



ISSN 1809-5860

Cadernos de **ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Engenharia de Estruturas



São Carlos, v.9 n. 36 2007

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

Reitora:
Profa. Dra. SUELY VILELA

Vice-Reitor:
Prof. Dr. FRANCO M. LAJOLO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Diretor:
Profa. Dra. MARIA DO CARMO CALIJURI

Vice-Diretor:
Prof. Dr. EDUARDO MORGADO BELO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Chefe do Departamento:
Prof. Dr. SERGIO PERSIVAL BARONCINI PROENÇA

Suplente do Chefe do Departamento:
Prof. Dr. MOUNIR KHALIL EL DEBS

Coordenador de Pós-Graduação:
Prof. Dr. MARCIO ANTONIO RAMALHO

Editor Responsável:
Prof. Dr. MÁRCIO ROBERTO SILVA CORRÊA

Coordenadora de Publicações e Material Bibliográfico:
MARIA NADIR MINATEL
e-mail: minatel@sc.usp.br

Editoração e Diagramação:
FRANCISCO CARLOS GUETE DE BRITO
MARIA NADIR MINATEL
MASAKI KAWABATA NETO
MELINA BENATTI OSTINI
RODRIGO RIBEIRO PACCOLA
TATIANE MALVESTIO SILVA



Cadernos de ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Engenharia de Estruturas



Departamento de Engenharia de Estruturas
Escola de Engenharia de São Carlos – USP
Av. Trabalhador São-carlense, 400 – Centro
CEP: 13566-590 – São Carlos – SP
Fone: (16) 3373-9481 Fax: (16) 3373-9482
site: <http://www.set.eesc.usp.br>

SUMÁRIO

Estudo de uma ligação viga-pilar utilizada em galpões de concreto pré-moldado <i>Anamaria Malachini Miotto & Mounir Khalil El Debs</i>	1
Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado <i>Gustavo Souza Pereira & Marcio Antonio Ramalho</i>	19
Contribuição para a definição de critérios para o dimensionamento da ligação entre peças estruturais de madeira por chapas metálicas com dentes estampados <i>Johnny Soares de Carvalho & Francisco Antonio Rocco Lahr</i>	49
Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço: estudo experimental <i>Silvana De Nardin & Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs</i>	65
Comportamento de ligações mistas viga-pilar <i>Luciana Maria Bonvino Figueiredo & Roberto Martins Gonçalves</i>	95
Dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço <i>Paulo Sérgio dos Santos Bastos & Libânio Miranda Pinheiro</i>	117

ESTUDO DE UMA LIGAÇÃO VIGA-PILAR UTILIZADA EM GALPÕES DE CONCRETO PRÉ- MOLDADO

Anamaria Malachini Miotto¹ & Mounir Khalil El Debs²

Resumo

Em geral, as ligações entre elementos pré-moldados de concreto se comportam de maneira intermediária àquela usualmente considerada na análise estrutural, onde são idealizadas de modo a permitir ou impedir completamente os deslocamentos e rotações relativos entre os elementos. A esta característica é associada a denominação de ligações semi-rígidas ou ligações deformáveis. Neste trabalho é apresentado um estudo da deformabilidade à flexão da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, muito empregada em galpões de concreto pré-moldado. Esse estudo foi desenvolvido através de ensaios físicos, realizados em 3 protótipos da ligação, e modelagem analítica. Nos ensaios físicos foram observadas a variação do comprimento do consolo e a presença ou não de aparelho de apoio entre o consolo e a viga. O modelo analítico proposto é baseado no 'Método dos Componentes' que prevê o comportamento da ligação através da associação dos seus vários mecanismos de deformação. Os valores teóricos foram comparados com os resultados experimentais. Essas comparações mostram que o modelo analítico, devidamente calibrado, representa adequadamente o comportamento da ligação. Com o intuito de avaliar a influência da deformabilidade da ligação em estudo no comportamento da estrutura dos galpões, foram também realizadas simulações numéricas. Com base nessas simulações, a ligação em questão apresentou um comportamento próximo ao de uma ligação rígida, o que é bastante satisfatório.

Palavras-chave: concreto pré-moldado; ligações, pórticos planos; galpões; deformabilidade.

1 INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento estrutural possui uma grande importância para o desenvolvimento dos sistemas construtivos de concreto pré-moldado. A presença das ligações é que diferencia basicamente uma estrutura de concreto pré-moldado de

¹ Doutora em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, anamaria@uol.com.br

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

uma estrutura convencional. Desta forma, o desempenho de um sistema estrutural 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, estas ligações apresentam uma certa deformação quando solicitadas. Como conseqüência, a distribuição dos esforços solicitantes na estrutura pode se afastar, em maior ou menor grau, da obtida sem considerar este efeito. As ligações que apresentam este comportamento recebem na literatura técnica a denominação de ligações semi-rígidas.

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.

Neste trabalho é apresentado um estudo da deformabilidade à flexão da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador (Figura 1). Esta ligação é muito empregada em galpões de concreto pré-moldado (Figura 2). Este sistema construtivo tem sido amplamente aplicado em todo o Brasil, apresentando muito boa funcionalidade e competitividade econômica.

O estudo foi desenvolvido através de ensaios físicos, realizados em 3 protótipos da ligação, e modelagem analítica. Nos ensaios físicos foram observadas a variação do comprimento do consolo e a presença ou não de aparelho de apoio entre o consolo e a viga. O modelo analítico proposto é baseado no 'Método dos Mecanismos Básicos de Deformação' que prevê o comportamento da ligação através da associação dos seus vários mecanismos de deformação. Foram também realizadas simulações numéricas com o intuito de avaliar a influência da deformabilidade da ligação em estudo no comportamento da estrutura dos galpões.

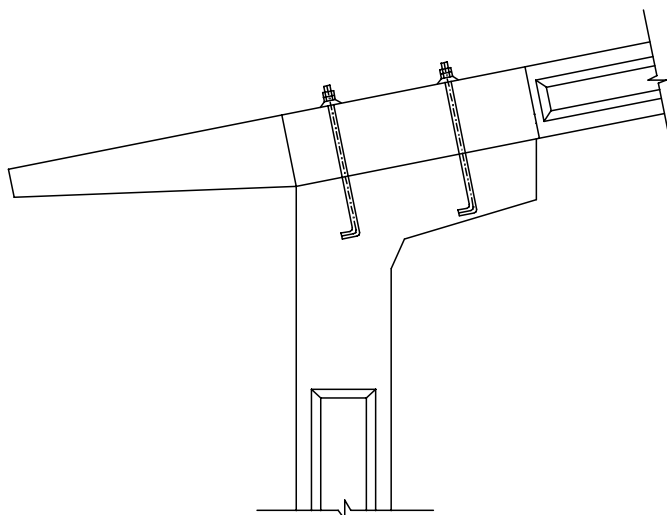


Figura 1 - Ligação viga-pilar estudada.



