

EPUSP
IV SIMPÓSIO
EPUSP SOBRE
ESTRUTURAS
DE CONCRETO

21 a 25 de Agosto de 2000

Apoio :



Realização :



Depto. de Engenharia de Estruturas e Fundações
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

PROCEDIMENTOS ANALÍTICOS PARA A DETERMINAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DE LIGAÇÕES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

E37p

El Debs, Mounir Khalil (1); Hanai, João Bento de (2);
Ferreira, Marcelo de Araújo (3) e Soares, Anamaria Malachini Miotto (4)

- (1) Prof. Associado: Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP - mkdebs@sc.usp.br
(2) Prof. Titular: Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP - jbhanai@sc.usp.br
(3) Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas pela EESC-USP - marceloaferrreira@uol.com.br
(4) Engenheira Civil, Mestre em Engenharia de Estruturas pela EESC-USP - anamaria@sc.usp.br

Endereço para correspondência: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo
Av. Dr. Carlos Botelho, 1465, São Carlos SP CEP 13560-250

Resumo

As ligações entre os elementos pré-moldados, em geral, não se comportam da forma usualmente considerada na análise estrutural, onde são idealizadas de maneira a permitir ou impedir completamente os deslocamentos relativos entre os elementos. De fato, em maior ou menor grau, as ligações entre os elementos pré-moldados apresentam uma certa deformação quando solicitadas, cuja quantificação é aqui denominada de deformabilidade da ligação. Como consequência, a distribuição dos esforços solicitantes na estrutura pode se afastar, em maior ou menor grau, da obtida sem considerar este efeito. A consideração das ligações com este efeito também recebe na literatura técnica a denominação de ligações semi-rígidas.

Neste trabalho é apresentado o estudo para a determinação da deformabilidade de duas ligações viga-pilar bastante empregadas no Brasil. A primeira é executada sobre consolo com elastômero, chumbador e graute (utilizada em galpões em geral) e a segunda é executada apenas sobre consolo com chumbadores (utilizada em galpões com telhado com duas águas). Na primeira avaliou-se a deformabilidade ao cisalhamento e na segunda estudou-se a deformabilidade ao momento fletor. Este estudo é feito através de um procedimento analítico baseado na associação dos mecanismos de deformação existentes nestas ligações.

Os valores teóricos, obtidos através dos procedimento analíticos, foram comparados com resultados experimentais obtidos por meio de ensaios realizados em protótipos destas ligações no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos EESC – USP. Estas comparações de valores indicam que os procedimentos analíticos permitem avaliar razoavelmente as deformabilidades das ligações estudadas.

1108078
131200

1. Introdução

O estudo do comportamento estrutural possui uma grande importância para o desenvolvimento dos sistemas construtivos em estrutura de concreto pré-moldado. Dentre as prioridades de pesquisa nesta área destacam-se as ligações entre os elementos estruturais.

Do ponto de vista do comportamento estrutural, a presença das ligações é que diferencia basicamente uma estrutura de concreto pré-moldado de uma estrutura convencional. As ligações são regiões onde ocorrem concentrações de tensões que podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma redistribuição desses esforços ao longo da estrutura. Desta forma, o desempenho de um sistema estrutural e, conseqüentemente, o êxito nas suas aplicações, está diretamente relacionado com o desempenho de suas ligações.

As ligações entre os elementos pré-moldados, em geral, não se comportam da forma usualmente considerada na análise estrutural, onde são idealizadas de maneira a permitir ou impedir completamente os deslocamentos relativos entre os elementos. De fato, em maior ou menor grau, as ligações entre os elementos pré-moldados apresentam uma certa deformação quando solicitadas. Como consequência, a distribuição dos esforços solicitantes na estrutura pode se afastar, em maior ou menor grau, da obtida sem considerar este efeito. A consideração das ligações com este efeito também recebe na literatura técnica a denominação de ligações semi-rígidas.

A deformabilidade de uma ligação é definida como a relação do deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação com o esforço solicitante na direção deste deslocamento.

Assim, por exemplo, a deformabilidade ao momento fletor da ligação entre uma viga e um pilar está associada à rotação da viga em relação à forma indeformada do nó, conforme mostrado na Figura 1.1a. De forma análoga, a deformabilidade à força normal da viga em relação ao pilar está associada ao seu deslocamento horizontal em relação ao nó, ilustrado na Figura 1.1b.

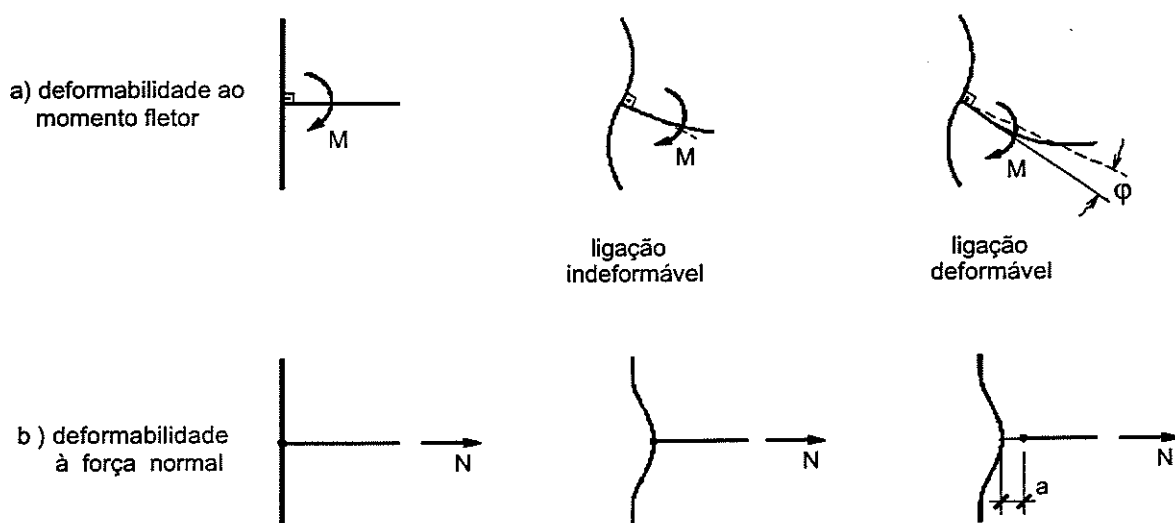


Figura 1.1 - Deformabilidade ao momento fletor e à força normal de ligação viga-pilar.

Os procedimentos para a análise estrutural de pórticos com nós semi-rígidos estão amplamente divulgados na literatura técnica. Em MONFORTON & WU (1963), BRUN & PICARD (1976) e FAFARD et al. (1990), encontram-se desenvolvimentos matemáticos, onde são apresentadas modificações para as matrizes de rigidez e para os esforços de bloqueio dos elementos da estrutura, para se levar em conta a deformabilidade das ligações ao momento fletor.

