

ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM ALMOFADA DE ARGAMASSA E CHUMBADOR PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Fábio Yoshio Sawasaki¹ & Mounir Khalil El Debs²

Resumo

As ligações com chumbador e almofada, sem continuidade estrutural, são caracterizadas como articuladas. Este trabalho teve como objetivo fazer um estudo com este tipo de ligação, levando em conta que a transferência de momento fletor ocorrerá em função da rigidez proporcionada, ainda que pequena. A análise experimental foi feita com quatro modelos da ligação: Modelo 1, chumbadores de aço CA-25 e almofada de compósito de argamassa; Modelo 2, chumbadores de aço CA-25 e almofada de policloropreno; Modelo 3, chumbadores de aço CA-50 e almofada de compósito de argamassa e; Modelo 4, chumbadores de aço CA-50 e pilar com largura igual a 50% maior que os casos anteriores e almofada de argamassa. Foi desenvolvido também um modelo de projeto para prever o comportamento da ligação. Foram feitas ainda análises de pórtico plano para avaliar a distribuição de solicitações ao longo de estruturas representativas. Obtiveram-se reduções significativas de momentos fletores e deslocamentos.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado. Ligação viga-pilar. Ligação semi-rígida. Almofada de argamassa.

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDY OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION WITH PAD OF MORTAR AND BOLTS FOR PRECAST CONCRETE STRUCTURES

Abstract

Connections with bolts and pad, without structural continuity, are characterized as pinned. This work aims to make a study of this type of connection taking into account that the transfer of bending moment will occur due to the stiffness provide, even though small amount. The experimental analysis was done with models scale 1:2. Four models of connection were tested: Model 1 - steel bolts CA-25 and pad of mortar composite; Model 2 - steel bolts CA-25 and chloroprene rubber pad; Model 3 - bolts of CA-50 steel and pad of mortar composite, and; Model 4 - steel bolts CA-50 e column with a width of 50% larger that the others and mortar pad. A model design to predict the behavior of the connection was developed. It was still a frame plan analysis to evaluate the stress distribution along the representative structures. A significant reductions in bending moments and displacements was obtained.

Keywords: Precast concrete. Beam-to-column connection. Semirrigid connection. Pad of mortar.

1 INTRODUÇÃO

A construção civil tem, a cada dia, buscado formas de modernizar e maximizar sua produção. A forma tradicional de construção in loco está cada vez mais abrindo espaço para a industrialização da construção, fazendo parte deste novo grupo as estruturas pré-moldadas.

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, sawazaki@sc.usp.br

² Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, mkdebs@sc.usp.br

Como toda nova tecnologia, a confiabilidade e utilização de novos materiais só são possíveis através do estudo e da experiência que comprove a eficácia dos mesmos, fazendo da análise experimental um instrumento para ajustar modelos teóricos de cálculo para estas estruturas, com base nas propriedades características dos componentes previstos.

A justificativa da pesquisa vem da hipótese de que o tipo de ligação estudada possa conferir certo valor de semirrigidez, o que muitas vezes este não é considerado no cálculo estrutural de edificações que utilizam o mesmo tipo de ligação.

A consideração da semirrigidez na ligação viga-pilar com almofada e chumbador, mesmo que a rigidez seja pequena, poderá acarretar em certa economia do dimensionamento dos elementos de concreto pré-moldado. Isso se deve à melhor distribuição de esforços na estrutura, com redução dos momentos fletores na base dos pilares e meio do vão das vigas, se comparado com a ligação articulada.

O objetivo do artigo é apresentar os resultados experimentais obtidos, modelos de cálculo adotados e resultados numéricos encontrados com a consideração da semirrigidez do tipo de ligação estudado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Classificação das ligações

A Tabela 1 a seguir apresenta resumidamente os limites propostos para classificação das ligações quanto à rigidez. Nela estão os limites segundo o AISC/ASD (1989), o EUROCODE 3 (2002) e a NBR 9062 (2006).

CHEFDEBIEN (1998) menciona a continuação do programa experimental realizado no CERIB com a implantação de ensaios em cinco ligações do tipo 1 (Figura 1). Variaram-se as características geométricas, a taxa de armadura de continuidade e as propriedades mecânicas.

Tabela 1 – Resumo da classificação das ligações pela rigidez

| Norma | | Tipo de ligação | | |
|------------|-------------------------------|--|--|---|
| | | Articulada | Semi-rígida | Rígida |
| AISC/ASD | Estruturas contraventadas | $\Phi > 80\%$ da ligação perfeitament e articulada | $10\% < \Phi < 80\%$ da ligação perfeitamente articulada | $\Phi < 10\%$ da ligação perfeitamente articulada |
| | Estruturas não contraventadas | | | |
| EUROCODE 3 | Estruturas contraventadas | $K_m < 0,5 EI_v/l_v$ | $0,5EI_v/l_v < K_m < 8EI_v/l_v$ | $K_m > 8EI_v/l_v$ |
| | Estruturas não contraventadas | $K_m < 0,5 EI_v/l_v$ | $0,5EI_v/l_v < K_m < 25EI_v/l_v$ | $K_m > 25EI_v/l_v$ |
| NBR 9062 | Estruturas contraventadas | | $0,5EI_v/l_v < R_{SEC} < 20 EI_v/l_v$ | |
| | Estruturas não contraventadas | | | |

Nota: A NBR 9062 utiliza a nomenclatura $(EI)_{SEC}$ e L_{ef} devido ao módulo de elasticidade ser o secante e o comprimento ser o efetivo da viga. Porém, para facilitar a comparação utilizou-se os termos comuns para as demais normas, EI_v e l_v .

Com relação a essa ligação foi observado que as deformações eram mais expressivas em dois planos, um vertical no concreto de preenchimento e outro na horizontal no aparelho de apoio.

Considerando a presença da armadura de continuidade e dos chumbadores e desconsiderando os efeitos de pino, o concreto sob tração e o atrito nas interfaces, as forças de equilíbrio da viga são como indicados na Figura 2 e representados nas equações que se seguem.

