

Partially Restrained Beam-Column Connections in Reinforced Concrete Structures

Engastamento Parcial de Ligações Viga-Pilar em Estruturas de Concreto Armado



G. M. S. ALVA ^a
alva_gerson@yahoo.com.br

M. A. FERREIRA ^b
marcelof@ufscar.br

A. L. H. C. EL DEBS ^c
analucia@sc.usp.br

Abstract

This paper presents the results of experimental tests on reinforced concrete beam-column connections carried out at the Engineering School of São Carlos – USP. The experimental results concentrate on relative rotations between beam and column, which are important parameters for the evaluation of the moment-rotation curves and the characterization of semi-rigid behavior of the connections. The experimental results were obtained from tests on specimens of edged beam-column connections. The influence of concrete compressive strength and joint transverse reinforcement ratio on relative rotations was investigated. The experimental results were compared with results obtained from the theoretical model proposed by Ferreira [1] for partially restrained connections, which provided an evaluation of the percentage of restriction obtained by the types of monolithic connections considered in this study.

Keywords: : concrete structures; beam-column connections; semi-rigid connections; structural analysis.

Resumo

Neste trabalho são apresentados os resultados experimentais de ensaios em ligações viga-pilar de concreto armado realizados na Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Os referidos resultados experimentais concentram-se nas rotações relativas entre os elementos viga e pilar, importantes para a determinação da relação momento-rotação das ligações e da caracterização do comportamento semi-rígido das mesmas. Os dados experimentais foram obtidos a partir de ensaios de ligações viga-pilar de extremidade. A influência da resistência à compressão do concreto e da taxa de armadura transversal na região dos nós de pórtico sobre as rotações relativas foi analisada. Os resultados experimentais foram confrontados com o modelo teórico proposto por Ferreira [1] para ligações com engastamento parcial, permitindo uma avaliação da porcentagem de engastamento alcançada pelas tipologias de ligações monolíticas abordadas neste trabalho.

Palavras-chave: estruturas de concreto; ligações viga-pilar; ligações semi-rígidas; análise estrutural.

^a Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de Estruturas e Construção Civil, alva_gerson@yahoo.com.br, Endereço: Avenida Roraima 1000 Cidade Universitária CEP: 97105-900, Santa Maria-RS, Brasil;

^b Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, marcelof@ufscar.br. Endereço: Campus São Carlos Rodovia Washington Luís (SP-310), km 235, CEP 13565-905. São Carlos - SP – Brasil;

^c Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, analucia@sc.usp.br. Endereço: Campus São Carlos Rodovia Washington Luís (SP-310), km 235, CEP 13565-905. São Carlos - SP – Brasil.

1. Introdução

1.1 Considerações iniciais

Na análise estrutural convencional de estruturas de concreto moldadas no local, as ligações viga-pilar são consideradas perfeitamente rígidas (monolíticas), não havendo, portanto, rotações relativas entre os elementos conectados. Entretanto, as ligações viga-pilar reais podem apresentar um comportamento com engastamento parcial. Este comportamento, associado à propriedade de rigidez das ligações, pode ser identificado a partir das curvas momento-rotação relativa viga-pilar. Em decorrência do comportamento semi-rígido, as ligações viga-pilar podem influenciar a redistribuição de momentos ao longo dos elementos de concreto.

Dessa forma, o conhecimento do grau de restrição (engastamento parcial) alcançado pelas ligações viga-pilar monolíticas pode auxiliar projetistas a realizar uma análise estrutural mais precisa e fiel ao comportamento real.

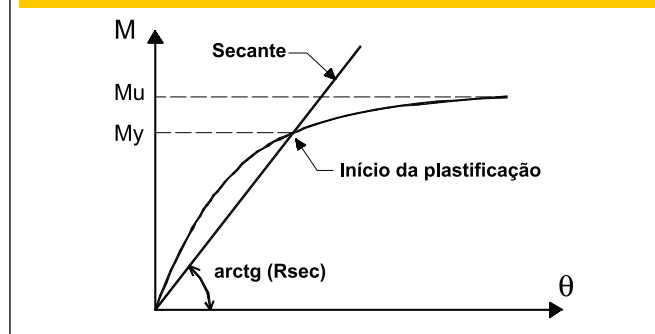
1.2 Justificativas gerais do trabalho

A consideração da semi-rigidez das ligações assume maior importância em virtude do crescente desenvolvimento, comercialização e utilização de sistemas computacionais aplicados à engenharia de estruturas. O entendimento e a avaliação correta dos parâmetros associados à rigidez das ligações não podem ser negligenciados pelos profissionais que utilizam tais sistemas, pois o comportamento semi-rígido das ligações influencia o comportamento da estrutura como um todo. Em particular, na redistribuição de esforços ao longo dos elementos, na deslocabilidade da estrutura e na estabilidade global da mesma, associada às análises dos efeitos de segunda ordem.

No meio técnico parece haver uma confusão entre o coeficiente de redistribuição de momentos e o coeficiente de engastamento parcial. O primeiro coeficiente relaciona-se com a redistribuição de momentos - provocada pela fissuração do concreto e pelo escoamento das armaduras longitudinais na região dos apoios - e possui valores limitados pela ABNT NBR 6118 [2] para análises lineares com redistribuição. O segundo coeficiente não está relacionado diretamente com o tipo de análise estrutural (linear, linear com redistribuição, plástica, não-linear) e sim com a representação mais realista das condições de vinculação entre viga e pilar, ou seja, a condição entre o engastamento perfeito e a rótula perfeita. Essa confusão tem se tornado evidente na utilização de sistemas computacionais comercializados que permitem reduções nos momentos negativos das vigas.

A complexidade acerca do estudo das ligações viga-pilar pode ser atribuída ao grande número de variáveis que influenciam seu comportamento estrutural, as quais estão essencialmente relacionadas ao detalhamento das armaduras, à geometria dos elementos estruturais conectados, à intensidade das solicitações atuantes e à própria resistência dos materiais aço e concreto. Somado a isso, deve-se ressaltar o fato de as ligações não poderem ser encaradas como apenas um nó da estrutura, mas como sendo pertencente à região de descontinuidade (Zona D) - região onde não permanece válida a hipótese de Bernoulli (distribuição linear das deformações). Em virtude da descontinuidade geométrica, o trecho da extremidade da viga junto ao pilar e o nó de pórtico são considerados regiões da Zona D, cujo comportamento influencia a relação momento-rotação relativa das ligações.

Figura 1 - Rigidez secante ao momento fletor de ligação viga-pilar



A influência dos nós de pórticos sobre a resposta estrutural das ligações pode se manifestar em uma limitação de resistência alcançada e nas condições de ancoragem oferecidas às armaduras de tração da viga. Dentre as diversas variáveis que influenciam os nós de pórtico, a resistência à compressão do concreto e a armadura transversal dos nós se apresentam como as mais importantes, especialmente por estarem diretamente relacionadas com a resistência ao cisalhamento dos nós - parâmetro que pode governar a capacidade da ligação.

