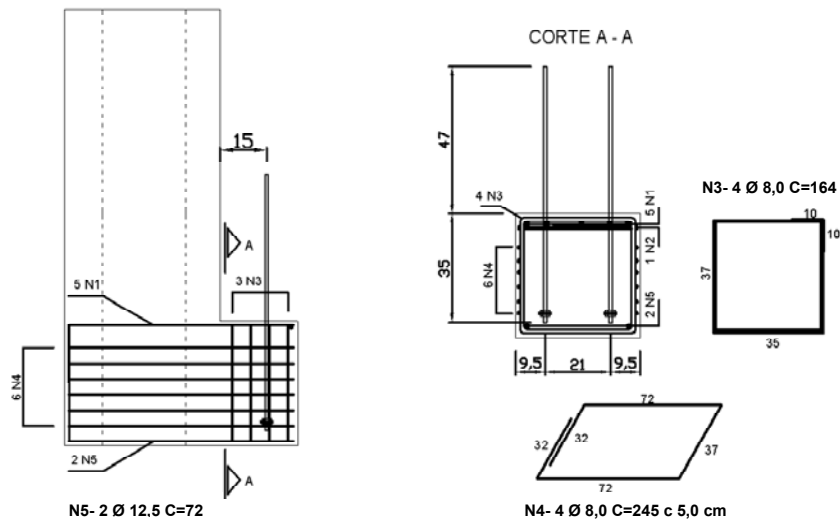


Figura 3-5 - Detalhe do consolo.

### 3.2.2. Construção, Transporte e Montagem do Modelo Ensaiado

O modelo pré-fabricado para compor o semi-pórtico em forma de H foi constituído por uma pré-viga e dois trechos de pilares. Os elementos pré-fabricados foram fabricados e fornecidos pela empresa PROTENDIT de São José do Rio Preto. Na Figura 3-6 são apresentadas fotos do modelo durante a sua execução.



Figura 3-6 – Fabricação do modelo na fábrica em São José do Rio Preto.

A montagem do ensaio começou com o reposicionamento dos pórticos de reação para facilitar os movimentos das peças pré-fabricadas sobre a laje de reação, conforme a Figura 3-7. A montagem do semi-pórtico em H foi concluída com auxílio de um caminhão com dispositivo para içamento dos elementos estruturais de empresa local, conforme Figura 3-8. A Figura 3-9 mostra o modelo já montado e os pórticos de reação corretamente posicionados. Após a montagem dos elementos pré-moldados, foram executadas as ligações nas armaduras negativas de continuidade nas ligações por meio de luvas prensadas rosqueadas, conforme Figura 3-10. Outra peculiaridade deste modelo foi a utilização de almofada de argamassa reforçada com fibras, conforme Figura 3-11.



**Figura 3-7** – Posicionamento dos pórticos de reação.



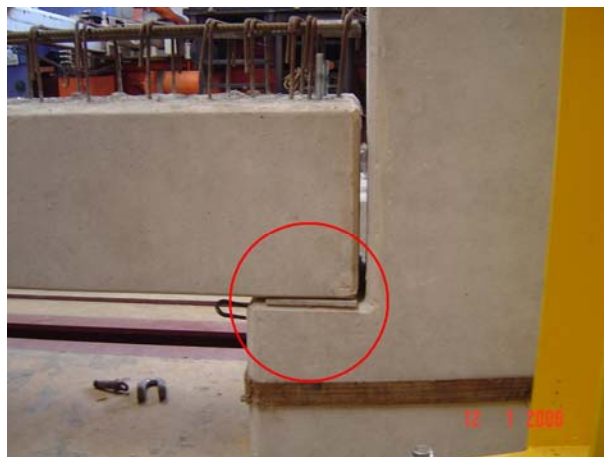
**Figura 3-8** – Içamento do elemento com trecho de pilar.



**Figura 3-9** – Modelo montado



**Figura 3-10** - Detalhe das luvas prensadas rosqueadas.



**Figura 3-11** - Detalhe da almofada de argamassa reforçada com fibras de polipropileno.

Estando o protótipo montado, o próximo passo foi o preenchimento das juntas entre os pilares e a viga (Figura 3-12). Utilizou-se a argamassa pronta de alta resistência e retração compensada Masterflow 320.





Figura 3-12 – Amassamento e aplicação do graute.

Após o preenchimento das juntas da ligação viga-pilar e da colagem dos *strain gauges*, detalhada no item que trata da instrumentação, realizou-se a concretagem (Figura 3-13) do topo da viga (400 mm x 200 mm). O concreto foi dosado para apresentar resistência à compressão de 30 MPa aos 10 dias, o mesmo foi fornecido por empresa especializada local.



Figura 3-13 – Concretagem do topo da viga.

### 3.2.3. Instrumentação

Os modelos foram instrumentados conforme a Figura 3-14, onde estão representados os vários dispositivos de medição de deformação. Tais dispositivos foram calibrados junto ao sistema de aquisição de dados System 5000.

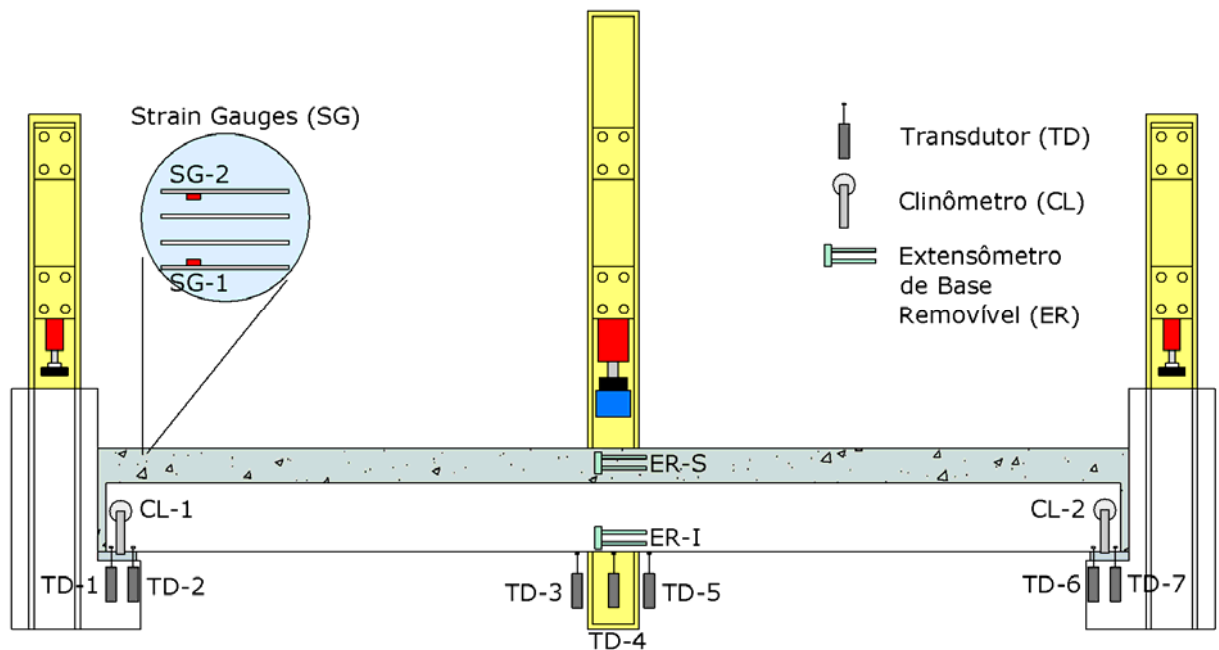


Figura 3-14 - Instrumentação do modelo.

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o modelo 5100 B do System 5000, tal sistema foi instalado em microcomputador exclusivo para esse fim. Os instrumentos de medição (células de carga, transdutores de deslocamento, clinômetros e extensômetros de base removível) foram calibrados junto ao sistema de aquisição de dados.

A instrumentação do modelo foi iniciada com a colagem de *strain gages* nas armaduras de continuidade no topo da viga (Figura 3-15). Tal etapa foi realizada com a ajuda de profissional especializado.



Figura 3-15 – Colagem de *strain gages*.

As Figuras 3-16 a 3-18 mostram o modelo ensaiado com todos os instrumentos de medição e as células de carga já posicionadas junto aos cilindros atuadores de carga.



Figura 3-16 - Instrumentação do modelo.



Figura 3-17 – Instrumentação: clinômetro e transdutores no apoio.



Figura 3-18 – Transdutores no meio do vão.

As medidas de deslocamento vertical (flechas) dos elementos de viga foram feitas por meio de transdutores LVDT (Linear Variable Differential Transducers) (Figura 3-19a), os quais foram posicionados em três pontos na face inferior, na região que compreende o trecho central da viga. Com relação à obtenção de gráficos momento-rotação foram utilizados, para

as medidas indiretas de rotação, transdutores posicionados junto ao consolo do pilar, na seção vertical onde foi admitido o eixo de rotação, no caso, coincidindo com o eixo dos chumbadores, e onde pretendeu-se aferir uma rotação média daquela região. Além dos transdutores, foram utilizados clinômetros (medidas diretas de rotação) nas duas extremidades do elemento de viga (Figura 3-19b), tais instrumentos também foram afixados em concordância com o eixo dos chumbadores.

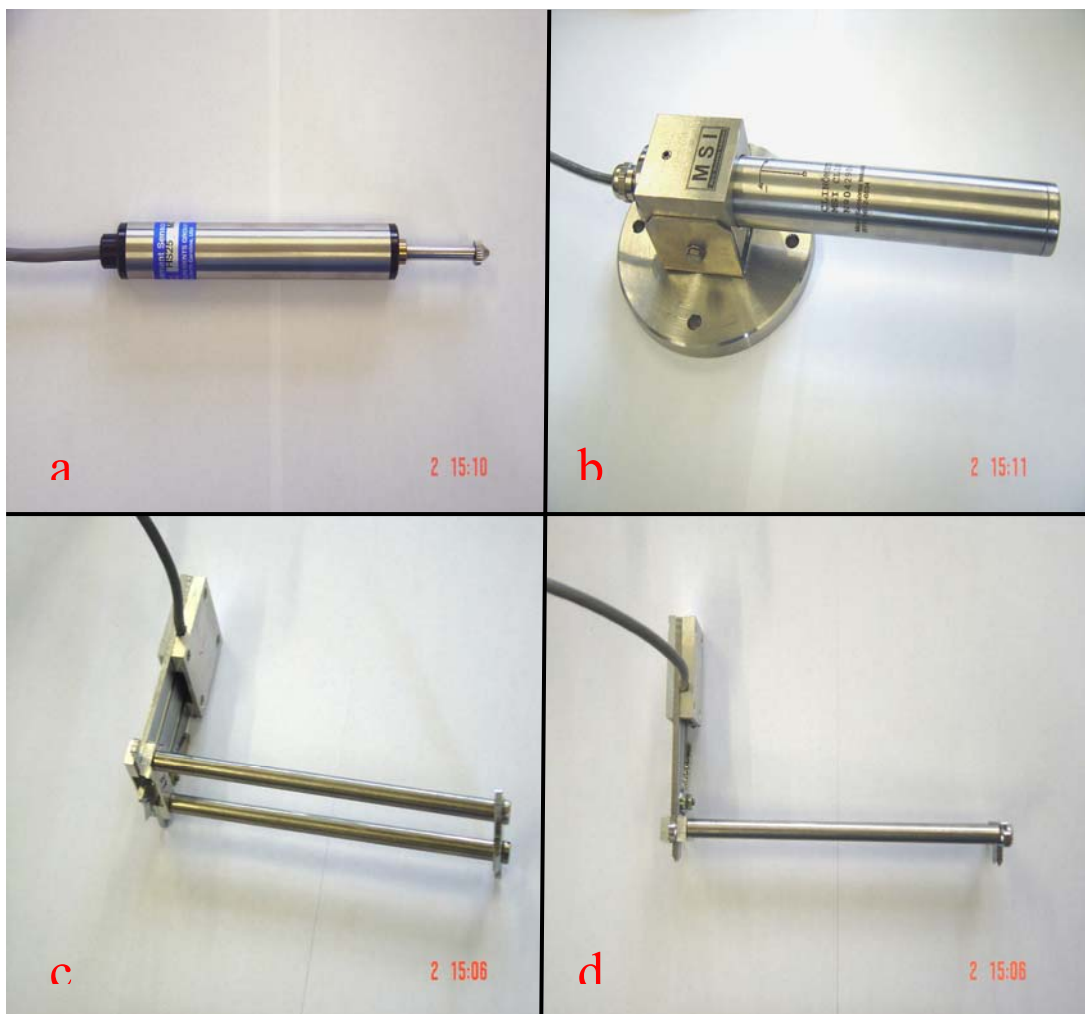


Figura 3-19 – Instrumentos de medição.