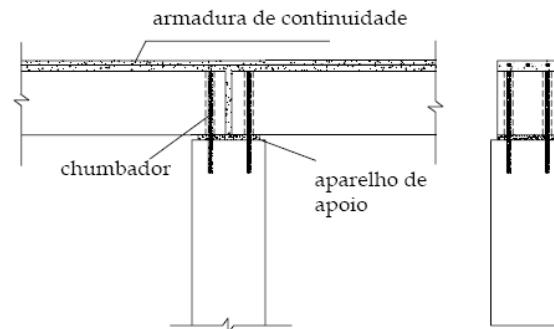


Figura 1 – Ligação viga-pilar ensaiada no CERIB (1982) (tipo 1) (Apud MIOTTO, 2002).

Fazendo o equilíbrio das forças:

$$\sum F_y = 0$$

$$F_a - F_b - f_v \cdot l_{fv} - F = 0$$

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c - F_r = 0$$

$$\sum M = 0$$

$$F_c \cdot z_v - F_b \cdot x_b + F_a \cdot (x_b + z_h) - f_v \frac{l_{fv}^2}{2} - F \cdot x_F = 0 \quad (1)$$

Onde:

F – força atuante na extremidade da viga;

F_c – força atuante na armadura de continuidade;

F_b – força atuante nos chumbadores;

F_r – força de reação no plano vertical;

F_a – força de reação no plano horizontal;

f_v – tensão de compressão no topo da viga (concreto que envolve a armadura de continuidade);

l_{fv} – comprimento da região de compressão no topo da viga;

z_v – braço de alavanca do binário de forças verticais;

x_b – distância do chumbador à face do pilar;

z_h – braço de alavanca do binário de forças horizontais;

x_f – comprimento da viga.

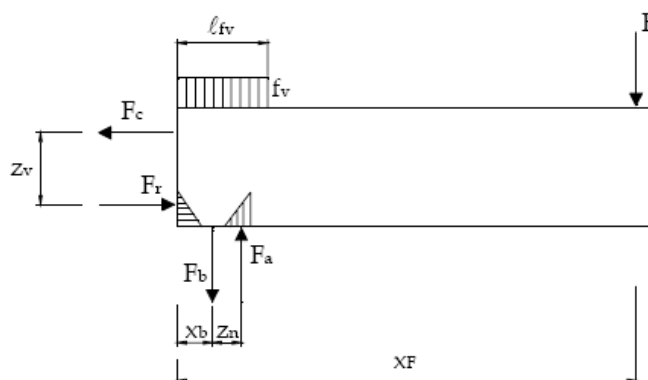


Figura 2 – Forças de balanço da ligação (CHEFDEBIEN, 1998 apud MIOTTO, 2002).

O atrito entre as barras da armadura de continuidade e o concreto foi obtido através da integração numérica ao longo da barra da relação aderência-deslocamento entre o concreto e a armadura fornecida pelo CEB (1990).

Comparando-se os resultados teóricos com os experimentais, observou-se que o modelo é adequado e pode servir para prever o comportamento das ligações estudadas no CERIB. CHEFDEBIEN (1998) recomenda que devido às aproximações (planos de fissuração preferenciais) o modelo proposto deve ser utilizado para ligações de resistência relativamente baixa em comparação com os elementos de concreto armado que a compõem.

Foram estudados também a metodologia da determinação da curva momento-rotação por JASPART & MAQUOI (1992), a pesquisa com ligações rígidas e semi-rígidas de STANTON et al. (1987), os mecanismos de deformação analisados por GORGUN (1997), um tipo de ligação em particular dentre as várias estudadas por FERREIRA (1993) e o modelos numéricos estudados por JOLLY et al. (1998) e MIOTTO (2002).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa consistiu na análise experimental de quatro modelos de ligação viga-pilar, cada modelo apresentando características geométricas e físicas próprias.

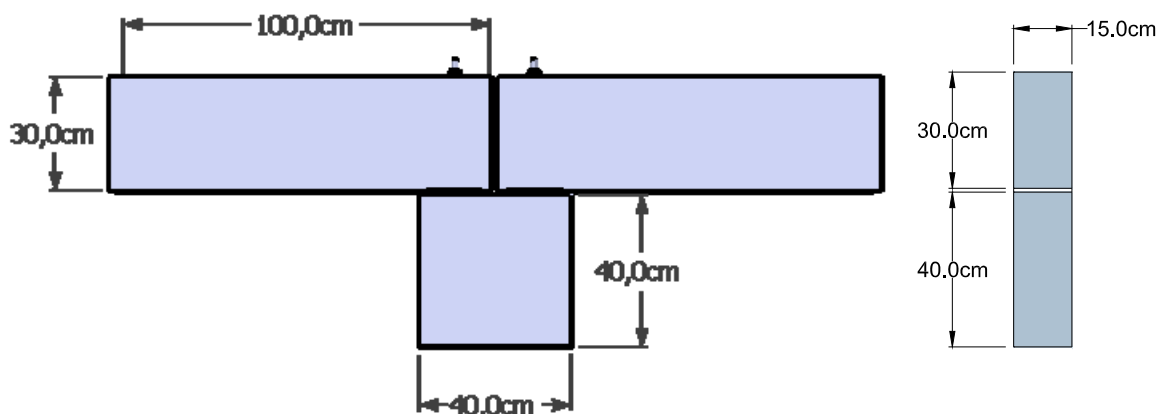


Figura 3 – Dimensões dos modelos de 1 a 3.