Embora mereça ser mais estudada, a força normal no pilar também pode ser citada como outra variável que afeta o comportamento dos nós de pórtico. As investigações experimentais e simulações numéricas com ligações viga-pilar de extremidade de concreto armado realizadas por Haach [3] indicam que o aumento da força normal reduz a capacidade resistente dos nós, tornando a ruína das ligações mais frágeis, mas por outro lado, melhora as condições de ancoragem das barras tracionadas da viga.

1.3 Justificativas para o emprego do modelo proposto por Ferreira [1]

A comprovação experimental dos modelos analíticos que visam a determinação da deformabilidade das ligações é um fator determinante para que tais modelos possam ser aplicados com segurança na avaliação da rigidez das ligações em nível de projeto. Além disso, o confronto com resultados experimentais pode possibilitar a melhor calibração dos modelos analíticos propostos e a inclusão de novas variáveis importantes na deformabilidade das ligações. Nesse sentido, podem ser citados os trabalhos de Soares [4], Ferreira [5] e Miotto [6], nos quais se encontram resultados de investigações experimentais e aplicações de modelos analíticos envolvendo a deformabilidade de ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado.

Entre os modelos teóricos que se propõem a representar a relação momento-rotação das ligações semi-rígidas em procedimentos de projeto, pode-se citar o modelo analítico proposto por Ferreira [1]. Segundo esse modelo, a rotação relativa entre viga e pilar é resultante de dois mecanismos de deformações. O primeiro está associado ao alongamento da armadura tracionada da viga correspondente ao comprimento de ancoragem dentro do pilar. O segundo está associado às deformações por flexão da extremidade da viga na região de descontinuidade, em um trecho cujo comprimento depende da altura da seção da viga. O modelo teórico ainda contempla a não-linearidade física

causada pela fissuração da viga. Análises associadas à deformabilidade de ligações utilizando o referido modelo também são encontradas nos trabalhos de Kataoka et al. [7], Catoia et al. [8], Nóbrega, Ferreira e Hanai [9], Ferreira et al. [10] e Ferreira e El Debs [11].

A partir da curva momento-rotação (figura 1) podem ser obtidos parâmetros importantes para a avaliação da rigidez das ligações. Entre esses, pode-se citar o fator de restrição, parâmetro que dá sensibilidade ao projetista do quão próximo a ligação se situa da condição de perfeitamente rígida ou da situação de totalmente flexível, permitindo a avaliação da porcentagem de engastamento alcançada (ou do coeficiente de engastamento parcial). Tais parâmetros são determinados segundo as equações 1 e 2.

Fator de restrição:

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

onde

R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;

L_{ef} é o vão efetivo entre os apoios;

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga, conforme a ABNT NBR 6118 [2].

Coeficiente de engastamento parcial:

$$\frac{M_E}{M_{ENG}} = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \quad (2)$$

onde

M_E é o momento fletor mobilizado na extremidade da viga;

M_{ENG} é o momento de engastamento perfeito.

O fator de restrição apresentado na equação 1 deriva do método apresentado por Monforton e Wu [12] para a análise estrutural de pórticos com ligações semi-rígidas e é utilizado também pela ABNT NBR 9062 [13]. Maiores detalhes sobre o coeficiente de engastamento parcial apresentado na equação 2 são encontrados em [5].

Figura 2 - Detalhamento da geometria e das armaduras empregadas nas ligações (dimensões em mm)

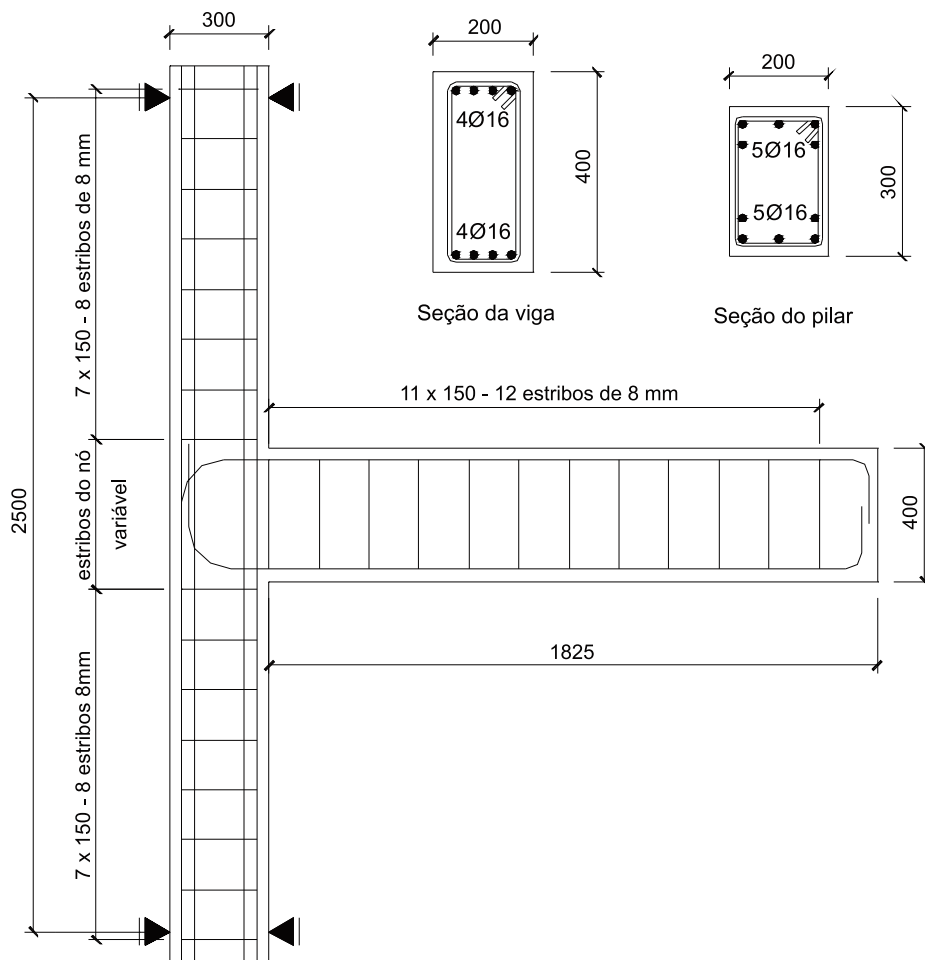
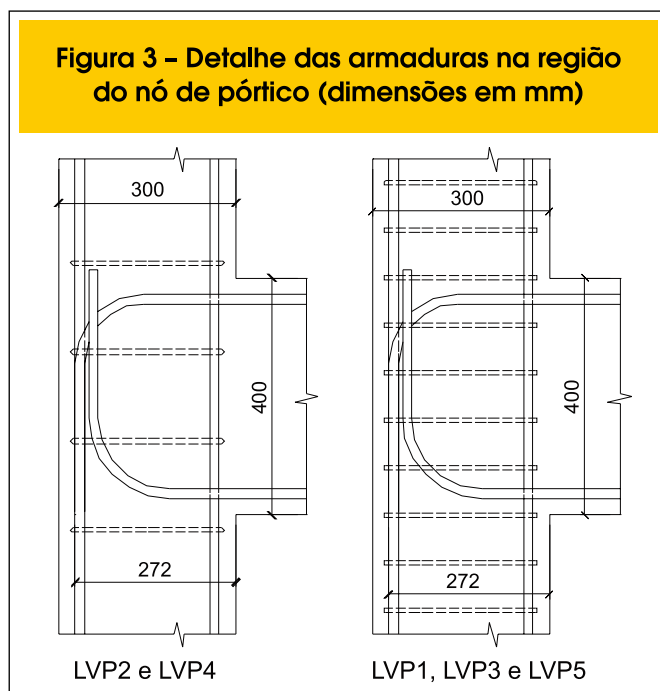


