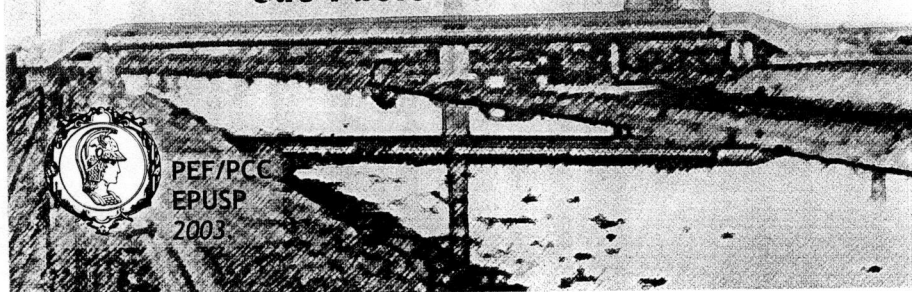


simpósio
epusp
sobre
**estruturas
concreto**

V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto

7 a 10 de junho de 2003
São Paulo - SP - Brasil



PEF/PCC
EPUSP
2003

simpósio
epusp
sobre
**estruturas
concreto**

V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto

Devido ao longo e árduo processo para Revisão da NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto- NB1, fica clara a necessidade de manter viva a discussão sobre normalização e o seu contínuo aperfeiçoamento. Este processo contínuo cria a oportunidade de reunir, a cada três anos, especialistas e interessados no setor para um amplo debate, discutindo com renomados cientistas e engenheiros, nacionais e estrangeiros, à luz das novas tecnologias disponíveis. Esse evento será também, uma oportunidade para a apresentação e discussão de tecnologias de ponta, aplicáveis ao projeto, à execução, à recuperação e à manutenção de estruturas de concreto.

Realização:



PEF/PCC
EPUSP
2003



ISBN 85-86686-19-0



9 788586 686191

Produzido por SmartSystem - <http://www.smartconsulting.com.br>

© Copyright 2003

V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto

V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto



Determinação Teórico-Experimental da Relação Momento-Rotação em Ligações Viga-Pilar de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto

F383d

Marcelo de Araújo Ferreira (1), Mounir Khalil El Debs (2), Kim S. Elliott (3)

⁽¹⁾ Doutor em Engenharia de Estruturas, Pesquisador de Pós-Doutorado, SET-EESC-USP
Email: marcelof@sc.usp.br

⁽²⁾ Professor Associado, SET-EESC-USP
Email: mkdebs@sc.usp.br

⁽³⁾ Senior Lecturer at the School of Civil Engineering – University of Nottingham - UK
E-mail: Kim.Elliott@nottingham.ac.uk

Depto. de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP,
Av. Trabalhador São Carlense, 400, SÃO CARLOS – SP – Brasil CEP: 13566-590

Resumo

A rigidez à flexão de uma ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação. O desenvolvimento de modelos analíticos para simular esta relação é possível desde que estes modelos sejam confrontados e ajustados com resultados experimentais. No presente trabalho é apresentado um modelo teórico para a determinação da relação momento-rotação em ligações viga-pilar com resistência à flexão.

Segundo o modelo proposto, a ligação é definida como uma zona de distúrbio na extremidade da viga com concentração de deformações inelásticas, onde a rotação relativa viga-pilar é medida na região da ligação. Neste caso, a rotação relativa viga-pilar é resultante do mecanismo de deformação por alongamento das barras de continuidade, no trecho embutido no pilar, somado ao mecanismo de deformação por flexão da região da ligação. Propõe-se uma expressão para a relação momento-rotação que considera o comportamento não linear até a primeira plastificação da ligação. Neste ponto, a rigidez secante da ligação é obtida pelo momento resistente da ligação e pela rotação relativa viga-pilar calculados para o início do escoamento nas barras de continuidade.

Para verificar as hipóteses adotadas, o modelo analítico é confrontado com resultados experimentais de uma ligação viga-pilar monolítica ensaiada no Brasil. Para verificar a aplicação do modelo em ligações pré-moldadas é feita uma comparação de curvas teóricas com curvas experimentais para várias tipologias de ligações viga-pilar ensaiadas nos Estados Unidos e no Reino Unido. Os modelos experimentais atingiram entre 57% e 70% da condição perfeitamente rígida enquanto os modelos teóricos atingiram entre 59% e 71%. As boas correlações encontradas entre os valores teóricos e experimentais fornecem indicações de que o modelo proposto é consistente. Portanto, torna-se possível estimar o comportamento semi-rígido de ligações viga-pilar pré-moldadas a partir de cálculo analítico sem a necessidade da realização de novos ensaios.

1340915
101103

SYSNO	1340915
PROD	002925
ACERVO EESC	

1 Introdução

Durante as últimas 4 décadas as estruturas pré-moldadas têm se tornado mais uma alternativa estrutural para compor pórticos em múltiplos pavimentos. Entretanto, ELLIOTT (1997) lembra que o setor de pré-moldados está muito longe de alcançar a pesquisa, divulgação do conhecimento e programas de treinamento as quais vêm sido desenvolvidas pela indústria de estruturas metálicas na Europa e no Reino Unido. De acordo com uma pesquisa realizada para a FIP (*Commission on Prefabrication*) para identificar atividades de pesquisa em estruturas pré-moldadas, em 1996-97 haviam menos de 55 pesquisadores principais em 14 diferentes países. Dentre estes, apenas dois terços tinham planos para futuras pesquisas na área estrutural, o que representava apenas 1/30 do esforço então despendido na pesquisa em estruturas metálicas. Como resultado, em muitas partes do mundo as estruturas de concreto pré-moldado ainda são consideradas como um sistema alternativo que deve ser considerado apenas para edificações de baixa ou média altura. Procurando reverter este quadro, durante os últimos dez anos uma série de pesquisas têm sido feitas para estudar o efeito das ligações semi-rígidas no comportamento global das estruturas pré-moldadas.

Com base na observação de investigações experimentais de 34 modelos de ligações que foram ensaiadas dentro do *The European Action COST-C1* (1999), ELLIOTT *et al* (1998) demonstraram que mesmo pequenas quantidades de armadura de continuidade negativa, com concretagem de preenchimento no local, são capazes de promover a ação composta entre os elementos pré-moldados.

As ligações resistentes à flexão também se constituem num ponto central dentro das dificuldades técnicas para a aplicação das estruturas pré-moldadas em zonas sísmicas. Nos EUA existe um grande interesse em desenvolver sistemas estruturais inteiramente pré-moldados para serem utilizados em regiões sísmicas. HAWKINS (2000) comenta que antes dos recentes resultados encontrados durante a pesquisa durante o programa PRESSS (*PRecast STructural Seismic System*) do PCI, onde se chegou a ensaiar estruturas de múltiplos pavimentos em escala real, as estruturas pré-moldadas costumavam ser consideradas como uma alternativa inferior às estruturas moldadas no local. Todavia, os resultados de recentes deste programa têm revelado que, desde que certas medidas sejam adotadas, as estruturas pré-moldadas podem oferecer um desempenho até mesmo superior aos das estruturas moldadas no local. Como resultado, a mensagem passada para os projetistas de estruturas pré-moldadas, quer em zonas sísmicas ou não, tem sido que é possível o desenvolvimento de sistemas pré-moldados com comportamento dúctil para estruturas não contraventadas com vários pavimentos. No caso de regiões sísmicas, o ACI 318-99 exigia que fosse comprovado experimental de que as estruturas pré-moldadas possuíam resistência e robustez pelo menos igual àquela apresentada por uma estrutura monolítica semelhante. Todavia, o ACI Code 318-02 já permite a utilização de estruturas pré-moldadas em zonas sísmicas, sem a necessidade de comprovações experimentais, desde que sejam utilizadas ligações semelhantes às do programa PRESSS do PCI e sejam seguidas as recomendações ali apresentadas.

A principal investigação dentro do estudo do comportamento semi-rígido de ligações viga-pilar típicas está relacionada com a busca por um desempenho satisfatório quanto à resistência, à rigidez e à ductilidade. Nas estruturas pré-moldadas o comportamento semi-rígido das ligações é geralmente negligenciado pelos projetistas. Entretanto, várias investigações experimentais têm demonstrado que muitas ligações semi-rígidas são capazes de promover a semicontinuidade dos elementos adjacentes, reduzindo significativamente os deslocamentos laterais da estrutura pré-moldada em esqueleto.

Assim, o estudo da rigidez à flexão é muito importante para a caracterização do comportamento global da estrutura. Apesar disto, ainda não se dispõe de critérios de projeto na normalização internacional existente, onde o comportamento semi-rígido das ligações seja levado em conta.

O projeto das ligações é uma das partes mais importantes do projeto das estruturas de concreto pré-moldado. As ligações devem ser capazes de transferir forças e ou de garantir a estabilidade global da estrutura. Todas as forças que ocorrem nas adjacências das ligações devem ser consideradas no projeto da ligação. Na análise das ligações devem ser consideradas as ações verticais, laterais, sísmicas (quando houver) e também as forças devidas à variação volumétrica. Como critério de projeto a ruína não deve ocorrer na ligação, mas no elemento por ela conectado. O PCI Manual (1988), *Design and Typical Details of Connections for Precast Concrete*, recomenda que se use um fator adicional de majoração para as ações da ordem de 1,1 a 1,33. A adoção deste fator adicional deve ser feita com base no julgamento do próprio projetista com base no modo de falha da ligação e nas conseqüências dessa falha. Para ligações com modo de falha frágil, deveria ser adotado um coeficiente maior que 1,33. Se a falha de uma ligação apresentar riscos de efeitos globais na estrutura, como o colapso progressivo, então um coeficiente de majoração ainda maior deveria ser adotado.