Figura 2 – Exemplo de um galpão de concreto pré-moldado.

2 ESTUDO EXPERIMENTAL

2.1 Programa experimental

Foram ensaiados três protótipos da ligação viga-pilar apresentada na Figura 1. Na Tabela 1 está resumido o programa experimental. Como pode ser observado nesta Tabela, no modelo 1.3 foi utilizada uma almofada de apoio com 10mm de espessura entre a viga e o consolo. Esta almofada é constituída por uma argamassa com fibras. Este material vem sendo estudado na EESC-USP, conforme apresenta BARBOZA et al. (2000). Na Tabela 2 encontram-se reunidos os principais dados relativos aos ensaios realizados nos modelos da ligação em estudo.

Tabela 1 - Resumo do programa experimental.

Modelo	Características dos modelos	Variáveis			
		l_c (cm)	h_c (cm)	ϕ (mm)	almofada de apoio
1.1	<p>(dimensões em cm)</p>	50	20	19	sem
1.2		25	25	25	sem
1.3		25	25	25	com e=10mm

* O modelo 1.1 foi ensaiado no Mestrado de SOARES (1998).

** Os modelos 1.2 e 1.3 foram ensaiados no Doutorado de MIOTTO (2002).

*** l_c - comprimento do consolo.

h_c - altura da extremidade do consolo.

ϕ - diâmetro do chumbador.

As características do modelo 1.1 são usualmente adotadas na prática. Com o intuito de avaliar o comportamento da ligação com consolos curtos, escolheu-se o valor de 25cm como sendo um valor limite mínimo para o comprimento dos consolos dos modelos 1.2 e 1.3. Porém, com este valor de l_c a resistência da ligação reduz muito em comparação com a do modelo 1.1, com l_c de 50cm. Desta forma, definiu-se a segunda variável: o diâmetro dos chumbadores igual a 25mm. Em princípio, este diâmetro além de garantir uma resistência desejável confere uma rigidez adequada à ligação.

Tabela 2 - Dados relativos aos ensaios dos modelos da ligação em estudo.

Dados relativos aos ensaios			
Dado	modelo 1.1	modelo 1.2	modelo 1.3
Resistência média à compressão do concreto	35,8 MPa	65,4 MPa	65,5 MPa
Resistência média à tração do concreto	2,2 MPa	4,0 MPa	4,8 MPa
Módulo de elasticidade longitudinal do concreto	18,9 GPa	37,1 GPa	37,6 GPa
Módulo de elasticidade da almofada de argamassa com fibras	-	-	480 MPa

O aço dos chumbadores foi o SAE 1020 ($f_y \cong 250$ MPa). O aço utilizado na confecção da armadura foi do tipo CA 50. Para ancorar os chumbadores no concreto utilizou-se uma ancoragem mecânica que consistiu em uma chapa de aço, de 16mm de espessura, soldada na barra a aproximadamente 3,0 cm da extremidade.

2.2 Esquema de ensaio

O modelo 1.1 foi ensaiado na posição normal e submetido apenas a momentos fletores negativos, enquanto que os modelos 1.2 e 1.3 foram ensaiados na posição

invertida para facilitar a aplicação do carregamento reverso, conforme apresentado na Figura 3. Com isto os modelos 1.2 e 1.3 foram submetidos a momentos fletores positivos e negativos. O esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 é o apresentado na Figura 3 e ilustrado na Figura 4.

Na Figura 5 ilustra-se o esquema do ensaio no modelo 1.1. Cabe mencionar que momento negativo aqui se refere ao momento que traciona a parte superior da viga na região da ligação viga-pilar dos pórticos pré-moldados (que corresponde ao momento que causa tração na face inferior da viga no esquema da Figura 3).

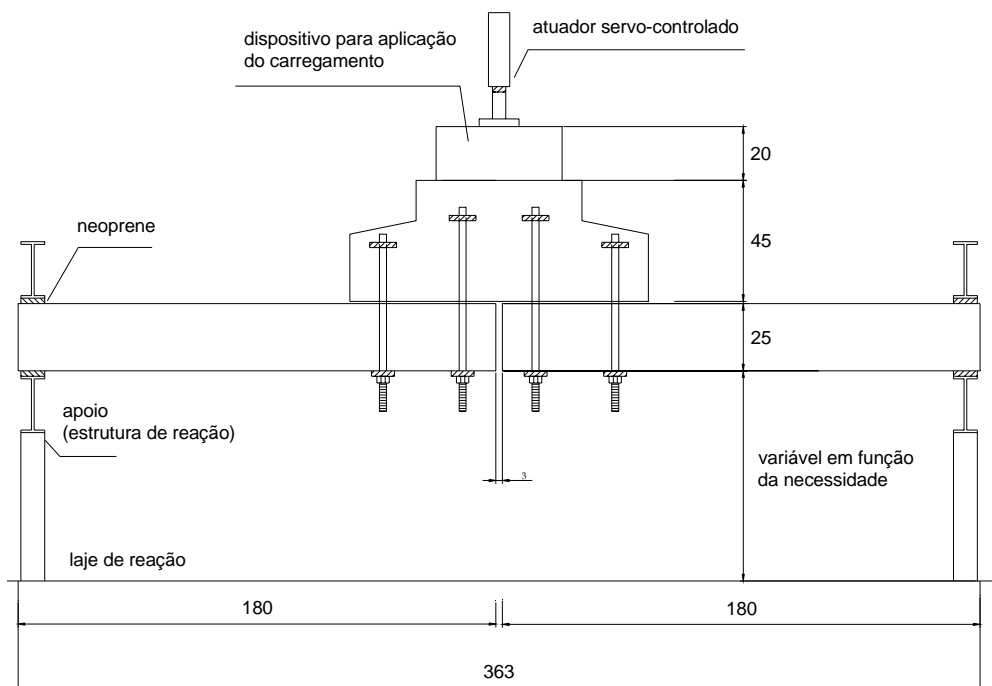


Figura 3 - Esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 (dimensões em cm).