Figura 3 – Detalhe das armaduras na região do nó de pórtico (dimensões em mm)



A obtenção da curva-momento rotação com o modelo teórico proposto por Ferreira [1] torna-se atrativa em situações de projeto, devido à sua simplicidade e por requerer parâmetros de entrada de fácil compreensão para os engenheiros estruturais.

As boas correlações encontradas entre resultados teóricos e resultados experimentais obtidos em pesquisa na Escola de Engenharia de São Carlos (USP) fornecem bons indícios de que modelo proposto por Ferreira [1] possibilita a estimativa da porcentagem de engastamento alcançada pelas ligações viga-pilar de concreto armado, incluindo as monolíticas.

1.4 Objetivos do trabalho

Neste trabalho são apresentados os dados experimentais referentes à curva-momento-rotação relativa de ligações monolíticas viga-pilar de

concreto armado. Inicialmente os dados experimentais são adequadamente comparados entre si, com o propósito de se analisar a influência da resistência à compressão do concreto e da armadura transversal disposta na região do nó de pórtico. Posteriormente, os resultados experimentais são comparados com o modelo analítico proposto por Ferreira [1] para a determinação da curva-momento rotação para ligações semi-rígidas em geral. Por fim são realizados exemplos numéricos empregando o modelo teórico a fim de avaliar a porcentagem de engastamento alcançada em ligações monolíticas viga-pilar de extremidade com vãos e materiais comumente empregados em edifícios.

2. Resultados Experimentais de Alva [14]

Os resultados experimentais apresentados neste trabalho foram obtidos por Alva [14], com o principal objetivo de avaliar o comportamento de nós de pórtico de ligações viga-pilar de concreto armado sob ações cíclicas. Após extensa e cuidadosa análise dos resultados obtidos, foram aproveitados os dados experimentais das curvas momento-rotação sobre os quais o caráter cíclico do carregamento exerceu pouca ou nenhuma influência sobre as ligações.

2.1 Características dos modelos físicos

Os modelos físicos ensaiados foram constituídos por ligações viga-pilar de extremidade, sem a presença de laje, com vigas de seção 20x40 cm e pilares com seção 20x30 cm. Todas as cinco ligações ensaiadas (LVP1 à LVP5) apresentaram as mesmas armaduras longitudinais e transversais, exceto na região do nó de pórtico, onde foram dispostos 2 estribos de 8 mm para as ligações LVP2 e LVP4 e 4 estribos de 8 mm para demais ligações (vide figuras 2 e 3).

2.2 Materiais

Para a caracterização do concreto, foram realizados ensaios em corpos de prova cilíndricos com dimensões 15x30cm. Para a caracterização do aço, foram realizados ensaios de tração em amostras de barras para cada diâmetro. As principais propriedades mecânicas de interesse para o presente trabalho estão contidas na tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas dos materiais aço e concreto

Modelo	f_c (MPa)	E_{cs} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_y (MPa)
LVP1	40,43	27.902	2,87	630
LVP2	44,18	29.579	3,30	594
LVP3	23,89	25.093	1,95	594
LVP4	24,62	25.235	2,08	594
LVP5	25,91	25.487	2,20	594

f_c : resistência à compressão do concreto; E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto;

$f_{ct,sp}$: resistência à tração indireta do concreto (ensaio de compressão diametral); f_y : resistência ao escoamento do aço

Figura 4 – Estrutura de reação auto-equilibrada para o ensaio das ligações

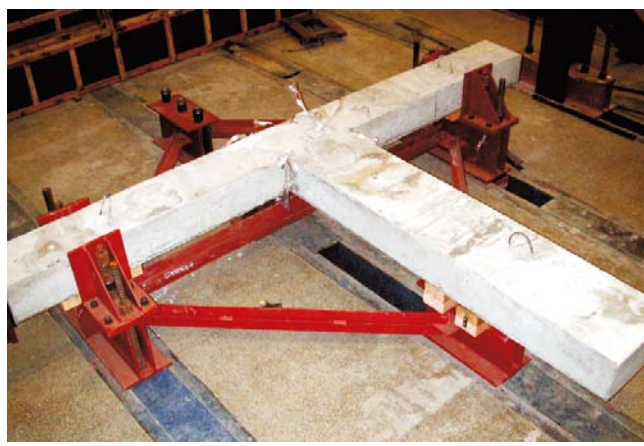
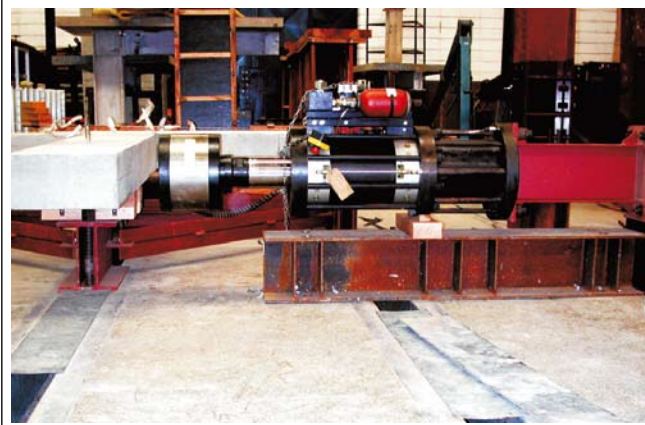


Figura 5 – Detalhe do atuador servo-controlado: aplicação de força concentrada na extremidade da viga



2.3 Esquema de ensaio

Todas as cinco ligações viga-pilar foram ensaiadas na posição horizontal, em um plano paralelo à laje de reação. As ligações foram posicionadas em uma estrutura de reação auto-equilibrada, com travamentos laterais nas duas extremidades do pilar. Utilizou-se um macaco hidráulico para aplicar aos pilares uma força normal adimensional (pré-carga) próxima de 0,15. Utilizou-se também um atuador servo-controlado para aplicar forças concentradas na extremidade da viga e, conseqüentemente, gerar momentos na ligação viga-pilar. As figuras 4 a 6 ilustram o esquema de ensaio

dos modelos físicos e os equipamentos de aplicação de força envolvidos. Maiores detalhes do esquema de ensaio e da estrutura de reação podem ser encontrados em Alva [14].