Enquanto para as seções de concreto armado a relação momento-curvatura é obtida com base em modelos analíticos consagrados na literatura técnica, no caso da obtenção da relação momento-rotação nas ligações viga-pilar, a qual está relacionada à rigidez à flexão, ainda se faz necessária a realização de ensaios laboratoriais de ligações. Neste caso, o PCI Manual (1988) sugere que os resultados dos ensaios de ligações pré-moldadas devem fornecer informações sobre o comportamento da ligação de tal forma que seja possível a formulação de modelos analíticos racionais para o projeto destas ligações. Todavia, existem dificuldades práticas para o desenvolvimento de equações que representem o comportamento semi-rígido das ligações pré-moldadas, principalmente porque isto requer o conhecimento dos mecanismos internos de deformação presentes na região da ligação, onde se tem um comportamento complexo das tensões e deformações.

Embora existam vários trabalhos experimentais na literatura técnica sobre ligações em concreto pré-moldado, a maior parte destes estudos está mais enfocada no estudo da resistência, onde o comportamento momento-rotação acaba não sendo reportado adequadamente. Além disso, os estudos específicos sobre o comportamento das ligações semi-rígidas, que envolvem ensaios, acabam medindo a relação momento-rotação da ligação, mas raramente estes estudos experimentais geram modelos analíticos. Apesar de que os estudos experimentais fornecerem uma boa idéia quanto ao comportamento real da ligação, a aplicação dos seus resultados se torna limitada a um espectro limitado em termos da geometria e das propriedades das ligações. Por esta razão, mesmo com base em resultados experimentais, os projetistas não são capazes de prever o comportamento de ligações semi-rígidas similares às que já foram ensaiadas mas que possuem parâmetros internos diferentes. 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.

Em geral, o que pode ser observado com nos resultados dos vários ensaios realizados nos EUA, na Europa e no Brasil é que as ligações típicas resistentes à flexão não apresentam grandes problemas quanto ao desempenho da resistência, mas que os maiores problemas estão relacionados em se conseguir um bom desempenho quanto à rigidez e principalmente quanto à ductilidade.

Uma ligação pode ser mais flexível no seu comportamento inicial, mas com rigidez acrescida para níveis mais elevados de solicitação. Assim, mesmo quando uma ligação

apresenta deformações iniciais não desprezíveis, outros mecanismos resistentes internos poderão ser acionados em algum ponto da configuração deformada. Desta forma, para determinados níveis de deformação próximos à plastificação da ligação, esses dispositivos podem se transformar em mecanismos resistentes adicionais, fornecendo uma reserva adicional de resistência e de rigidez.

Um outro aspecto a ser considerado é que não adianta uma ligação apresentar grande capacidade de transmitir à flexão se a mesma não possuir uma rigidez à flexão em relação à rigidez dos elementos conectados. Este é um ponto muito importante a ser destacado. A maior parte dos ensaios realizados para a caracterização do comportamento momento-rotação da ligação foram feitos com elementos de viga em balanço. De fato, são ensaiados apenas os trechos de extremidade de uma viga. Assim, não se têm disponíveis dados de rigidez relativa entre a ligação e a viga, a qual é de fato o parâmetro que governa a quantidade de flexão que a ligação é capaz de transmitir na extremidade de uma viga. Sabe-se que a mesma ligação terá maior capacidade de restrição para vigas longas (menos rígidas) do que para vigas curtas (mais rígidas). Desta forma, a rigidez de uma ligação não pode ser caracterizada apenas pela relação momento-rotação, mas essa está condicionada à rigidez da viga conjugada.

O terceiro parâmetro importante para o estudo do desempenho das ligações é o estudo da ductilidade, o qual está relacionado com a capacidade de absorção de energia da ligação. Embora no Brasil não se tenham problemas com zonas sísmicas, a capacidade de deformação de uma ligação viga-pilar é um fator muito importante a ser avaliado. O efeito da ductilidade deve ser analisado a partir da curvatura. Todavia, ainda não se tem definido na literatura um critério claro para avaliar a ductilidade das ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas. Desta forma, é importante a realização de pesquisas que ajudem a definir critérios para os quais o desempenho quanto à ductilidade das ligações pré-moldadas possa ser avaliado nos ensaios.

No presente trabalho é apresentado um modelo teórico para a determinação da relação momento-rotação em ligações viga-pilar com resistência à flexão. Segundo estes modelo, a ligação é definida como uma zona de distúrbio na extremidade da viga com concentração de deformações inelásticas, onde a rotação relativa viga-pilar é medida na região da ligação. Segundo FERREIRA (2001), a rotação relativa viga-pilar é resultante do mecanismo de deformação por alongamento das barras de continuidade, no trecho embutido no pilar, somado ao mecanismo de deformação por flexão da região da ligação. Propõe-se uma expressão para a relação momento-rotação que considera o comportamento não linear até a primeira plastificação da ligação. Neste ponto, a rigidez secante da ligação é obtida pelo momento resistente da ligação e pela rotação relativa viga-pilar calculados para o início do escoamento nas barras de continuidade. Desta forma, as ligações com resistência à flexão devem atender aos requisitos de resistência e de rigidez simultaneamente. Para verificar as hipóteses adotadas, a seguir o modelo analítico é confrontado com resultados experimentais de uma ligação viga-pilar monolítica ensaiada no Brasil. Para verificar a aplicação do modelo em ligações pré-moldadas é feita uma comparação de curvas teóricas com curvas experimentais para várias tipologias de ligações viga-pilar ensaiadas nos Estados Unidos e no Reino Unido.

2 Rigidez à Flexão em Ligações Viga-Pilar

2.1 Obtenção da Relação Momento-Rotação

2.1.1 Rigidez Secante para a Relação Momento-Rotação

A rigidez à flexão de uma ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação. Na Figura 1 é apresentada uma sugestão para a construção de um diagrama de projeto de uma ligação viga-pilar resistente à flexão. Segundo este diagrama, a rigidez secante $K_{\phi s} = M_{RC} / \phi_c$ representa uma aproximação para a não linearidade física da relação momento-rotação, onde M_{RC} é o momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada (sendo $M_{RC} = M_y$) e ϕ_c é a rotação relativa viga-pilar devida ao momento M_{RC} . Desde que $M \leq M_{RC}$, a rigidez secante será a mínima rigidez possível no projeto para a ligação ao longo da vida útil da estrutura.

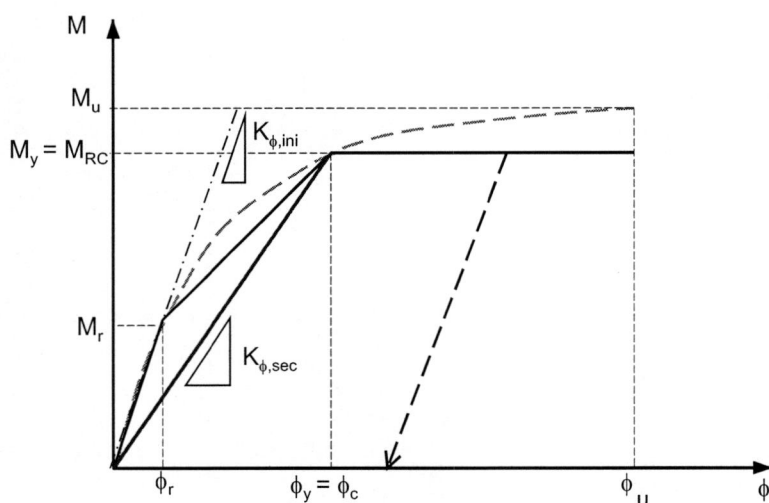


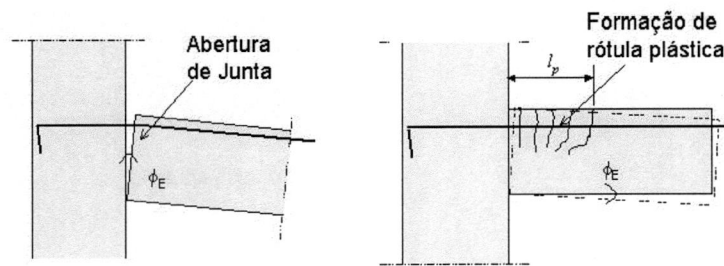
Fig. 1. Rigidez secante para a relação momento-rotação

A utilização da rigidez secante da ligação é uma aproximação segura para representar o comportamento da ligação dentro da avaliação da estabilidade global da estrutura. Além deste fator, a utilização da rigidez secante é recomendada pelas seguintes razões:

- a) A possibilidade da aplicação das ações majoradas em um único passo;
- b) A rigidez secante representa o comportamento médio de como a ligação chegou até o nível presente de carregamento;
- c) 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;
- d) Se a rigidez tangente inicial for utilizada, a análise dos deslocamentos da estrutura será errônea. Subestimando os deslocamentos também se está subestimando os efeitos $P - \Delta$.