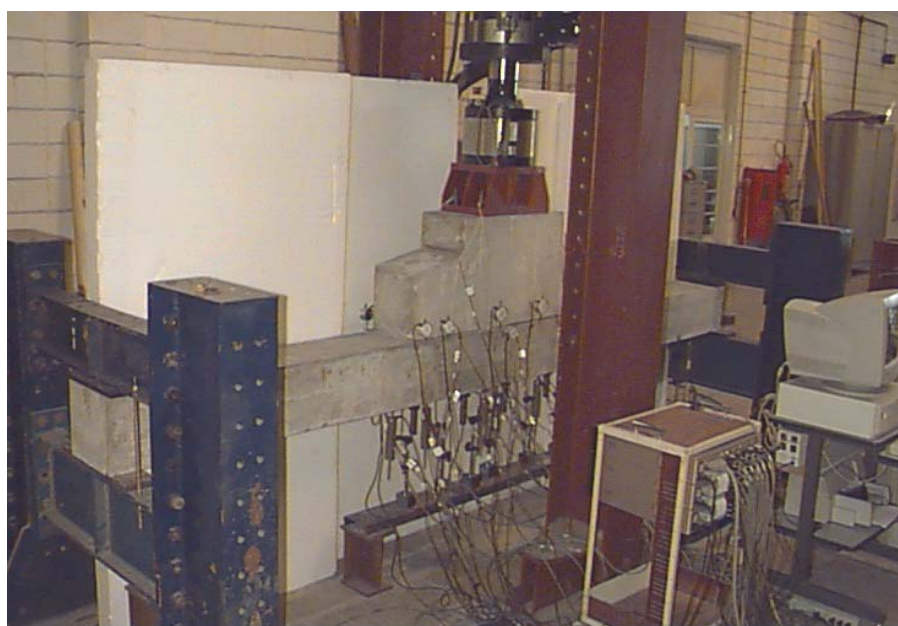


Figura 4 - Esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 - ilustração.

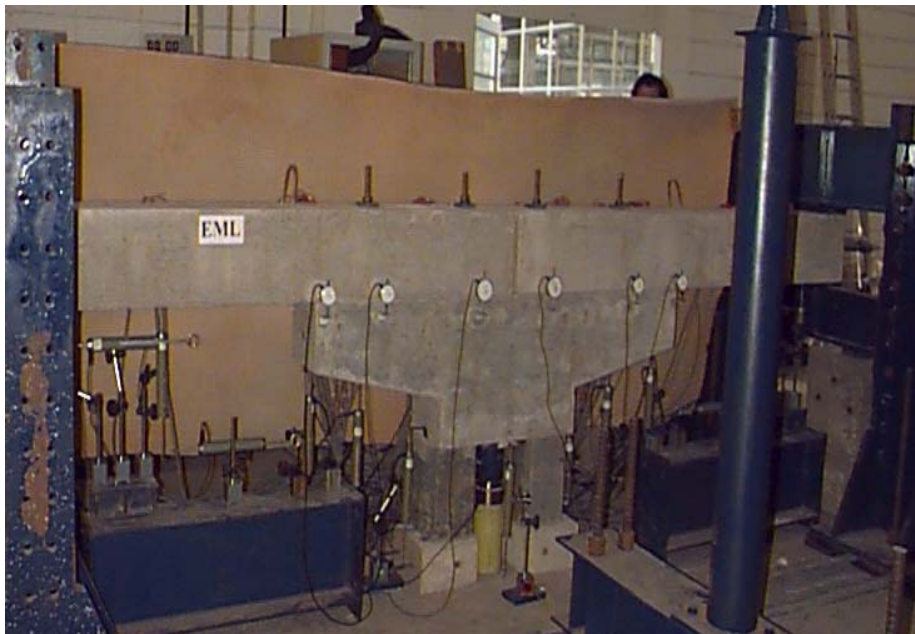


Figura 5 - Esquema de ensaio do modelo 1.1.

2.3 Instrumentação

A instrumentação dos modelos 1.2 e 1.3 foi feita de acordo com a Figura 6. O modelo 1.1 foi instrumentado de maneira semelhante. Os transdutores foram colocados para possibilitar a avaliação completa dos deslocamentos dos modelos. Os relógios comparadores têm a finalidade de medir os deslocamentos relativos entre o consolo e a viga.

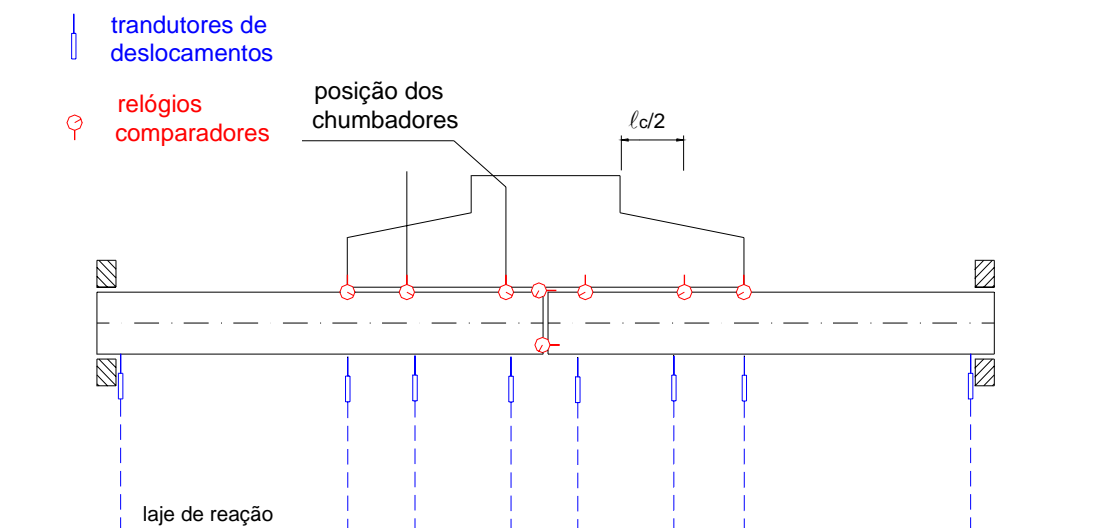


Figura 6 - Instrumentação externa dos modelos 1.2 e 1.3.

2.4 Deformação dos modelos

A Figura 7 mostra a deformação da viga em relação ao consolo do modelo 1.1. Na Figura 8 ilustra-se o afastamento da viga em relação ao consolo do modelo 1.3, para a situação de momentos fletores negativos. O modelo 1.2 apresentou a mesma forma de deformação que o modelo 1.3.