2.4 ‘Instrumentação

Foram dispostos um total de 10 transdutores de deslocamento em diversas posições da ligação. Com o objetivo específico de avaliar a rotação relativa entre viga e pilar foram utilizados os transdutores de deslocamentos T3 e T4 (marca Kyowa, com curso de 10 mm), conforme indica a figura 7.

Figura 6 – Posição dos equipamentos de aplicação de forças e equilíbrio estático das ligações

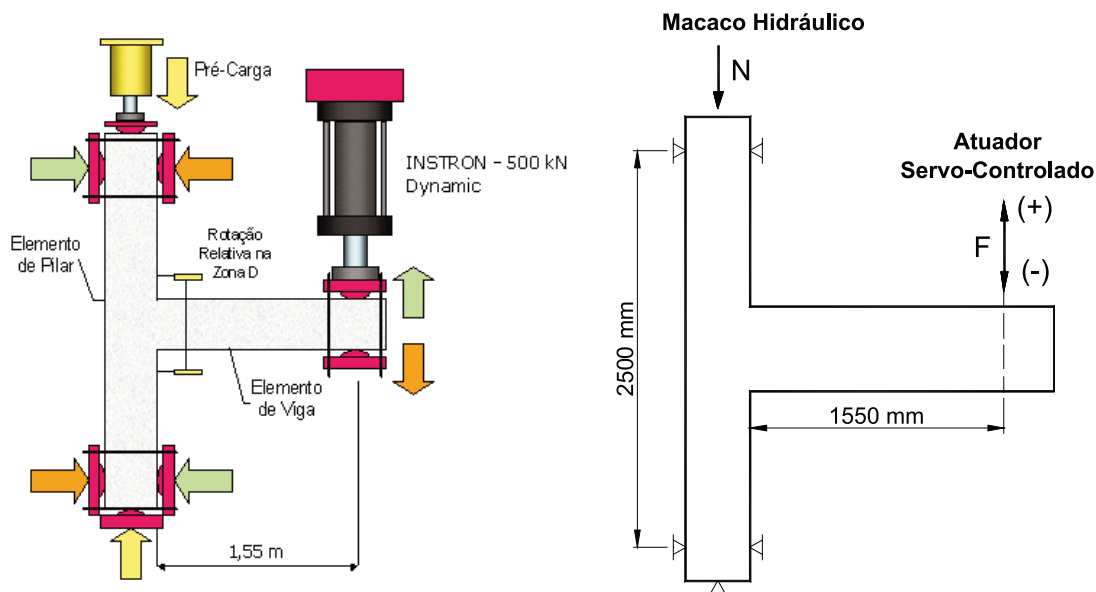
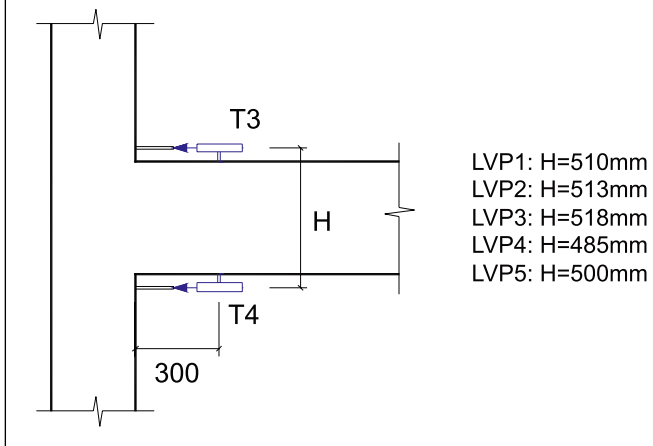


Figura 7 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento para a avaliação da rotação relativa



A rotação relativa entre viga e pilar pode ser determinada a partir da expressão:

$$\theta = \frac{\delta_3 - \delta_4}{H} \quad (3)$$

onde δ_3 e δ_4 são os deslocamentos medidos pelos transdutores T3 e T4 e H é a distância entre os eixos dos transdutores (vide figura 7).

2.5 Carregamento aplicado às ligações

O carregamento nas ligações foi dividido em etapas. Numa primeira etapa, para todas as ligações, foram aplicadas forças alternadas crescentes na extremidade da viga, da seguinte forma:

-10kN, +10kN; -20kN, +20kN; -30kN, +30kN; -40kN, +40kN; -50kN, +50kN; -60kN, +60kN. A amplitude de forças alcançada nesta etapa produziu um momento máximo na viga da ordem de 60% do momento de início de escoamento das armaduras longitudinais – o que corresponde, aproximadamente, ao nível de tensões alcançado em regime de serviço.

A etapa posterior de carregamento para a ligação LVP1 consistiu na aplicação de ciclos de deslocamentos impostos no regime inelástico e próximos da ruptura, na tentativa de simular os efeitos produzidos por sismos de moderada intensidade. Os dados experimentais utilizados para a análise das curvas momento-rotação da ligação LVP1 limitam-se à primeira etapa de carregamento e ao primeiro semi-ciclo de deslocamento imposto, com força máxima aplicada de -110 kN.

Na ligação LVP2, numa segunda etapa, foram aplicados 1000 ciclos de carregamento alternado com amplitude de -60kN e +60kN e por fim, como última etapa, a ligação foi levada à ruptura, com força máxima aplicada de -131 kN. Os ciclos aplicados na segunda etapa produziram um aumento nas rotações relativas. Entretanto, tal aumento não foi considerado significativo e não prejudicou as comparações com o modelo teórico abordado neste trabalho para ações monotônicas.

Nas ligações LVP3 e LVP4, numa segunda etapa foram aplicados carregamentos alternados com amplitude crescente a cada 10 kN, sendo 3 ciclos para cada amplitude: 3 ciclos de -70kN e +70kN, 3 ciclos de -80kN e +80kN, e assim sucessivamente, até que houvesse queda brusca de resistência caracterizando a ruína da ligação. Os dados experimentais utilizados para a análise das curvas momento-rotação das ligações LVP3 e LVP4 limitam-se à primeira etapa de carregamento e ao primeiro semi-ciclo de amplitude de -70kN.