Tabela 2 – Características dos modelos físicos

| Modelo | Variáveis | | | |
|--------|--------------------|--------------------------|------------------|--------------------|
| | Diâmetro Chumbador | Almofada de apoio | Largura do pilar | Sentido do momento |
| 1 | CA-25 12,5 mm | Argamassa (150x150x10mm) | 40 cm | Negativo/ positivo |

| | | | | |
|---|---------------|-------------------------------|-------|--------------------|
| 2 | CA-25 12,5 mm | Policloropreno (150x150x10mm) | 40 cm | Negativo/ positivo |
| 3 | CA-50 12,5 mm | Argamassa (150x150x10mm) | 40 cm | Negativo/ positivo |
| 4 | CA-50 12,5 mm | Argamassa (150x150x10mm) | 60 cm | Negativo/ positivo |

No modelo 1 os chumbadores são de aço CA-25 com diâmetro de 12,5 mm. As almofadas de apoio foram confeccionadas com o compósito de argamassa estudado. Já no modelo 2, o que difere do modelo 1 é a composição da almofada que, para este caso, será de Policloropreno (Neoprene), sendo este um material de uso mais comum nas estruturas pré-moldadas. O objetivo disso é a comparação entre estes dois tipos de aparelhos de apoio. O modelo 3 é similar ao 1, porém difere apenas no tipo de aço empregado nos chumbadores, sendo este agora de aço CA-50. O modelo 4 é similar ao modelo 3, diferindo apenas na geometria do pilar e, conseqüentemente, do aparelho de apoio também. A geometria dos modelos é dada na Figura 3 e um resumo dos modelos ensaiados é dado na Tabela 2.

A organização da instrumentação foi de tal maneira que permitisse, sobretudo, obter a curva momento rotação da ligação e de forma a prevenir que eventuais falhas de equipamentos ou imprevistos durante os ensaios impedissem a avaliação das ligações.

3.1 Instrumentação externa

A instrumentação externa foi responsável pela obtenção da curva momento rotação, objetivo principal da análise experimental. De forma a medir as inclinações, foram dispostos transdutores de deslocamentos e clinômetros por toda a ligação, os transdutores sempre aos pares e apenas um par de clinômetros sobre as vigas, dispostos como mostrado na Figura 4.

Esta configuração permitiu avaliar a diferença dos resultados obtidos entre os clinômetros e os transdutores e filtrar os resultados que se apresentassem mais coerentes.

3.2 Instrumentação interna

A instrumentação interna foi mais resumida que a externa. A preocupação principal era do conhecimento do ponto de escoamento e ruptura dos chumbadores. Estando estes sujeitos a flexão no ponto intermediário da ligação entre a viga e o pilar, ou seja, na região da almofada, optou-se por sua localização nesta região.

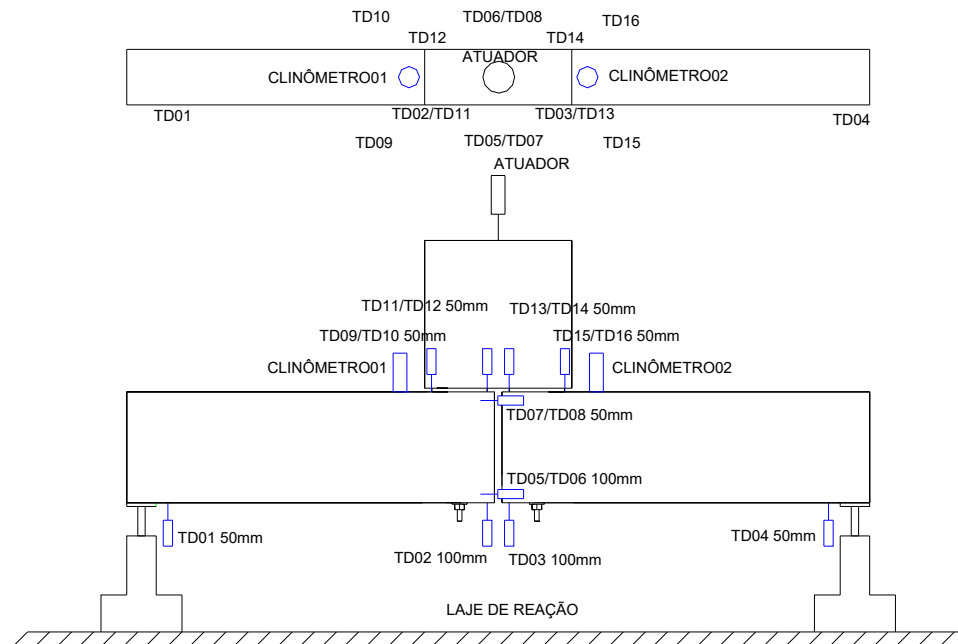


Figura 4 – Esquema da disposição dos transdutores, posicionamento do modelo e aplicação de carga.

4 RESULTADOS

4.1 Modelos mecânicos e analíticos

No cálculo da tensão atuante em função das solicitações aplicadas admite-se que são conhecidas todas as características geométricas e mecânicas da seção transversal considerada.

Fusco (1981) descreve o cálculo para determinação da linha neutra, baseado em que esta passe pelo centro de gravidade da seção homogeneizada. A equação básica é dada em (2).

$$x = \frac{S_i}{A_i} \quad (2)$$

Onde:

- X - Posição da linha neutra com relação à borda mais comprimida;
- A_i - Seção ideal correspondente ao estádio II;
- S_i - Momento estático da seção ideal em relação à borda mais comprimida.

Após este princípio, seja a seção retangular de viga sujeita à flexão simples dada na Figura 5.

A área da seção homogeneizada será:

$$A_i = b \cdot x + \alpha \cdot A_s \quad (3)$$

Dessa forma, o momento estático da seção em relação à borda mais comprimida é dado por:

$$S_i = \frac{b \cdot x^2}{2} + \alpha \cdot A_s \cdot d \quad (4)$$

Sendo:

- b – largura da seção de concreto;
- $x_i = \frac{S_i}{A_i}$ – a posição da linha neutra com relação à borda mais comprimida;

$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ – coeficiente de equivalência, que transforma a seção de aço numa seção equivalente de concreto (homogeneização);

ϵ_c, ϵ_s – Deformações específicas do concreto e do aço, respectivamente;

R_{cc}, R_{sc} – Resultantes das forças no concreto e no aço, respectivamente;

M_d – Momento solicitante na seção.