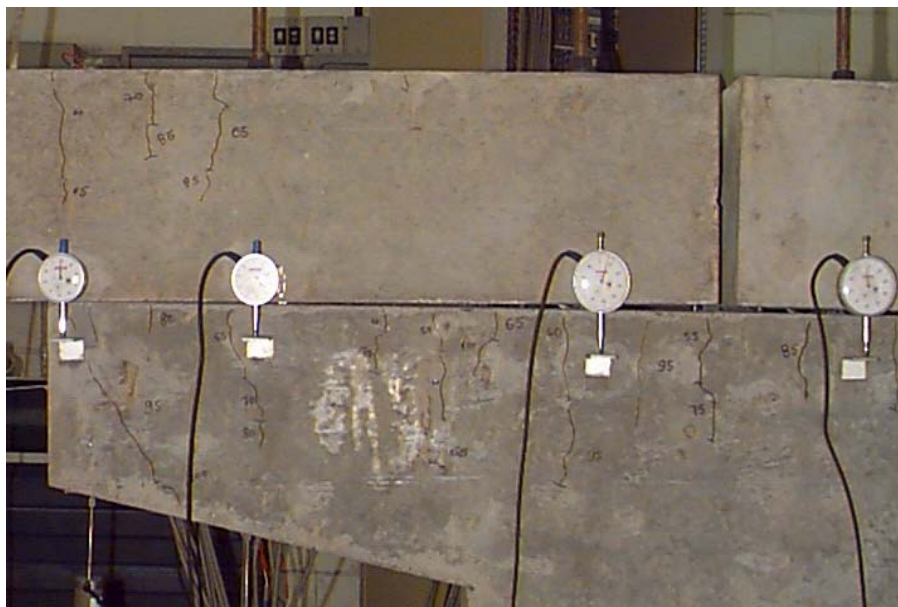


Figura 7 - Observação da junta viga-consolo - modelo 1.1.

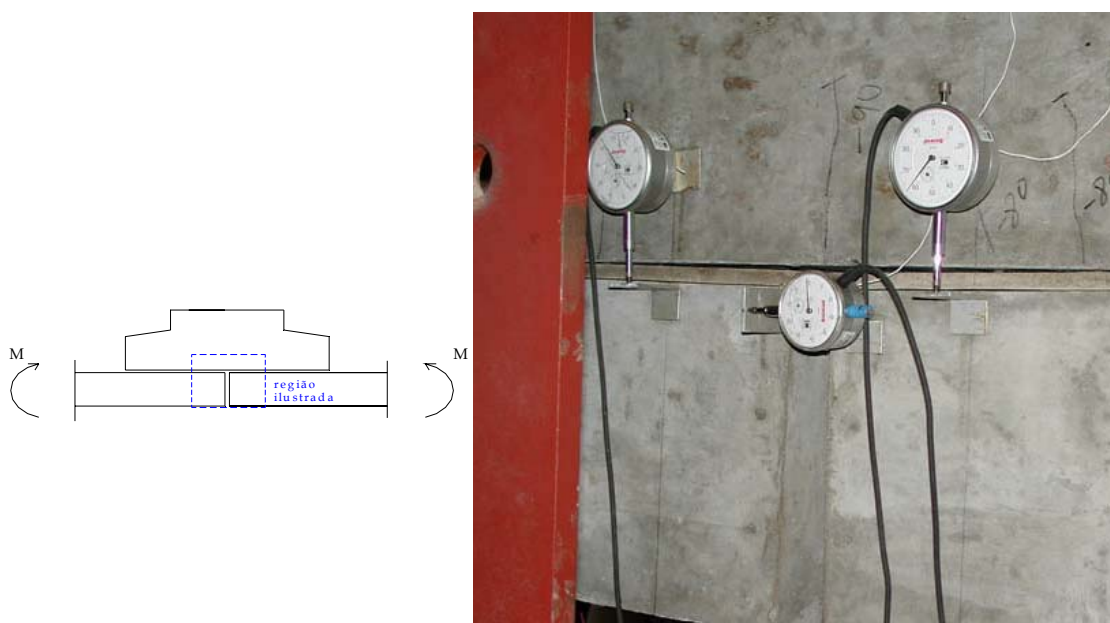
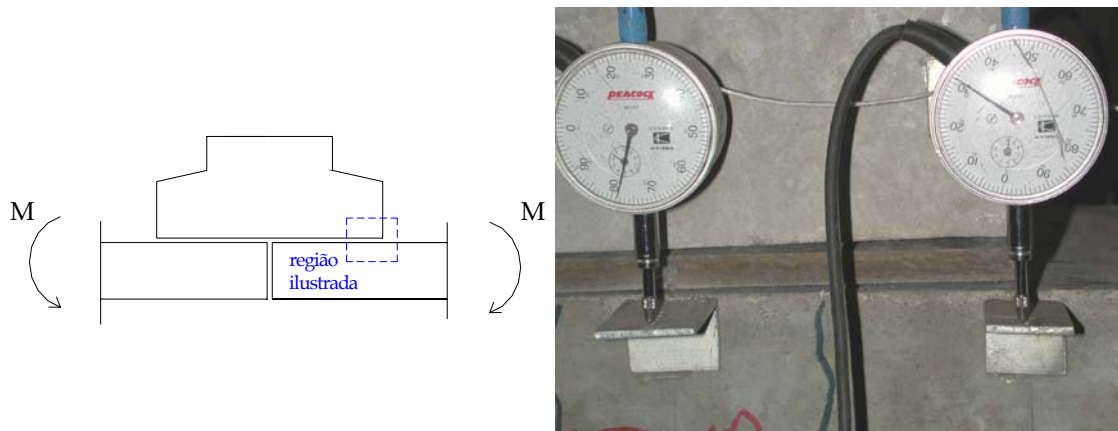


Figura 8 - Deformação do modelo 1.3 – momentos fletores negativos.

Na Figura 9 ilustra-se o afastamento da viga em relação ao consolo, quando a ligação é submetida a momentos fletores positivos. Cabe mencionar que o modelo 1.2 sofreu

deformações semelhantes as do modelo 1.3, e por isso, as fotos que ilustram a deformação dos modelos são de apenas um deles



(a) vista frontal



(b) vista superior;

Figura 9 - Deformação do modelo 1.3 – momentos fletores positivos.

3 PROCEDIMENTO ANALÍTICO PARA A DETERMINAÇÃO DA DEFORMABILIDADE AO MOMENTO FLETOR DA LIGAÇÃO

O modelo analítico utilizado para a avaliação da deformabilidade das ligações ensaiadas experimentalmente 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 da junta viga/consolo na região da compressão da ligação. Este modelo está detalhadamente apresentado em MIOTTO (2002), segundo o qual o diagrama momento fletor-rotação analítico é um diagrama tri-linear conforme apresentado na Figura 10.

O modelo proposto para o protótipo 1.3 é praticamente igual ao proposto para os protótipos 1.1 e 1.2. A diferença é que para o modelo 1.3 os mecanismos básicos de

deformação considerados são o alongamento do chumbador por tração e a deformação da almofada de apoio na região da compressão da ligação.