Na ligação LVP5, foi aplicado um carregamento semelhante ao da ligação LVP2. Porém, na segunda etapa, o aumento nas rotações relativas decorrente do caráter cíclico do carregamento foi significativo. Assim, as análises dos dados experimentais da ligação LVP5 estarão limitadas apenas à primeira etapa de carregamento.

2.6 Análise da influência da resistência à compressão do concreto

Para analisar a influência da resistência à compressão do concreto sobre a curva momento-rotação, foram comparadas ligações que tiveram a mesma armadura transversal no nó de pórtico. Dessa forma, foram comparados os pares de ligações LVP1 e LVP3, LVP1 e LVP5 e, por fim, LVP2 e LVP4 (vide figura 8).

A análise das curvas apresentadas na figura 8 indica que as ligações constituídas de concreto com menor resistência à compressão são menos rígidas, ou seja, apresentam maior rotação relativa para um mesmo momento atuante. De certa forma, este resultado já era esperado, dada a correlação que existe entre a resistência à compressão do concreto e a resistência à tração do mesmo - parâmetro este que afeta os valores do momento de fissuração e do momento de inércia equivalente da viga (não-linearidade física). Os mencionados parâmetros de resistência do concreto também são importantes no comportamento aderência-deslizamento das armaduras da viga, o qual gera parcelas de rotação relativa por deslizamento das barras.

Figura 8 - Curvas experimentais momento-rotação: análise da resistência à compressão do concreto

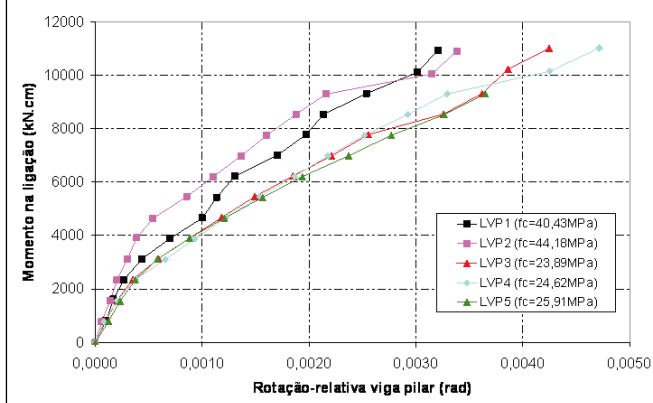


Tabela 2 – Comportamento global na etapa 2 (ações negativas) – Ligações LVP3 e LVP4

Ciclo	Força (kN)	Momento (kN.cm)	LVP3 Rotação relativa viga-pilar (rad)	LVP4 Rotação relativa viga-pilar (rad)
1	70	10850	0,0041	0,0046
2	70	10850	0,0045	0,0050
3	70	10850	0,0047	0,0052
4	80	12400	0,0057	0,0066
5	80	12400	0,0064	0,0083

2.7 Análise da influência da armadura transversal no nó de pórtico

Para analisar a influência da armadura transversal do nó de pórtico sobre a curva momento-rotação, foram comparadas ligações constituídas por concretos com resistências à compressão aproximadamente iguais. Esse é caso das ligações LVP3 (23,89MPa), LVP4 (24,62MPa) e LVP5 (25,91 MPa). Também foram comparadas as curvas das ligações LVP1 (40,43MPa) e LVP2 (44,18MPa), embora apresentassem uma diferença de 9,2% na resistência à compressão do concreto.

Para as comparações deste item foram utilizados os resultados da primeira etapa de carregamento, comum a todas as ligações.

Os gráficos comparativos da figura 8 que envolvem as ligações LVP3, LVP4 e LVP5 indicam que a quantidade de armadura transversal no nó de pórtico não exerce influência relevante sobre as rotações relativas para este nível de tensões, cuja ordem de grandeza pode ser comparada às desenvolvidas em regime de serviço.

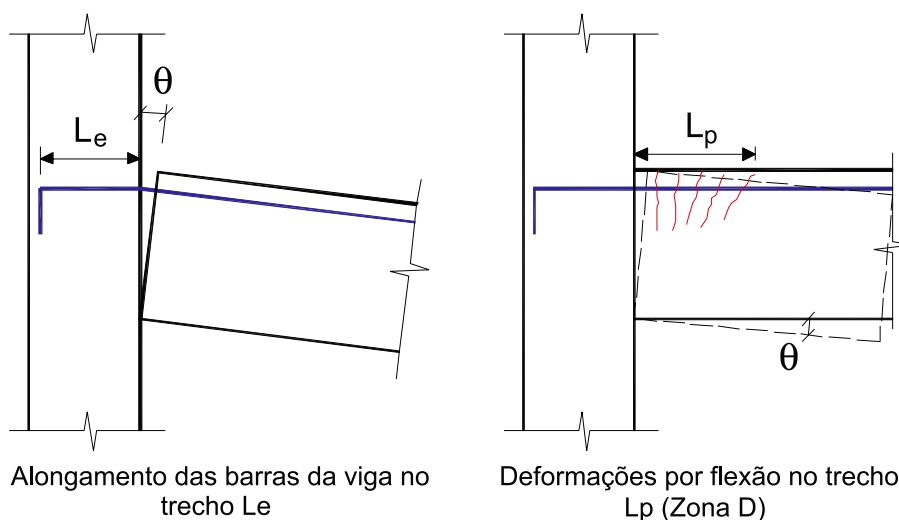
A tendência das curvas apresentadas na figura 8 envolvendo as ligações LVP1 e LVP2 e a pequena diferença nos valores das rotações relativas entre essas duas ligações também revelam a influência pouco significativa da armadura transversal para este nível de tensões.

Por outro lado, para carregamentos mais próximos da capacidade máxima da ligação, a influência das armaduras transversais no nó parece ser mais significativa, conforme indicam os valores apresentados na tabela 2. Tais observações indicam a necessidade de maiores estudos e comparações com resultados experimentais, para a melhor compreensão dessa variável sobre a porcentagem de engastamento das ligações monolíticas de concreto armado.

3. Modelo teórico proposto por Ferreira [1]

Segundo o modelo proposto por Ferreira [1], a rotação relativa entre a seção da viga e do pilar é resultante de dois mecanismos de de-

Figura 9 – Mecanismos de deformações em ligações viga-pilar de extremidade



formações: i) um mecanismo resultante do alongamento das barras tracionadas da viga no trecho de embutimento no pilar; ii) um mecanismo decorrente da concentração de deformações por flexão no trecho da zona de descontinuidade (Zona D) (vide figura 9).