Esses desenvolvimentos estão apresentados de forma detalhada em FERREIRA (1993), onde também foram incorporadas as deformabilidades à força normal e ao momento fletor nas extremidades dos elementos de barra. Tais procedimentos podem ser aplicados diretamente na modificação de rotinas, que utilizem o processo dos deslocamentos, a fim de transformá-las em programas computacionais para o cálculo de pórticos com nós semi-rígidos. Por outro lado, atualmente existem vários programas disponíveis para o cálculo estrutural que possuem, em suas rotinas, modelos para a consideração da rigidez das ligações, nas extremidades dos elementos estruturais, através da utilização de molas que compõem os mecanismos de deformação da ligação.

Todavia, todo este conhecimento e mesmo os recursos computacionais atuais não são aplicados na prática devido à falta do conhecimento que se tem sobre as deformabilidades das ligações típicas que compõem as estruturas de concreto pré-moldado. Neste contexto, a determinação das deformabilidades destas ligações é uma questão chave para a aplicação prática na análise das estruturas de concreto pré-moldado.

A determinação dos valores das deformabilidades das ligações de estruturas de concreto pré-moldado tem sido feita, geralmente, por meio de resultados experimentais e, raramente, por meio de modelos analíticos ou numéricos. Entretanto, as metodologias baseadas somente nos procedimentos experimentais possuem um custo elevado e os resultados obtidos nos ensaios, a rigor, são limitados apenas às ligações com o mesmo detalhamento, materiais e dimensões da ligação ensaiada, tendo assim uma aplicação restrita do ponto de vista prático. Também, na maior parte dos trabalhos experimentais existentes há preocupação apenas com a determinação do valor global da rigidez da ligação, não sendo fornecidas maiores indicações sobre os parâmetros internos da ligação que interferem em sua deformabilidade. Por estas razões, ainda não se formou uma base de dados suficiente sobre o comportamento e nem se dispõe de critérios e diretrizes para o projeto de ligações típicas, que levem em conta a rigidez.

Entre as alternativas metodológicas para a abordagem da questão, é consenso entre os especialistas que a utilização de modelos analíticos para a determinação da deformabilidade de ligações é de grande interesse para a aplicação em projeto. Isto porque estes modelos fornecem ao projetista meios de avaliar a rigidez da ligação em função do comportamento de seus componentes internos.

No presente trabalho é apresentada a aplicação de uma metodologia analítica para a determinação das deformabilidades de duas ligações viga-pilar típicas. Dentro dessa metodologia, os parâmetros internos relacionados às deformações dos elementos que compõem a ligação são definidos como “mecanismos básicos de deformação”. O modelo analítico procura obter a deformabilidade de uma determinada ligação através de um equacionamento que represente o comportamento em conjunto dos mecanismos básicos de deformação presentes na ligação.

A expressão final para a deformabilidade da ligação resulta da associação das deformabilidades dos componentes da ligação. Esta associação, por sua vez, é feita a partir da montagem do sistema de forças para a ligação na sua configuração deformada, da associação de cada força a uma deformação correspondente a um dado mecanismo de deformação, representada por uma mola, e da realização da compatibilidade dos deslocamentos.

Neste artigo é apresentado o estudo da deformabilidade de duas ligações viga-pilar bastante empregadas no Brasil. A primeira é executada sobre consolo com elastômero, chumbador e graute (utilizada em galpões em geral) e a segunda é executada apenas sobre consolo com chumbadores (utilizada em galpões com telhado com duas águas). Na primeira avaliou-se a deformabilidade ao cisalhamento, o que corresponde a deformabilidade à força normal da barra, e na segunda estudou-se a deformabilidade ao momento fletor.

2. Deformabilidade ao cisalhamento de ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador

2.1. Preliminares

As ligações viga-pilar com almofada de elastômero simples e chumbador têm sido largamente empregadas no Brasil, com aplicações em estruturas para galpões de uso múltiplo e também para edificações de mais de um pavimento com pequena altura, em razão do seu baixo custo e da sua simplicidade construtiva. Na Figura 2.1 são apresentados alguns dos detalhamentos utilizados para essa ligação. Tradicionalmente, considera-se que o chumbador possui apenas a função de garantir a estabilidade lateral do elemento de viga, não se levando em conta os esforços horizontais transmitidos pela ligação. Todavia, em razão do detalhamento construtivo corrente no Brasil, conforme indicado na Figura 2.1a, onde o nicho do chumbador é preenchido com graute não retrátil, tem-se a solidarização do chumbador com ambos os elementos. Desta forma, a ligação oferece uma restrição parcial aos deslocamentos horizontais relativos, fazendo com que o chumbador transmita esforços horizontais da viga para a coluna. Compreender o funcionamento deste mecanismo é de suma importância para que se possa estimar os esforços de restrição na ligação.

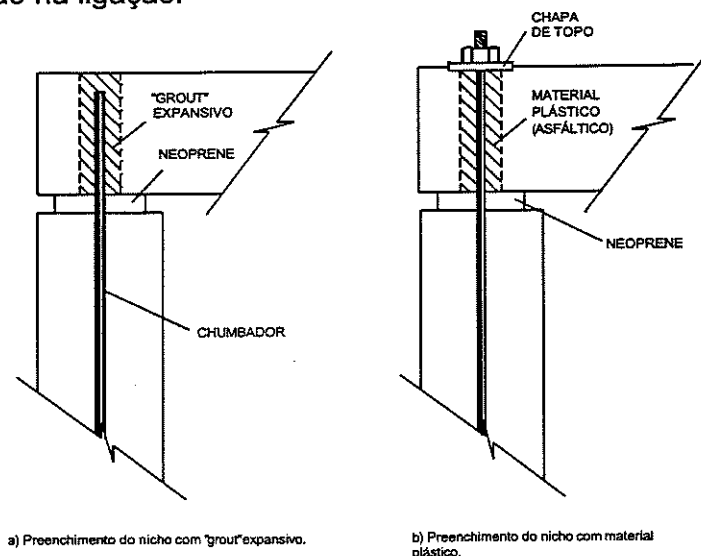


Figura 2.1 – Detalhamentos para a ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador.

A presença da almofada de elastômero na interface da ligação proporciona uma altura livre entre os elementos, fazendo com que haja uma excentricidade entre as forças de cisalhamento horizontais nos elementos, gerando solicitações combinadas de cortante e flexão no chumbador. Este fenômeno depende da relação existente entre o diâmetro do chumbador e a espessura da almofada na interface da ligação.

O comportamento ao cisalhamento da ligação, tanto com relação à sua deformabilidade quanto à sua resistência, é influenciado pelo efeito do atrito na interface da ligação entre os elementos de concreto. LIN (1991) observou que a deformabilidade ao cisalhamento da ligação está inversamente relacionada com o atrito na almofada de elastômero. ENGSTRÖM (1992) verificou que devido a existência do atrito na interface da ligação é gerada uma tensão de tração no chumbador e, conseqüentemente, ocorre um acréscimo na resistência última ao cisalhamento da ligação. Para isto é necessário que o chumbador esteja ancorado em ambas as suas extremidades. Este mecanismo, conhecido como sistema "tie connections", foi estudado por LINDBERG (1992) que analisou ligações viga-pilar com almofada de elastômero em traves planas submetidas à forças horizontais. Para grandes deslocamentos relativos entre os elementos de viga e de coluna, os chumbadores atuam como tirantes, conferindo uma resistência residual para a estrutura.