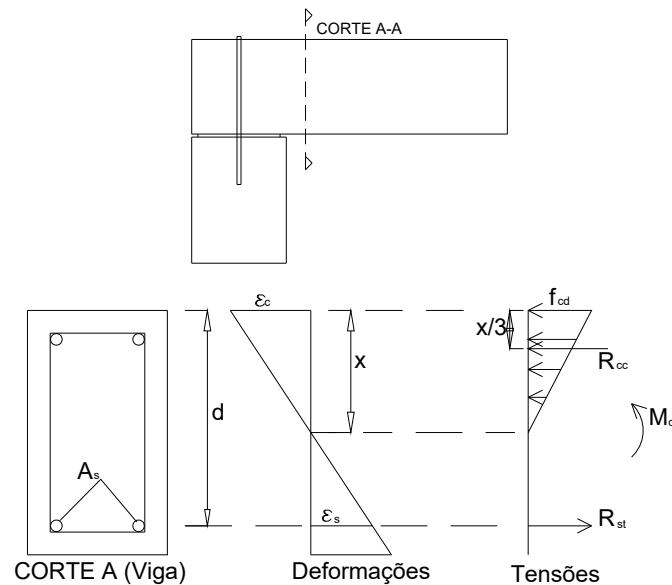


Figura 5 – Exemplo de seção retangular com armadura simples (FUSCO, 1983).

Por fim tem-se então a posição da linha neutra dada por:

$$x = \frac{\alpha A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \frac{bd}{\alpha A_s}} \right) \quad (5)$$

Por sua vez, o momento de inércia com relação à linha neutra vale:

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + \alpha A_s (d - x)^2 \quad (6)$$

O ângulo da curvatura φ será dado por:

$$\varphi = \frac{M}{EI} \Delta s \quad (7)$$

Sendo:

M – momento solicitante na seção;

E – Rigidez da placa;

Δs – Espessura da almofada (cm).

A rigidez da ligação será dada pela equação 8:

$$K = \frac{E \cdot I_i}{\Delta s} \quad (8)$$

O modelo de projeto parte do pressuposto de se poder analisar a seção de uma ligação a partir da seção de uma viga. Na Figura 6 está representado a seção de uma ligação.

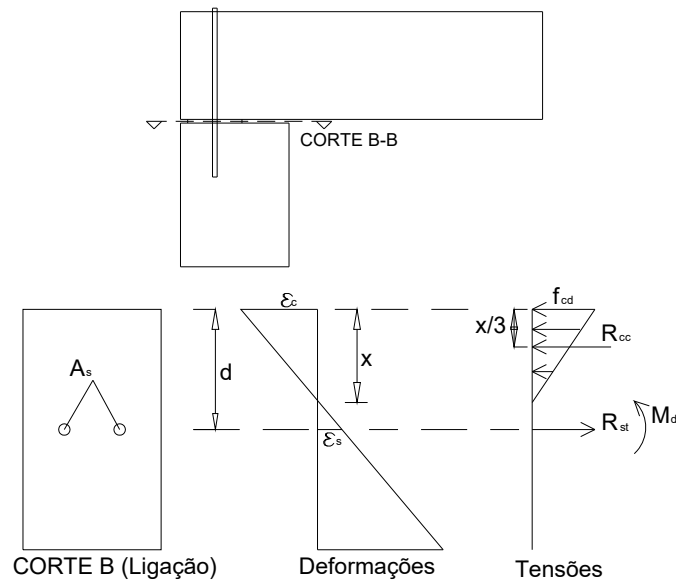


Figura 6 – Seção de uma ligação.

Da mesma forma como na seção de uma viga, tem-se que a posição da linha neutra, momento de inércia e rigidez à momento fletor são dados nas equações que seguem.

Posição da linha neutra:

$$x = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}} \right)$$

Momento de inércia da seção homogeneizada em relação à linha neutra :

$$I_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s (d - x)^2$$

Rigidez da ligação à momento fletor:

$$K = \frac{R \cdot I_i}{\Delta s}$$

Onde o módulo de elasticidade E foi substituído pela rigidez dos ensaio de placa R para a seção da ligação. Nessa pesquisa este parâmetro foi obtido através dos ensaios de caracterização de placa de 15 cm x 15 cm x 1cm com carregamento distribuído.

Nas Figuras 7 a 10 a seguir encontram-se as curvas teórico-experimentais dos ensaios de cada modelo da ligação. São dadas curvas experimentais cujas rotações foram obtidas, ou com par de transdutores ou com clinômetros sobre as vigas. Estão presentes ainda uma curva teórica obtida através do modelo de cálculo adotado e uma curva de média bi-linear dos resultados experimentais para auxiliar na comparação.

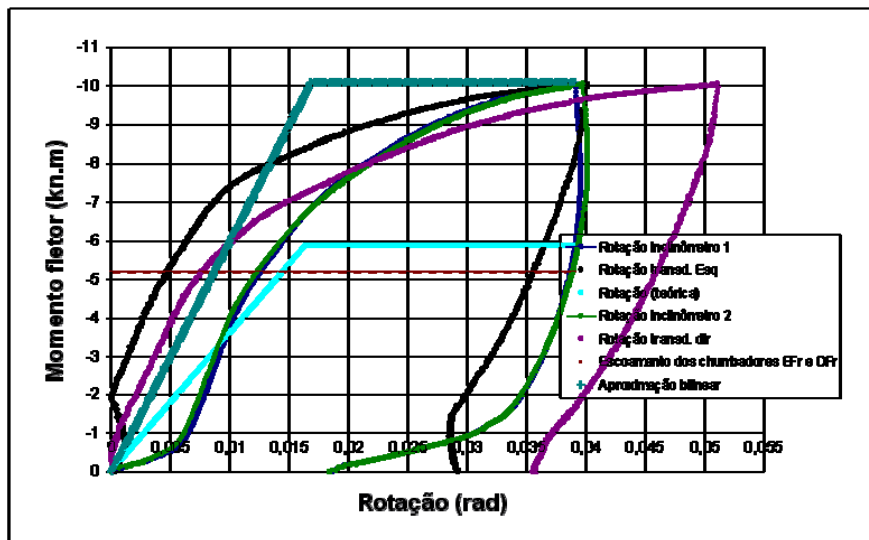


Figura 7 – Curvas teórico-experimentais para a ligação do Modelo 1.