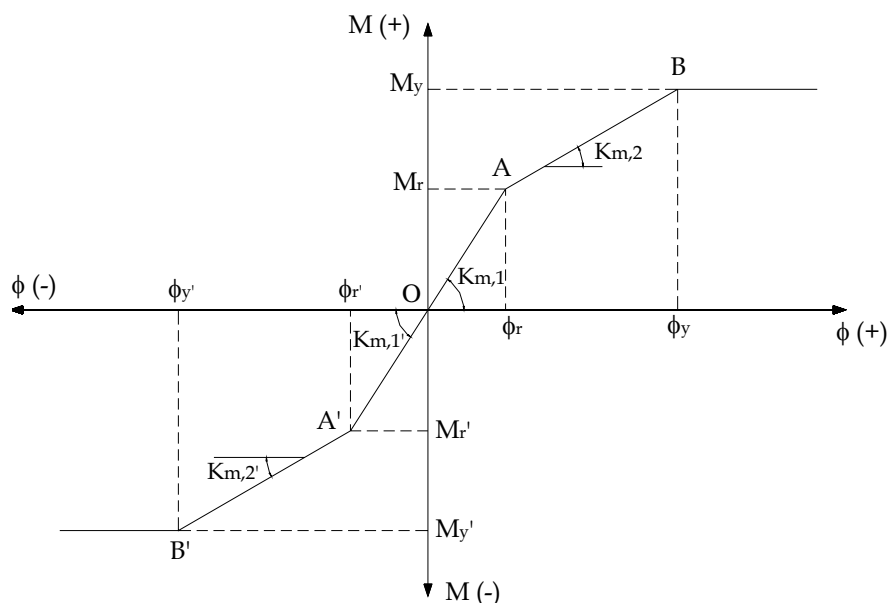


Figura 10 – Modelo proposto para a relação momento-rotação da ligação em estudo (MIOTTO (2002)).

- onde: M_r/M_r' - menor valor entre o momento de fissuração da viga e do consolo, dado pela expressão 1 [NBR6118 (2003)];
 M_y/M_y' - momento de plastificação da ligação;
 $K_{m,1}/K_{m,1}'$ - rigidez à flexão da ligação antes da fissuração;
 $K_{m,2}/K_{m,2}'$ - rigidez à flexão da ligação depois da fissuração.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_1}{h - x_1} \quad (1)$$

sendo:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$$

onde: $\alpha = 1,5$

- $f_{ct,sp}$ - resistência do concreto à tração indireta;
 I_1 - momento de inércia da seção da viga/consolo no estágio I;
 x_1 - posição da linha neutra da seção da viga/consolo no estágio I;
 h - altura da viga/consolo.

O momento de plastificação da ligação é dado pela expressão 2.

$$M_y = f_{yb} \cdot A_{sb} \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \quad (2)$$

onde:

- f_{yb} - resistência ao escoamento do chumbador;
 A_{sb} - área da seção transversal do chumbador;
 $x_c = 0,1 \cdot \ell_e$ - comprimento da região de compressão do consolo, após a fissuração;
 ℓ_e - distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo;

Os valores de K_m para a fase anterior e posterior à fissuração são dados pela expressão 3. Na qual o primeiro termo corresponde ao mecanismo de alongamento do chumbador e o segundo termo se refere à compressão da junta viga-consolo.

$$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{\ell_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot \ell_e} + \frac{D_{njs}}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e} \quad (3)$$

onde:

- ℓ_s - comprimento de contribuição do chumbador;
- $\ell_s = \ell_0 + 0,7 \cdot \ell_{emb}$ - antes da fissuração [baseado em SOARES (1998)];
- $\ell_s = \ell_0 + \ell_{emb}$ - depois da fissuração [baseado em SOARES (1998)];
- ℓ_0 - comprimento livre do chumbador;
- ℓ_{emb} - comprimento de embutimento do chumbador;
- E_s - módulo de elasticidade longitudinal do chumbador;
- D_{njs} - deformabilidade à compressão da junta viga-consolo, conforme MIOTTO (2002);
- b - largura do consolo.

Para poder representar o protótipo 1.3, o segundo termo da expressão 3 deve ser substituído pela expressão 4. Com isto, tem-se a expressão 5 para o cálculo da deformabilidade da ligação com almofada de apoio.

$$D_{ma} = \frac{h_a}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e \cdot E_a} \quad (4)$$

$$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{\ell_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot \ell_e} + \frac{h_a}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e \cdot E_a} \quad (5)$$

- Onde:
- h_a - altura da almofada de apoio;
 - E_a - módulo de elasticidade da argamassa da almofada, conforme MIOTTO (2002);

4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS TEÓRICOS COM OS EXPERIMENTAIS

Nas Figuras 11, 12 e 13 apresentam-se as curvas momento fletor-rotação analíticas e experimentais dos modelos 1.1, 1.2 e 1.3, respectivamente. Com base nessas Figuras nota-se que o modelo analítico representa adequadamente o comportamento da ligação.

Segundo a Figura 12a, as curvas teórica e experimental são praticamente coincidentes, para o protótipo 1.2 com carregamento no sentido de momento negativo. De acordo com a Figura 13a, para o protótipo 1.3, a partir do momento fletor em torno de -20kN.m o modelo teórico passa a ser um pouco mais rígido. Isso se deve principalmente à presença da almofada de apoio. O valor utilizado como seu módulo de elasticidade foi determinado através de ensaios de compressão em placas de 15x15x1cm³, que não traduzem a situação real. Além disso, esse valor varia em função do carregamento, e como no presente trabalho foi adotado um valor médio, esse pode ter sido superestimado.