2.2. Determinação da deformabilidade ao cisalhamento da ligação

Em FERREIRA (1999) foi proposta uma metodologia analítica para determinar a deformabilidade ao cisalhamento da ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador (Figura 2.1a). A deformabilidade em questão é definida como sendo a razão entre o deslocamento horizontal relativo entre a viga e o pilar e a força normal ao eixo da viga.

Para o desenvolvimento da expressão analítica, considerou-se a associação de três mecanismos de deformação, os quais estão representados por molas na Figura 2.2. O mecanismo de deformação da barra inserida no concreto (MDCI-BI), correspondente à deformabilidade ao cisalhamento do chumbador (λ_{tbi}), associa-se em série com o mecanismo de deformação de uma barra bi-engastada em dois elementos de concreto com uma altura livre entre si (MDCI-BL), que corresponde à deformabilidade ao cisalhamento do chumbador na interface da ligação (λ_{tbl}). Por sua vez, estes mecanismos estão associados em paralelo com ao mecanismo de deformação ao cisalhamento no elastômero não fretado (MDCI-EN), que corresponde à deformabilidade ao cisalhamento no elastômero (λ_{en}).

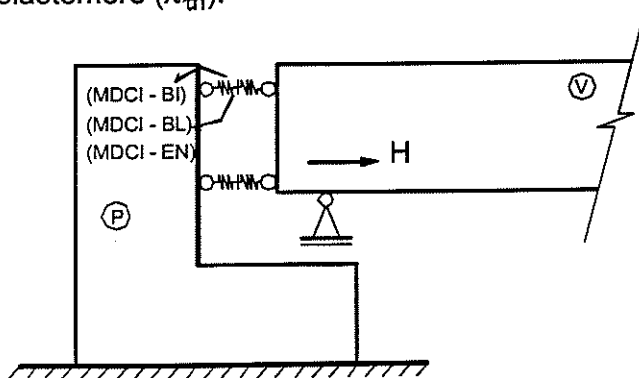


Figura 2.2 – Esquema com molas para o mecanismo de deformação ao cisalhamento em ligação viga-pilar com almofada de elastômero não fretado e chumbador.

A partir destas associações entre os mecanismos básicos de deformação a deformabilidade total de cisalhamento na ligação, $\lambda_{\tau lig}$, pode ser escrita por:

$$\lambda_{\tau lig} = \left(\frac{1}{\lambda_m} + \frac{1}{\lambda_{\tau b\ell} + \lambda_{\tau bi}} \right)^{-1} \quad (2.1)$$

As expressões para as deformabilidades λ_m , $\lambda_{\tau b\ell}$, $\lambda_{\tau bi}$ e os seus respectivos desenvolvimentos estão apresentados em FERREIRA (1999).

Para “n” barras dispostas em uma mesma linha da ligação, estando as mesmas inseridas em dois elementos de concreto com resistências diferentes, dos quais derivam-se respectivamente os fatores “ α_1 ” e “ α_2 ”, a deformabilidade total de cisalhamento da ligação, $\lambda_{\tau lig}$, pode ser obtida pela expressão:

$$\lambda_{\tau lig} = \left[\frac{G \cdot A_o}{h_n} + (n \cdot E_s \cdot I_b) \cdot \left(\frac{h_n^3}{12} + \frac{1}{3,5 \cdot \alpha_1^3} + \frac{1}{3,5 \cdot \alpha_2^3} \right)^{-1} \right]^{-1} \quad (2.2)$$

O fator “ α ”, proposto em DEI POLI et al. (1992), relaciona o módulo de rigidez do concreto com a rigidez da barra do chumbador, sendo dado pela expressão:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_c \phi_b}{4E_s I_b}} \quad (2.3)$$

$$k_c = 127 \sqrt{f_c} / (\phi_b)^{2/3} \text{ [MPa/mm]} \quad (2.4)$$

onde: h_n - espessura da almofada de elastômero;
 A_o - área da superfície de apoio efetiva do elastômero;
 G - módulo de deformação transversal;
 E_s - módulo de elasticidade da barra do chumbador;
 ϕ_b - diâmetro da barra do chumbador;
 K_c - módulo de rigidez de referência do concreto (em MPa/mm);
 ϕ - diâmetro da barra (em mm);
 I_b - momento de inércia da barra;
 f_c - resistência à compressão do concreto (em MPa);

2.3. Idealização de um Diagrama Tri-Linear Simplificado para representar o comportamento da ligação submetida a uma força normal ao eixo da viga

Com o objetivo de proporcionar uma representação gráfica para o comportamento da ligação, em FERREIRA (1999) idealizou-se um Diagrama Tri-Linear Simplificado que relaciona a força normal ao eixo da viga com o deslocamento horizontal relativo entre os elementos de viga e pilar, conforme indicado na Figura 2.3.

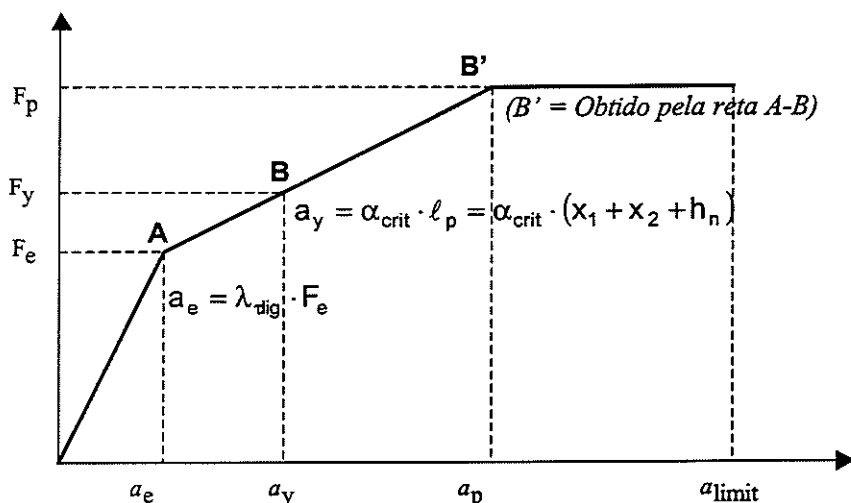


Figura 2.3 – Idealização do Diagrama força x deslocamento da ligação.