2.1.2 Modelo de FERREIRA (2001) para Obtenção da Rigidez Secante

Segundo o modelo proposto, a ligação é definida como uma região de distúrbio na extremidade da viga com concentração de deformações inelásticas: Neste trecho, a rigidez é reduzida e a curvatura é descontínua e pode ser considerada constante, onde deverá se formar um mecanismo de rótula plástica. Na Figura 2 são apresentados dois tipos de mecanismos de deformação que podem ocorrer em ligações viga-pilar. O mecanismo com abertura de uma única junta deverá ocorrer para ligações com taxas de armadura muito pequenas. Em geral, nas ligações resistentes à flexão deverá ocorrer o mecanismo ilustrado na Figura 2.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 e, portanto, apresentam uma maior ductilidade.



a) Mecanismo de abertura de junta b) Mecanismo de formação de rótula plástica

Fig. 2. Mecanismos de deformação em ligações com armadura de continuidade

No caso do modelo proposto (ver Figura 2.b), a rotação relativa viga-pilar, medida na região da ligação, é resultante do mecanismo de deformação por alongamento das barras de continuidade, relativa ao trecho embutido no pilar, somado ao mecanismo de deformação por flexão da região da ligação. Propõe-se uma expressão para a relação momento-rotação na qual o comportamento não linear é considerado até a primeira plastificação da ligação. Neste ponto, a rigidez secante da ligação é obtida pelo momento resistente da ligação e pela rotação relativa viga-pilar calculados para o início do escoamento nas barras de continuidade. De acordo com essas hipóteses, FERREIRA (2001) propôs que a rigidez secante à flexão negativa para ligações com armadura de continuidade pode ser obtida pela expressão:

$$K_{\phi_s} = \frac{M_{RC}}{\phi_c} = \left[\frac{\ell_e}{0.9 E_s A_s d^2} + \frac{\ell_p}{E_{cs} I_{II}} \right]^{-1} \quad (1)$$

Onde ℓ_e é o comprimento de embutimento das barras dentro do pilar; ℓ_p é o comprimento da região da ligação; d é a altura efetiva na extremidade da viga; f_y é a tensão de escoamento das barras de continuidade; E_s é o módulo de elasticidade do aço; E_{cs} é o módulo secante do concreto ($E_{cs} = 0.85 \cdot E_{ci}$); I_{II} é o momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II.

O momento resistente da ligação no limite de escoamento pode ser obtido pela expressão aproximada:

$$M_{RC} = M_y = 0.9 \cdot A_s f_{yk} d \quad (2)$$

Dentro deste modelo teórico, a ligação viga-pilar é considerada como uma região de distúrbio na extremidade da viga onde ocorrem concentrações de tensões e de

deformações. Desta forma a rotação relativa viga-pilar, medida na região da ligação, devida ao momento M_{RC} é obtida pela seguinte expressão:

$$\phi_c = \left(\frac{1}{r} \right)_{II} \cdot \ell_p + \frac{f_{yk}}{E_s d} \cdot \ell_e = \frac{M_{RC}}{E_{cs} I_{II}} \cdot \ell_p + \frac{f_{yk}}{E_s d} \cdot \ell_e \quad (3)$$

O comprimento ℓ_p depende da altura da viga, da posição do centro de rotação na ligação e do caminho das forças internas na extremidade da viga (ver Figura 3). Para ligações típicas pré-moldadas o comprimento ℓ_p pode ser obtido pelo comprimento do consolo somado a altura útil na extremidade da viga da viga sobre o apoio.

A consideração do comprimento de embutimento ℓ_e difere para pilares com ligação em apenas um lado e para pilares com ligações nos dois lados. Devido a este fator, em geral ligações viga-pilar centrais tendem a ser mais rígidas do que ligações viga-pilar de canto. Por outro lado, ligações centrais com momentos negativos em ambos os lados conduzem a uma rigidez maior do que ligações centrais com momentos reversos (negativo de um lado e positivo do outro) causados por ações laterais na estrutura (ver Figura 4).

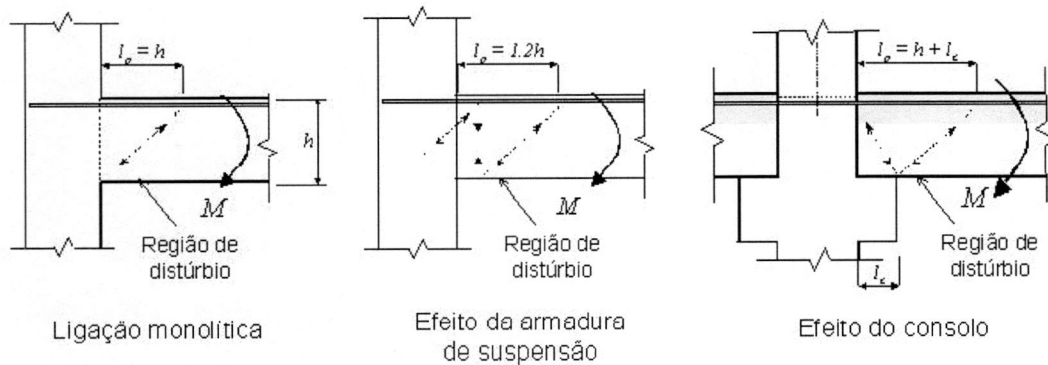


Fig. 3. Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar

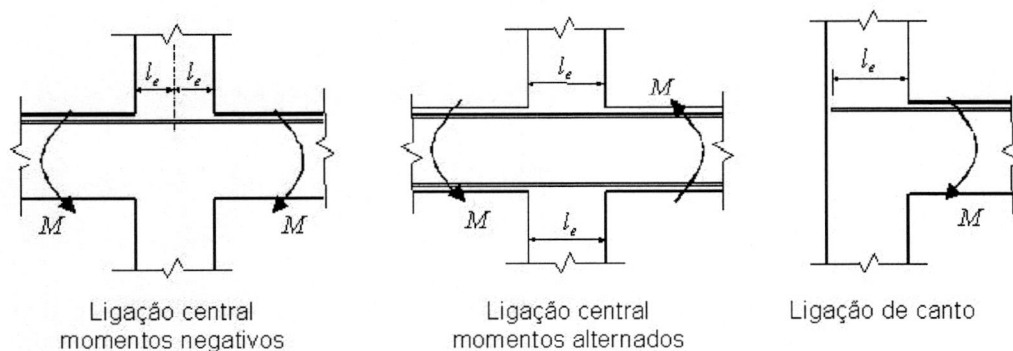


Fig. 4. Variações na consideração do comprimento de embutimento ℓ_e

2.1.3 Desenvolvimento de Expressão Generalizada para a Relação Momento-Rotação

A equação (1) é uma solução particular para o início do escoamento das barras de continuidade. Neste momento, segundo as hipóteses adotadas, os comprimentos ℓ_p e ℓ_e atingem seus valores máximos. Com o propósito de fornecer uma expressão geral que represente o desenvolvimento da relação momento-rotação para $0 \leq M \leq M_y$, no presente trabalho os autores estão propondo a seguinte expressão:

$$\theta = \left[\left(\frac{M}{E_c I_{eq}} \right) \cdot \ell_p + \left(\frac{\sigma_s}{E_s d} \right) \cdot \ell_e \right] \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0.5} \quad (4)$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \cdot I_l + \left[1 + \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{ll} \quad (5)$$

Onde σ_s é a tensão na armadura obtida pela expressão:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_{eq}} \quad (6)$$

Sendo:

$$z_{eq} = d - \frac{1}{3} \left[x_l \cdot \left[1 - \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0.5} \right] + x_{ll} \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0.5} \right] \quad (7)$$

2.2 Conceito de Rigidez Equivalente e Interação Ligação-Viga

2.2.1 Fator de Restrição

O fator de restrição $\gamma = (1 + 3EI K_\phi L)^{-1}$ é um parâmetro que relaciona a rigidez da ligação em relação à rigidez da viga conectada adjacente, variando entre 0 e 1 para a articulação e o engaste, respectivamente. O fator γ é um parâmetro que pode ser utilizado para medir o efeito da ligação sobre o comportamento da estrutura, fornecendo uma sensibilidade de quando uma ligação pode ser considerada como articulada, semi-rígida ou rígida. Sabe-se que para estruturas pré-moldadas sob ações laterais, as ligações semi-rígidas com fatores de restrição com $\gamma \geq 0.4$ são capazes de produzir um efeito enrijecedor na estrutura global a qual se aproxima da solução com ligações rígidas.

Nas normas correntes para estruturas pré-moldadas não existe nenhum critério ou classificação para ligações semi-rígidas que possa ser utilizado pelo projetista como balizamento no projeto das ligações em estruturas pré-moldadas. Em FERREIRA *et al* (2002) é apresentada uma proposta para um sistema de classificação para ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas. Este sistema divide as ligações em 5 grupos: 1) articuladas para $0 \leq \gamma \leq 0.14$; 2) semi-rígida com resistência baixa para $0.14 \leq \gamma \leq 0.4$; 3) semi-rígida com resistência média para $0.4 \leq \gamma \leq 0.67$; 4) semi-rígida com resistência alta para $0.67 \leq \gamma \leq 0.93$; 5) rígidas para $0.93 \leq \gamma \leq 1$.

Pelo fato de a rigidez secante da ligação ser empregada no modelo proposto, para o cálculo do fator de restrição também é necessário considerar a não-linearidade física dos elementos pré-moldados. Na Tabela 1 são sugeridos fatores de redução para a rigidez dos pilares e das vigas para a consideração aproximada da não-linearidade. Neste caso, o fator de restrição γ pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\gamma = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{K_\phi L} \right]^{-1} \quad \text{Sendo: } (EI)_{sec} = 0.4 E_{cl} I_c \quad (8)$$

Tabela 1. Fatores de redução da rigidez dos elementos.

Ligação viga-pilar		Rigidez dos Elementos Estruturais	
Tipo	Fator de restrição	Viga	Pilar
Articulada	$0 \leq \gamma \leq 0.14$	$(EI)_{sec} = (1.0) E_{cl} I_c$	$(EI)_{sec} = 0.4 E_{cl} I_c^{(1)}$ $(EI)_{sec} = 0.5 E_{cl} I_c^{(2)}$
Semi-rígida	$0.14 \leq \gamma \leq 0.67$	$(EI)_{sec} = 0.4 E_{cl} I_c$	$(EI)_{sec} = 0.7 E_{cl} I_c$
Semi-rígida & Rígida	$0.67 \leq \gamma \leq 1.0$	$(EI)_{sec} = 0.4 E_{cl} I_c$	$(EI)_{sec} = 0.8 E_{cl} I_c$

⁽¹⁾ Valor recomendado em EL DEBS (2000), de acordo com o PCI DESIGN HANDBOOK (2001), para pilares que atuam como hastes engastadas na base.