Para a determinação de gráficos momento-curvatura foram utilizados, para as medidas diretas de deformações, extensômetros elétricos de base removível (Figura 3-19c,d),

o qual é freqüentemente utilizado para aferições em corpos-de-prova, e foi oportunamente testado na viga deste experimento.

Foram utilizados dois extensômetros de base removível, sendo um na face lateral da viga na região que compreende as tensões de compressão no concreto e, um segundo, na mesma face do elemento pré-moldado, porém situado na região tracionada, ou seja, na base da viga. Nas duas situações os extensômetros foram afixados distantes 50 mm da borda mais próxima. A dificuldade de se instrumentar o modelo em sua pré-fabricação com strain gages convencionais foi um fator considerado, visto que as peças foram doadas pela empresa PRÉ-MOLDADOS PROTENDIT, a qual é situada na cidade São José do Rio Preto, portanto, fazia-se necessário a locomoção até a cidade do interior paulista com finalidade única de fixação dos strain gages, além desse fator, contou o fato da empresa não disponibilizar claramente as prioridades de sua linha de produção, a execução do modelo estava sujeita às necessidades da fábrica.

O clinômetro foi posicionado na região inferior da viga, como mostra a Figura 3-20, diminuindo o risco de erros de leitura devido a possibilidade de fissuração por flexão no topo da viga. A tabela 3-1 traz o quadro resumo dos equipamentos utilizados no experimento.

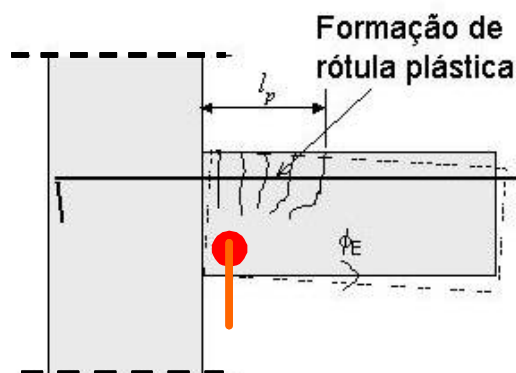


Figura 3-20 – Posicionamento do clinômetro na região com menor risco de fissuração.

Tabela 3-2 – Quadro resumo dos equipamentos/instrumentos utilizados no ensaio.

Equipamento /Instrumento	Marca	Modelo	Características		Finalidade
Sistema de aquisição de dados de extensometria	Vishay Measurements Group, Inc.	System 5000	-		Aquisição automática de dados
Cilindro hidráulico	ENERPAC	RC-	Simples ação		Aplicação do carregamento na viga
Cilindro hidráulico	ENERPAC	RR-	Dupla ação		Aplicação do carregamento nos pilares
Extensômetros elétricos de resistência	KYOWA	KFG-20-120-C1-11	5 mm		Medição das deformações na armadura negativa
Clinômetros	MSI	CL1000	-		Medição de rotações
Extensômetros de base removível	MSI	-	Base de medida = 100 mm		Medição das deformações no concreto da viga
Transdutores lineares	MSI	Tipo	Base (mm)	Erro (%)	Medição de deslocamentos dos modelos
		HS50	50	0,09	
		HS25	25	0,09	

### 3.3. Metodologia

Na *metodologia experimental* concebida no plano inicial, o estudo do comportamento das vigas pré-moldadas com ligações semi-rígidas deveria partir de problemas particulares das ligações e das vigas pré-moldadas em direção ao estudo do comportamento conjunto da viga pré-moldada com ligações adjacentes. Neste contexto, pretendeu-se a realização de ensaios preliminares para a caracterização das ligações isoladas, onde seriam feitas medidas da rotação localizada na região da ligação viga-pilar. Posteriores a estes ensaios, seriam realizados ensaios de flexão em elementos de viga com ligações semi-engastadas, onde deveriam ser medidas as relações momento-curvatura nos trechos centrais e na extremidade da viga bem como as rotações relativas entre a viga e os pilares.

Outra metodologia pensada, partindo do estudo do comportamento conjunto da viga com ligações, foi obter o momento no meio do vão para a viga com ligações semi-rígidas e, conseqüentemente, o momento no apoio, a partir da relação momento versus curvatura apresentada pelo ensaio de uma viga semelhante, no entanto sem ligações. No entanto, esta relação não seria possível, visto que mesmo possuindo características similares, vigas com diferentes condições de vínculo apresentam comportamento estrutural diferentes.

O enfoque da pesquisa continuou sendo a caracterização da ligação em estudo através de sua rigidez. Pretendeu-se, também partindo do estudo do comportamento conjunto da viga com as ligações semi-engastadas avaliar o desempenho estrutural destas quanto à redistribuição dos esforços e deslocamentos. A partir dos resultados experimentais para os deslocamentos verticais, bem como, para os deslocamentos aferidos nos extensômetros de base removível foi possível quantificar o momento fletor para o meio do vão e, por conseguinte, obteve-se a quantidade de momento mobilizada pela ligação através da diferença entre o momento considerando a viga simplesmente apoiada e o próprio momento fletor encontrado para o meio do vão.

O momento negativo na extremidade da viga também foi obtido considerando as leituras dos *strain gages* fixados na armadura de continuidade situada no complemento da viga, tal armadura foi o mecanismo escolhido pelo presente estudo para a transferência de esforços de flexão. Portanto, o partindo-se dos resultados experimentais quanto ao alongamento das barras de continuidade foi possível determinar o momento mobilizado naquela região.

A rigidez da ligação, aqui chamada de  $R$ , é o coeficiente que relaciona a rotação relativa viga-pilar com o momento fletor absorvido pela ligação. Como exposto no parágrafo anterior, o momento relacionado ao coeficiente  $R$  foi obtido por dois caminhos distintos,



sendo agora necessária a obtenção da rotação relativa entre os elementos. Dois foram os métodos utilizados para o aferimento da rotação. O primeiro por meio de clinômetros, que têm funcionamento semelhante a um pêndulo, fixados diretamente nas extremidades da viga ensaiada. A outra forma de obtenção da rotação foi viabilizada pelas leituras de deslocamento vertical apresentadas pelos transdutores instalados junto ao elemento de pilar, mais precisamente, nos apoios (consolos). O modelo citado foi ensaiado com duas forças concentradas incrementais. O comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar está representado por meio de molas na Figura 3-21.

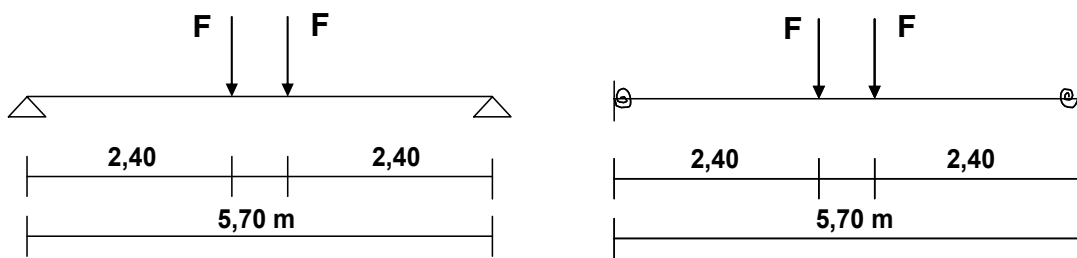
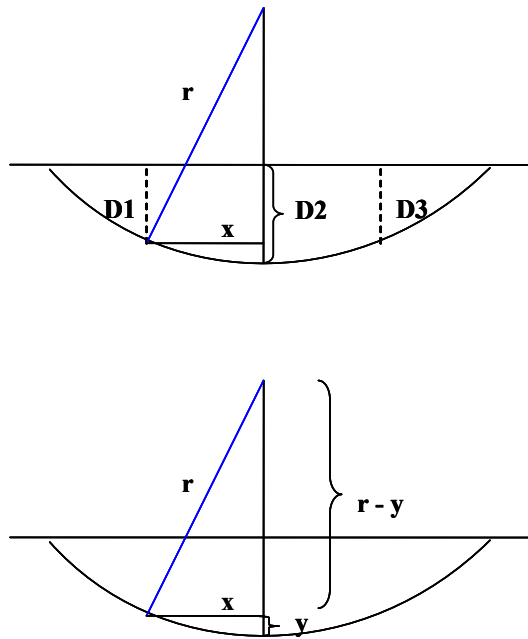


Figura 3-21 - Esquemas estáticos para as vigas articuladas e com ligações semi-rígidas

De acordo com recomendações do manual FIB (2003), a ligação não deve ser tomada como apenas uma interface entre o pilar e a viga, mas sim como uma região, constituída por parte desses dois elementos. Por outro lado, a resposta real da rigidez da ligação, obtida através da relação momento-rotação, também é resultado da interação do comportamento não linear da viga adjacente e da não linearidade da própria ligação. Por sua vez, o comportamento da ligação afeta diretamente a própria rigidez da viga de concreto armado.

No ensaio da viga com as ligações solidarizadas serão obtidas leituras diretas de flecha no meio do vão por meio de transdutores lineares. A instrumentação é tratada mais adiante. Para tanto, foram necessários três transdutores posicionados no trecho central da viga. A

partir das medidas de deslocamento aferidas no conjunto de 3 transdutores (D1, D2 e D3) posicionados entre as forças aplicadas no meio do vão, é possível determinar a relação momento-curvatura para aquela região conforme Figura 3-22.



**Figura 3-22** - Obtenção experimental da curvatura na seção central da viga pré-moldada.

Tem-se que,

$$y = D_2 - D_1$$

Sendo,  $r^2 = x^2 + (r - y)^2 \Rightarrow r = \frac{x^2 + y^2}{2y}$

No caso específico,  $x = L/12$ .

Finalmente, a curvatura no meio do vão pode ser dada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{2y}{\left(\frac{L}{12}\right)^2 + y^2} \quad [3-2]$$

A curvatura também foi obtida, de forma indireta, utilizando-se extensômetros de base removível (ER) posicionados no centro da viga e distantes 50 mm (cinquenta milímetros) das bordas superior e inferior (Figura 3-23).

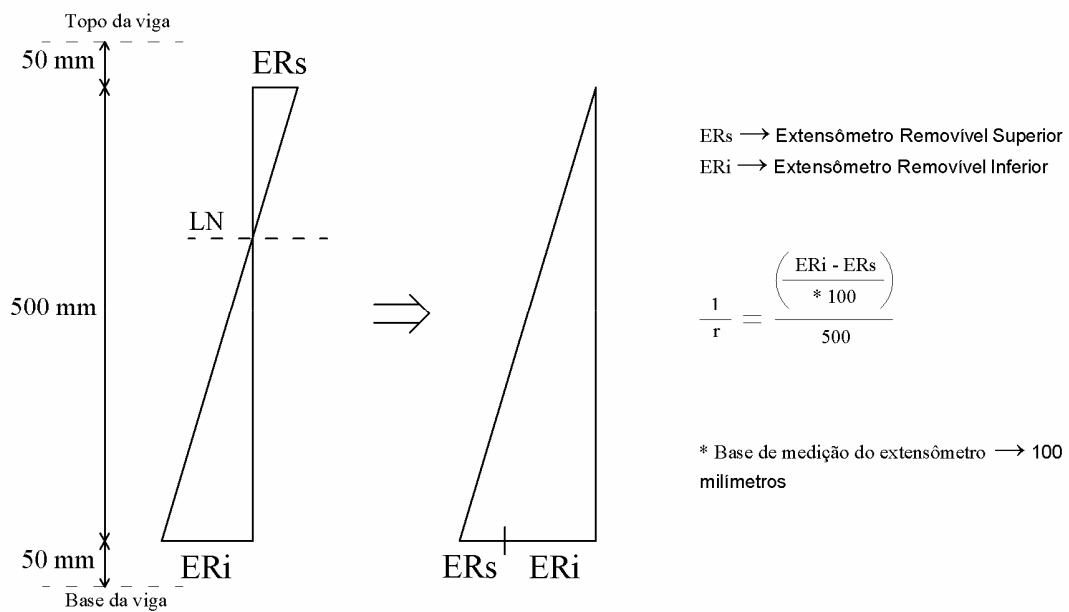


Figura 3-23 – Representação dos extensômetros de base.

A posição da linha neutra também é facilmente verificada a partir das leituras dos extensômetros de base removível (Equação 3-3).

$$\frac{ERi + ERs}{500} = \frac{ERs}{x - 50}$$

$$x = \frac{ERs}{ERs + ERi} \cdot 500 + 50 \quad [3-3]$$

Sendo, x a posição da linha neutra.