A inclinação inicial do trecho reto linear do diagrama pode ser obtida a partir da deformabilidade ao cisalhamento da ligação, definida por λ_{dig} . O limite do trecho linear é determinado pelo início do escoamento da ligação, dada pela força F_e , que segundo ENGSTRÖM (1992) é obtida pela expressão:

$$F_e = C_r \cdot C_e \cdot C_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{c,min} \cdot f_{sy}} \quad (2.5)$$

A força correspondente ao escoamento do chumbador F_y é expressa por:

$$F_y = C_r \cdot C_e \cdot C_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_{sy}} \quad (2.6)$$

Sendo:

$$1 < C_r < 1,42 \quad (\text{Dependendo do grau de restrição na ligação})$$

$$C_1 = \sqrt{(K/3)}$$

$$K = q/(\phi_b \cdot f_c)$$

$$C_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot C_1)^2} - \varepsilon \cdot C_1$$

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot e}{\phi_b} \sqrt{f_c / f_{sy}}$$

Onde: C_r - é o fator de rigidez;

C_e - fator de excentricidade;

ϕ_b - diâmetro da barra do chumbador;

$f_{c,min}$ - menor resistência do concreto ou do graute;

f_c - resistência do concreto;

- f_{sy} - tensão de escoamento do chumbador;
- q - reação distribuída ao longo do chumbador;
- K - constante de proporcionalidade;
- e - excentricidade entre as forças de cisalhamento nos elementos;

A resistência total da ligação, definida por F_p e correspondente à plastificação da ligação, é expressa por:

$$F_p = C_1 \cdot \phi_b^2 \sqrt{f_{c,máx} \cdot f_{sy,red}} + \mu_f \cdot \sigma_{sm} \cdot A_s \quad (2.7)$$

$$f_{sy,red} = f_{sy} - \sigma_{sm} \quad (2.8)$$

Parte da capacidade da tensão de tração no chumbador, dada por σ_{sm} , é utilizada para balancear a força normal relacionada com a força de atrito. A parcela restante, dada pela tensão $f_{sy,red}$, está relacionada com o comportamento de pino do chumbador. É principalmente por causa deste efeito que são recomendados, segundo ENGSTRÖM (1992), os parafusos de travamento nas extremidades dos chumbadores. Recomenda-se ainda as seguintes relações:

$$f_{sy,red} = 0,7 \cdot F_{sy}$$

$$C_1 = 1,07 \quad (\text{para o caso da resistência cilíndrica do concreto } f_c)$$

$$0,3 < \mu_f < 0,4 \quad (\text{interface concreto-neoprene})$$

Onde: $f_{sy,red}$ - tensão reduzida na armadura;

μ_f - coeficiente de atrito na interface da ligação;

$f_{sy,red}$ - tensão de tração no chumbador relacionado com o efeito de pino;

σ_{sm} - tensão de tração no chumbador relacionado com o efeito de atrito.

Na Figura 2.4 é apresentado um estado de deformação simplificado para um chumbador inserido em dois elementos de concreto, no momento em que ocorre o mecanismo da formação das rótulas plásticas nos dois lados das seções solicitadas do chumbador.

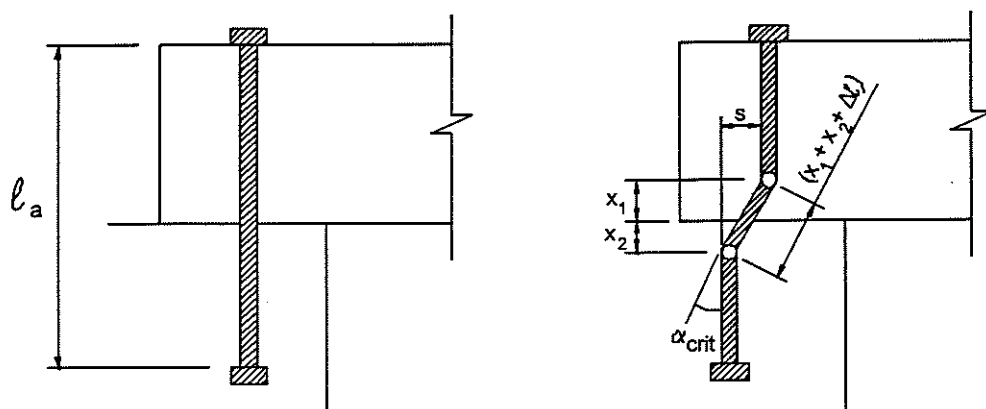


Figura 2.4 – Estado simplificado de deformação para o chumbador inserido em dois elementos de concreto. [ENGSTRÖM (1992)]

A deformação angular crítica α_{crit} está associada ao mecanismo de formação das rótulas plásticas no chumbador e é expressa por:

$$\alpha_{crit} = 1,75 \cdot \frac{f_{sy,red}}{\phi_b \cdot E_s} \tag{2.9}$$

O seu deslocamento horizontal associado, definido por a_y , pode ser obtido por:

$$a_y = \alpha_{crit} \cdot \ell_p = \alpha_{crit} \cdot (x_1 + x_2 + h_n) \tag{2.10}$$

No caso de ligações com almofada de elastômero, com uma altura livre entre os elementos da ordem da espessura da almofada h_n , o comprimento ℓ_p é dado pela expressão:

$$\ell_p = x_1 + x_2 + h_n \tag{2.11}$$

A distância “x”, da face do concreto até à seção de máximo momento fletor no chumbador é dada por:

$$x = \frac{F_{v,red}}{q} = \frac{\sqrt{f_{sy,red}/f_c}}{3 \cdot C_1} \cdot \phi_b \tag{2.12}$$

$$q = 3 \cdot (C_1)^2 \cdot f_c \cdot \phi_b \tag{2.13}$$

2.4. Comparação com resultados experimentais

Com a finalidade de se obter parâmetros de referência para a comparação com os equacionamentos teóricos, foram realizados ensaios de cisalhamento da ligação, onde cada protótipo foi composto por um elemento de viga e um elemento de bloco suporte, cujas dimensões estão apresentadas na Figura 2.5. Para a série de ensaios das ligações foram utilizados 4 protótipos, onde foram variados os diâmetros das barras dos chumbadores e as dimensões das almofadas de elastômeros, conforme indicados na tabela 1. Estes parâmetros estão relacionados com os mecanismos de deformação na ligação.

Tabela 1 – Parâmetros variados nos protótipos ensaiados.

Protótipos	Chumbador (aço 1020)	Almofada de Elastômero		
		a (mm)	b (mm)	H _n (mm)
Protótipo 1	1 ϕ 16 mm	150	300	10
Protótipo 2	2 ϕ 16 mm	150	300	10
Protótipo 3	2 ϕ 25 mm	250	300	10
Protótipo 4	2 ϕ 25 mm	200	300	15

As propriedades da almofada de elastômero foram: dureza Shore 60 A, G = 1 MPa e $\nu = 0,5$. Para os chumbadores, utilizou-se barras lisas (aço 1020), com $f_{yk} = 250$ MPa. As resistências do concreto nos protótipos variaram em torno de 50 MPa. No caso do graute utilizado no preenchimento da ligação a resistência foi de cerca de 30 MPa. Na Figura 2.6 é apresentado uma vista com o arranjo utilizado nos ensaios de cisalhamento da ligação. A medição dos deslocamentos relativos entre o elemento de viga e o elemento do bloco suporte foi feita através de um conjunto de transdutores de deslocamentos elétricos. Para

as medidas das tensões internas no chumbador foram utilizados 3 pares de extensômetros elétricos, os quais foram posicionados nas fibras superiores e inferiores em 3 seções das barras dos chumbadores, dispersas na região próxima à interface da ligação dentro do elemento do bloco suporte. Para cada protótipo a aplicação das forças cisalhamento foram repetidas em alguns ciclos para avaliar o efeito das deformações residuais no comportamento da ligação.