⁽²⁾ Alternativamente, dentro da hipótese do pilar atuar como uma viga em balanço, a NBR-6118 (2001) recomenda o valor $(EI)_{sec} = 0.5 E_{cl} I_c$ para vigas com $A's = A_s$.

2.2.2 Momento de Engastamento Corrigido

Uma vez que a ligação viga-pilar possui uma rigidez efetiva que se afaste do engastamento perfeito, esta ligação não será capaz de transmitir 100% dos momentos fletores, ainda que haja resistência para tal. De fato, se rigidez for baixa a ligação será capaz de transmitir um momento fletor que estará muito abaixo da resistência da seção. Sendo M_E o momento de engastamento perfeito, o momento de engastamento corrigido na extremidade de uma viga será dado pela expressão:

$$M_{E,cor} = \left[\frac{3\gamma}{2 + \gamma} \right] \cdot M_E \quad (9)$$

2.3 Evidências de Resultados Experimentais

Nesta seção as hipóteses apresentadas dentro do modelo teórico proposto são confrontadas e analisadas com base nos resultados experimentais obtidos para uma ligação viga-pilar monolítica a qual foi ensaiada em FERREIRA (1999). O protótipo cruciforme (BC-RC), com um pilar e duas vigas, foi submetido a um carregamento inelástico por meio de um atuador servo hidráulico conforme ilustrado na Figura 5.

Ambas as seções das vigas e do pilar foram de 200 x 400 mm, sendo a altura útil da viga igual a 370 mm. As armaduras negativas da viga consistiram de 4 ϕ 20 mm e as armaduras positivas consistiram de 4 ϕ 16 mm, ambas com $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$. A resistência do concreto foi de $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$, com módulo secante de $E_{cs} = 32 \text{ kN/mm}^2$. A instrumentação consistiu de um conjunto de potenciômetros elétricos e *strain gauges* conectados a um sistema de aquisição de dados com cerca de 80 canais. Foram medidas as forças aplicadas, os deslocamentos ao longo dos elementos de viga, os deslocamentos relativos na região de interface viga-pilar e as deformações nas armaduras em várias seções ao longo das barras, onde a região mais instrumentada foi a região da viga que está próxima à interface viga-pilar.

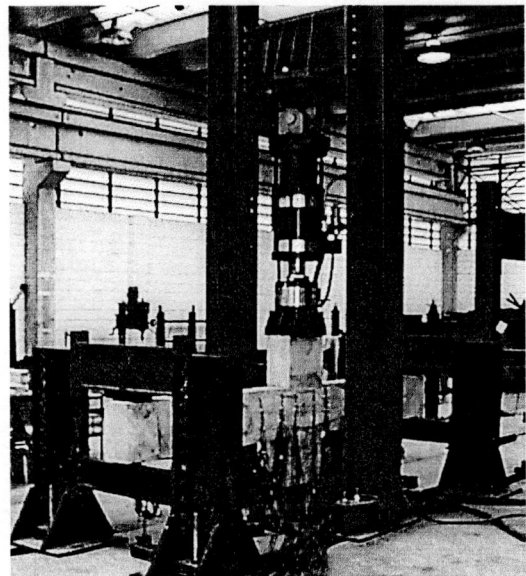


Fig. 5. Ensaio do protótipo BC-RC

A partir das medidas realizadas foi possível obter: a) a resistência; b) a relação momento-rotação (rigidez à flexão); c) o desenvolvimento das deformações e tensões em diferentes pontos nas armaduras ao longo do carregamento; d) as medidas da curvatura para duas seções dentro da região de distúrbio na extremidade da viga; e) as flechas ao longo do protótipo. Assim, a partir dos resultados experimentais foi possível fazer uma verificação das hipóteses adotadas no modelo teórico.

Na Figura 5 é apresentada a curva momento-curvatura para uma seção próxima à interface viga-pilar. Como se observa, a rigidez teórica para a seção não fissurada $E_c I_i$ coincide com a tangente inicial da curva experimental e a rigidez para a seção fissurada $E_{cs} I_{fi}$ representa muito bem a secante para o trecho $M_r \leq M \leq M_y$. Mais importante, a relação teórica que foi obtida pela rigidez equivalente está bastante coerente com a curva experimental para $M \leq M_y$. Na Figura 6 a rigidez equivalente teórica obtida pela Eq. (5) é comparada com a rigidez experimental.

Para o comprimento de deformação da armadura embutida no pilar adotou-se $\ell_e = 200$ mm, o qual é igual a metade da largura do pilar. Este valor está relacionado ao início do escoamento nas barras. Anterior a este momento, a deformação no trecho da barra que está no centro do pilar é inferior à deformação do trecho que está na extremidade da viga, mas no momento em que o escoamento é atingido estas deformações são igualadas. Observou-se ainda que quando as deformações na extremidade da viga aumentavam em direção à plastificação (1%), as deformações no pilar permaneceram próximas ao escoamento. As curvas experimentais e teóricas para as deformações nas barras na interface viga-pilar estão apresentadas na Figura 7. Com relação ao comprimento ℓ_p da zona de distúrbio na extremidade da viga, adotou-se o valor $\ell_p = 400$ mm, considerando que a zona de distúrbio para o caso monolítico coincide com a altura da viga. A fim de comparar a hipótese teórica, na Figura 8 utilizou-se uma derivação da Eq. (4), onde a rotação $\theta_p = \theta_{total} - (\sigma_s \ell_e E_s d) \cdot (M/M_y)^{0.5}$ foi plotada em função da curvatura ($1/r$). Como se observa, tanto a reta tracejada e quanto a curva teórica para o valor 400 mm apresentaram uma boa concordância com a curva experimental.

Na Figura 8 é feita a comparação entre os valores teóricos e experimentais para as rotações relativa viga-pilar. As relações momento-rotação obtidas a partir dos resultados experimentais e dos cálculos teóricos estão apresentadas na Figura 10, onde para a curva teórica foi utilizada a Eq. (4). Como se observa, tanto a curva teórica quanto a rigidez secante apresentaram uma excelente coerência com os resultados experimentais. Para $M_y = 210$ kN·m, o valor experimental da rigidez à flexão secante foi de $K_{\phi S} = 34854$ kN·m/rad enquanto o valor teórico correspondente foi de $K_{\phi S} = 36344$ kN·m/rad.

Como foi demonstrado, o modelo de FERREIRA (2001) se mostrou consistente para representar a relação momento-rotação, bem como para obter a rigidez à flexão secante. Para verificar a aplicação do modelo teórico às ligações em estruturas pré-moldadas, a seguir são apresentados exemplos numéricos onde os valores teóricos são confrontados com vários resultados experimentais de ligações viga-pilar com resistência à flexão, as quais foram ensaiadas nos Estados Unidos e no Reino Unido.

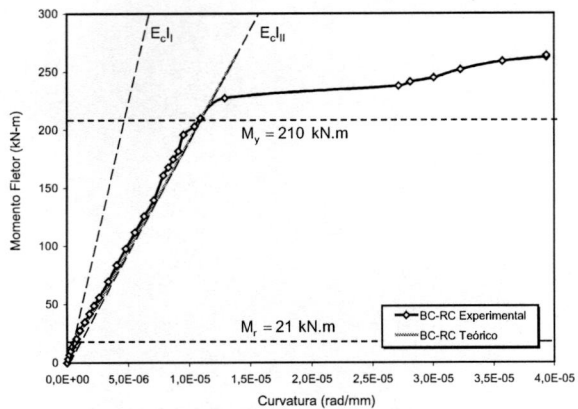


Fig. 5. Momento x curvatura (BC-RC)

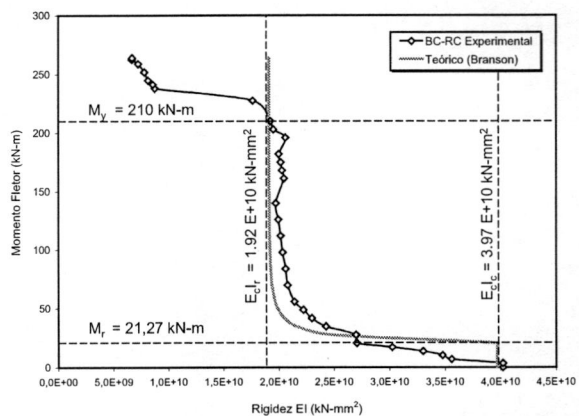


Fig. 6. Momento x rigidez equivalente (BC-RC)

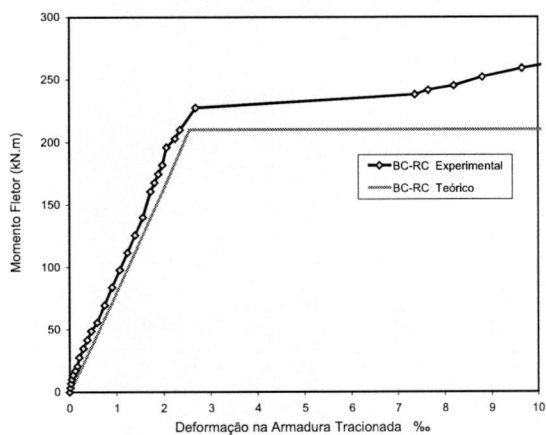


Fig. 7. Momento x deformação (BC-RC)