Ainda tomando como referência as leituras dos extensômetros, podemos determinar a deformação específica do concreto  $\epsilon_c$  de acordo com a seguinte analogia:

$$\frac{ER_s}{x - 50} = \frac{\epsilon_c}{x}$$

$$\epsilon_c = \frac{ER_s \cdot x_{II}}{x_{II} - 50}$$

O módulo de elasticidade do concreto  $e$ , conseqüentemente, o momento na seção central, é determinado igualando-se as resultantes das forças (Figura 3-24).

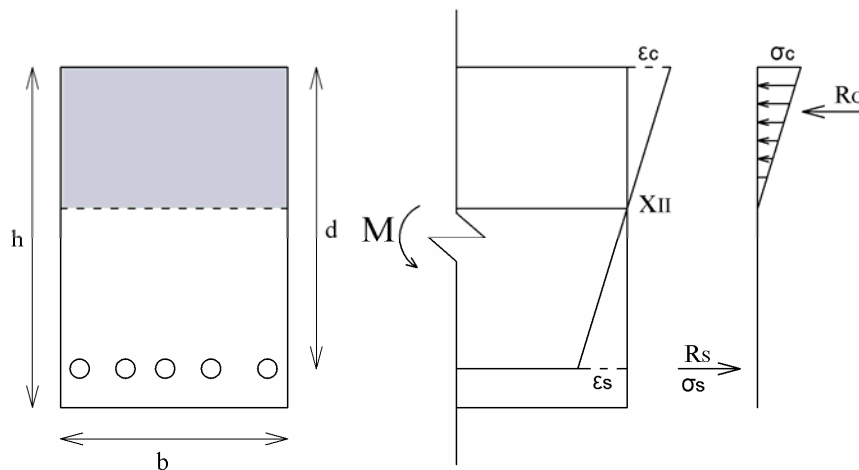


Figura 3-24 – Seção transversal da viga.

Da Figura 3-24, temos,

Graficamente:

$$\frac{\epsilon_c}{x_{II}} = \frac{\epsilon_s}{d - x_{II}} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{d - x_{II}}{x_{II}} \epsilon_c$$

Equações Constitutivas:

$$\sigma_c = E_{cs} \cdot \varepsilon_c$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \frac{d - x_{II}}{x_{II}} \varepsilon_c$$

Forças Resultantes:

$$R_c = \frac{bx_{II}\sigma_c}{2} = \frac{bx_{II}E_c\varepsilon_c}{2}$$

$$R_s = A_s\sigma_s = A_sE_s \frac{d - x_{II}\varepsilon_c}{x_{II}}$$

Equilíbrio das forças resultantes e momento fletor:

$$R_c = R_s$$

$$M = R_c \cdot z = R_s \cdot z$$

$$\text{Onde, } z = d - \frac{x_{II}}{3}$$

Assim,

$$E_c = 2A_sE_s \frac{d - x_{II}}{bx_{II}^2}$$

A partir do momento fletor no meio do vão encontra-se o momento na extremidade  $M_E$ , parcela absorvida pela ligação, subtraindo-se do momento isostático (F.a) a parcela mobilizada pela região central da viga (Equação 3-4).

$$M_E = F \cdot a - M_{v\tilde{a}o,lig} \quad [3-4]$$

Sendo,

$M_E$  → Momento na extremidade da viga;

$F \cdot a$  → Momento fletor no trecho central da viga articulada;

$M_{v\tilde{a}o,lig}$  → Momento efetivo no meio do vão da viga com ligação semi-rígida.

No ensaio da viga com ligações semi-rígidas também é possível determinar o momento na extremidade  $M_E$  da viga através das leituras dos *strain gages* posicionados na armadura negativa de continuidade. De onde obtem-se a relação entre a tensão aplicada e a deformação (Lei de Hook).

$$\sigma_S = E_S \cdot \varepsilon_S$$

Daí,

$$M_E = A_S \sigma_S \cdot z = A_S E_S \varepsilon_S \cdot z$$

Sendo,

$M_E$  → Momento na extremidade da viga;

$A_S$  → Área de aço da armadura de continuidade;

$E_S$  → Módulo de elasticidade do aço;

$\varepsilon_S$  → Deformação específica do aço (Dada em microstrain);

O momento de engastamento perfeito na extremidade ( $M_{eng}$ ) é conhecido, ou seja, é o momento na extremidade para viga com vínculos engastados. Assim, através do coeficiente de engastamento parcial ( $M_E/M_{eng}$ ) obtem-se o fator de restrição  $\alpha_R$  utilizando a seguinte expressão:

$$\frac{M_E}{M_{eng}} = \frac{6\alpha_R - 3\alpha_R^2}{4 - \alpha_R^2} \quad [3-6]$$

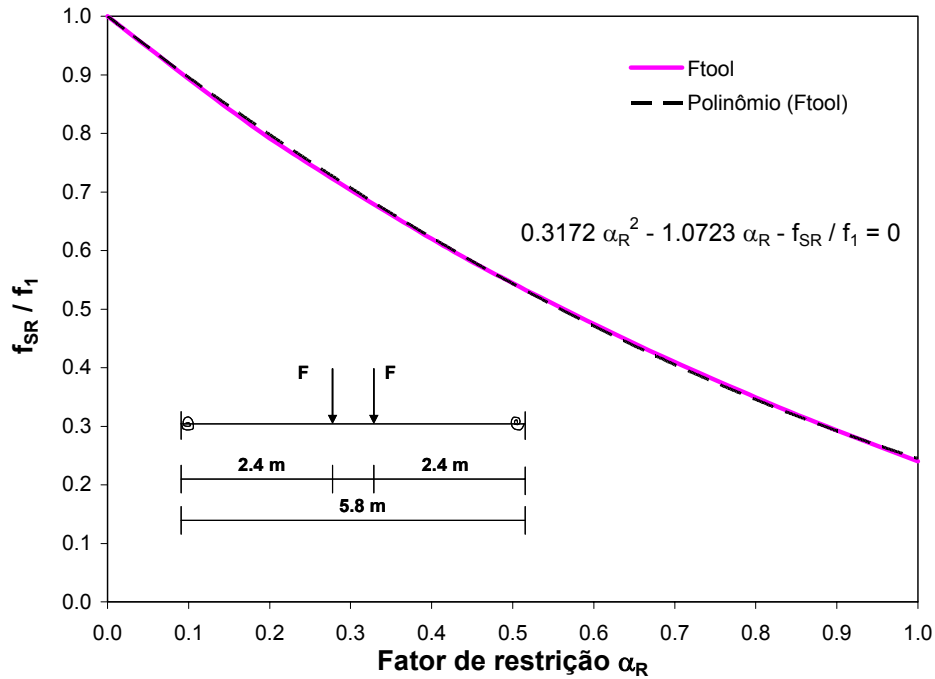
Partindo agora da rotação na extremidade  $\theta_E$ , média das rotações dos clinômetros e dos transdutores, e conhecendo o momento de extremidade  $M_E$ , tem-se o valor da rigidez à flexão da ligação  $R_E$ .

$$R_E = \frac{M_E}{\theta_E} \quad [3-7]$$

Conhecendo o fator de restrição aos giros  $\alpha_R$ , e ainda contando com as flechas medidas experimentalmente, obtemos a rigidez equivalente  $EI_{eq,viga}$  para a viga ensaiada.

$$\frac{f_{SR}}{f_1} = f(\alpha_R) \quad [3-8]$$

A Figura 3-25 apresenta uma curva obtida para o carregamento a ser utilizado nos ensaios, utilizando-se o programa FTOOL (para uma viga com molas à flexão nas extremidades).



**Figura 3-25** - Relação  $f_{SR} / f_1$  em função do fator de restrição  $\alpha_R$  (empregando o programa Ftool).

Na Figura 3-25 também são apresentados os resultados obtidos para relação  $f_{SR} / f_1$ , variando o fator de restrição  $\alpha_R$  de 0 a 1, onde foi encontrada a seguinte relação para a situação de carregamento ensaiada:

$$\frac{f_{SR}}{f_1} = 0.3172 \cdot \alpha_R^2 - 1.0723 \cdot \alpha_R + 1 \quad [3-8]$$

Sendo:

$$f_1 = \frac{F \cdot a}{24EI} (3L^2 - 4a^2) \quad [3-9]$$

Da relação entre as flechas obtemos a rigidez equivalente da viga:

$$EI_{eq} = \frac{F \cdot a}{24f_{SR}} (3L^2 - 4a^2) \cdot f(\alpha_R)$$

A partir dos resultados obtidos de forma indireta das leituras de deformações e



deslocamentos nos ensaios, pretendeu-se comparar estes resultados com valores teóricos obtidos a partir dos modelos analíticos que vêm sendo desenvolvidos em pesquisas anteriores pelo coordenador da pesquisa, tanto para a modelagem da relação momento-rotação quanto para as aplicações em procedimentos teóricos.

### 3.4. Estimativa Teórica dos Resultados

Nas tabelas 3-2 e 3-3 são apresentados os valores teóricos obtidos com base nos procedimentos teóricos desenvolvidos pelo orientador da pesquisa, para o modelo carregado com duas forças F de 135 kN.

**Tabela 3-2** - Dados das ligações e determinação dos parâmetros  $l_e$  e  $l_p$

$E_{ci}$ kN/mm	$I_2$ mm <sup>4</sup>	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$A_{s,neg}$ mm <sup>2</sup>	$b$ mm	$d$ mm	$\lambda_p$ mm	$\lambda_e$ mm	$M_{Rd}$ kNm	$\phi_{c,v}$ rad	$R_{sec}$ kNm/rad
30	1,32E+09	500	804	400	560	710	450	188	0,0056	36487

$$R_{sec} = \left[ \frac{l_e}{0.9E_s A_s d^2} + \frac{l_p}{E_{ci} I_2} \right]^{-1} = \left[ \frac{450}{0.9 \times 210 \times 804 \times 560^2} + \frac{710}{31 \times 1.32 \times 10^9} \right]^{-1} \times 10^{-3} = 36487$$

**Tabela 3-3** - Dados relativos ao cálculo do fator de restrição (secante)

$E_{ci}$ kN/mm <sup>2</sup>	$I_{viga}$ mm <sup>4</sup>	$A_{s,pos}$ mm <sup>2</sup>	$b$ mm	$h_{viga}$ mm	$L_{ef}$ m	$R_{sec}$ KNm/rad	$\alpha_{R(sec)}$	$M_E / M_{eng}$
26	7.2x10 <sup>9</sup>	1571	400	600	5.7	36487	0.48	58%

$$\alpha_{R(\text{sec})} = \left[ 1 + \frac{3 \times 0.4 E_{cl} I}{R_{\text{sec}} L_{ef}} \right]^{-1} = \left[ 1 + \frac{3 \times 0.4 \times 26 \times 7.2 \times 10^9}{36487 \times 5.7 \times 10^{-6}} \right]^{-1} = 0.48$$

$$\frac{M_E}{M_{eng}} = \left[ \frac{3 \times \alpha_R}{2 + \alpha_R} \right]^{-1} = \left[ \frac{3 \times 0.48}{2 + 0.48} \right]^{-1} = 0.58$$

### 3.5. Resultados Experimentais

Foi aplicado no modelo uma força incremental através da utilização de um atuador hidráulico com capacidade de 500 kN. Antes de iniciar o carregamento no atuador central, os dois atuadores posicionados nos elementos de pilares nas extremidades foram carregados de forma sincronizada até atingir 120 kN, sendo que esta força foi mantida durante todo o ensaio. Após este procedimento, foram realizados dois ciclos de escorvamento com carregamentos aplicados da ordem de 30 kN e 100 kN, respectivamente, no atuador central. Após o escorvamento deu-se início ao carregamento monotônico incremental com a força última da ordem de 450 kN. A força de projeto no ELU foi estimada em 270 kN no atuador central, a qual foi dividida em dois pontos de aplicação no trecho central da viga distantes de 100 cm entre si, resultando na reação de 135 kN nos apoios da viga. Para a situação de engastamento perfeito, esta força representa um momento negativo de 188 kNm nas extremidades da viga. Adicionalmente, carga prevista para o ELS foi estimada em 190 kN no atuador central.

A seguir são apresentadas as medições realizadas no modelo ensaiado na presente pesquisa.

Os deslocamentos verticais medidos nos três transdutores posicionados na parte central da viga estão apresentados na Figura 3-26. As medidas destes transdutores foram utilizadas para a obtenção da curvatura média no trecho central da viga. Na Figura 3-27 é apresentada a flecha no meio da viga, a qual foi obtida a partir do deslocamento no transdutor central descontando-se os deslocamentos nos dois apoios. Considerando os carregamentos de 190 kN e 270 kN, as flechas no ELS e no ELU foram de 2,98 mm e 5,75 mm, respectivamente. A flecha máxima atingida no ensaio foi de 12,65 mm, para o carregamento de 450 kN no atuador central.