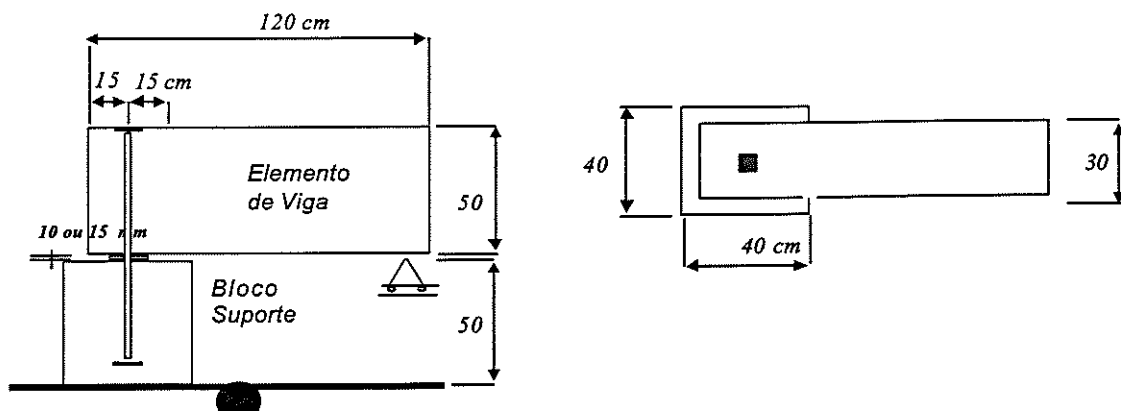


Figura 2.5 – Dimensões dos Protótipos.

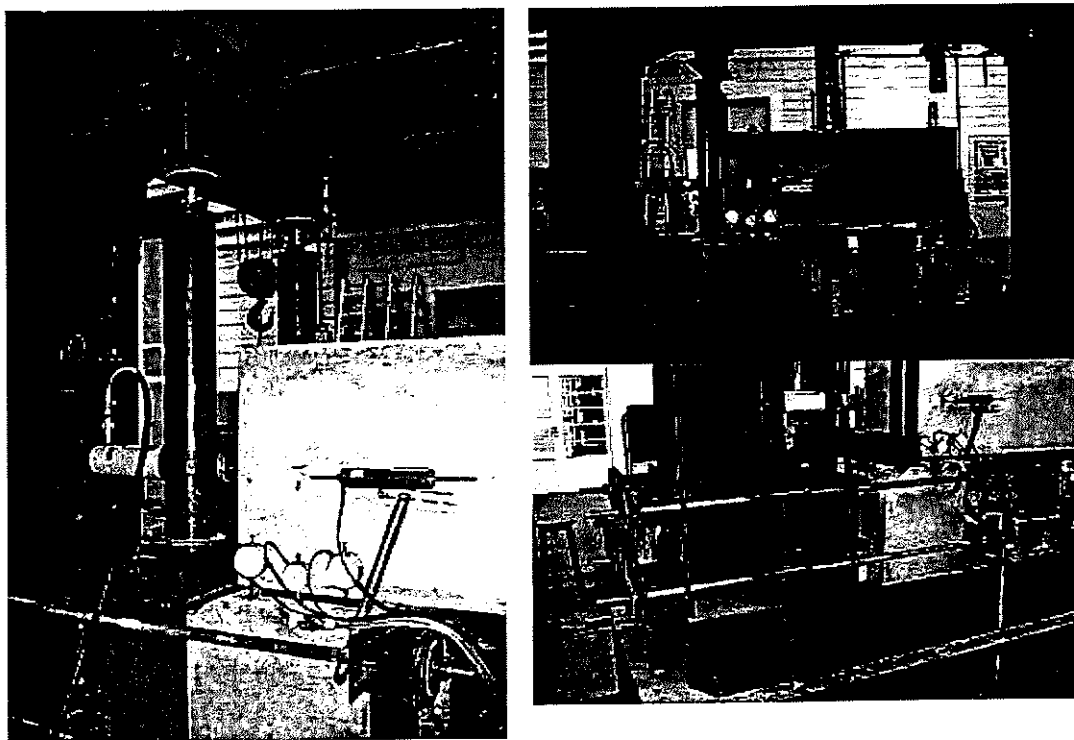
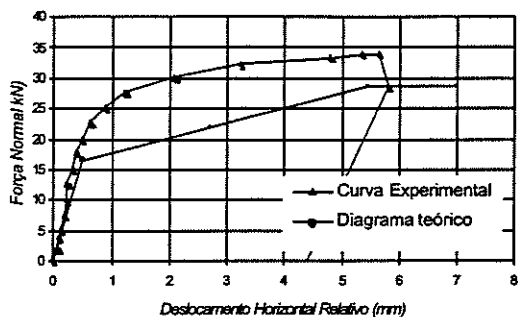
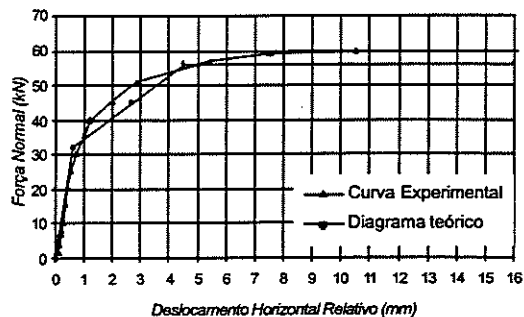


Figura 2.6 – Arranjo do ensaio da ligação com aplicação da força axial ao eixo da viga [FERREIRA (1999)].

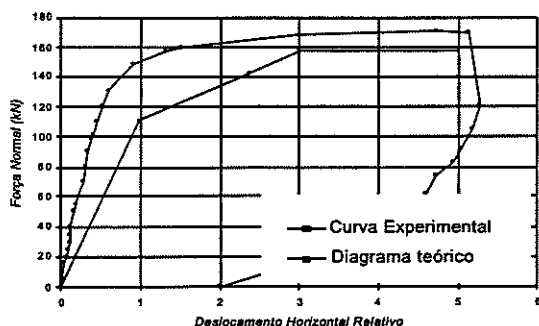
Os diagramas tri-lineares simplificados, bem como as curvas experimentais para cada protótipo estão apresentados na Figura 2.7. Na tabela 2 é apresentado um resumo com os valores teóricos e experimentais.



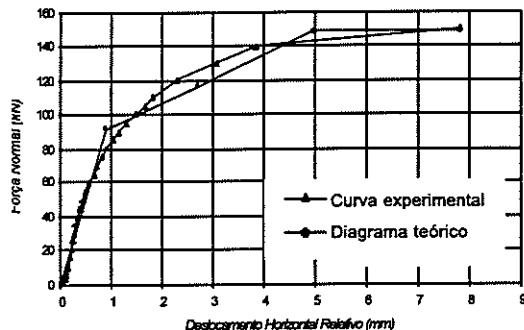
Prot. 1: $1 \times \varnothing_b = 16 \text{ mm}$. $150 \times 300 \times 10 \text{ mm}^3$



Prot. 2: $2 \times \varnothing_b = 16 \text{ mm}$. $150 \times 300 \times 10 \text{ mm}^3$



Prot. 3: $2 \times \varnothing_b = 25 \text{ mm}$. $250 \times 300 \times 10 \text{ mm}^3$



Prot. 4: $2 \times \varnothing_b = 25 \text{ mm}$. $200 \times 300 \times 15 \text{ mm}^3$

Figura 2.7 – Curvas Experimentais e Diagramas Tri-Lineares para os Protótipos Ensaçados.