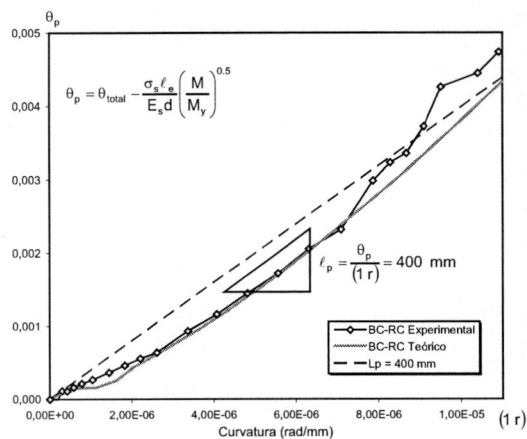


Fig. 8. Obtenção do comprimento l_p (BC-RC)

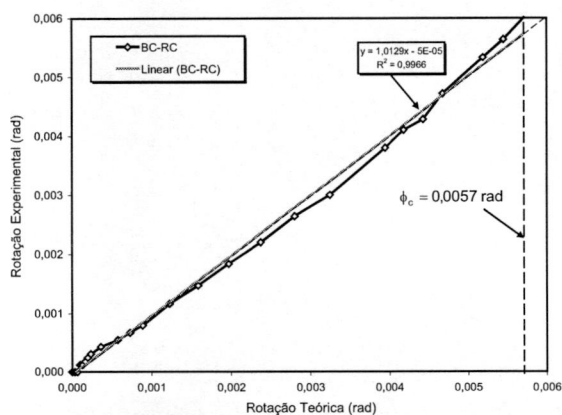


Fig. 9. Rotação Experimental x Teórica (BC-RC)

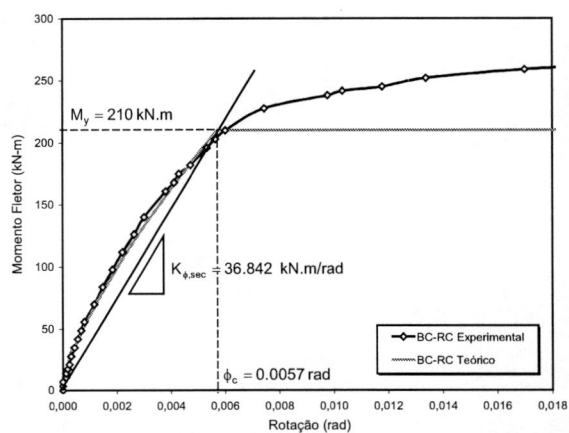


Fig. 10. Diagrama momento x rotação (BC-RC)

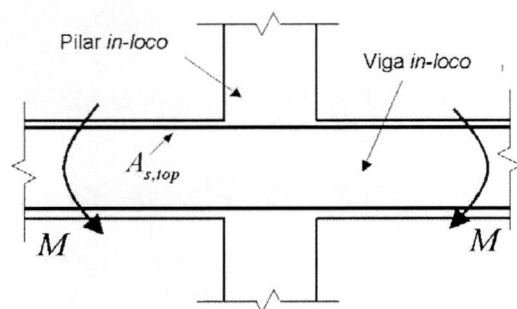
3 Comparação Teórico-Experimental para Ligações Típicas

Para avaliar o modelo teórico com resultados experimentais de ligações viga-pilar pré-moldadas, foram escolhidas seis tipologias de ligações que foram ensaiadas em programas experimentais do *Precast Concrete Institute PCI* nos EUA e do *European Action COST1* no Reino Unido. Os arranjos gerais para estas tipologias estão apresentadas na Figura 11 e os dados dos protótipos ensaiados estão resumidos na Tabela 2. Como referência para avaliar o comportamento semi-rígido das ligações pré-moldadas utilizou-se o protótipo BC-RC, conforme descrito no item anterior (ver Fig. 11a).

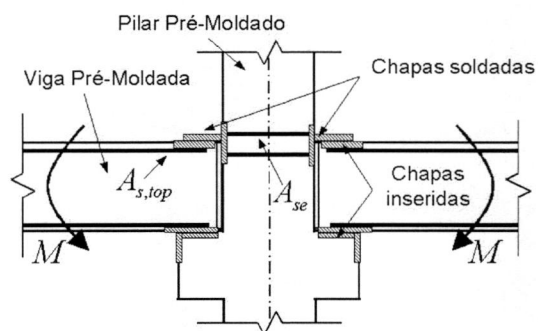
A ligação BC-15 é uma combinação clássica de insertos na viga e no pilar com ligações negativas e positivas por meio de chapas soldadas (ver Fig. 11b). Na ligação BC-16 (ver Fig. 11c) são utilizadas barras de continuidade para a ligação negativa, substituindo a chapa soldada na ligação BC15, mas mantendo o mesmo detalhe com chapas soldadas para a ligação positiva sobre o consolo. A ligação BC-26 (ver Fig. 17d) simula uma ligação monolítica, onde uma viga pré-moldada com barras salientes para solidarização com os pilares moldados na obra. Neste caso, faz-se necessária o escoramento temporário. Cabe notar a utilização de armadura de suspensão na extremidade da viga pré-moldada. Protótipos destas tipologias de ligações com viga em balanço em apenas um lado foram ensaiadas por STANTON *et al* (1986).

Os outros três tipos de ligações foram ensaiados por GORGUN (1997) na Universidade de Nottingham, os quais possuíam configuração cruciforme com duas vigas. A ligação viga-pilar TW1 utiliza-se de armadura de continuidade para a ligação negativa (com laje alveolar em seção T). A transmissão por cisalhamento é feita por meio de um consolo metálico com chapas soldadas (ver Fig. 17e). Neste caso, não existe ligação positiva. A ligação TB1 também se utiliza de armadura de continuidade para a ligação negativa com laje alveolar, mas a transmissão por cisalhamento é feita por meio de um consolo metálico com chumbador parafusado (ver Fig. 17f). Também neste caso, não existe ligação positiva. A ligação TB1B é a mesma ligação TB1 sem a presença da laje alveolar.

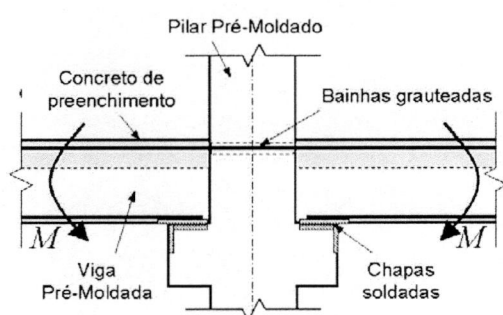
Na tabela 3 são apresentados os dados e os parâmetros ℓ_p and ℓ_e que foram assumidos para as ligações em estudo. Para as ligações BC-RC, TB1 e TB1B o comprimento ℓ_p foi considerado igual à altura h da viga. Tal escolha se baseia em que o centro de rotação estar localizado, para estes casos, no ponto inferior da interface viga-pilar. Para a ligação TW1, o centro de rotação está localizado no nível intermediário onde ocorre a ligação por solda do inserto da viga sobre o consolo metálico, cuja distância da solda até o topo da viga foi definida por h_w . Neste caso, o comprimento ℓ_p foi considerado como sendo igual à altura h_w . Para ambas as ligações BC-15 e BC-16 o comprimento ℓ_p foi considerado como sendo $\ell_p = h + \ell_c$, onde ℓ_c é o comprimento do consolo. O acréscimo do comprimento ℓ_c é devido ao fato de que o centro de rotação estar na extremidade do consolo. Finalmente, para a ligação BC-26 o comprimento ℓ_p foi considerado como sendo $\ell_p = 1.2h$, onde a majoração da altura da viga leva em conta o efeito da armadura de suspensão fazendo o deslocamento do plano de rotação para dentro da viga, aumentando assim a região de distúrbio. Tal fenômeno é relatado em STANTON *et al.* (1986). O comprimento ℓ_e depende se a ligação viga-pilar é central com duas vigas, sendo a metade da largura do pilar neste caso, ou ligação de canto com uma viga em balanço, sendo o comprimento reto de ancoragem dentro do pilar. No caso da ligação BC-15 o comprimento original $\ell_e = 584$ mm teve que ser reduzido para levar em conta a diferença das áreas das armaduras negativas na viga e no pilar, onde se tinha uma relação $A_{s,pilar} = 3.85 \times A_{s,viga}$. Assim, a redução ficou $\ell_{e,red} = 584/3.85 \cong 152$ mm.