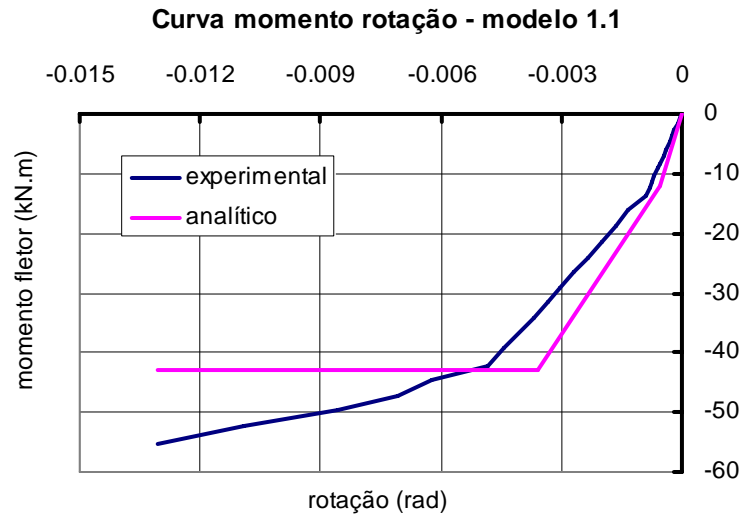
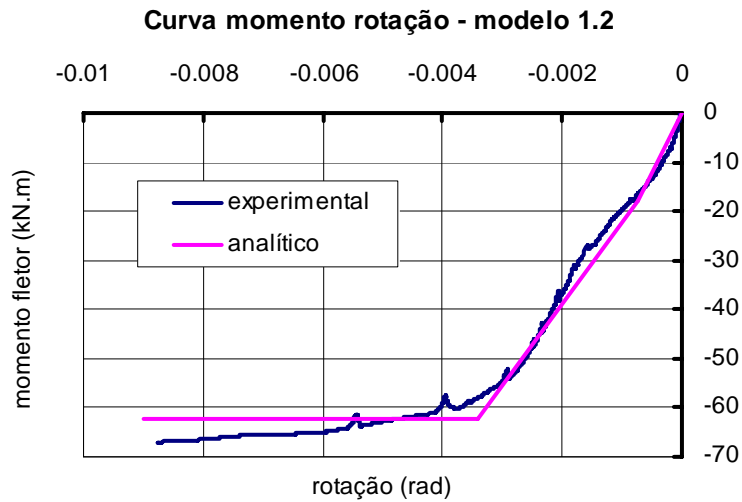
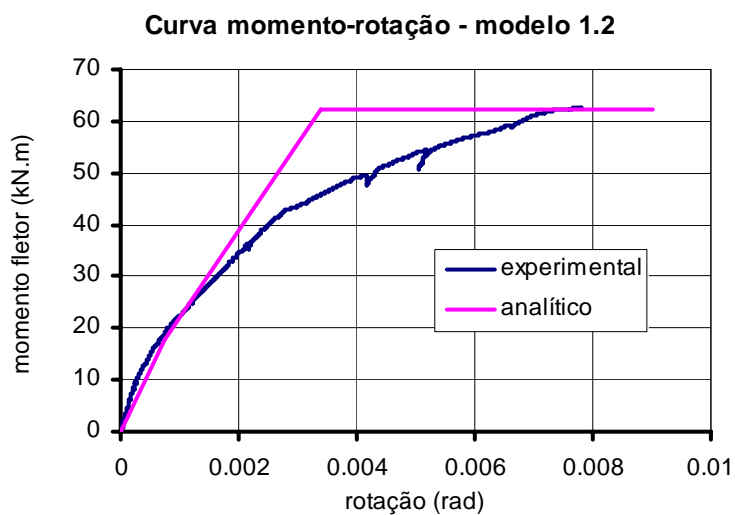


Figura 11 - Curva momento-rotação - modelo 1.1 [SOARES (1998)].



(a) - (momento negativo)



(b) - momento positivo

Figura 12 - Curvas momento rotação - modelo 1.2.

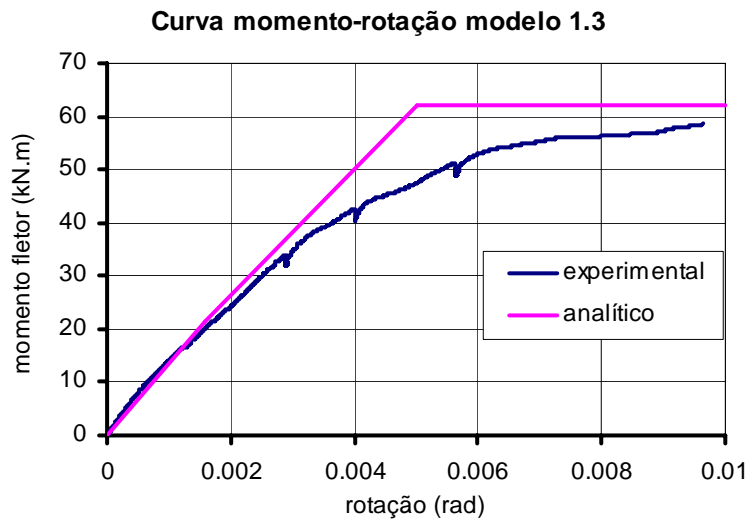
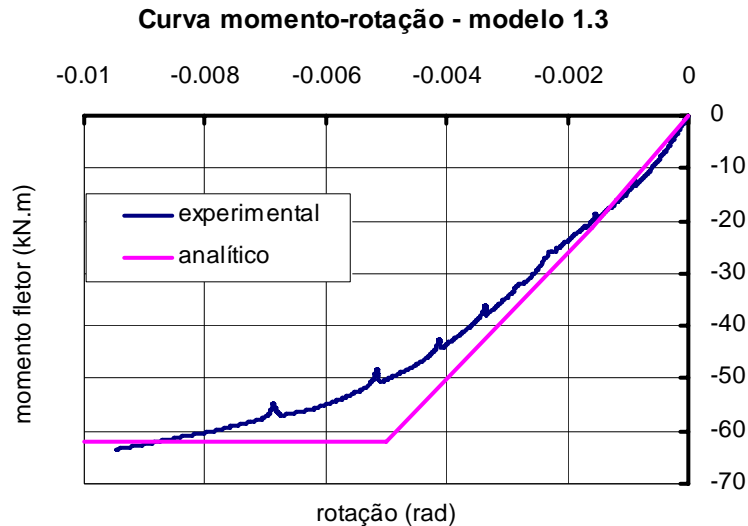


Figura 13 - Curvas momento rotação - modelo 1.3.

De acordo com as Figuras 12b e 13b nota-se que inicialmente o modelo analítico para os protótipos 1.2 e 1.3 estão muito próximos do comportamento real da ligação. Porém, a partir de um momento fletor em torno de +30kN.m, os modelos teóricos ficam mais rígidos. Isso ocorreu provavelmente devido ao fato dos protótipos, nessa fase de carregamento, estarem com sua rigidez reduzidas tendo em vista o carregamento no sentido oposto, aplicado antes.

Na Figura 14 apresentam-se as curvas momento-rotação dos modelos 1.2 e 1.3, para ambos os sentidos de momento fletor aplicados.