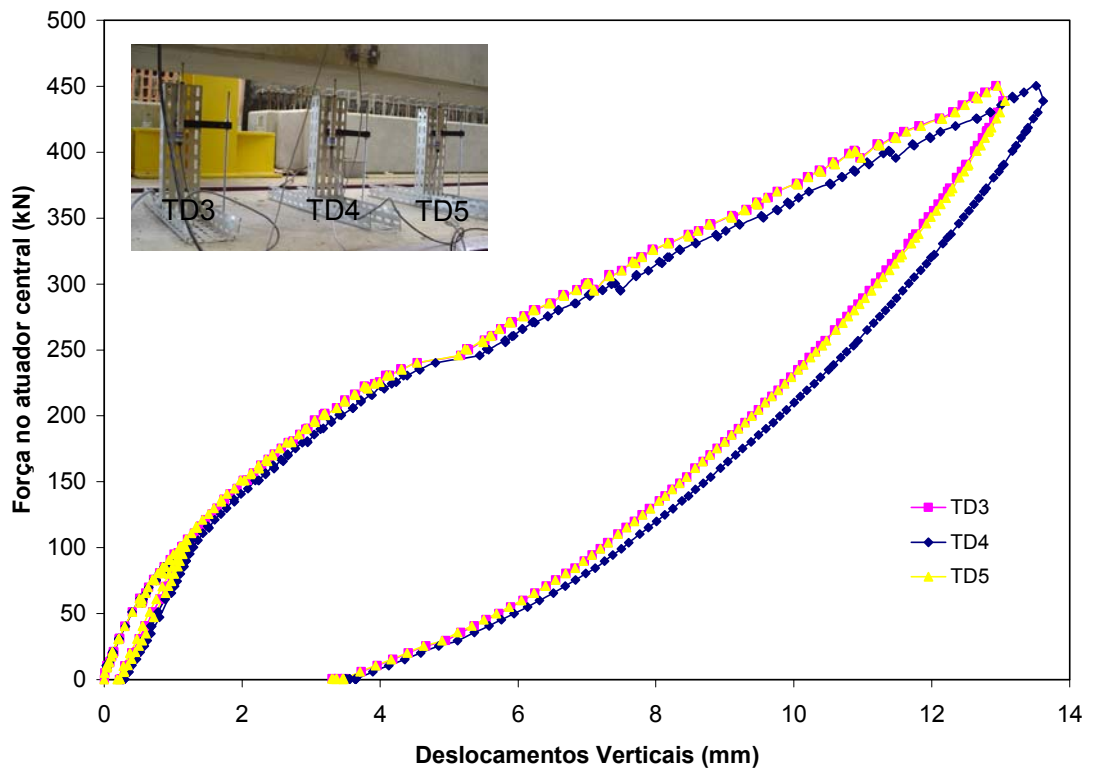


Figura 3-26 – Força no atuador central versus deslocamentos verticais do vão central da

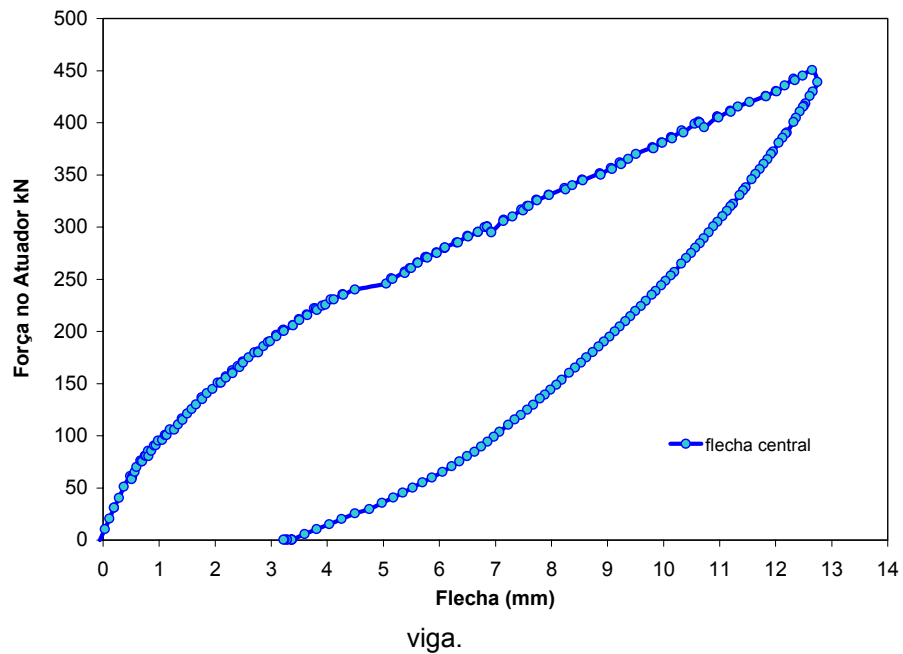


Figura 3-27 – Força no atuador central versus flecha na viga.

Na Figura 3-28 é apresentada a deformação média das almofadas de argamassa reforçada com fibras. Conforme pode ser observado, o início da plastificação na almofada se deu a partir de 200 kN de reação no apoio. Entretanto, como a extremidade da viga apresenta rotações nos apoios, não houve uma compressão centrada na almofada, não sendo possível, portanto, precisar a tensão que causou esta plastificação.

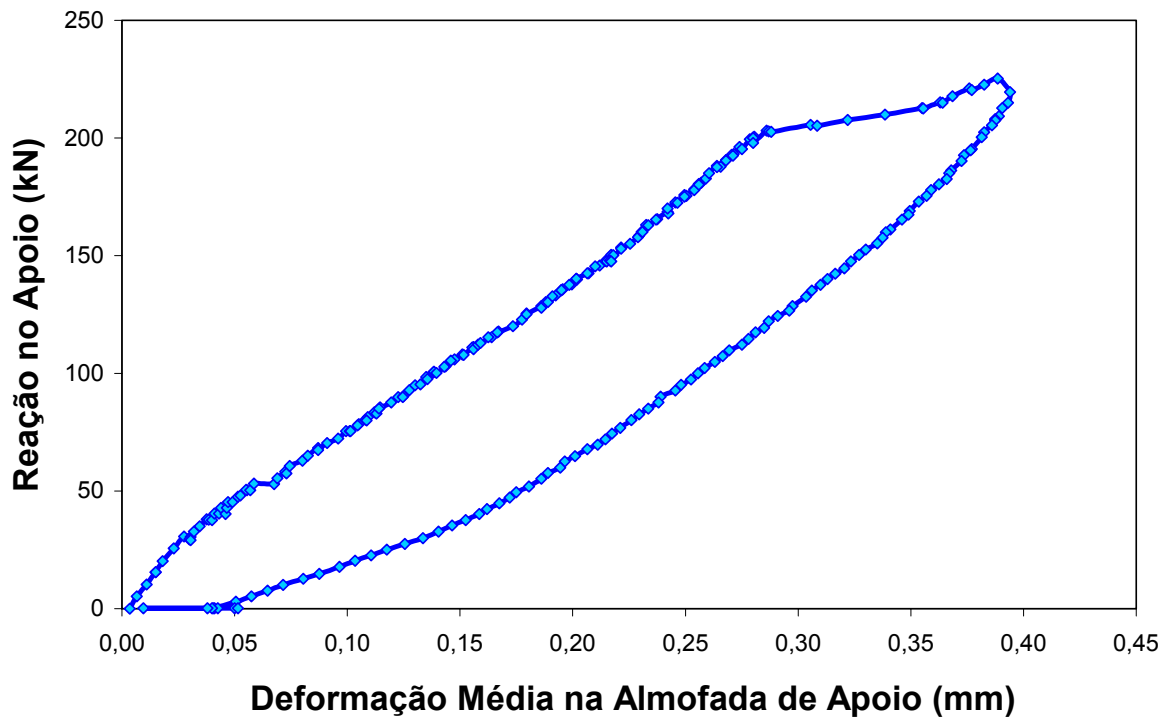


Figura 3-28 – Força no atuador central versus deformação média na almofada de apoio.

Na Figura 3-29 são apresentadas as medidas de deslocamentos que foram registradas nos extensômetros de base removível no trecho central da viga. Estes instrumentos foram posicionados na face lateral da viga, distantes de 500 mm entre si, estando um extensômetro no trecho comprimido na parte superior e o segundo no trecho tracionado na parte inferior. Estas leituras também foram utilizadas para avaliar a curvatura no trecho central da viga.

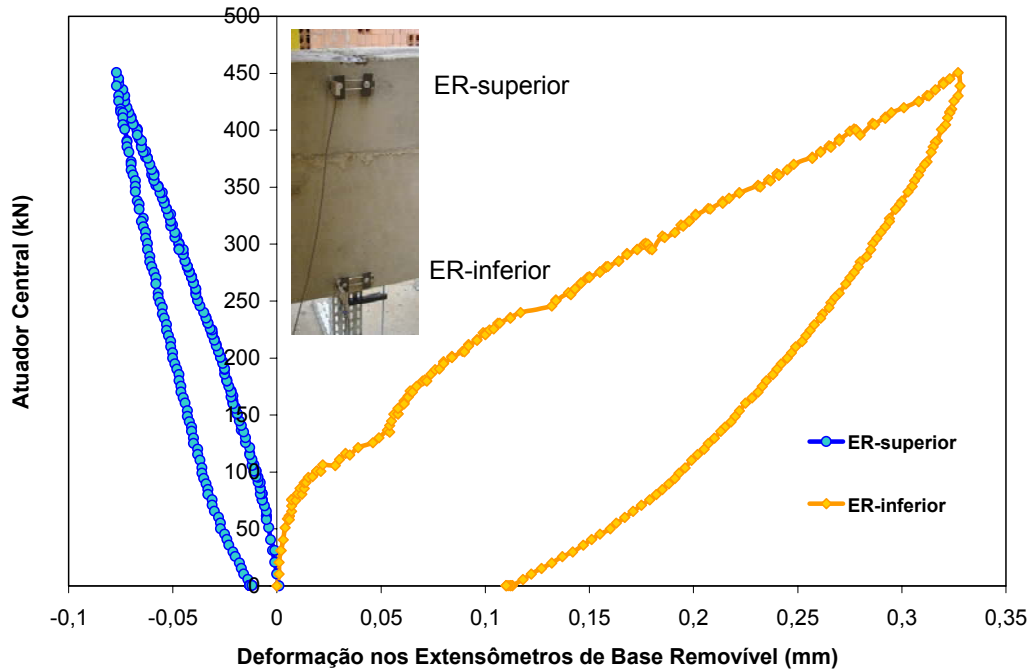


Figura 3-29 – Deformação nos extensômetros de base removível.

Duas foram as medidas de rotação obtidas na extremidade da viga. Na Figura 3-30 estão apresentadas as rotações que foram obtidas por meio dos clinômetros posicionados na altura dos chumbadores nos apoios da viga, na posição onde se considerou ser o centro de rotação da ligação viga-pilar (para a ligação estudada). Estas medidas fornecem as rotações globais nas extremidades da viga sobre os apoios, ou seja, estes instrumentos fornecem as rotações relativas entre a viga e o pilar, somadas às eventuais rotações dos elementos de pilares. Na Figura 3-31 também são apresentadas as rotações relativas, as quais foram obtidas por meio dos transdutores posicionados nas extremidades inferiores da viga e fixados junto aos consolos dos elementos de pilares. A partir dos dados apresentados na Figura 3-31, pode-se observar que as rotações obtidas tanto pelos clinômetros quanto pelos transdutores estiveram muito próximas entre si para carregamentos inferiores a 250 kN. Entretanto, para valores superiores a 250 kN, nota-se um aumento das rotações globais nos clinômetros, indicando que ocorreram movimentações nos elementos de pilares (ou no sistema de

travamento dos mesmos). Como a força de projeto no ELU foi estimada em 270 kN, estas variações não afetaram a avaliação da rigidez das ligações.