Ferreira [1] apresenta uma expressão geral que permite determinar a curva momento-rotação em ligações viga-pilar até o início de escoamento das armaduras da viga ($0 < M < M_y$), levando-se em conta os dois mecanismos de deformação apresentados na figura 9:

$$\theta = \left[\left(\frac{M}{E_{cs} I_{eq}} \right) \cdot L_p + \left(\frac{\sigma_s}{E_s d} \right) \cdot L_e \right] \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0.5} \quad (4)$$

onde

M_y é o momento de início de escoamento das barras longitudinais tracionadas da viga;

L_p é o comprimento da região da ligação, o qual está associado à altura da seção da viga;

L_e é o comprimento de embutimento, ou o comprimento de ancoragem existente;

d é a altura útil da viga;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

I_{eq} é o momento de inércia equivalente da viga, determinado por:

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

onde

M_r é o momento de fissuração da viga;

I_I é o momento de inércia da seção da viga no Estádio I;

I_{II} é o momento de inércia da seção da viga no Estádio II (seção homogeneizada).

σ_s é a tensão na armadura tracionada da viga, a qual pode ser obtida por:

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

A_s é a área da armadura de tração;

z_{eq} é o braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, determinado por:

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

sendo x_I e x_{II} a altura da linha neutra nos Estádios I e II, respectivamente.

3.1 Comparação com os resultados experimentais de Alva [14]

A figura 10 mostra a comparação entre os resultados experimentais obtidos por Alva [14] e os resultados obtidos com o modelo teórico proposto por Ferreira [1]. Para todas as ligações, o comprimento de embutimento L_e assumiu o valor de 27,2 cm. Para o comprimento da região da ligação, assumiu-se o valor da altura útil da viga ($L_p = 36,6$ cm).

A análise comparativa dos gráficos da figura 10 revela que, de uma maneira geral, o modelo proposto por Ferreira [1] fornece resultados bastante satisfatórios na representação da curva momento-rotação das ligações.

Entretanto, para as ligações LVP3, LVP4 e LVP5, o modelo teórico forneceu uma resposta mais rígida em relação à resposta experimental. Este fato pode estar associado à menor resistência à compressão do concreto daquelas ligações quando comparadas com a ligações LVP1 e LVP2. Na primeira etapa de carregamento, embora a força aplicada pelo atuador em todas as ligações tenha sido a mesma, a deterioração mecânica da região do nó de pórtico foi maior nas ligações com concretos de menor resistência à compressão. Essa maior deterioração do nó afetou as condições de ancoragem das barras longitudinais da viga e, conseqüentemente, exerceu influência nas curvas momento-rotação da ligação.

Um mecanismo de deformação não contemplado pelo modelo proposto por Ferreira [1] é o resultante do deslizamento das barras longitudinais da viga na região do comprimento de ancoragem. Acredita-se que tal consideração possa melhorar os resultados do modelo teórico-analítico aqui abordado.

3.2 Exemplos numéricos: avaliação do coeficiente de engastamento parcial em ligações viga-pilar monolíticas com o emprego do modelo teórico

Tendo em vista a boa correlação entre os resultados teóricos do modelo de Ferreira [1] com experimentais apresentados neste trabalho, foram realizadas uma série de simulações numéricas de ligações viga-pilar de extremidade monolíticas. O principal objetivo das simulações foi o de avaliar quantitativamente a porcentagem de engastamento alcançada nessas ligações com o modelo teórico de Ferreira [1], considerando-se vãos e materiais estruturais usualmente empregados em edifícios de concreto armado.

Foram simuladas vigas de concreto armado com seção retangular 20cm x 40cm, altura útil igual a 36,0cm e vãos de 4,0m e 4,8m, procurando-se assim representar valores usuais para a relação entre a altura da seção da viga e o vão da mesma (1/12 à 1/10). Para o concreto, foram escolhidas as classes C20 e C25. Para as armaduras longitudinais empregou-se o aço CA-50.

Nas simulações, foram escolhidos pilares com dimensões entre 30cm e 80cm na direção do eixo da viga, definindo comprimentos de embutimento (L_e) entre 27cm e 77cm (admitindo-se um comprimento para as armaduras de 3,0cm). As armaduras longitudinais adotadas no exemplo estão compreendidas entre o valor mínimo prescrito pela ABNT NBR 6118 [2] e o valor que corresponde à fronteira entre os domínios 3 e 4 do Estado Limite Último por solicitações normais, conforme a ABNT NBR 6118 [2]. Em uma situação real de projeto, as armaduras longitudinais poderiam ser estimadas a partir de uma análise linear com nós rígidos.

Para facilitar a identificação dos parâmetros variáveis nestas simulações, as ligações viga-pilar foram divididas em 4 grupos, conforme a tabela 3. A figura 11 ilustra a variação dos valores do coeficiente de engastamento parcial em função do aumento da taxa de armadura traçionada da viga, representada nos gráficos pela taxa mecânica, a fim de levar em conta a resistência dos materiais concreto e aço:

$$\omega = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \tag{8}$$

onde

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

A_c é a área da seção bruta de concreto;

f_c é a resistência à compressão do concreto.

Na avaliação do coeficiente de engastamento parcial das ligações, foram consideradas as resistências de cálculo dos materiais no Estado Limite Último (ELU). Logo, os coeficientes de ponderação das resistências foram iguais a 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço das armaduras.

A conclusão imediata da análise da figura 11 é que a porcentagem de engastamento alcançada nas ligações cresce com o aumento

Figura 10 - Curvas momento-rotação: experimental vs. modelo proposto por Ferreira (1)