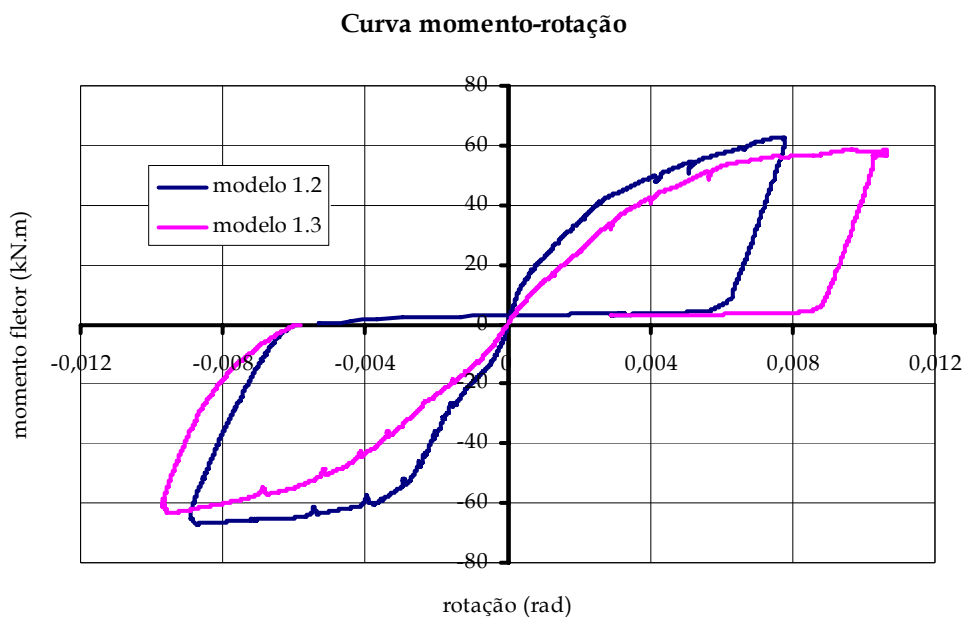
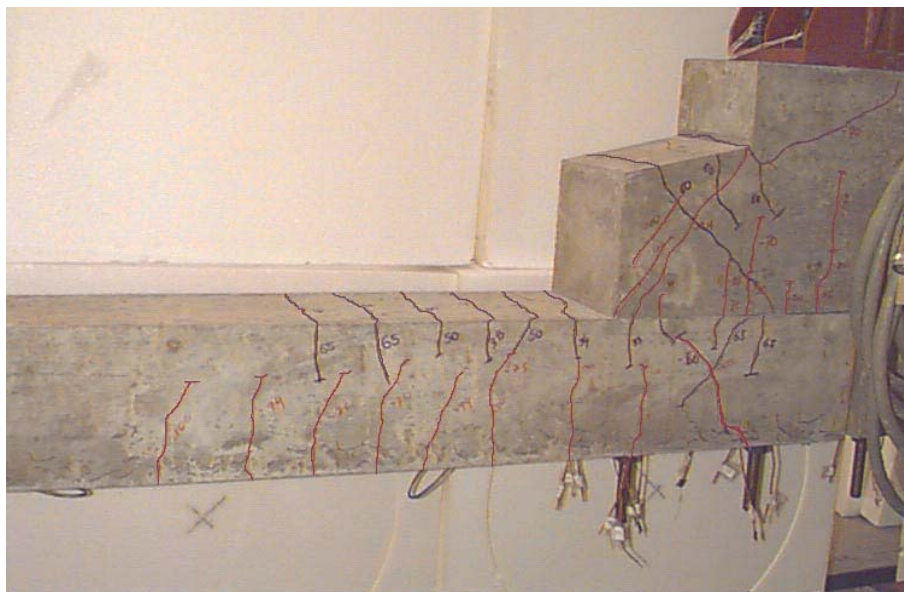


Figura 14 - Curva momento-rotação - comparação entre os modelos 1.2 e 1.3.

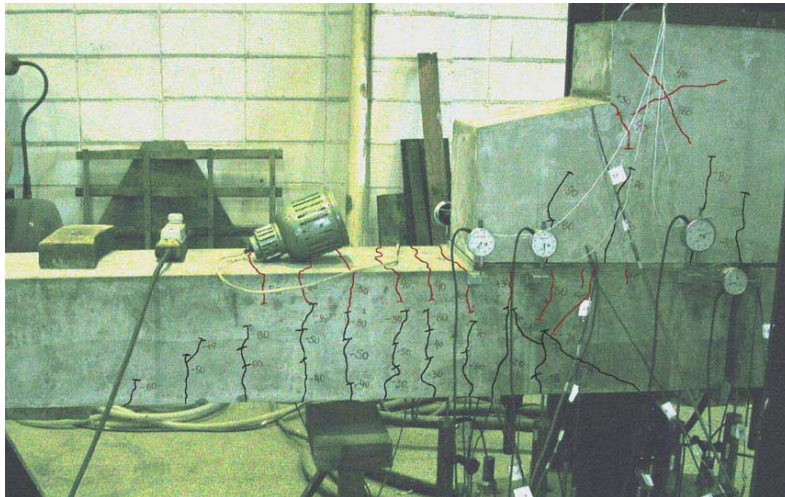
Pode ser observado na Figura 14 que os gráficos têm formatos semelhantes. A principal diferença no comportamento do modelo 1.2, sob ação de momentos fletores negativos, é a acomodação devida à eliminação da rugosidade superficial da junta consolo-viga. Essa acomodação só ocorreu nesse sentido de carregamento, pois esse foi o primeiro sentido de momento a ser aplicado no modelo.

Segundo a Figura 14 confirma-se que o modelo 1.3 é menos rígido, devido à presença da almofada de apoio. Porém, como pode ser observado na Figura 15, é a presença da almofada de apoio que proporciona uma menor fissuração de compressão na extremidade livre do consolo.



Nota: As fissuras em vermelho foram causadas pela ação do momento fletor na direção em estudo.

(a) - modelo 1.2 (sem almofada de apoio)



Nota: As fissuras em preto foram causadas pela ação do momento fletor na direção em estudo.

(b) modelo 1.3 (com almofada de apoio)

Figura 15 - Fissuração dos modelos 1.2 e 1.3.

5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURA TÍPICA

Com o intuito de avaliar a influência da deformabilidade da ligação em estudo, realizaram-se simulações numéricas em uma estrutura típica de galpões para dois tipos de carregamento de serviço diferentes: vertical (peso-próprio dos elementos estruturais e não-estruturais e sobrecarga, conforme a Figura 16) e horizontal (vento, conforme a Figura 17).

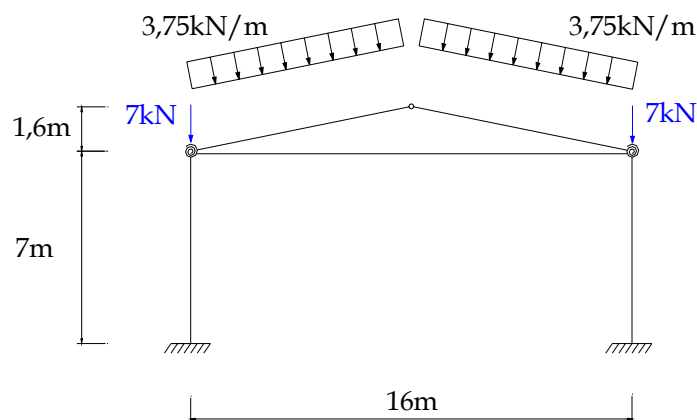


Figura 16 - Esquema estático – carregamento 1.