Tabela 2 – Resultados Experimentais e Parâmetros Teóricos.

Parâmetros	Protótipo 1	Protótipo 2	Protótipo 3	Protótipo 4
$a \times b \times h_n \text{ (mm}^3\text{)}$	150x300x10	150x300x10	250x300x10	200x300x15
Fator de forma B	5	5	6,81	4
$F_{e, \text{calc}} \text{ (kN)}$	16,6	32,1	111,3	91,7
$F_{e, \text{exp}} \text{ (kN)}$	17,5	40,0	100,0	80,0
$F_{y, \text{calc}} \text{ (kN)}$	21,7	45,0	143,9	117,2
$F_{y, \text{exp}} \text{ (kN)}$	22,5	50,0	140,0	110,0
$F_{p, \text{calc}} \text{ (kN)}$	29,9	56,0	157,5	149,0
$F_{p, \text{exp}} \text{ (kN)}$	34,0	60,0	170,0	150,0
$\lambda_{\text{tlig, calc}} \text{ (mm/kN)}$	$29,3 \times 10^{-3}$	$15,5 \times 10^{-3}$	$9,17 \times 10^{-3}$	$9,49 \times 10^{-3}$
$\lambda_{\text{tlig, exp}} \text{ (mm/kN)}$	$22,0 \times 10^{-3}$	$14,0 \times 10^{-3}$	$3,7 \times 10^{-3}$	$7,5 \times 10^{-3}$
$a_e \text{ (mm)}$	0,50	0,61	0,97	0,87
$a_y \text{ (mm)}$	2,71	2,66	2,38	2,68
$a_p \text{ (mm)}$	5,45	4,50	3,00	4,96

3. Deformabilidade ao momento fletor da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbadores

3.1. Preliminares

Os galpões de concreto pré-moldado, com sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas (Figura 3.1), têm sido amplamente aplicados em todo o Brasil, apresentando muito boa funcionalidade e competitividade econômica. Normalmente são destinados a indústrias, depósitos comerciais, almoxarifados, oficinas, construções rurais, etc.

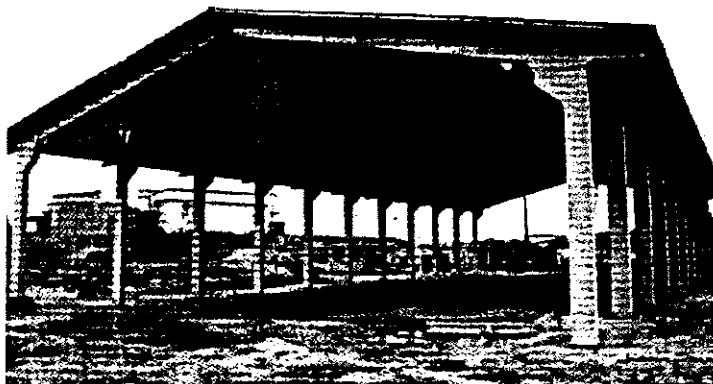


Figura 3.1 - Sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas.

Dada a grande responsabilidade que se passa a assumir em estruturas que podem atingir até 30 m de vão, há necessidade de uma definição mais clara do desempenho destas estruturas. Porém, em muitos casos, o comportamento das estruturas de concreto pré-moldado não pode ser inteiramente determinado devido à falta de conhecimento do comportamento de suas ligações.

É dentro deste contexto que se insere uma pesquisa que está sendo desenvolvida no departamento de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Esta pesquisa consiste no estudo teórico e experimental de uma ligação muito utilizada nos galpões de concreto pré-moldado: a ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador (Figura 3.2).

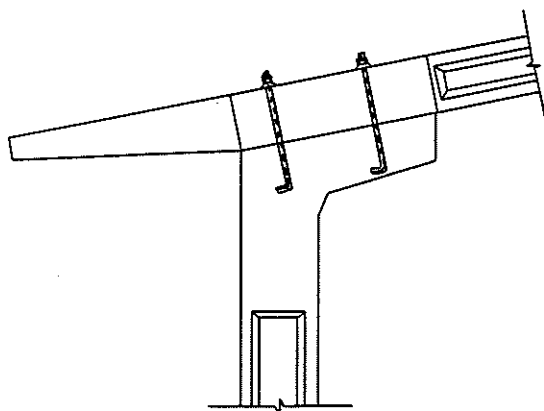


Figura 3.2 - Ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador.

3.2. Procedimento analítico para a determinação da deformabilidade ao momento fletor da ligação

Apresenta-se a seguir um modelo para a determinação da relação momento fletor-rotação da ligação viga-pilar mostrada na Figura 3.2. Este modelo é uma primeira proposta que deve ser aperfeiçoada com base em resultados experimentais a serem obtidos com o desenvolvimento da pesquisa.

O modelo analítico proposto é baseado no apresentado em FERREIRA (1993). Nesse modelo, dois mecanismos básicos de deformação são considerados: o alongamento do chumbador por tração e a deformação por flexão do consolo. O diagrama momento fletor-rotação proposto é um diagrama tri-linear conforme apresentado na Figura 3.3.

No diagrama da Figura 3.3 o ponto A é obtido através cálculo do momento de fissuração do modelo (M_r) e da inclinação da reta OA que é dada pela rigidez da ligação quando o modelo ainda não sofreu fissuração. Considera-se que o momento de fissuração do modelo (M_r) é igual ao momento de fissuração do consolo.

O ponto B, por sua vez, é determinado através do cálculo do momento fletor no qual o chumbador atinge o escoamento (M_u) e da inclinação da reta AB que é dada pela rigidez da ligação determinada após a fissuração do modelo.

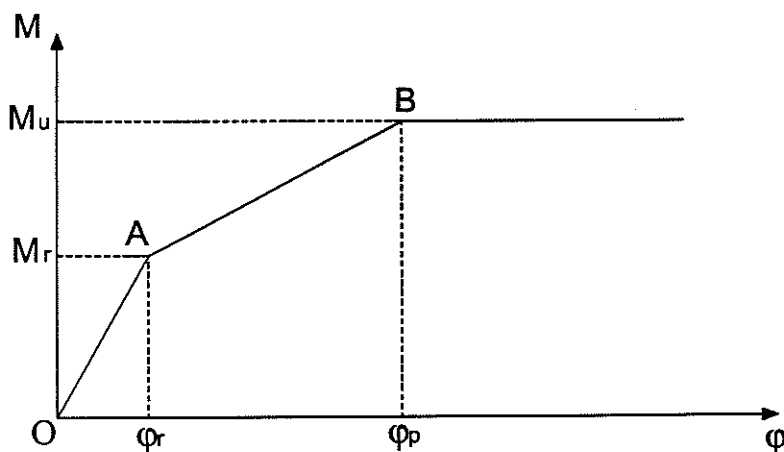


Figura 3.3 – Modelo proposto para a relação momento fletor-rotação da ligação em estudo.