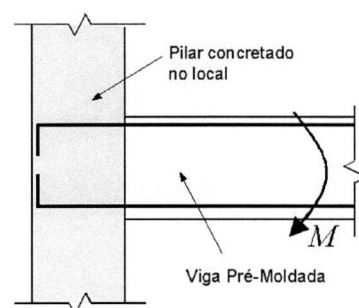
a) BC-RC – Ligação monolítica



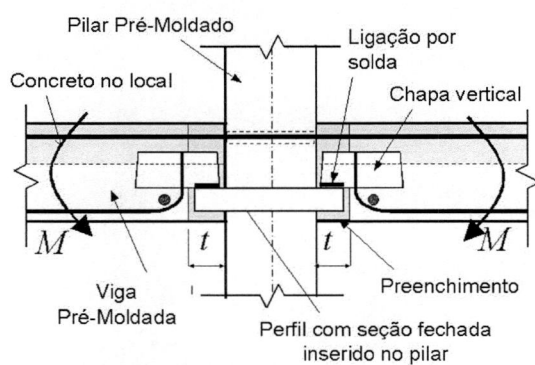
b) BC-15 – Chapas Soldadas



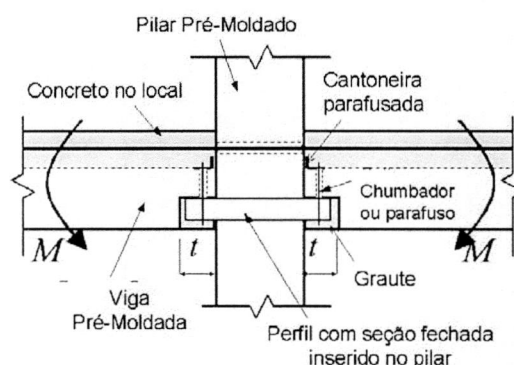
c) BC-16 – Concreto de preenchimento



d) BC-26 – Pilar concretado no local



e) BC-TW1 – Consolo metálico com chapa soldada



f) BC-TB1 - Consolo metálico com parafuso

Fig. 11. Tipologias das ligações viga-pilar que foram avaliadas no estudo teórico (ver dados na tabela 2)

Tabela 2. Tipologias de ligações viga-pilar utilizadas na comparação teórica-experimental

Modelos	h mm	d mm	b mm	f_y N/mm ²	f_c N/mm ²	$A_{s, top}$ mm ²	Descrição da ligação
BC-RC	400	370	200	500	45	1256	Ligação viga-pilar monolítica ^[1]
BC-15	457	400	304.8	460	55	982	Ligação viga-pilar por meio de chapas soldadas nas ligações negativa e positiva. A viga se apoiada sobre consolo. ^[2]
BC-16	432	400	304.8	460	40	1140	Ligação viga-pilar por meio de armadura de continuidade para a ligação negativa e por meio de chapa soldada sobre consolo para ligação positiva. ^[2]
BC-26	432	400	304.8	460	68	1140	Ligação viga-pilar com uso de viga pré-moldada apoiada sobre pilar concretado no local. ^[2]
BC-TW1	500	400	300	500	46.4	982	Ligação viga-pilar por meio de armadura de continuidade para a ligação negativa (com laje alveolar em seção T). A transmissão por cisalhamento é feita por meio de um consolo metálico com chapas soldadas ^[3]
BC-TB1	500	400	300	500	46.4	982	Ligação viga-pilar por meio de armadura de continuidade para a ligação negativa (com laje alveolar em seção T). A transmissão por cisalhamento é feita por meio de um consolo metálico com chumbador ^[3]
BC-TB1B	500	400	300	500	46.4	982	Ligação viga-pilar por meio de armadura de continuidade para a ligação negativa (sem laje alveolar). A transmissão por cisalhamento é feita por meio de um consolo metálico com chumbador ^[3]

^[1] FERREIRA (1999); ^[2] STANTON et al (1999); ^[3] GORGUN (1999)

Tabela 3. Dados das ligações e determinação dos parâmetros ℓ_e e ℓ_p

Modelo	f_c N/mm ²	f_y N/mm ²	$A_{s, top}$ mm ²	b mm	h mm	d mm	ℓ_c mm	ℓ_e mm	ℓ_p mm	$\ell_e + \ell_p$ mm
BC-RC	45	500	1256	200	400	370	0	200	$h = 400$	600
BC-15	55	500	982	305	457	400	127	152	$h + \ell_c = 584$	736
BC-16	40	500	1140	305	457	400	152	762	$h + \ell_c = 609$	1371
BC-26	68	500	1140	305	457	400	0	500	$1.2h = 548$	1048
BC-TW1	40	500	982	300	500	400	0	150	$h_w = 300$	450
BC-TB1	40	500	982	300	500	400	0	150	$h = 500$	650
BC-TB1-B	40	500	982	300	500	400	0	150	$h = 500$	650

Onde $A_{s, top}$ é a área da armadura longitudinal de continuidade; ℓ_e é o comprimento efetivo de deformação relativo ao trecho da armadura embutida dentro do pilar; ℓ_c é o comprimento do consolo; ℓ_p é o comprimento da zona de distúrbio, onde ocorrerá a formação da rótula plástica; h_w é a profundidade entre o topo da viga e a chapa soldada intermediária (*shear connector*).

Na Figura 12 são apresentadas simultaneamente as curvas experimentais momento-rotação para as ligações analisadas e para o protótipo monolítico BC-RC. Na Figura 13 são apresentadas as curvas momento-rotação normalizadas para M_y e ϕ_y , onde as ligações com menor rigidez, BC-16 e BC-26, foram aquelas mais se aproximaram da reta da rigidez secante. Para fazer outras comparações, na Figura 14 apresenta-se o momento normalizado para a seção de concreto, dado por $M/f_c b d^2$, e na Figura 15 apresenta-se o momento normalizado para a seção de armadura, dado por $M/0.9 A_s f_y d$. Como se observa, no caso da rigidez normalizada para a seção de concreto, conforme Figura 14, o protótipo BC-RC se distingue com uma rigidez muito elevada em relação às demais ligações viga-pilar. Entretanto, quando se compara a rigidez normalizada para a armadura, conforme Figura 15, o protótipo BC-TW1 apresenta um desempenho ainda superior ao protótipo BC-RC. Uma possível explicação seria o fato de que o protótipo BC-RC possui uma seção de armadura maior, $A_s = 1256 \text{ mm}^2$ com taxa de 1.6%, e com altura menor $d = 370 \text{ mm}$ em relação ao protótipo BC-TW1, com armadura $A_s = 982 \text{ mm}^2$ com taxa de 0,7% e com altura $d = 400 \text{ mm}$. Sabe-se que para aumentar a rigidez de uma seção afeta mais aumentar a altura do que aumentar a seção da armadura. Por outro lado, sabe-se que para uma mesma altura a rigidez aumenta em função do aumento da armadura, mas que para altas taxas de armadura o crescimento da rigidez para de acompanhar o crescimento da armadura. Neste sentido, pode-se dizer que a armadura do protótipo BC-TW1, para aquela altura, proporciona um melhor rendimento mecânico do ponto de vista da rigidez. Apesar deste bom resultado, cabe ressaltar que a ligação BC-TW1 apresentou uma capacidade de rotação pequena e que a mesma não apresenta um mecanismo resistente aos momentos positivos.

Nas Figuras 16 a 21 são apresentadas as curvas momento-rotação para as ligações analisadas. Os diagramas teóricos foram obtidos pela Eq. (4) para o trecho $M \leq M_y$. Como se pode observar, os diagramas teóricos apresentaram um coerência muito boa em relação a todos os modelos analisados. De qualquer modo, a rigidez secante teórica se mostrou uma aproximação consistente para representar o comportamento das ligações semi-rígidas. Da forma análoga, nas Figuras 22 a 27, observa-se que as rotações teóricas viga-pilar apresentam uma boa coerência com as respectivas rotações experimentais para o trecho onde $M \leq M_y$.

Na tabela 4 é apresentado um resumo com os resultados experimentais e teóricos para a rigidez secante, bem como os valores calculados a partir destes valores para o fator de restrição γ e o momento de engastamento corrigido $M_{E,cor}/M_E$. Considerando a rigidez secante para uma viga virtual de comprimento de $L = 12d$, o protótipo monolítico BC-RC atingiu nos ensaios o maior fator de restrição $\gamma = 0.61$, onde o valor teórico foi de $\gamma = 0.62$, seguido pelo protótipo BC-TW1 com um fator de restrição de $\gamma = 0.59$, onde o valor teórico foi de $\gamma = 0.58$. O protótipo BC-15 atingiu um valor $\gamma = 0.54$ para um valor teórico de $\gamma = 0.57$. As demais ligações atingiram valores experimentais que variaram entre 0.47 e 0.49 contra valores teóricos entre 0.49 e 0.54. Para estes valores, obteve-se momentos de engastamento corrigidos variaram entre 0.57 e 0.70 para os valores experimentais contra valores teóricos entre 0.59 e 0.71. Em termos relativos, as ligações pré-moldadas apresentaram uma capacidade de mobilização que variou entre 81% e 98% da capacidade de mobilização apresentada pela ligação viga-pilar monolítica. Desta forma, as ligações analisadas se mostraram adequadas para compor de pórticos pré-moldados. Na tabela 4 apresenta-se também um gráfico se observa que as correlações entre os valores teóricos e resultados experimentais para estes dois parâmetros indicam uma coerência muito boa entre os mesmos.

Com base nas análises feitas no presente trabalho, pode-se dizer que a rigidez à flexão em ligações viga-pilar com armadura de continuidade é afetada pelos seguintes fatores: a) altura útil da seção resistente na interface da ligação; b) características geométricas e mecânicas das armaduras de continuidade nas ligações, bem como as condições de ancoragem destas armaduras com concretagem in-loco e preenchimento de graute nos pilares; c) comprimento da região de distúrbio na extremidade da viga (OBS: para taxas de armadura muito baixas, a região de distúrbio pode não ocorrer, podendo ocorrer um mecanismo isolado de abertura de junta na interface viga-pilar); d) Pela posição do plano de rotação da extremidade da viga em relação à face do pilar, o que é afetado pela presença de consolos ou de armadura de suspensão. Também, a rigidez é afetada pela distância relativa do centro de rotação em relação à linha neutra da viga. Neste caso, a utilização de dentes de apoio favorece o aumento da rigidez.