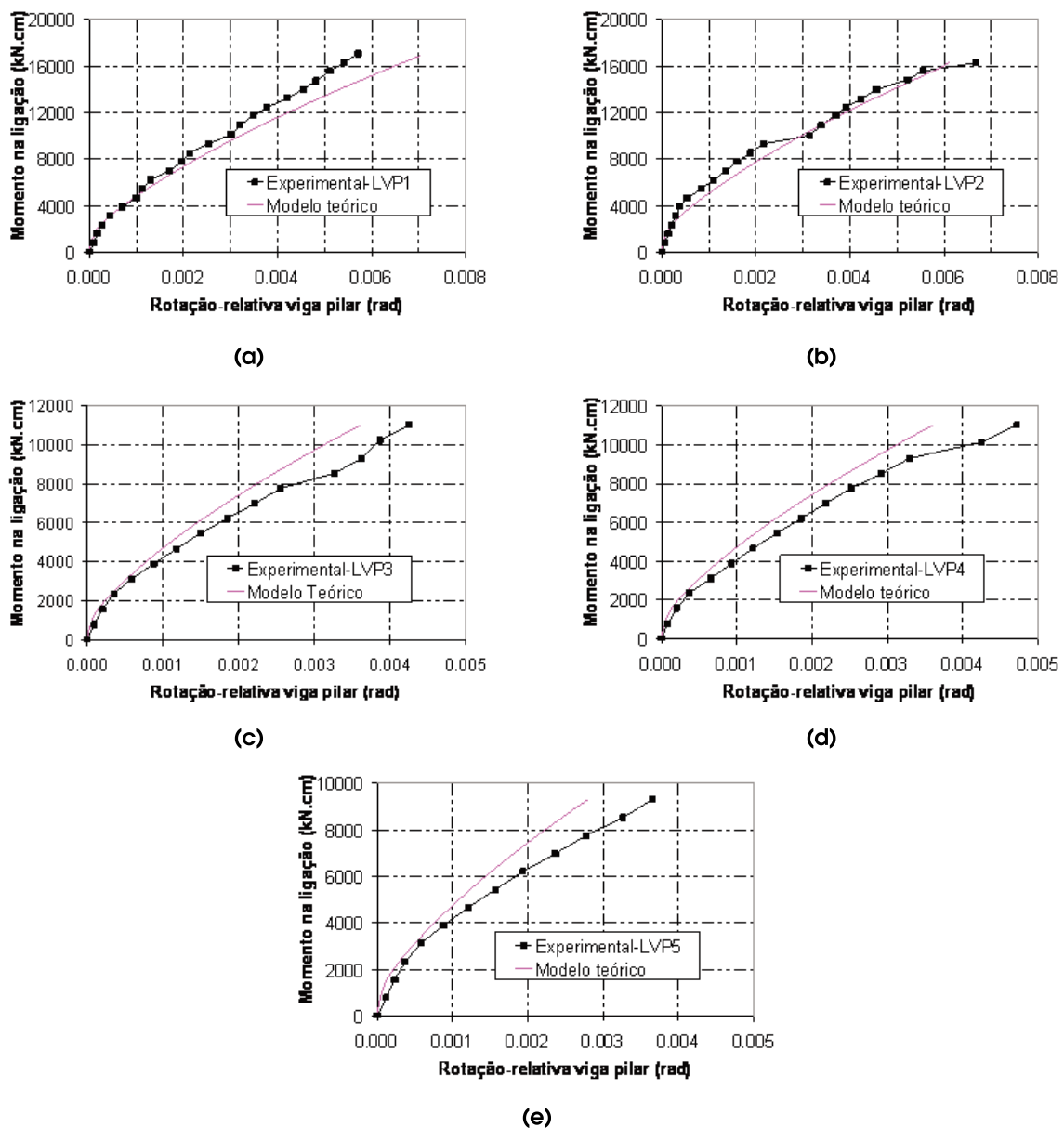
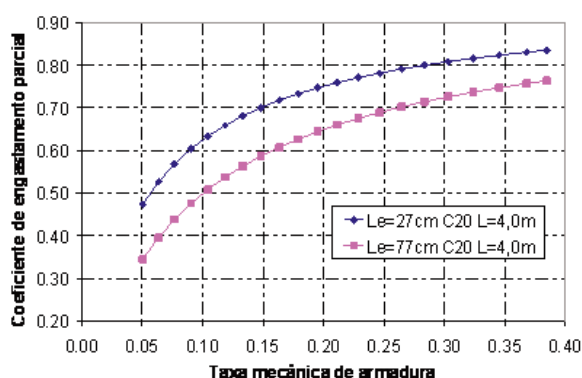


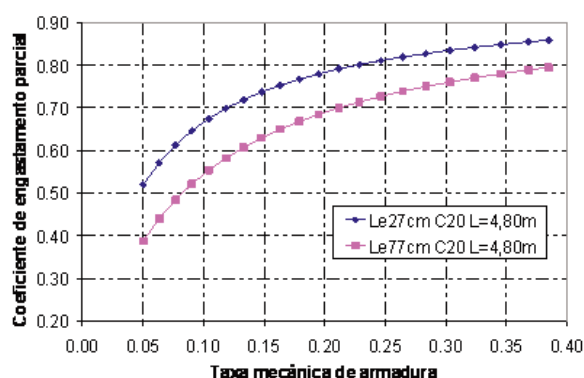
Tabela 3 – Grupo de ligações analisadas nas simulações numéricas

Grupo	Vão da viga	Concreto	Dimensão dos pilares na direção do eixo da viga	Armadura de tração da viga
1	4,00 m	C20	Variável: 30cm à 80cm	Área mínima até à correspondente ao limite dos domínios 3 e 4
2	4,00 m	C25	Variável: 30cm à 80cm	Área mínima até à correspondente ao limite dos domínios 3 e 4
3	4,80 m	C20	Variável: 30cm à 80cm	Área mínima até à correspondente ao limite dos domínios 3 e 4
4	4,80 m	C25	Variável: 30cm à 80cm	Área mínima até à correspondente ao limite dos domínios 3 e 4

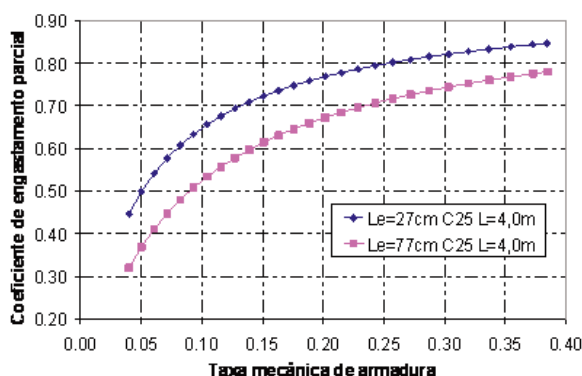
Figura 11 – Coeficiente de engastamento parcial: ligações dos grupos 1 a 4



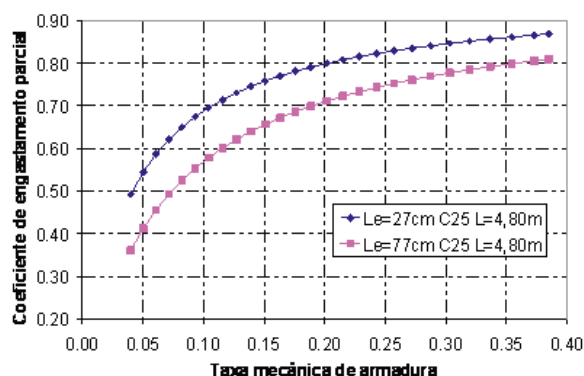
(a)



(b)



(c)



(d)

da taxa de armadura longitudinal de tração. Além disso, pode-se observar que o coeficiente de engastamento parcial tende a alcançar um valor máximo. Em todas as curvas, esse valor máximo correspondeu à situação de dimensionamento na fronteira entre os domínios de deformações 3 e 4. Os valores máximos situaram-se entre 0,83 e 0,87.