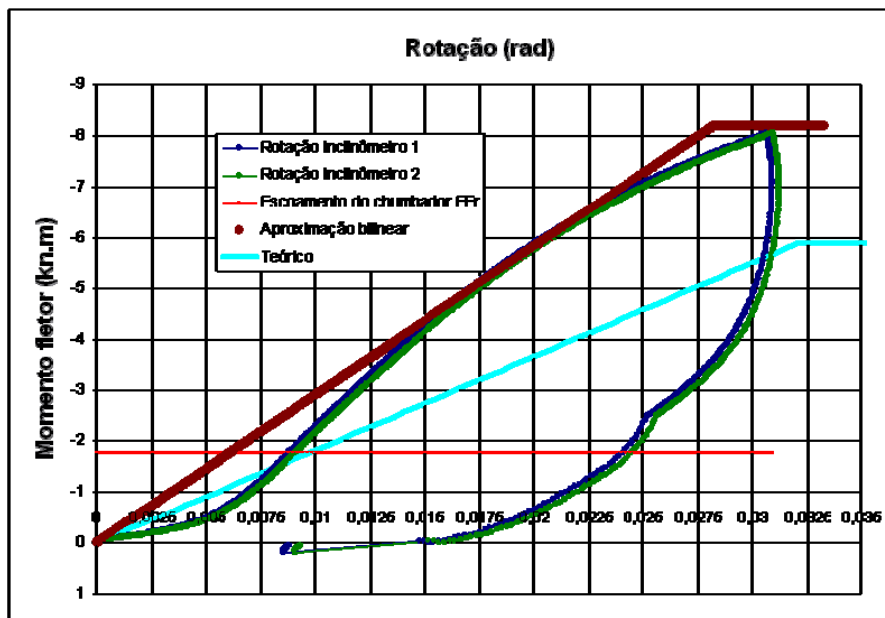


Figura 8 – Curvas teórico-experimentais para a ligação do Modelo 2.

A linha horizontal que corta o gráfico representa o ponto provável de escoamento dos chumbadores baseado nos ensaios de caracterização. Para o Modelo 1 só foi possível a leitura dos extensômetros de dois chumbadores, e estes escoaram praticamente ao mesmo tempo. Para os outros modelos variou-se essa quantidade de chumbadores cuja leitura dos extensômetros foi possível.

Como pode-se perceber, para o Modelo 2 foram omitidos os resultados experimentais obtidos com os pares de transdutores. Isso porque estes mostraram valores incoerentes e muito discrepantes dos resultados obtidos com os clinômetros, por isso sua exclusão.

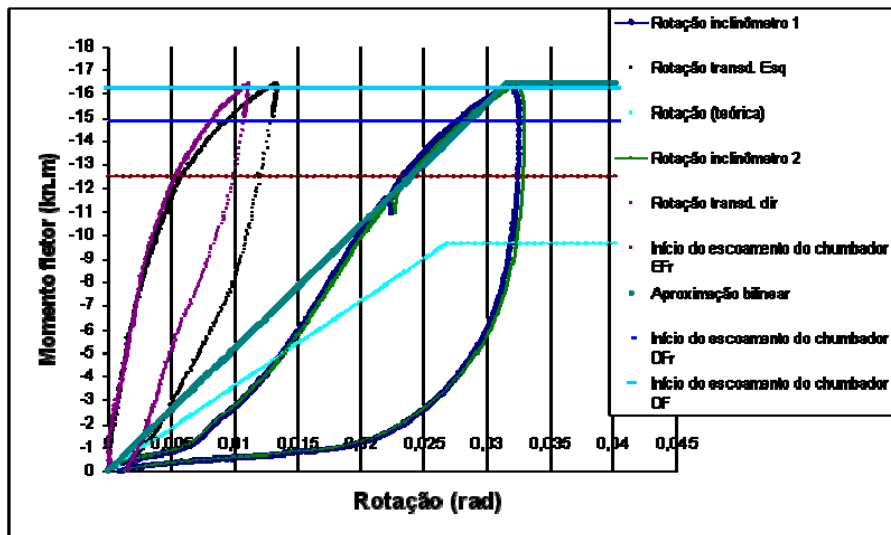


Figura 9 – Curvas teórico-experimentais para a ligação do Modelo 3.

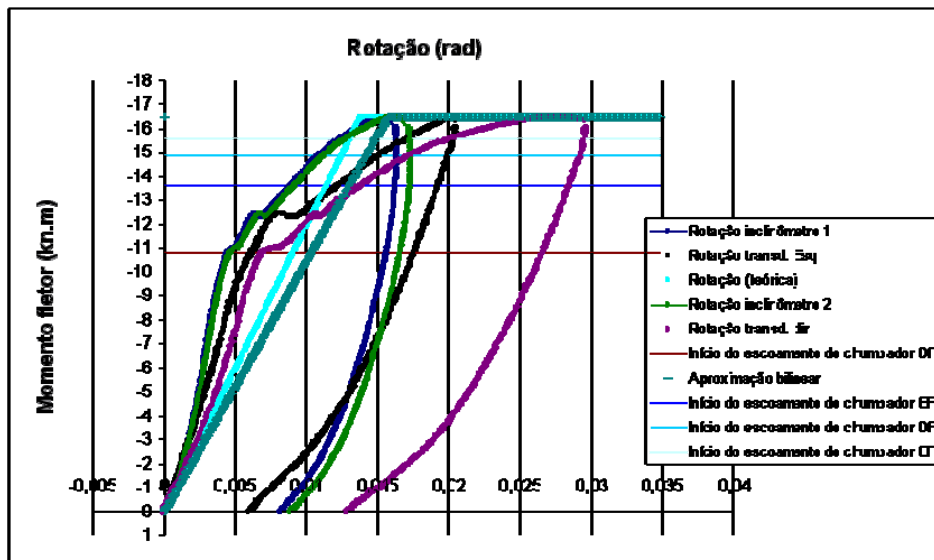


Figura 10 – Curvas teórico-experimentais para a ligação do Modelo 4.