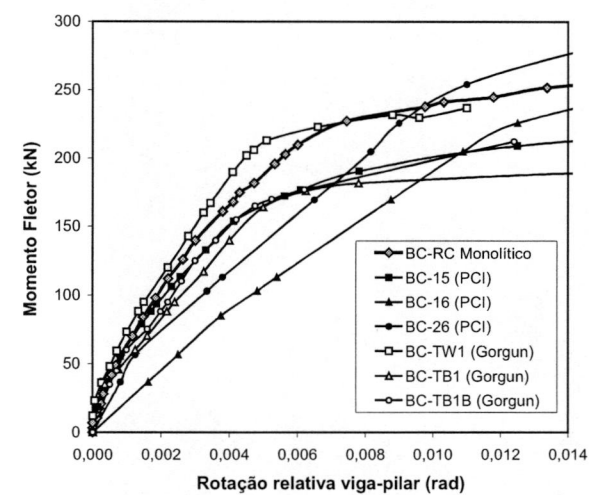


Fig. 12. Curvas momento x rotação

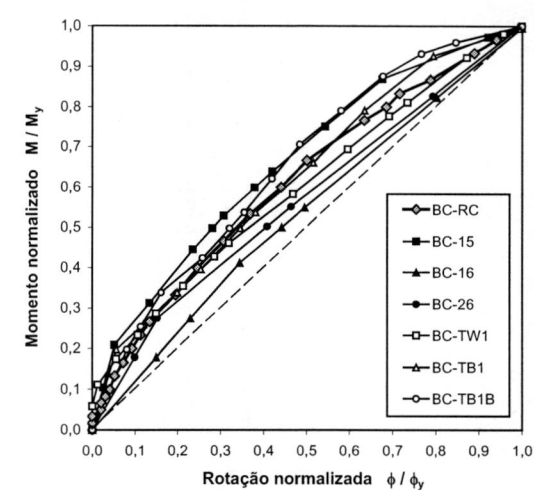


Fig. 13. Rigidez secante normalizada

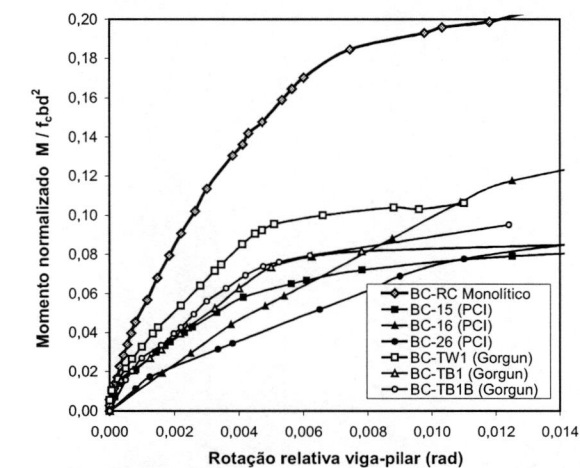


Fig. 14. Momento normalizado pela seção de concreto armadura

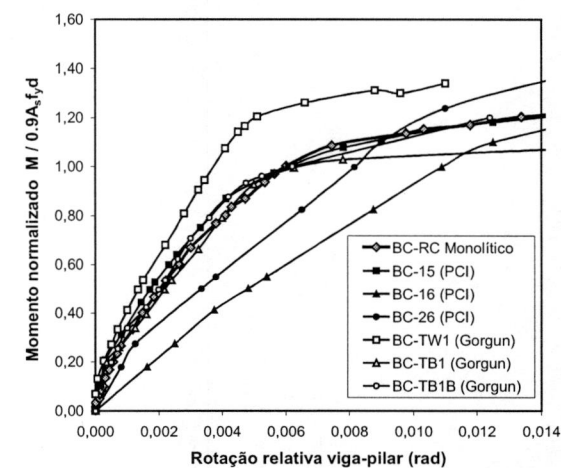


Fig. 15. Momento normalizado pela

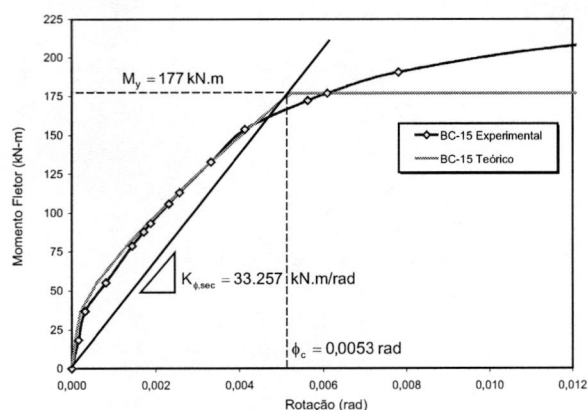


Fig. 16. Diagrama momento x rotação (BC-15)

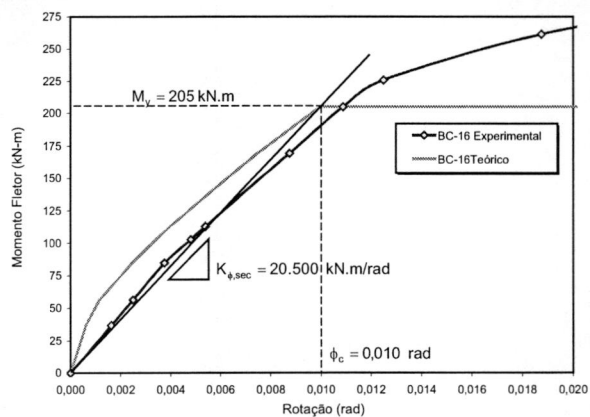


Fig. 17. Diagrama momento x rotação (BC-16)

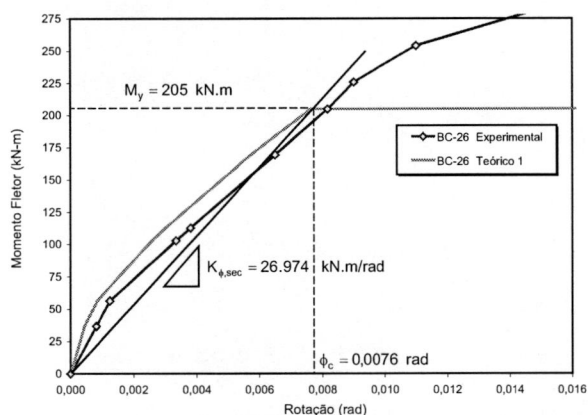


Fig. 18. Diagrama momento x rotação (BC-26)

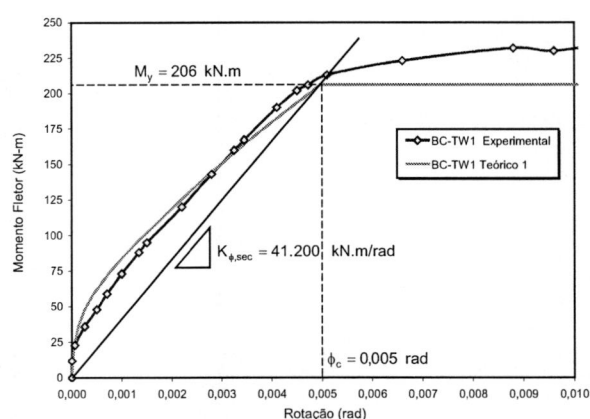


Fig. 19. Diagrama momento x rotação (BC-TW1)

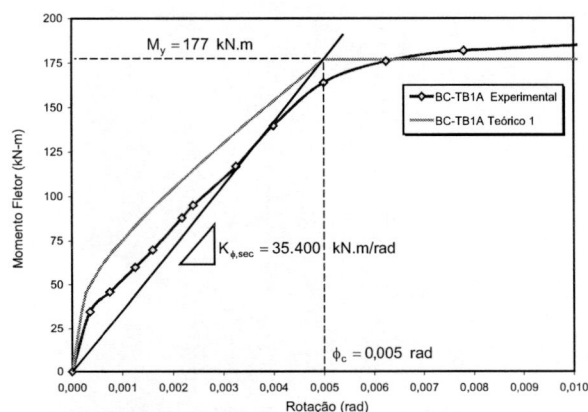


Fig. 20. Rotação Experimental x Teórica (BC-TB1)

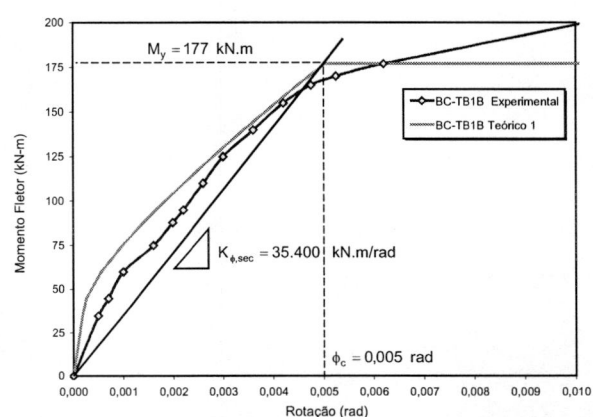


Fig. 21. Diagrama momento x rotação (BC-TB1B)

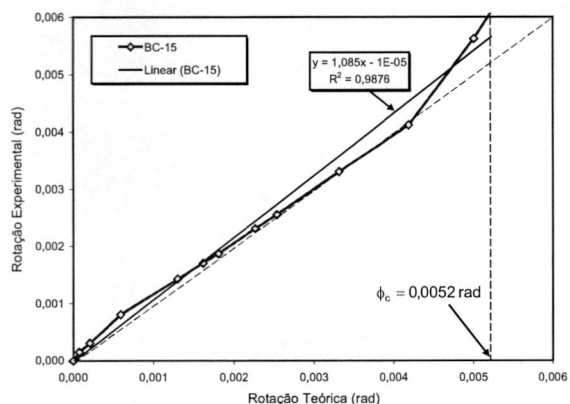


Fig. 22. Rotação Experimental x Teórica (BC-15)