Deve-se frisar que a NBR 6118 (item 14.6.4.3) prescreve que, nas regiões de apoio das vigas ou de ligações, as seções das vigas devem ser dimensionadas no ELU respeitando-se as condições de ductilidade. Os coeficientes de engastamento parcial para as taxas de armaduras correspondentes à condição de ductilidade (neste caso, para a relação x/d igual a 0,5) assumiram valores entre 0,73 a 0,82 para as vigas de 4,0 m de vão e valores entre 0,76 e 0,85 para as vigas de 4,8 m de vão, dentro dos intervalos de comprimentos L_e abordados e das duas classes de resistência do concreto escolhidas.

4. Conclusões

Com base na análise experimental das 5 ligações monolíticas viga-pilar de concreto armado ensaiadas por Alva [14], podem ser mencionadas as seguintes constatações:

- A resistência à compressão do concreto dos elementos viga e pilar influenciou significativamente a curva momento-rotação das ligações. De fato, a resistência à compressão do concreto representa um importante parâmetro no comportamento mecânico dos nós de pórticos, região em que se inserem as armaduras da viga. Além disso, deve-se ressaltar que tanto a resistência à tração do concreto (propriedade intimamente ligada à fissuração dos elementos) quanto o comportamento aderência-deslizamento das barras longitudinais da viga estão relacionados com resistência à compressão do concreto.

Comparando-se os resultados experimentais apresentados neste trabalho e em Ferreira [7] com os resultados teóricos do modelo proposto por Ferreira [1], pode-se mencionar as seguintes constatações:

- O modelo teórico mostra um bom potencial na obtenção de curvas momento-rotação relativa em ligações monolíticas viga-pilar de concreto armado, úteis na avaliação da porcentagem de engastamento alcançadas pelas mesmas e no refinamento da análise estrutural.
- A resposta teórica do modelo analítico pode ser aprimorada com a inclusão do mecanismo de deformação associado ao deslizamento das armaduras longitudinais da viga.
- As porcentagens de engastamento alcançadas experimentalmente pelas ligações LVP1 e LVP2 foram 82% e 77%, respectivamente. Para as ligações LVP3 e LVP4, considerando apenas momentos próximos de setenta por cento do momento de início de plastificação, as porcentagens de engastamento alcançadas foram de 78% e 76%, respectivamente. As porcentagens de engastamento foram calculadas em função do fator de restrição, obtido a partir da rigidez secante da ligação. Admitiu-se, neste caso, que as ligações ensaiadas procuraram simular uma viga de 4,5 m de vão.

A série de exemplos numéricos desenvolvidos neste trabalho com a utilização do modelo teórico de Ferreira [1] possibilitou as seguintes constatações:

- A porcentagem de engastamento alcançada nas ligações viga-pilar – avaliada pelo coeficiente de engastamento parcial

– cresce com o aumento da taxa de armadura de tração na viga e com o aumento da resistência à compressão do concreto.

- Os coeficientes de engastamento parcial máximos alcançados nas ligações monolíticas não ultrapassaram o valor de 0,87. Os máximos valores deste coeficiente correspondem ao dimensionamento da viga na fronteira entre os domínios 3 e 4.
- Considerando as condições de ductilidade nos apoios exigidas pela ABNT NBR 6118 [2] no dimensionamento das vigas, os valores do coeficiente de engastamento parcial situaram-se entre 0,73 e 0,85 para o limite superior permitido para a posição da linha neutra.
- Os exemplos numéricos servem como orientação a respeito de valores típicos do coeficiente de engastamento parcial alcançados pelas ligações monolíticas de concreto armado. Na prática do projeto estrutural, tais coeficientes podem ser obtidos a partir de uma estimativa inicial, considerando-se as ligações como perfeitamente rígidas (nós rígidos) na análise estrutural.

5. Agradecimentos

À FAPESP, pela bolsa de doutorado concedida e pelo suporte financeiro para a realização dos ensaios.

Ao Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos e aos profissionais que auxiliaram a preparação e a execução dos ensaios.

6. Referências

- [01] FERREIRA, M.A., EL DEBS, M.K., ELLIOTT, K.S. Determinação Analítica da Relação Momento-Rotação em Ligações Viga-Pilar de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto. *In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto*, 5., 2003, São Paulo. Anais... São Paulo, 2003. 1 CD-ROM.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003.
- [03] HAACH, V. G. Análise teórico-experimental da influência da força normal em nós de pórtico externos de concreto armado. 2005. 159p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- [04] SOARES, A.M.M. Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações. 1998. 181p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- [05] FERREIRA, M.A. Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado. 1999. 232p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- [06] MIOTTO, A.M. Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. 2002. 234p.

- Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [07] KATAOKA, M.N., CATOIA, B., FERREIRA, M.A., CARVALHO, R.C. Procedimento para projeto de vigas pré-moldadas de concreto armado com ligação viga-pilar semi-rígida. *In: Congresso Brasileiro do Concreto, 48., 2006, Rio de Janeiro. Anais...* Rio de Janeiro, 2006. 1 CD-ROM.
- [08] CATOIA, B., KATAOKA, M.N., FERREIRA, M.A., CARVALHO, R.C. Projeto de viga protendida pré-moldada com ligações semi-rígidas. *In: Congresso Brasileiro do Concreto, 48., 2006, Rio de Janeiro. Anais...* Rio de Janeiro, 2006. 1 CD-ROM.
- [09] NÓBREGA, P.G.B., FERREIRA, M.A., HANAI, J.B. Avaliação da rigidez de pórticos pré-moldados com ligações pilar-fundação com chapa de base. *In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46., 2004, Florianópolis. Anais...* Florianópolis, 2004. 1 CD-ROM.
- [10] FERREIRA, M. A.; ALVA, G.M.S.; EL DEBS, M.K.; EL DEBS, A.L.H. Modelo para a determinação da capacidade rotacional em ligações viga-pilar de concreto armado. *In: Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, 31., 2004, Mendoza. Anais...* Mendoza, 2004. 1 CD-ROM.
- [11] FERREIRA, M.A., El Debs, M.K. Análise de estrutura pré-moldada com ligações semi-rígidas para múltiplos pavimentos. *In: Congresso Brasileiro do Concreto, 45., 2003, Vitória. Anais...* Vitória, 2003. 1 CD-ROM.
- [12] MONFORTON, G.R.; WU, T.S. Matrix analysis of semi-rigidly connected frames. *Journal of Structural Division, v.89, n.6, p.13-42, 1963.*
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento. – NBR 9062, Rio de Janeiro, 2006.
- [14] ALVA, G.M.S. Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas. 2004. 218p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.