A Figura 3.4 ilustra o esquema de equilíbrio de forças adotado e os mecanismos de deformação considerados. Para facilitar representou-se a ligação sem a sua inclinação, ou seja, com o consolo e a viga horizontais.

Considerou-se que :
$$\varphi = \frac{\Delta h}{\ell_e} \quad (3.1)$$

$$\Delta h = \delta + \Delta h_s \quad (3.2)$$

Onde: δ é o deslocamento vertical devido à flexão do consolo e Δh_s é o alongamento do chumbador.

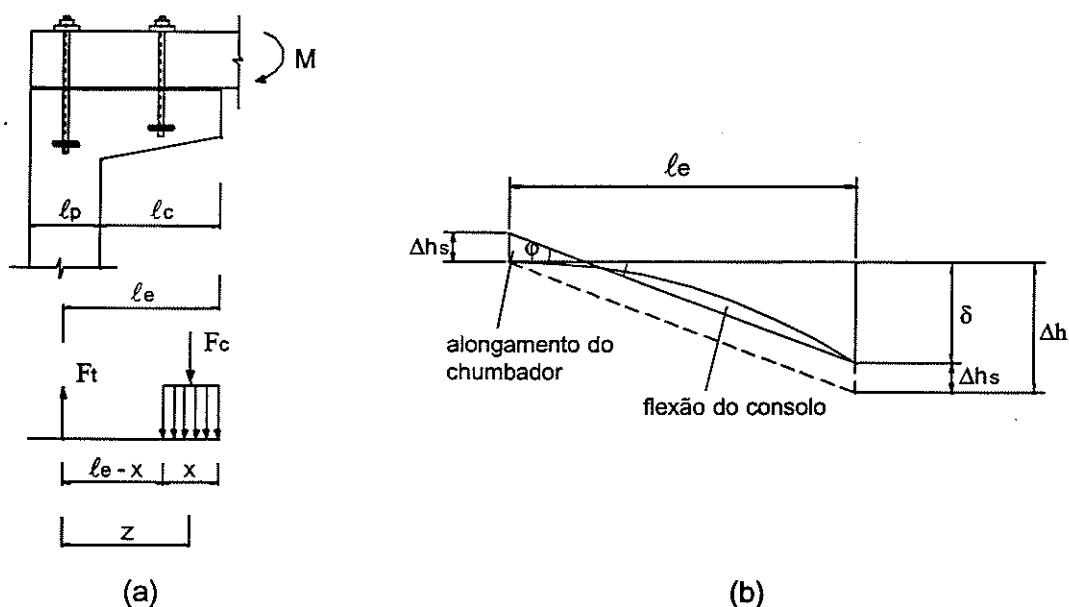


Figura 3.4 – Equilíbrio de forças e mecanismos considerados.

O alongamento do chumbador (Δh_s) é obtido calculando-se o alongamento de uma barra de comprimento ℓ_s inserida no concreto, conforme a expressão 3.3.

$$\Delta h_s = \frac{\ell_s \cdot F_t}{A_s \cdot E_s} \quad (3.3)$$

onde: $\ell_s = \ell_0 + 0,7 \cdot \ell_{emb}$ - antes da fissuração (baseado em SOARES (1998));
 $\ell_s = \ell_0 + 0,9 \cdot \ell_{emb}$ - depois da fissuração (baseado em SOARES (1998));
 ℓ_0 - comprimento livre do chumbador;
 ℓ_{emb} - comprimento de embutimento do chumbador;
 F_t - resultante de tração no chumbador;
 A_s - área da seção transversal do chumbador;
 E_s - módulo de elasticidade longitudinal do chumbador.

O deslocamento δ pode ser calculado, com base no esquema estático apresentado na Figura 3.5, através da expressão 3.4.

$$\delta = \frac{q}{24 \cdot E_c \cdot I_s} \cdot (3 \cdot \ell_e^4 - 4 \cdot (\ell_e - x)^3 \cdot \ell_e + (\ell_e - x)^4) \quad (3.4)$$

onde: ℓ_e - distância do chumbador à extremidade livre do consolo;
 E_c - módulo de elasticidade do concreto;
 q - carregamento vertical distribuído no consolo;
 I_s - antes da fissuração: momento de inércia da seção homogeneizada do consolo no estágio I;
 I_s - depois da fissuração: momento de inércia da seção homogeneizada do consolo no estágio II;
 x - comprimento da região de compressão no consolo.

Sabendo que o consolo tem altura variável, para o cálculo do momento de inércia da seção homogeneizada, tanto no estágio I como no estágio II, considerou-se uma altura média (h_n) (determinada através da média ponderada). Esta simplificação corresponde aproximadamente ao cálculo, considerando a altura variável, mediante a integração da equação diferencial da viga.

No presente trabalho adotou-se $x = 0,2 \cdot \ell_e$ e $x = 0,1 \cdot \ell_e$, para o cálculo do deslocamento δ antes e depois da fissuração, respectivamente, tendo como base os valores recomendados para os braços de alavancas de seções de concreto armado nos estádios II e III.

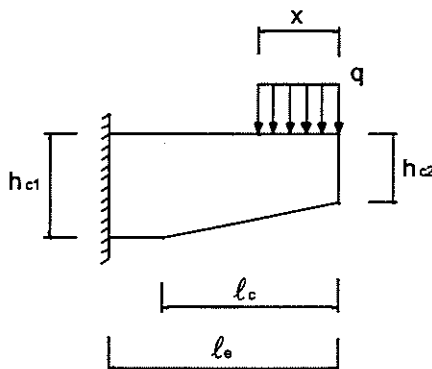


Figura 3.5 – Esquema estático para o cálculo de δ

Através das Figuras 3.4 e 3.5 determinam-se as expressões 3.6 e 3.7.

$$F_t = \frac{M}{(\ell_e - 0,5 \cdot x)} \quad (3.6)$$

$$q = \frac{M}{(\ell_e - 0,5 \cdot x) \cdot x} \quad (3.7)$$

Substituindo-se as expressões 3.6 e 3.7 nas respectivas 3.3 e 3.4 e somando-se estas últimas, obtém-se o deslocamento total (Δh). Substituindo-se Δh na expressão 3.1 e

considerando que $k_\phi = \frac{1}{\lambda_\phi} = \frac{M}{\phi}$, determina-se a deformabilidade da ligação para momentos fletores (M) inferiores ao momento de fissuração (M_r) que é dada pela expressão 3.8.

$$\lambda_\phi = \frac{\ell_s}{A_s \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x) \cdot \ell_e} + \frac{(3 \cdot \ell_e^4 - 4 \cdot (\ell_e - x)^3 \cdot \ell_e + (\ell_e - x)^4)}{24 \cdot E_c \cdot I_s \cdot x \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x) \cdot \ell_e} \quad (3.8)$$

3.3. Comparação com resultados experimentais

Nas Figuras 3.6 e 3.7 são apresentados uma ilustração do modelo ensaiado e o esquema do ensaio realizado por SOARES (1998), respectivamente.