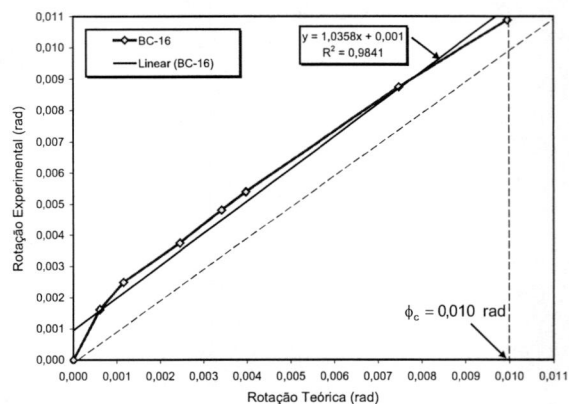


Fig. 23. Rotação Experimental x Teórica (BC-16)

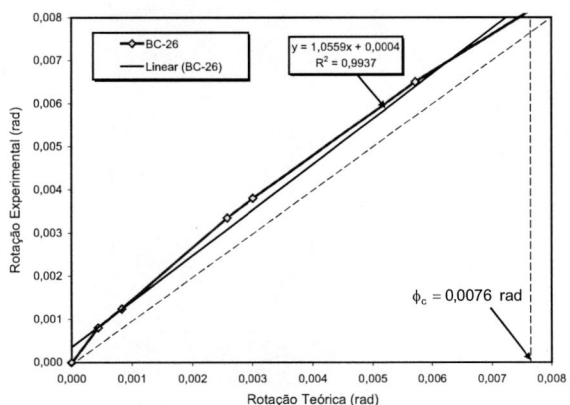


Fig. 24. Rotação Experimental x Teórica (BC-26)

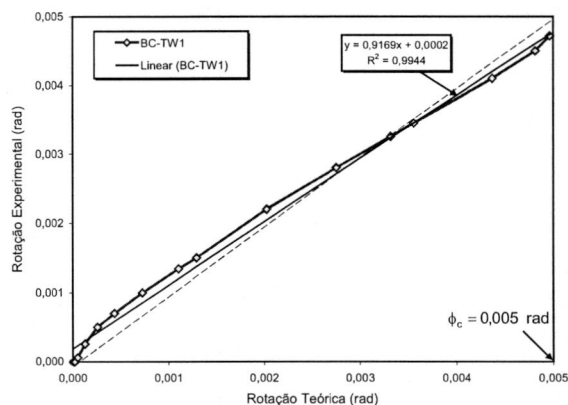


Fig. 25. Rotação Experimental x Teórica (BC-TW1)

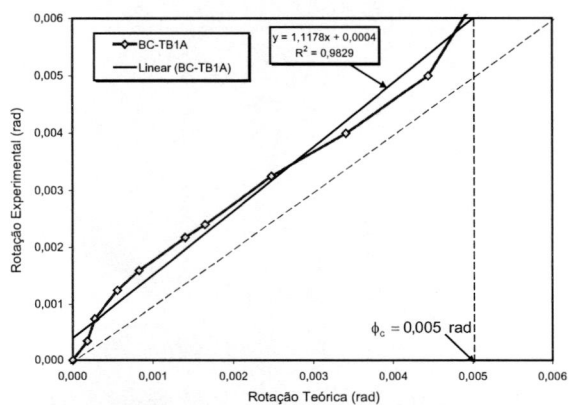


Fig. 26. Rotação Experimental x Teórica (BC-TB1A)

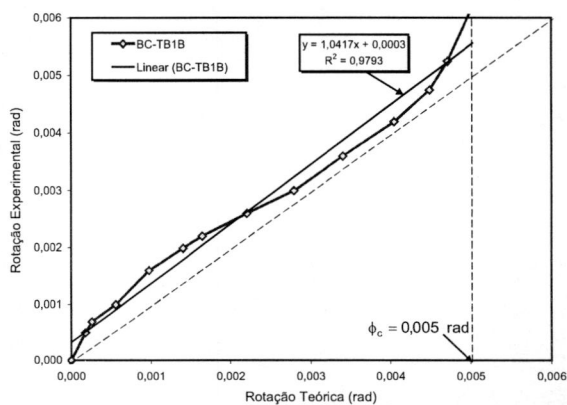
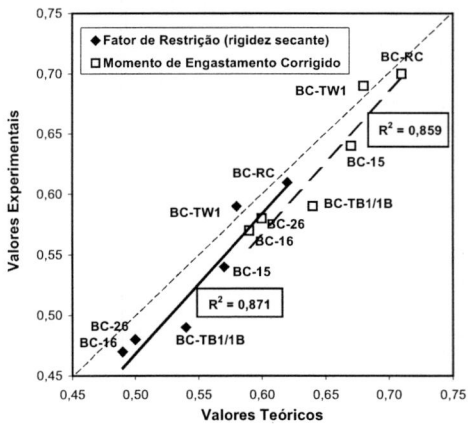


Fig. 27. Rotação Experimental x Teórica (BC-TB1B)

Tabela 4. Comparação de Valores Teóricos e Experimentais

Modelo	Rigidez secante (kN-m/rad)		Fator de restrição		Momento de engastamento corrigido		Correlação entre os valores teóricos e experimentais
	$K_{\phi s}$ (exp.)	$K_{\phi s}$ (teórico)	γ (exp.)	γ (teórico)	$\frac{M_{cor}}{M_E}$ (exp.)	$\frac{M_{cor}}{M_E}$ (teórico)	
BC-RC	34854	36344	0.61	0.62	0.70	0.71	
BC-15	29051	33257	0.54	0.57	0.64	0.67	
BC-16	18833	20587	0.47	0.49	0.57	0.59	
BC-26	25111	27018	0.48	0.50	0.58	0.60	
TW1-A	43660	41488	0.59	0.58	0.69	0.68	
TB1	28160	35400	0.49	0.54	0.59	0.64	
TB1-B	28600	35400	0.49	0.54	0.59	0.64	

4 Considerações Finais e Conclusões

Neste trabalho os autores apresentaram uma proposta de modelo teórico para a representação da relação momento-rotação em ligações viga-pilar, considerando a rotação medida na região de distúrbio na extremidade da viga. O modelo pode ser utilizado para a obtenção da rigidez secante à flexão. As principais conclusões são:

- 1) A rigidez à flexão em ligações viga-pilar com armadura de continuidade é afetada pelos seguintes fatores:
 - a) Altura útil da seção resistente na interface da ligação;
 - b) Características geométricas e mecânicas das armaduras de continuidade nas ligações, bem como as condições de ancoragem destas armaduras com concretagem in-loco e preenchimento de graute nos pilares;
 - c) Comprimento da região de distúrbio na extremidade da viga (OBS: para taxas de armadura muito baixas, a região de distúrbio pode não ocorrer, podendo ocorrer um mecanismo isolado de abertura de junta na interface viga-pilar).
 - d) Pela posição do plano de rotação da extremidade da viga em relação à face do pilar, o que é afetado pela presença de consolos ou de armadura de suspensão. Também, a rigidez é afetada pela distância relativa do centro de rotação em relação à linha neutra da viga. Neste caso, a utilização de dentes de apoio favorece o aumento da rigidez.
- 2) O cálculo do comprimento da região de distúrbio ℓ_p , onde a curvatura pode ser considerada constante no nível do escoamento, foi validado pelos resultados experimentais. O comprimento ℓ_p depende da altura da viga, da posição do centro de rotação e dos caminhos das forças na extremidade da viga.
- 3) No modelo de FERREIRA (2001), a rotação relativa viga-pilar medida na região de distúrbio na extremidade da viga pode ser obtida a partir do mecanismo de abertura de junta devido ao alongamento da barra inserida no pilar somada à deformação rotacional na região da ligação.

- 4) Com base no fator de restrição para a rigidez secante, considerando $0.4E_{ci}I_c$ para uma viga de comprimento $L = 12d$, a ligação monolítica atingiu nos ensaios cerca de 70% da condição de engastamento perfeito. Os protótipos com ligações centrais atingiram valores entre 59% e 69%, enquanto os protótipos com ligações com uma viga em balanço apresentaram valores entre 57% e 64%.
- 5) Cabe lembrar que os efeitos acima relatados estão relacionados carregamentos verticais nas vigas. Quanto aos efeitos das ações laterais em estruturas com múltiplos pavimentos, para fatores de restrição com valores como estes, entre 0.48 e 0.61, estas estruturas apresentam um comportamento muito próximo das ligações rígidas.
- 6) Com base na comparação dos valores teóricos e experimentais é possível dizer que a teoria proposta permite prever o comportamento semi-rígido das ligações analisadas, com uma boa aproximação da rigidez secante, sem a necessidade da realização de novos ensaios.

Agradecimentos

O presente trabalho foi preparado como resultado de um programa de pós-doutorado desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Os autores agradecem o suporte financeiro para esta pesquisa provido pela *Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP*.

5 Referências

- 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.
- EL DEBS, M. K. (2000). *Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações*. São Carlos, EESC-USP, 441p.
- 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.
- EUROPEAN COOPERATION IN THE FIELD OF SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH, (COST 1), (1999), *Control of the Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*. Final Report. November/99. European Union Publication. Brussels. pp. 13-29.
- FERREIRA, M.A. (1999). *Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado*. São Carlos, 231 pp, TESE DE DOUTORADO. EESC-USP.
- FERREIRA, M.A. (2001). *Analytical Design Procedure for Semi-Rigid Connections in Precast Concrete Structures*. POST-DOCTORAL RESEARCH REPORT, School of Civil Engineering, University of Nottingham, 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*. 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, Belo Horizonte, MG
- GORGUN, H., (1997). *Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures*. PhD THESIS, University of Nottingham, United Kingdom.
- HAWKINS, N.M., GHOSH, S. K., (2000) *Proposed Revisions to 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Precast Concrete Structures: Part 2 – Seismic-Force-Resisting Systems*, PCI Journal, 45 (5), 34-44.
- PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI. (1988). *Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete*. Chicago, ILLINOIS.
- PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI (2001), *Design Handbook*. Vol. 1. Chicago, ILLINOIS.
- 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.