4.2 Simulações numéricas

4.2.1 Simulações com pórticos planos

A simulação numérica foi feita no software Ansys 10.0 utilizando elementos unidimensionais de barras. Foram obtidos os momentos fletores e deslocamentos de algumas estruturas. O objetivo da avaliação era comparar os momentos fletores.

Um exemplo estudado foi de uma estrutura tipo galpão de um pavimento cujas vigas superiores sustentavam uma ponte rolante como do laboratório de Estruturas da USP campus de São Carlos. O esquema de carregamento é dado na Figura 11.

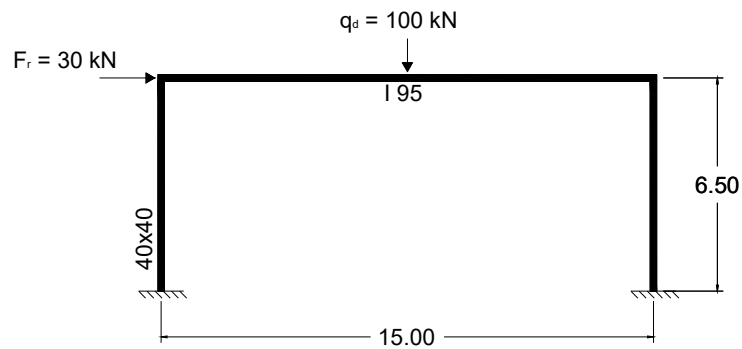


Figura 11 – Carregamento galpão.

Foram obtidos diagramas de momentos fletores considerando alguns casos de rigidez nas ligações: (a) articulado com cargas da ponte rolante e força horizontal, (b) semi-rígido com dois chumbadores, cargas da ponte rolante e força horizontal, (c) semi-rígido com dois chumbadores, somente carga da ponte rolante, (d) semi-rígido, dois chumbadores, apenas com força horizontal aplicada (e) semi-rígido com quatro chumbadores, carga da ponte e força horizontal, (f) semi-rígido, quatro chumbadores, carga da ponte, e (g) Semi-rígido, quatro chumbadores, força horizontal.

Os coeficientes de mola utilizados nas ligações foram de 4189,5 kNm/rad para as ligações com dois chumbadores e 9620,5 kNm/rad para as ligações com quatro chumbadores.

Importante observar também que, em nenhuma simulação de pórtico plano estão incluídos os efeitos de segunda ordem, ou seja, não está sendo considerada a não-linearidade geométrica.

Na Tabela 3 a seguir encontram-se resumos dos resultados obtidos. Os valores absolutos são as médias dos momentos fletores na base dos pilares e no meio do vão das vigas. As porcentagens são referentes ao caso da ligação considerada com articulada, sendo o valor percentual da redução do momento fletor em comparação ao primeiro.

De posse dos dados obtém-se que a rigidez da viga sobre o vão da mesma (EI_v/l_v) é igual a 54964 kN.m/rad. Logo nota-se que esta rigidez não deveria ser considerada segundo a análise da norma NBR 9062 (2006), pois em ambos os casos, com dois ou quatro chumbadores, a rigidez da ligação está abaixo de $0,5EI_v/l_v$, sendo portanto obrigatório, segundo a referida norma, a fazer o cálculo desprezando essa.

Nota-se que a redução de momento na base dos pilares é bastante significativa, chegando este (para o caso da ligação com quatro chumbadores) a ser reduzido em 21,8% em comparação com o valor obtido considerando a ligação como articulada, conforme mostrado na Tabela 1. Para as vigas, o momento fletor no meio do vão chega a ser reduzido em 12,4% considerando a semirrigidez.

Estas avaliações fazem parecer que este parâmetro da norma talvez esteja um tanto conservador, pois a redução das solicitações na estrutura é bastante significativa.

Tabela 3 – Resumo dos momentos fletores para os galpões

| | Articulada, Q+F | 2 ch, Q+F | 4 ch, Q+F | 2 ch, F | 4 ch, F | 2 ch, Q | 4 ch, Q |
|-----------------------|--------------------|--------------|--------------|---------|---------|---------|---------|
| Pé do pilar (kN.m) | 97,50 | 84,49 | 78,00 | 84,49 | 76,25 | 12,91 | 23,20 |
| % | 0,00 | -13,30 | -20,00 | -13,30 | -21,79 | * | * |
| Meio do vão | 375,00 | 349,13 | 330,80 | 0,00 | 0,00 | 349,12 | 328,47 |
| % | 0,00 | -6,90 | -11,79 | * | * | -6,90 | -12,41 |

*Valores cuja comparação não é conveniente.

Importante ressaltar também que, para os pórticos com carga accidental da ponte rolante e frenagem, o momento na base de um dos pilares diminui, mas no outro as solicitações praticamente não alteram ou até aumentam em relação à estrutura articulada, como no caso do pórtico com ligações utilizando quatro chumbadores. Para este caso não haverá economia no dimensionamento da estrutura e o parâmetro da norma se demonstraria coerente.

Por simplificação, a curva momento-rotação das ligações tanto do topo quanto dos pavimentos inferiores foi adotada a mesma, calculada com um consolo hora de 25 cm, hora de 40 cm de comprimento.

Os valores de cálculo dos carregamentos para um edifício de dois pavimentos são dados na Figura 12. As variáveis G, Q e W correspondem, respectivamente, às cargas permanentes, accidentais e de vento.