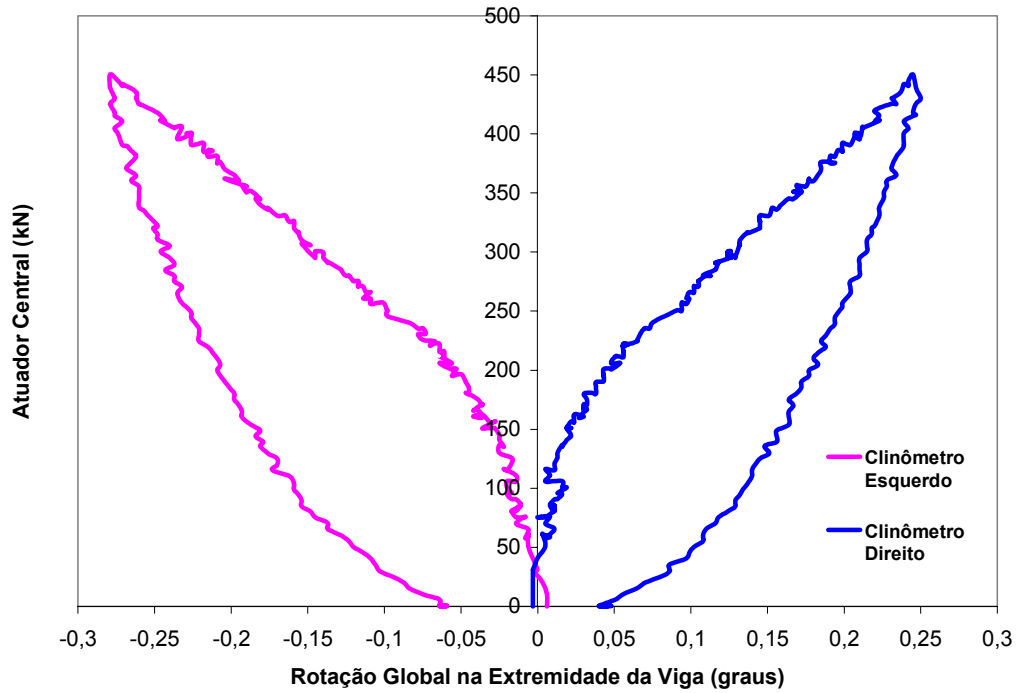


Figura 3-30 – Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros.

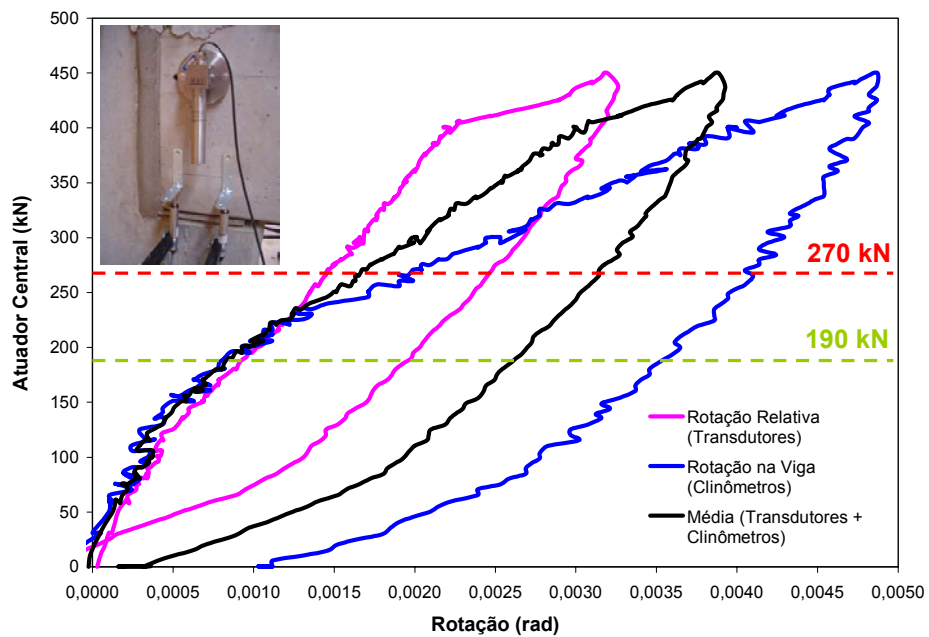
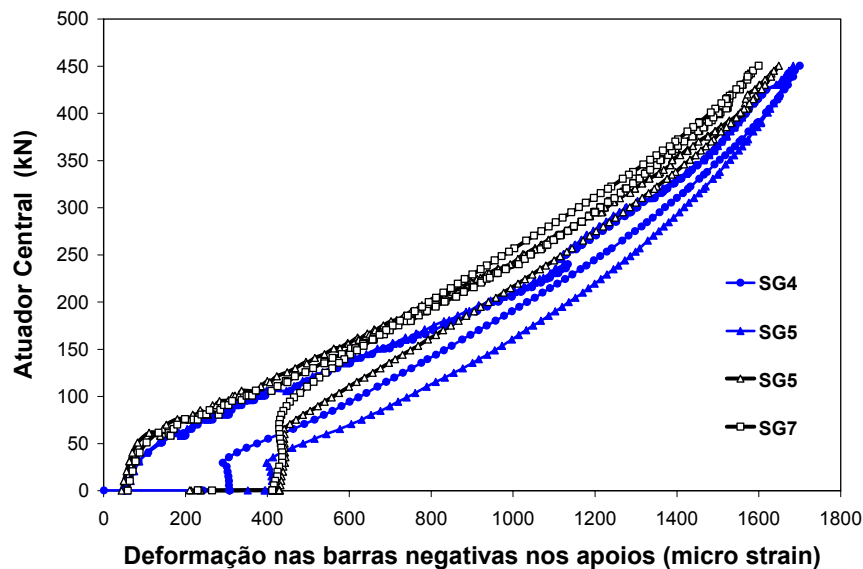


Figura 3-31 – Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros e transdutores nos consolos.

Como disposto na metodologia experimental, o momento negativo na extremidade também foi avaliado a partir das deformações nas armaduras negativas de continuidade da ligação viga-pilar. Quatro foram os *strain gages* (SG) utilizados na viga ensaiada, sendo dois (SG4 e SG5) nas barras mais externas da armadura de continuidade do lado esquerdo, e outros dois (SG6 e SG7) dispostos simetricamente no lado oposto. A Figura 3-32 apresenta as deformações obtidas para cada um dos *strain gages*.

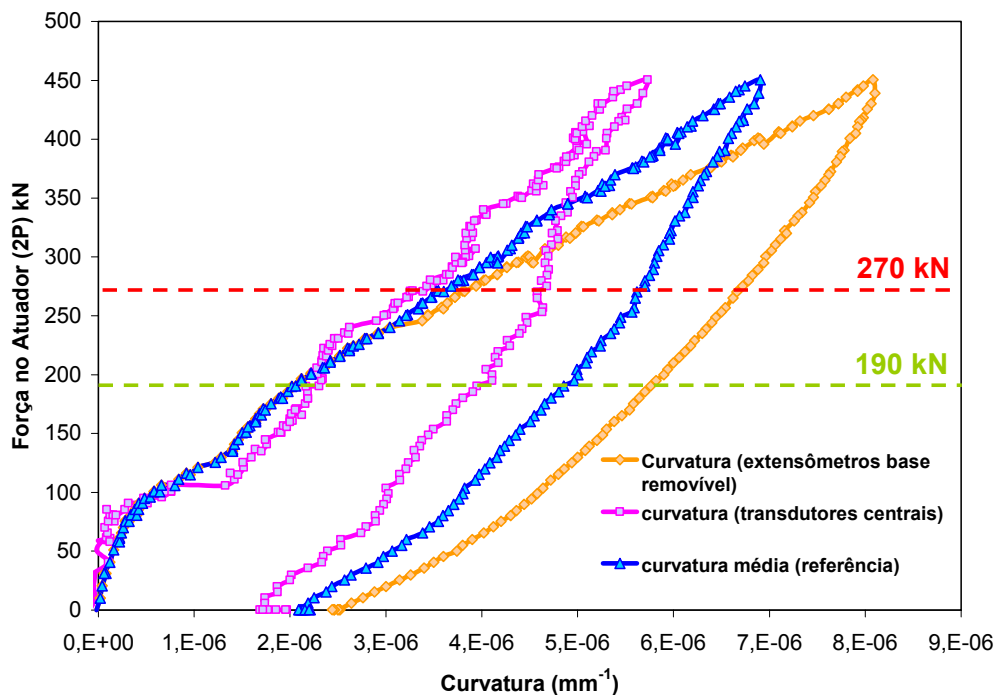


**Figura 3-32** – Medidas de deformações nos *strain gages*.

A curvatura no meio do vão, como apresentada na metodologia, foi obtida por meio das leituras de deslocamentos verticais apresentadas pelos três transdutores posicionados numa região que compreende 90 cm no meio do vão. Além destas medidas, a partir das leituras dos extensômetros de base removível (ER) também foi possível avaliar a curvatura na região central da viga. Na Figura 3-33 são apresentadas ambas as curvaturas que foram obtidas a partir dos transdutores verticais abaixo da viga e dos extensômetros de base removível na face lateral da viga. Conforme pode ser observado na Figura 3-33, a curvatura obtida a partir das leituras dos extensômetros de base removível apresentou uma melhor regularidade do que a curvatura obtida pelos transdutores verticais. Acredita-se que a falta de regularidade na curvatura obtida pelos transdutores seja decorrente dos pequenos



deslocamentos, menores que 5 mm para forças inferiores a 270 kN, onde a variação nos registros no sistema de aquisição de dados podem ser afetados por variações dos sinais dos transdutores de 500 mm devido a sensibilidade destes transdutores para estes pequenos deslocamentos. Por outro lado, ambas as curvaturas, obtidas pelos extensômetros removíveis e transdutores centrais, apresentaram uma boa consistência entre si, apresentando uma mesma tendência dos resultados para carregamentos inferiores a 250 kN. Após esta força, a fissuração na parte central da viga foi intensificada, aumentando a deformação registrada no extensômetro inferior na parte tracionada e, conseqüentemente, aumentando a curvatura obtida por meio dos extensômetros. Por esta razão, a partir desta intensidade da força, considerou-se uma curvatura média entre os valores obtidos a partir dos transdutores e

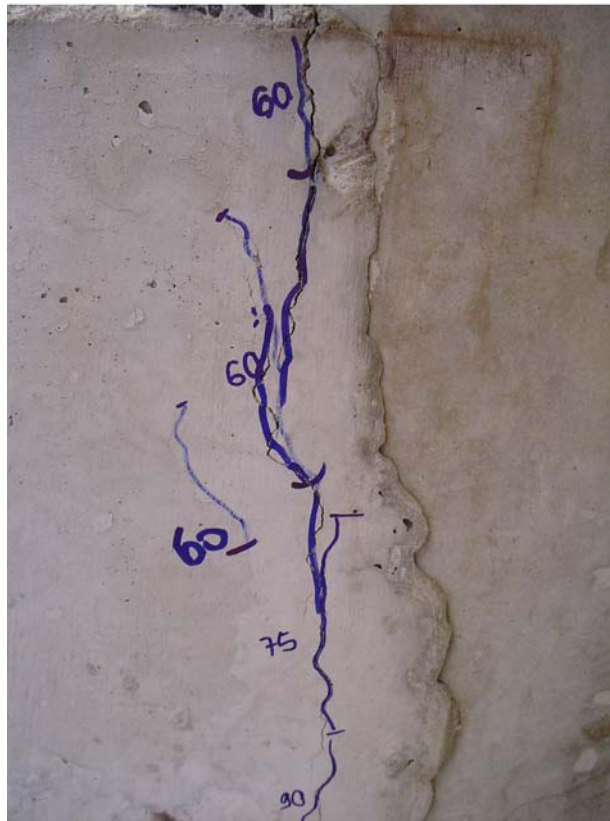


extensômetros.

**Figura 3-33** – Curvatura média, utilizada como referência, na região central da viga.

Na Figura 3-34 é apresentada uma visualização das fissuras na interface da ligação viga-pilar no ELU, onde se observou uma abertura acima de 1 mm. De fato, a fissura na

ligação viga-pilar surgiu para uma força da ordem de 60 kN, mas a mesma já apresentou uma abertura mais pronunciada para uma força um pouco acima de 100 kN. Acredita-se que devido ao fato de as luvas rosqueadas na interface viga-pilar apresentarem uma superfície lisa houve a perda de aderência, logo após a fissuração nesta interface, com escorregamento do concreto em relação às luvas rosqueadas, causando o aumento sensível na abertura da fissura localizada nesta região. É interessante notar, conforme observado nas Figuras 3-27 e 3-33, que a fissura na ligação viga-pilar afetou as curvas da flecha e da curvatura no meio do vão da viga, demonstrando que a não linearidade da viga pré-moldada em concreto armado é

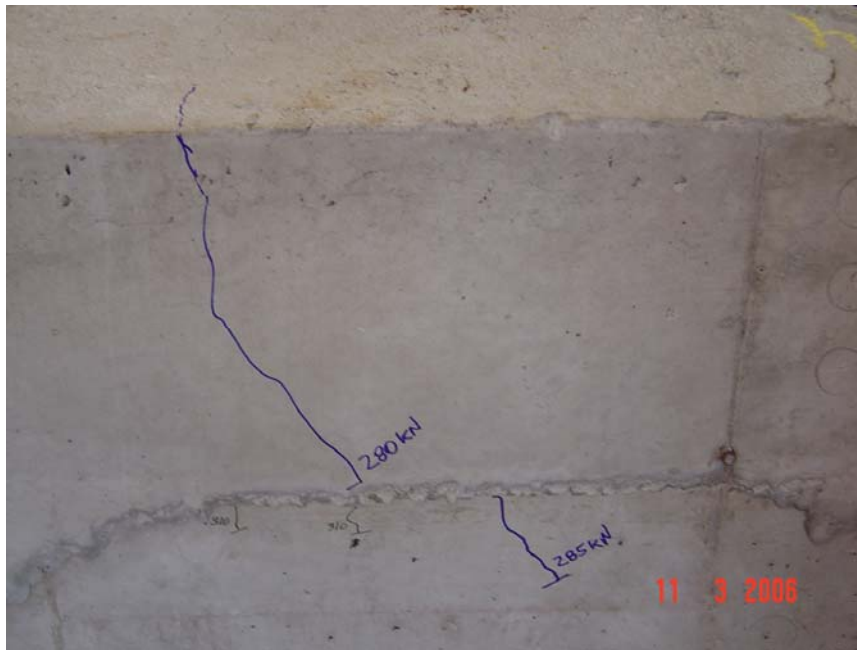


fortemente afetada pela não linearidade da ligação viga-pilar.