Na Figura 3.1 apresentam-se as curvas analítica e experimental. Com base no gráfico da Figura 3.1 observa-se que antes da fissuração o modelo analítico representa o comportamento da ligação de maneira adequada. A pequena diferença existente entre as inclinações é provavelmente devida às simplificações do procedimento analítico.

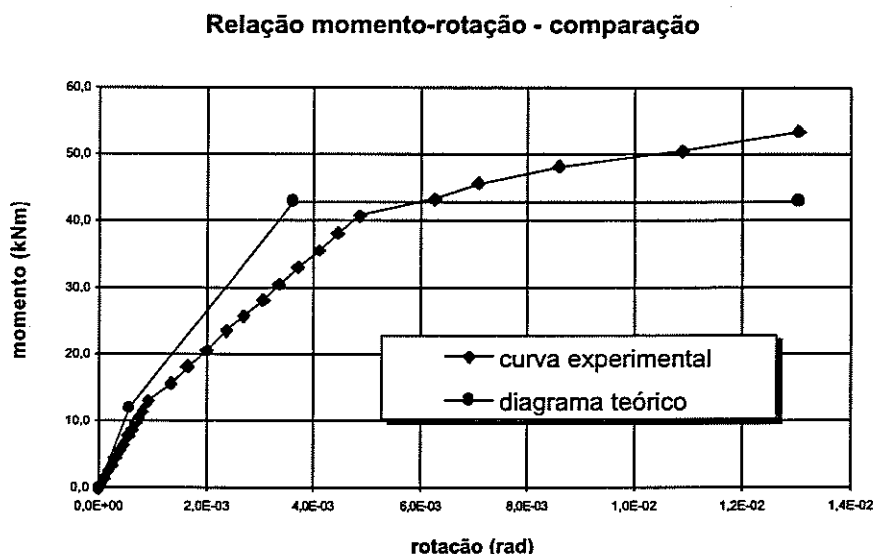


Figura 3.1 – Comparação entre os resultados analíticos e experimentais.

Depois de atingido o momento de fissuração do modelo, percebe-se uma maior diferença entre as inclinações das retas teórica e experimental.

Deve ser mencionado também, que apesar das dimensões do modelo não o caracterizarem como consolo curto, as deformações devidas ao cisalhamento podem não ter sido desprezíveis. Estas deformações deverão ser avaliadas posteriormente e incluídas no modelo analítico. Outra questão é qual o tamanho da região de compressão no consolo (x) e qual o comprimento do chumbador (ℓ_s) devem ser considerados nos cálculos analíticos. Deve ser considerado também que apenas um resultado experimental não é suficiente para validar o modelo analítico. Possíveis giros de corpos rígidos podem ter ocorrido durante a execução do ensaio, prejudicando a confiabilidade de seus resultados.

Finalmente, ressalta-se que outros ensaios devem ser realizados a fim de permitir uma avaliação mais precisa dos fatores acima abordados e de demais parâmetros que influenciam o comportamento da ligação em análise.

4. Conclusões

Com base nas comparações entre os procedimentos teóricos e os resultados experimentais aplicados ao comportamento da ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador, apresentadas no item 2, as principais conclusões são:

1. O procedimento para a determinação das resistências da ligação, proposto por ENGSTRÖM (1992), forneceu uma boa estimativa para os valores experimentais;
2. O modelo analítico utilizado para determinar a deformabilidade da ligação, proposto em FERREIRA (1999), forneceu bons valores para os casos de ligações cujas almofadas de elastômero possuíam um fator de forma $B < 5$;

3. O uso do diagrama tri-linear simplificado apresentou-se como uma alternativa viável para representar o comportamento da ligação, possuindo assim um potencial de utilização a ser explorado para o projeto de ligações típicas;
4. A deformabilidade ao cisalhamento da ligação é inversamente proporcional ao fator de forma da almofada, definido por B . A geometria da almofada tem uma influência direta no comportamento global da ligação. Aumentando a área do apoio, aumenta-se o atrito na interface da ligação. Também, aumentando o fator de forma B e aumentando a área, haverá um aumento na restrição ao giro da ligação, o que poderá acarretar no aparecimento de tensões de tração significantes na barra do chumbador. Por esta razão, é interessante fazer a ancoragem por meio de parafusos na extremidade do chumbador.
5. A espessura da almofada ainda influencia no mecanismo de deformação por cisalhamento do chumbador. Aumentando a espessura, a deformabilidade aumenta. Também, aumentando a espessura, tem-se um acréscimo da excentricidade entre as forças horizontais aplicadas na barra do chumbador na região da interface da ligação, aumentando assim a flexão local no chumbador;
6. Com base nos efeitos observados da almofada de elastômero sobre o comportamento da ligação, recomenda-se para a ligação estudada o uso de almofadas com fator de forma $B < 5$, para a relação entre a largura e a espessura da almofada dada por $a / h_n < 20$. Recomenda-se também que se utilize a relação entre o diâmetro do chumbador e a espessura da almofada da ordem de $\phi_b / h_n > 1$.

Com base nas curvas teórica e experimental da relação momento fletor-rotação da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbadores, apresentadas no item 3, as principais conclusões são:

1. De uma maneira geral o modelo proposto para o cálculo da deformabilidade ao momento fletor da ligação apresentou valores razoáveis em comparação com os resultados experimentais.
2. Ensaios experimentais deverão ser realizados a fim de possibilitar uma calibração dos parâmetros que influenciam o equacionamento proposto assim como um ajuste do próprio modelo analítico.

As comparações dos valores obtidos através dos procedimentos analíticos com os resultados experimentais, para as duas ligações estudadas, indicou que os procedimentos propostos determinaram razoavelmente a deformabilidade dessas ligações, podendo, no mínimo, servir como uma primeira avaliação.

5. Agradecimentos

- Ao CNPq e à FAPESP, pelas bolsas de estudo concedidas aos pesquisadores.
- À FAPESP, pelos recursos fornecidos ao Projeto Temático desenvolvido no SET-EESC-USP, os quais possibilitaram a realização dos ensaios das ligações.

6. Referências

BRUN, P., PICARD, A., (1976). *Étude d'un Assemblage Imparfaitement Rigide et des Effets de son Utilisation dans un Multi-Étage*. Rapport gct76-03. Quebec, Université Laval, Département de Génie Civil. 236 p.

DEI POLI, S., DI PRISCO, M., GAMBAROVA, P.G., (1992). **Shear Response, Deformations and Subgrade Stiffness of Dowel Bar Embedded in Concrete.** ACI Structural Journal, V.89, No.6, pp 62-74.

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

FAFARD, M., PICARD, A., BEAULIEU, D., (1990). **Analyse des Structures Avec Joints à Rigidité Partielle: Une Approche Unifiée.** Canadian Journal of Civil Engineering, V.17, pp. 730-738.

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

FERREIRA, M. A., (1999). **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.** São Carlos, 231 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LIN, C., (1993). **Friction Connection of Precast Concrete Construction.** G.B. HASSELWANDER (Ed.). "Anchorage to Concrete". SP-103 (pp.27-46). Detroit: American Concrete Institute.

LINDBERG, R. (1992). **Semi-rigid Behaviour of a RC Portal Frame.** COST 1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg

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

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