De forma similar ao carregamento do pórtico de dois pavimentos, foram feitas simulações com pórticos com o mesmo número de vãos, mesmo pé direito, somente alterando a quantidade de pavimentos. Estes foram com três e quatro pavimentos.

Na Tabela 4 a seguir encontra-se o resumo dos resultados obtidos para a base dos pilares e, em seguida, um resumo dos resultados para o meio do vão das vigas, exceto para as de cobertura (Tabela 5).

As rigidezes das ligações semi-rígidas utilizadas pelos edifícios de múltiplos pavimentos são:

1157,9 kN.m/rad para as ligações com consolo de 25 cm;

3930,9 kN.m/rad para as ligações com consolo de 40 cm.

A rigidez da viga pelo vão típico (EI_v/l_v) foi de 37909,7 kN.m/rad.

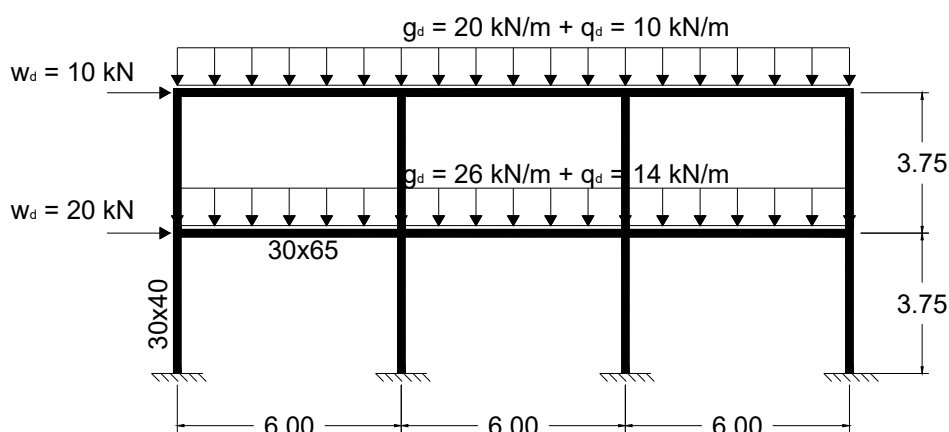


Figura 12 – Carregamento de um edifício de dois pavimentos e três vãos.

Tabela 4 – Resumo dos momentos fletores na base dos pilares para os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos

| Pórtico de “n” pavimentos | Ligações articuladas | Ligações rígidas | Ligações semi-rígidas (consolo de 25 cm) | Ligações semi-rígidas (consolo de 40 cm) |
|---------------------------|----------------------|------------------|--|--|
| 2 | 37,50 | 14,89 | 32,69 | 27,07 |
| % | 0,0 | 60,3 | 12,8 | 27,8 |
| 3 | 84,34 | 25,12 | 66,30 | 51,21 |
| % | 0,0 | 70,2 | 21,4 | 39,3 |
| 4 | 149,83 | 35,35 | 105,77 | 78,03 |
| % | 0,0 | 76,4 | 29,4 | 47,9 |

Tabela 5 – Resumo dos momentos fletores no meio do vão das vigas para os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos

| Pórtico de “n” pavimentos | Ligações articuladas | Ligações semi-rígidas (consolo de 25 cm) | Ligações semi-rígidas (consolo de 40 cm) |
|---------------------------|----------------------|--|--|
| 2 | 180,00 | 178,20 | 174,14 |
| % | 0,0 | 1,0 | 3,3 |
| 3 | 180,00 | 178,20 | 174,13 |
| % | 0,0 | 1,0 | 3,3 |
| 4 | 180,00 | 178,20 | 174,25 |
| % | 0,0 | 1,0 | 3,2 |

Novamente nota-se que, segundo a norma, as rigidezes deveriam ser desprezadas. Entretanto a sua consideração levou a uma redução do momento na base dos pilares de até 47,9% para o caso do pórtico com quatro pavimentos e consolo de 40 cm. De maneira geral, em todos os pórticos a redução do momento fletor na base dos pilares, em comparação com o pórtico de ligações articuladas, foi muito significativa.

Apenas para o pórtico do tipo galpão a redução do momento no meio do vão também foi significativa (até 12,4%), diferentemente das reduções de momento das vigas para os edifícios de múltiplos pavimentos que, por sua vez, somente alcançaram 3,3%. Talvez isto mostre que, de certa forma, o parâmetro da norma seja coerente para a consideração da semirrigidez para cargas verticais, pois a redução dos momentos nas vigas não é tão expressiva, mas para forças horizontais o parâmetro talvez ainda seja conservador.

Outro fator avaliado foi também os deslocamentos dos pórticos.

Na Tabela 6 tem-se o resumo dos deslocamentos para o edifício tipo galpão. Foi calculada a média de deslocamentos para as extremidades das vigas. Os valores percentuais são os acréscimos ou decréscimos em relação ao pórtico com ligações articuladas.

Tabela 6 – Resumo dos deslocamentos para o edifício do tipo galpão

| | Articulada, Q+F | 2 ch, Q+F | 4 ch, Q+F | 2 ch, F | 4 ch, F | 2 ch, Q | 4 ch, Q |
|----------------------------------|-----------------|-----------|-----------|---------|---------|---------|---------|
| Horizontal Topo do pilar (cm) | 1,943 | 1,554 | 1,360 | 1,554 | 1,305 | 0,000 | 0,000 |
| % | 0,00 | -20,02 | -30,01 | -20,02 | -32,84 | * | * |
| Vertical Meio da viga (cm) | 3,936 | 3,530 | 3,242 | 0,000 | 0,000 | 3,529 | 3,205 |
| % | 0,00 | -10,32 | -17,63 | * | * | -10,34 | -18,57 |

Na Tabela 7 tem-se o resumo dos deslocamentos para os edifícios de múltiplos pavimentos. Os valores correspondem à média em centímetros dos deslocamentos verticais no meio dos vão das vigas, excluindo-se apenas as vigas do topo da estrutura.