**Figura 3-34** – Visualização da abertura da fissura na interface da ligação viga-pilar no ELU.

A extensão da região da ligação na extremidade da viga, ou seja, o comprimento da rótula plástica ficou caracterizado pela abertura de uma única fissura de flexão distante de 55 cm da interface viga-pilar (figura3-35). A ocorrência desta fissura foi notada para a força de

280 kN no cilindro hidráulico central.



**Figura 3-35** – Visualização da abertura da fissura que caracteriza o comprimento da região da ligação.

A fissura apresentada pelo modelo no limite da rótula plástica situou-se a 400 mm do chumbador, tal distância coincide com a altura da pré-viga (Figura 3-36).

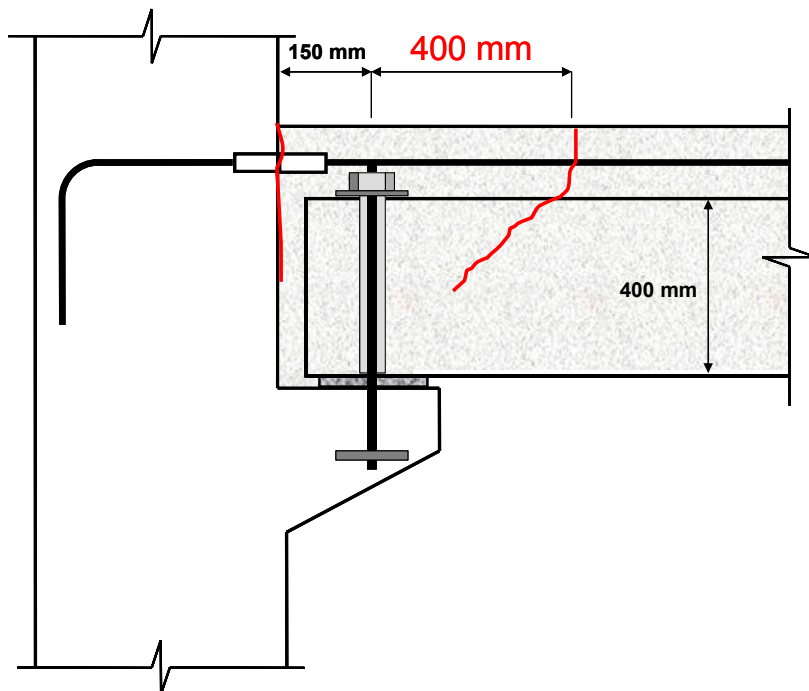


Figura 3-36 – Localização da fissura que caracteriza o comprimento da região da ligação.

### 3.6. Análise dos Resultados Experimentais e Conclusões Preliminares

Na Figura 3-37 é apresentada a curvatura média experimental na região central da viga, conforme já explicado sobre a Figura 3-33, a qual foi considerada como referência para as deduções que serão apresentadas a seguir.

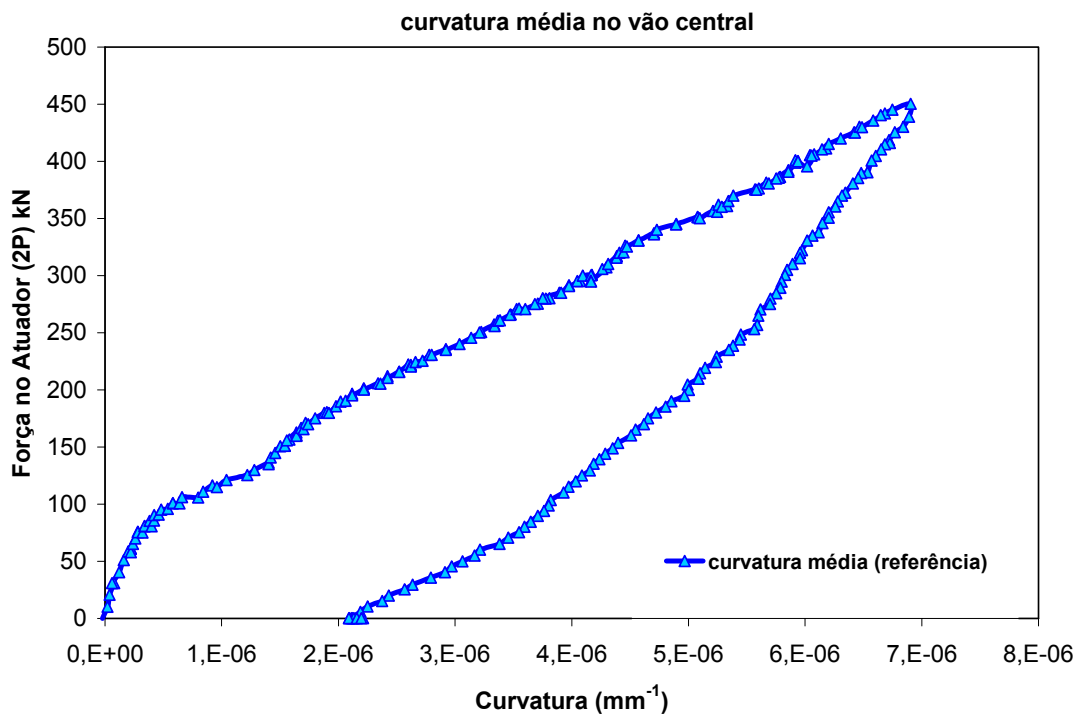
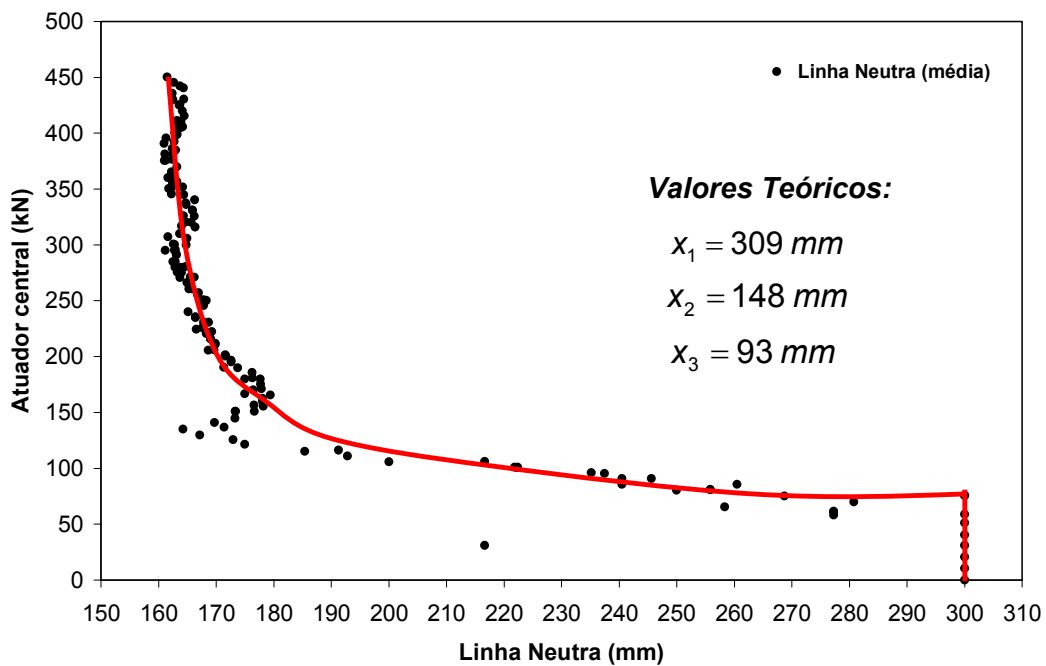


Figura 3-37 – Curvatura média de referência na parte central da viga pré-moldada.

A partir da curvatura média apresentada na Figura 3-35 e da leitura de deformação por compressão do concreto no extensômetro de base removível superior, foi feita uma estimativa para a deformação específica da armadura positiva no meio do vão, procurando-se uma aproximação para valores médios. Em seguida a esta correção, obteve-se uma estimativa para a variação da linha neutra na região central da viga, a qual está apresentada na Figura 3-38. Os

valores teóricos para a linha neutra nos Estádios I, II e III foram iguais a  $x_1 = 308$  mm,  $x_2 = 148$  mm e  $x_3 = 93$  mm, respectivamente. Conforme se observa na curva experimental na Figura 3-37, após a força no cilindro hidráulico central de 60 kN, a linha neutra experimental, que inicialmente era da ordem de 300 mm, apresentou uma redução sensível para valores da ordem de 175 mm para carregamentos entre 100 kN e 150 kN, estabilizando-se em torno de

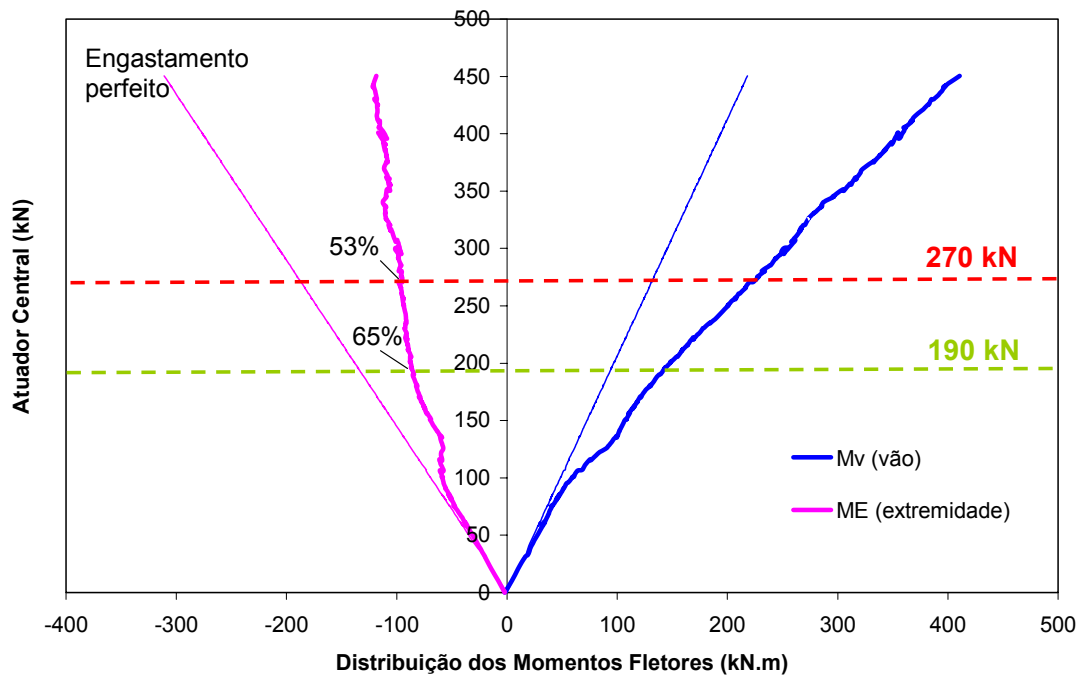


165 mm para carregamentos superiores a 200 kN. Cabe ressaltar que as fissuras na região tracionada no meio da viga só puderam ser visualizadas a partir de carregamentos superiores a 180 kN.

**Figura 3-38** – Estimativa para a variação da linha neutra na região central da viga.

Como disposto na metodologia, a partir da deformação específica do aço e da posição da linha neutra, ambos obtidos experimentalmente e, ainda considerando-se, o módulo de elasticidade do aço e a área da armadura longitudinal positiva, foi possível estimar o momento positivo no meio do vão e, por conseguinte, o momento na extremidade da viga pela subtração

do momento isostático. O momento negativo nos apoios também foi estimado a partir das leituras nos *strain gages* nas armaduras negativas de continuidade nos apoios das vigas. Desta forma, o momento negativo estimado na extremidade do modelo ensaiado foi calculado como sendo o valor médio entre os momentos estimados a partir das deformações no meio do vão e nas extremidades da viga. Finalmente, a partir da média entre os momentos negativos na extremidade, os valores dos momentos positivos no meio do vão também foram corrigidos. A Figura 3-39 mostra os resultados deduzidos a partir dos resultados experimentais para os momentos médios nas extremidades e no meio do vão para a viga ensaiada. Com base nestes



valores, a ligação viga-pilar no momento ensaiado apresentou um coeficiente de engastamento parcial da ordem de 65% para o ELS, relativo ao carregamento de 190 kN, e um coeficiente de engastamento parcial da ordem de 53% para o ELU, relativo ao carregamento de 270 kN.

**Figura 3-39** – Momentos fletores no apoio e no meio do vão.

A relação momento-rotação encontrada para a ligação é apresentada na figura 3-40. Para a força de serviço, cerca de 190 kN, a ligação absorveu um momento fletor da ordem de

84 kN.m e apresentou uma rotação aproximada de 0,0009 rad. Um acréscimo significativo na rotação foi notado para a força última de projeto estimada em 270 kN, neste instante a rotação mais que dobrou de valor, chegando a 0,002 rad para um momento de extremidade de aproximadamente 98 kN.m. Tais valores indicam que a rigidez à flexão da ligação foi fortemente afetada a partir da carga de serviço. Tomando-se a reta secante à curva para as cargas de serviço e última, nota-se uma redução significativa na inclinação.

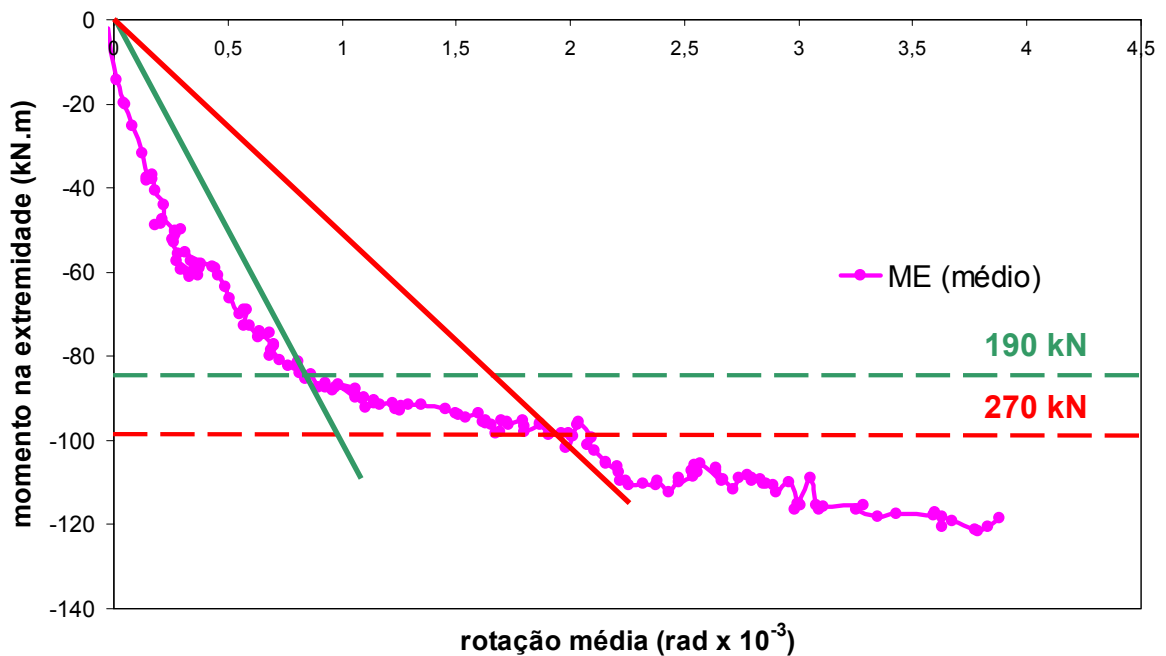


Figura 3-40 – Relação Momento-Rotação na ligação.

A partir da estimativa dos momentos nas extremidades da viga e das leituras de rotação nos apoios, conforme apresentadas na Figura 3-31, foi possível estimar a rigidez à flexão das ligações viga-pilar. Os valores obtidos para a rigidez à flexão nas ligações foram  $R = 97096$  kNm/rad no ELS, para a carga de 190 kN, e  $R = 58871$  kNm/rad no ELU, para a força de 270 kN.

A partir da estimativa dos momentos nas extremidades e no meio do vão da viga, onde se tem o coeficiente de engastamento parcial  $M_E/M_{eng}$ , então é possível determinar o fator de restrição  $\alpha_R$  a partir da expressão a seguir:

$$\frac{M_E}{M_{eng}} = \frac{6\alpha_R - 3\alpha_R^2}{4 - \alpha_R}$$

Em seguida, com base no fator de restrição  $\alpha_R$  e na flecha experimental obtida na Figura 3-27, a rigidez média equivalente  $EI_{eq,viga}$  para a viga pré-moldada ensaiada foi obtida pela expressão a seguir:

$$EI_{eq,viga} = \frac{F \cdot a}{24 \cdot f_{exp}} (3L^2 - 4a^2) \cdot (0,32\alpha_R^2 - 1,07\alpha_R + 1)$$

Sendo:

$F$  – metade da carga aplicada pelo atuador central

$a$  – distância da aplicação da carga  $P$  até o apoio (2350 mm)

$L$  – distância entre os dois apoios (5700 mm)

$f_{exp}$  – medida experimental para a flecha no meio do vão (ver figura 3-27)

Na Tabela 3-4 são apresentados os principais parâmetros obtidos a partir dos dados experimentais, os quais estão relacionados com a rigidez à flexão nas ligações viga-pilar, com o coeficiente de engastamento parcial destas ligações nas extremidades da viga, bem como a rigidez equivalente da viga pré-moldada, considerando uma rigidez uniforme ao longo do comprimento da viga.

**Tabela 3-4** – Resumo das estimativas dos parâmetros de rigidez das ligações e da viga.

	$M_E$ kNm	$M_V$ kNm	$M_E/M_R$	$\theta$ (rad)	$R$ kNm/rad	$\alpha_R$	$f_{exp}$ mm	$EI_{ef,viga}$ kN.mm <sup>2</sup>
<b>ELS (190 kN)</b>	84	140	64 %	0,0008	97096	0,54	2,98	1,20x10 <sup>11</sup>
<b>ELU (270 kN)</b>	98	220	53 %	0,0017	58871	0,43	5,75	1,05x10 <sup>11</sup>



## 4. Conclusões

### 4.1. Considerações Gerais

O comportamento das vigas pré-moldadas de concreto armado é fortemente influenciado pelo desempenho da rigidez à flexão das suas ligações viga-pilar. A complexidade do problema advém de tratar-se da interdependência entre duas não linearidades físicas, a primeira decorrente das diferentes configurações de fissuração ao longo da viga de concreto armado e a segunda decorrente da relação momento-rotação nas ligações viga-pilar.

Os estudos experimentais existentes, tanto na literatura nacional quanto internacional, sobre o comportamento das ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas têm tratado a questão da caracterização da rigidez à flexão de maneira isolada, não realizando ensaios do comportamento conjunto das vigas pré-moldadas com as suas ligações. Isto ocorre principalmente pela falta de uma metodologia experimental que integre parâmetros teóricos de controle, como no caso do fator de restrição aos giros  $\alpha_R$  e do procedimento *beam-line*.

No presente trabalho procurou-se desenvolver uma metodologia experimental, a partir de um único ensaio de uma viga com ligações viga-pilar de extremidade, a qual permite integrar diversas análises teóricas que possibilitam analisar os parâmetros de rigidez da ligação e da viga com as medidas experimentais.

### 4.2. Dos Objetivos

Com relação ao objetivo de investigar o comportamento conjunto de uma viga pré-moldada considerando o efeito das ligações semi-rígidas nas suas extremidades, a partir do presente trabalho de pesquisa chegaram-se às seguintes considerações:

- Com a presente pesquisa foi possível avaliar um procedimento de ensaio onde a viga pré-moldada foi analisada conjuntamente com as suas ligações viga-pilar de extremidade.
- As medidas de rotações globais (em relação ao solo) nos apoios da viga pré-moldada foram medidas diretamente por meio de clinômetros fixados nas laterais da viga nos eixos dos seus apoios sobre os consolos. As medidas de rotações relativas entre a extremidade da viga e o consolo foram obtidas por meio de transdutores de deslocamentos fixados nos consolos, com pontos de referência na parte inferior da lateral da viga, no trecho do seu apoio sobre o consolo. Desta forma, também foi possível monitorar se os giros globais na extremidade da viga estavam próximos ou não dos giros relativos entre a viga e o consolo.
- As medidas de curvatura no trecho central da viga foram conseguidas por meio de dois procedimentos. No primeiro procedimento, a curvatura central foi deduzida a partir das leituras de três transdutores verticais posicionados no trecho de flexão pura. No segundo procedimento, a curvatura no trecho central foi deduzida a partir das leituras de dois extensômetros de base removível, os quais foram fixados na face lateral da viga pré-moldada, um posicionado no trecho comprimido e o segundo posicionado no trecho tracionado da viga. A partir destas duas medições foi possível obter uma curvatura média, a qual foi considerada para avaliar o momento no meio do vão.
- Os momentos atuantes nas extremidades da viga pré-moldada foram deduzidos por dois métodos. No primeiro método, estes momentos foram deduzidos a partir do momento isostático subtraído do momento estimado no meio do vão, segundo apresentado no item anterior. No segundo método, os momentos nas extremidades foram estimados a partir das leituras de deformações nas barras negativas. Os momentos finais estimados foram obtidos a partir da média dos momentos obtidos por estes dois métodos.
- A partir das deduções realizadas, conforme explicado nos itens anteriores, com base nos resultados experimentais na presente pesquisa, a ligação viga-pilar estudada apresentou

uma rigidez à flexão da ordem de 97096 kNm/rad para caso do ELS e da ordem de 58871 kNm/rad para o ELU.

- Para viga estudada com vão de 5,70 m, a ligação viga-pilar apresentou um fator de restrição igual a 0,54 para o caso do ELS, compatível a um engastamento parcial de 64%, e um fator de restrição igual a 0,43 para o caso do ELU, compatível a um engastamento parcial de 53%. Desta forma, a ligação apresentou um comportamento semi-rígido tanto no ELS quanto no ELU, o que era esperado de acordo com as estimativas prévias. Adicionalmente, como as ligações viga-pilar não foram capazes de mobilizar o momento negativo de projeto, em função dos giros liberados nas extremidades da viga, houve um acréscimo da ordem de 170% do momento positivo no ELU.
- Apesar dos valores para os engastamentos parciais encontrados, as flechas relativas aos carregamentos no ELS e no ELU apresentaram valores relativamente baixos, quando comparadas com uma situação fictícia de viga bi-apoiada. Isto se deve ao fato de que a presença da ligação promove a redistribuição dos esforços ao longo da viga, modificando assim a configuração da fissuração ao longo da mesma. Segundo as estimativas realizadas, para o caso do carregamento no ELU, obteve-se uma rigidez equivalente média ao longo da viga da ordem de  $0,5EI$ . Estima-se que para o caso de uma viga bi-apoiada sob o mesmo carregamento esta rigidez seria da ordem de  $0,35EI$ . Desta forma, o aumento das flechas decorrentes das deformações nas ligações semi-rígidas foi compensado pela menor fissuração na viga pré-moldada. Esta observação é importante para que a rigidez à flexão das ligações viga-pilar não venha ser superestimada com base apenas na avaliação das flechas em provas de carga de estruturas pré-moldadas.
- Durante o ensaio realizado, constatou-se um mecanismo de deformação localizada nas luvas rosqueadas da armadura negativa na ligação viga-pilar, onde uma única fissura inicial pode ser identificada visualmente para um carregamento de 60 kN, tornando-se

ainda mais pronunciada a partir do carregamento de 100 kN. Para o carregamento de 190 kN no ELS, observou-se uma abertura de fissura na interface viga-pilar superior a 0,7 mm. No caso do carregamento de 270 kN no ELU, observou-se uma abertura de fissura nesta interface superior a 1 mm. Com base nestas observações, os resultados preliminares na presente pesquisa dão indicações de que houve uma perda de aderência na interface viga-pilar, mais precisamente ao longo dos 200 mm no trecho de superfície lisa das luvas rosqueadas.