Na Tabela 8, por sua vez, encontram-se os deslocamentos horizontais no topo dos pórticos para os edifícios de múltiplos pavimentos. Para esta avaliação de deslocamentos notam-se reduções significativas de deslocamento, chegando a no máximo 71,93 % de redução, em relação ao pórtico de ligações articuladas, para o pórtico de ligações semi-rígidas e consolo de 40 cm.

Na comparação entre os pórticos a consideração da semirrigidez nas ligações levou a uma redução de até 32% dos deslocamentos para o edifício do tipo galpão cujas ligações estavam

configuradas com dois chumbadores e com apenas força horizontal. Para o meio da viga também foi significativo, a redução chegou em até 18% para o caso da carga acidental.

Para o edifício de múltiplos pavimentos a redução no meio do vão das vigas não foi muito expressiva. Chegou a no máximo 3,3% para o edifício de dois pavimentos cujas ligações foram configuradas com consolo de 40 cm.

Tabela 7 – Resumo dos deslocamentos verticais para os edifícios de múltiplos pavimentos

| Pórtico de “n” pavimentos | Ligações articuladas | Ligações semi-rígidas (consolo de 25 cm) | Ligações semi-rígidas (consolo de 40 cm) |
|---------------------------|----------------------|--|--|
| 2 | 0,329 | 0,326 | 0,318 |
| % | 0,0 | -0,9 | 3,3 |
| 3 | 0,365 | 0,362 | 0,354 |
| % | 0,0 | -0,8 | -3,0 |
| 4 | 0,413 | 0,409 | 0,401 |
| % | 0,0 | -1,0 | -2,9 |

Tabela 8 – Resumo dos deslocamentos verticais no topo da estrutura para os edifícios de múltiplos pavimentos

| Pórtico de “n” pavimentos | Ligações articuladas | Ligações semi-rígidas (consolo de 25 cm) | Ligações semi-rígidas (consolo de 40 cm) |
|---------------------------|----------------------|--|--|
| 2 | 0,01078 | 0,00853 | 0,00595 |
| % | 0,0 | -20,87 | -44,81 |
| 3 | 0,05220 | 0,03429 | 0,02024 |
| % | 0,0 | -34,31 | -61,23 |
| 4 | 0,1623 | 0,08724 | 0,04555 |
| % | 0,0 | -42,25 | -71,93 |

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Com base nos resultados encontrados puderam ser alinhavadas as seguintes conclusões:

- A análise experimental revelou que o modelo de projeto é mais eficaz nas ligações cuja largura do apoio não seja tão reduzida, como pode ser observado na comparação com os modelos de geometria relativamente menor ao Modelo 4. A precisão dos resultados foi satisfatória apenas neste último.
- A pesquisa revelou um ponto importante em qualquer domínio de simulação: um limite de aplicação, como foi constatado pela ineficácia para modelos de largura de apoio reduzida.
- Nas aplicações numéricas em pórticos planos constatou-se que a consideração da semirrígidez conferida pela ligação estudada é expressiva. Observando o resumo dos resultados pôde-se ter uma idéia deste proveito. A diminuição do momento fletor na base dos pilares chega a 20% para galpões com até quatro chumbadores, considerando apenas força horizontal de frenagem. Mesmo para galpões com dois chumbadores, o decréscimo de 13,3% de momento representa uma economia global significativa para a obra.

d) A consideração da semirrigidez nas ligações para edifícios de múltiplos pavimentos é ainda mais significativa, chegando a uma redução de momento fletor na base dos pilares de 29,4%, para ligações de consolos de 40 cm, em comparação com o modelo de ligações articuladas.

e) O parâmetro de consideração da semirrigidez segundo a norma brasileira NBR 9062 (2006) parece um tanto conservador quanto às aplicações de forças horizontais. Mas para as vigas este parâmetro demonstrou ser coerente.

Por fim é recomendado a continuação das pesquisas com este tipo específico de ligação viga-pilar, tanto utilizando modelos em escala real nas análises experimentais quanto implementando modelos numéricos mais refinados. Sua viabilidade incentiva a elaboração de mais modelos que gerem, além de eventuais limites de aplicação do cálculo, maior confiabilidade de aplicação para obras reais.

6 AGRADECIMENTOS

À CAPES e à FAPESP pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Steel construction manual**. 9. ed. Chicago, USA, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento. Rio de Janeiro.

CHEFDEBIEN, A. **Semi rigidité des assemblages dans lês ossatures em béton préfabriqué**. CERIB Technical Report, 1998.

COST C1. **Composite steel concrete joints in braced frames for building**. Brussels, Luxembourg, 1996.

EUROCODE 3. **Design of steel structures, part 1.8: design of joints**. European committee for standardization, CEN, Brussels, 2003.

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

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1981.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações em serviço**. São Paulo: Escola Politécnica-USP, 1983. v. 1.

GORGUN, H. **Semirrigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures**. Nottingham. PhD Thesis – University of Nottingham, United Kingdom. 1998.

JASPART, J. P.; MAQUOI, R. Survey of existing types of joint modelling. In: WORKSHOP ON SEMIRRIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1. **Proceedings...** Strasbourg, France. p. 370-381.

JOLLY, C. K.; GUO, M.; VIRDI, K. Numerical Simulation precast concrete connections. In: Control of the semirigid behaviour of civil engineering structural connections, cost c1 international conference, 1998. **Proceedings...** Liege, Belgium. p. 527-536.

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

SAWASAKI, F. Y. **Estudo experimental de ligação viga-pilar com almofada de argamassa e chumbador para estruturas de concreto pré-moldado.** São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

STANTON, J. F.; ANDERSON, R. G.; DOLAN, D. W.; MCCLEARY, D. E. Moment Resistant Connections and Simple Connections. **PCI Journal**, v. 32, n. 2, mar./abr., 1987.