- Desta forma, embora estes dispositivos com luvas rosqueadas apresentem uma boa eficiência quanto à sua capacidade de transmissão dos esforços de tração nas armaduras negativas, em virtude da concentração de deformações em uma única fissura na interface da ligação viga-pilar, este fenômeno deve ter influenciado na redução do engastamento parcial ainda na fase do ELS, no caso da ordem de 64%.

### 4.3. Avanços em Relação aos Trabalhos Anteriormente Realizados

A investigação experimental do comportamento conjunto da viga pré-moldada de concreto armado e de suas ligações viga-pilar a partir de um único ensaio físico, com um modelo de viga com duas ligações viga-pilar de extremidade, onde se procurou integrar toda a conceituação teórica que envolve o conceito de fator de restrição aos giros  $\alpha_R$ , bem como o conceito do método *Beam-Line*, constitui-se em um grande avanço em relação aos trabalhos anteriormente realizados no Brasil e no exterior. Isto se deve ao fato de que até esta época, todas as pesquisas encontradas na literatura sobre o estudo da rigidez à flexão de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas realizaram apenas ensaios de ligações isoladas, diferenciando apenas o estudo entre as ligações de extremidade e as ligações centrais. Desta forma, apesar da limitação da base de dados apresentada na presente pesquisa, em função dos

diversos equacionamentos e parâmetros teóricos de controle que foram empregados para avaliar o desempenho da rigidez das ligações e da viga pré-moldada, acredita-se que os estudos realizados na presente pesquisa devem contribuir para o avanço no conhecimento sobre o tema, além de fornecer informações interessantes para pesquisas futuras.

#### 4.4. Sugestões para Trabalhos Futuros

Em razão da fissuração pronunciada na interface viga-pilar, em função do comportamento da aderência entre concreto e a superfície lise da luva rosqueada, o presente estudo aponta para a necessidade de novos estudos com o propósito de se buscar formas de controlar a fissuração na interface viga-pilar. No Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto da UFSCar, uma pesquisa de mestrado em andamento também está estudando o comportamento da ligação viga-pilar com armadura de continuidade por meio de luvas rosqueadas. Nesse estudo, espera-se controlar a fissuração na interface viga-pilar através da utilização de armaduras negativas adicionais passantes nas laterais do pilar na altura da capa, onde ainda se espera poder reduzir a armadura que atravessa o pilar.

#### 4.5. Considerações Finais

Finalizando, acredita-se que o presente trabalho tenha contribuído para aumentar um pouco mais o conhecimento sobre o estudo do efeito das ligações semi-rígidas em vigas pré-moldadas de concreto armado. Conforme foram constatados nos resultados preliminares da investigação experimental, ainda que a ligação tenha sido dimensionada para resistir a 100% dos momentos elásticos no ELU, em virtude das rotações relativas entre a viga e o consolo a

ligação foi capaz de absorver somente cerca de 53% dos momentos elásticos, havendo um acréscimo de 170% no momento positivo no centro da viga. Embora a viga ensaiada tenha apresentado flechas com valores reduzidos, a condição de engastamento parcial pode afetar sensivelmente a estabilidade global de estruturas pré-moldadas com mais de 5 pavimentos, em virtude do aumento dos deslocamentos de primeira ordem para ações horizontais. Por esta razão, o presente estudo aponta para a necessidade de mais estudos nesta área, com o objetivo de possibilitar projetos mais adequados e seguros de estruturas pré-moldadas em esqueleto para múltiplos pavimentos.

## Referências Bibliográficas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-6118 (NB1-2003). Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-9062 (1985). Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-9062 (Revisão de 2005). Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro.

ACI – American Concrete Institute. ACI-318 R-95 – Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. Detroit, 1995.

BALLARIN, A. W., (1993). *Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto*. São Carlos, Tese (Doutorado). EESC-USP.

CHEOK, G.S., LEW, H.S., (1991). “*Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading*”. PCI JOURNAL. V.36, n.3, May-June. pp 56-67.

COST C1 (1999), EUROPEAN COOPERATION IN THE FIELD OF SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH, *Control of the Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*. Final Report. November/99. European Union Publication. Brussels. pp. 13-29.

ELLIOTT, K.S., (1997). *The European Research Effort on the Stability of Precast Concrete Structures*. The 4<sup>th</sup> International Symposium on Noteworthy Developments in Prestressing & Precasting, Singapore, 3-4 July, pp. 69-77.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., and GORGUN, H. (1996), *Effective Length Factors in Precast Concrete Frames*, Semi-rigid Structural Connections, Proc. IABSE Colloquium, Vol. 75, Istanbul, Turkey, p349-358.

ELLIOTT, 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.

ELLIOTT, 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.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., GORGUN, H., (1997). *Semi-Rigid Connections in Precast Concrete Frames*. FIP Notes Vol. 3, p6-12.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., GORGUN, H., ADJPARVAR, M. (1998). *The Stability of Precast Concrete Skeletal Structures*. PCI JOURNAL. Mar-Apr. pp 42-60.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., MAHDI, A., (1992). *Semi-rigid Joint Behaviour on Columns in Precast Concrete Buildings*. COST 1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasbourg.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., MAHDI, A., GORGUN, H., VIRDI, K., RAGUPATHY, P. (1998). *Semi-rigid Joint Behaviour on Columns in Precast Concrete Buildings*. COST 1 Proc. Conference, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Liege.

ELLIOTT, K.S., FERREIRA, M.A.; EL DEBS, M.K.; (2004). *Strength-Stiffness Requirement*



*Approach for Semi-Rigid Precast Connections*. International Conference On Concrete Engineering and Technology. Universiti Malasya. Lankawi.

ENGSTRÖM , B., (1992). *Combined Effects of Dowel Action on Friction in Bolted Connections*. COST 1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg.

FERREIRA, M.A. (1993). *Estudo de Deformabilidades de ligações para a Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-Moldados de Concreto*. São Carlos, 163 pp, Dissertação de Mestrado. EESC-USP.

FERREIRA, M.A. (1999). *Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado*. São Carlos, 231 pp, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP.

FERREIRA, M.A. (2001). *Analytical Design Procedure for Semi-Rigid Connections in Precast Concrete Structures*. RESEARCH REPORT, Part 1, School of Civil Engineering, University of Nottingham, May-2000, Nottingham-UK, 80 pp.

FERREIRA, M.A., El Debs, M.K, Elliott, K.S., (2002). *Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado*. In Anais do 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, 17 a 22 de Agosto, Belo Horizonte, MG.

FERREIRA, M.A., El Debs, M.K., (2003). *Análise de Estrutura Pré-Moldada com Ligações Semi-Rígidas Para Múltiplos Pavimentos*. 45º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, Agosto (aceitação final), Vitória, ES.

FERREIRA, M.A., EL DEBS. M.K. (1999). *Procedimentos analíticos para a determinação da deformabilidade e da resistência de uma ligação viga-pilar com elastômero simples e*

*chumbador*. CADERNO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS, 30 pp. ISSN 1413-9928.

FERREIRA, M.A., ELLIOTT, K.S., (2002). *Strength-Stiffness Requirement Approach for Semi-Rigid Precast Connections*, Research Report, School of Civil Engineering, University of Nottingham, UK

FERREIRA, M.A., MAGALHÃES, F.L., EL DEBS, M.K. (2004). *Redistribuição dos Momentos nos Apoios de Elementos Lineares Contínuos: Lajes em Nervuras em Concreto Pré-Moldado*. 46º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – IBRACON. Florianópolis, SC.

FERREIRA, M.A.; EL DEBS, M.K.; ELLIOTT, K.S. (2003). *Determinação teórico-experimental da relação momento-rotação em ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto*. In: V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO. *Anais* [CD-ROM]. São Paulo: EPUSP. 20p. (ISBN: 85-86686-19-0)

FERREIRA, MA, ARAUJO, D.L, ELLIOTT, K.S., EL DEBS, M.K.; (2005). *Analysis of Multi-Storey Precast Frames Considering Beam-Column Connections with Semi-Rigid Behaviour*. *fib INTERNATIONAL SYMPOSIUM: "Keep Concrete Attractive"*, Budapest.

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

GORGUN, H., (1997). *Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures*. PhD Thesis, University of Nottingham, United Kingdom.

JOHAL, L. S., JENNY, D.P., SHAIKH, A. F., (1991). *Impact of past research and future research needs of the precast and prestressed concrete industry*. PCI Journal, v.36, n.6, pp.52-59.

MAHDI, A.A. (1992), *The Effect of Moment Rotation on the Stability of Columns in Precast Concrete Structures*, PhD Thesis, University of Nottingham.

MARTIN, L.D., (1980). *Derivation of stiffness coefficients for column base plates*. PCI Journal. Jan-Feb. Appendix A. p. 39-41.

MIGLIORE JR, A. R. (2005), *Edifício pré-moldado com ligações rígidas*. In: 1º ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO. São Carlos, SP.

MIOTTO, A. M. (2002). *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformabilidade ao momento fletor*. São Carlos. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MONFORTON, G.R., WU, T.S., (1963). *Matrix analysis of semi-rigidly connected frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, V.89, December, pp 13-42.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI, (1992). *Design Handbook*. Vol. 1. Chicago, ILLINOIS.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI. (1988). *Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete*. Chicago, ILLINOIS.

SOARES, A. M. M. (1998). *Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações*. São Carlos. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

STANTON, J.F., ANDERSON, R.G., DOLAN, C., McCLEARY, D.E., (1986). “*Moment Resistant Connections and Simple Connections*”. PCI SPECIAL RESEARCH PROJECT N.º 1/ 4, PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. Chicago, IL. 436 p.

## APÊNDICE A: Dimensionamento do Modelo Ensaiado

### Dimensionamento do Consolo

O dimensionamento do consolo foi feito com base em EL DEBS (2000). Considerando  $a = 10$  cm e  $d = 17,5$  cm, tem-se:  $a/d = 0,57$  que indica um consolo curto ( $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ ).

Sabendo que  $V = F = 130$  kN e  $f_c = 30$  MPa, tem-se que:

Para consolo curto, para  $V = 130$  kN

$$V_d = 130 \times 1,4 = 182 \text{ kN}$$

- Verificação das bielas comprimidas:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + (a/d)^2}} \Rightarrow \tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot 1 \cdot 30}{\sqrt{(0,9)^2 + (10/17,5)^2}} = 5,07 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{wd} = \frac{182.000}{0,30 \cdot 0,175} = 3,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} \quad \text{Verificação das bielas!}$$

- Cálculo das Armaduras:

### Tirante

$$A_{s,tir} = \frac{1,1 \cdot V_d}{f_{yd}} \cdot \frac{a}{d} + \frac{1,2 \cdot H_d}{f_{yd}}$$

$$\Rightarrow H_d = 0,5 V_d \text{ (elementos assentados em argamassa)}$$

$$A_{s,tir} = \frac{1,1 \cdot 182}{435000} \cdot \frac{10}{17,5} + \frac{1,2 \cdot 91}{435000} = 5,14 \text{ cm}^2$$

$A_{s,tir}$  adotado, 5  $\phi$  12.5

### Armadura de Costura

$A_{sh} = 0,5 \cdot A_{s,tir} = 2,57 \text{ cm}^2$ , adotado, 6  $\phi$  8.0 (estribos)

### Estribos Vericais

$A_{sw} = 0,14\% b h = 0,0014 \cdot 300 \cdot 200 = 0,84 \text{ cm}^2$ , adotado, 4  $\phi$  8.0 (estribos)

## Dimensionamento da viga

### Armadura transversal:

Para  $\alpha = 90^\circ$  e  $\beta = 45^\circ$ , de acordo com o modelo de cálculo I proposto pela NBR-6118.

a) Verificação das bielas comprimidas de concreto:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 260 = 364 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2,1} = 1,4 \cdot 260 = 364 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2,1} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 30000 \cdot 0,30 \cdot 4 \quad \Rightarrow \quad V_{Rd,2,1} = 855,36 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250) = (1 - 30/250) = 0,88$$

$V_{sd} \leq V_{Rd,2,1}$  Bielas OK!

b) Cálculo da armadura transversal (estribos verticais simples,  $\phi = 8.0$  mm)

- Força cortante ( $V_c$ ) absorvida pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,448 \cdot 0,3 \cdot 0,4$$

$$V_c = 104,25 \text{ kN}$$

$$F_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot 30^{2/3} = 1,448 \text{ Mpa}$$

- Força cortante resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 364 - 104 = 260 \text{ kN}$$

- Espaçamento  $s$  dos estribos verticais ( $\alpha = 90^\circ$ ) de  $\phi = 8,0$  mm:

$$V_{sw} = \left( \frac{2 \cdot A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$260 = \left( \frac{2 \cdot 1,005}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot \frac{50}{1,15} \quad \Rightarrow \quad S = 12,10 \text{ cm}$$

**Adotou-se 53 estribos de 8,0 mm**