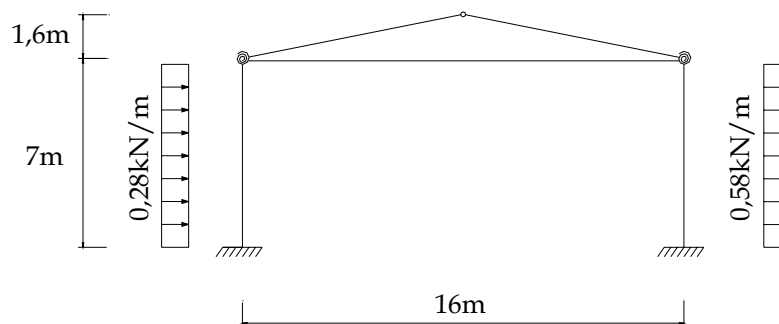


Figura 17 - Esquema estático – carregamento 2.

Na Tabela 3 são apresentadas as características geométricas e dos materiais dos elementos de viga, pilar e tirante. Os carregamentos e as dimensões da estrutura e das seções transversais dos elementos foram extraídos de SOARES (1998) que realizou um estudo semelhante para o modelo 1.1, ensaiado pela autora.

Tabela 3 – Características geométricas e dos materiais dos elementos.

Elemento	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Material	E (GPa)	ν
pilar	3,35 E-2	4,32 E-4	concreto	30	0,2
viga	2,45 E-2	1,07 E-4	concreto	30	0,2
tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200	0,3

Para o cálculo da estrutura foi utilizado o programa de computador ANSYS 5.5, disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. Para simular as ligações semi-rígidas foram utilizados elementos de mola, denominados COMBIN14, segundo o ANSYS 5.5. Os coeficientes de rigidez utilizados para a mola foram extraídos de MIOTTO (2002) e correspondem à situação em serviço da ligação. Na Tabela 4 encontram-se resumidas as simulações realizadas.

Tabela 4 – Simulações realizadas - resumo.

Carregamento	Simulação	Ligação	Momento fletor na ligação viga-pilar	Rigidez da mola (kN.m/rad)
1	1	engaste	negativo	∞
	2	1.2	negativo	20162
	3	1.3	negativo	11140
	4	1.1	negativo	8960
2	5	engaste	negativo	∞
			positivo	∞
	6	1.2	negativo	20162
			positivo	12691
	7	1.3	negativo	11140
			positivo	9170

Na Tabela 5 são apresentados os valores dos momentos fletores nas ligações viga-pilar para a situação de engaste perfeito e para as situações de ligação semi-rígida.

Com base na Tabela 5, nota-se que para as situações representadas nas simulações, todas as ligações 1.1, 1.2 e 1.3 são capazes de transmitir em torno 90% do momento atuante em ambos os sentidos de momento fletor aplicado. Apresentando um comportamento muito próximo ao de uma ligação perfeitamente rígida.

Através da análise realizada, conclui-se que apesar de apresentarem rigidezes diferentes, as ligações com e sem almofada transmitem praticamente a mesma porcentagem de momento fletor, ou seja, a diferença no valor da rigidez não influenciou no comportamento da estrutura. Isso mostra a importância da avaliação da influência da rigidez da ligação no comportamento global da estrutura. Valores com ordens de grandeza diferentes podem não causar mudanças significativas nos valores dos esforços e deformações atuantes na estrutura.

Tabela 5 – Momentos fletores nas ligações viga-pilar.

Carregamento	Simulação	Ligação	Porcentagem de momento fletor transmitido ($M_{sr}/M_r \cdot 100$)
1	1	engaste	100%
	2	1.2	96%
	3	1.3	93%
	4	1.1	88%
2	5	engaste	100%
			100%
	6	1.2	97%
			94%
	7	1.3	94%
		93%	

6 CONCLUSÕES

Com base no que foi apresentado, pode-se concluir:

- ✓ Os ensaios realizados nos modelos 1.2 e 1.3 mostraram que o comportamento da ligação sob momentos positivos e negativos é praticamente o mesmo, ou seja, a curva momento rotação da ligação é simétrica;
- ✓ Apesar de causar uma diminuição na rigidez da ligação, a utilização da almofada de apoio também é recomendada uma vez que diminui a acomodação inicial da ligação e a fissuração da região de compressão do consolo, indicando que sua presença garante uma melhor distribuição das tensões de contato;
- ✓ A utilização do chumbador com diâmetro de uma polegada neutralizou a provável diminuição de rigidez que ocorreria com a utilização de um consolo com comprimento de 25cm (modelos 1.2 e 1.3), bem inferior ao daqueles que vem sendo executados na indústria, em torno de 50cm (modelo 1.1);
- ✓ As comparações dos valores obtidos através dos procedimentos analíticos com os resultados experimentais, para os três protótipos da ligação em estudo,

indicaram que o procedimento proposto determinou adequadamente a deformabilidade dessas ligações. As diferenças existentes são pequenas e devidas às simplificações e limitações dos modelos. Em se tratando de um problema tão complexo, como a modelagem de ligações pré-moldadas de concreto, considera-se os modelos propostos satisfatórios;

- ✓ Através da análise realizada sobre a influência da rigidez da ligação no comportamento estrutural dos galpões de concreto pré-moldado, notou-se que para as situações representadas pelos exemplos, todos os modelos são capazes de transmitir aproximadamente 90% do momento atuante em ambos os sentidos de momento fletor aplicado. Apresentando um comportamento muito próximo ao de uma ligação perfeitamente rígida, o que é bastante satisfatório;

7 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.

8 REFERÊNCIAS

ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). **Analysis guide**. 3rd edition. SAS IP, Inc.

ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). **Elements manual**. 3rd edition. SAS IP, Inc.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR6118 – Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro.

BARBOZA, A. S. R.; SOARES, A. M. M.; EL DEBS, M. K. (2000). **A new material to be used as bearing pad in precast concrete connections**. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATION IN ARCHITECTURE, ENGINEERING AND CONSTRUCTION (AEZ).

FERREIRA, M.A., (1993). **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.

MIOTTO, A. M. (2002). **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.

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.

CONTRIBUIÇÕES À ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Gustavo Souza Pereira¹ & Marcio Antonio Ramalho²

Resumo

Este trabalho trata de detalhes de modelagem de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado. Inicialmente são discutidos esquemas de modelagem para núcleos de rigidez. São comparados resultados obtidos através de três procedimentos distintos, com diferentes graus de simplicidade e eficiência. Em seguida é avaliada a contribuição de vigas secundárias, vigas que não estão conectadas diretamente em pilares, na estrutura de contraventamento. Para tanto são apresentados alguns arranjos onde a consideração das referidas vigas muda significativamente os resultados obtidos.

Palavras-chave: concreto armado; análise estrutural; contraventamento.

1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de localização de grandes contingentes da população junto aos centros urbanos, elevando o custo financeiro e provocando escassez de terrenos disponíveis. Segundo MANCINI (1973), isso tem condicionado o surgimento de edificações cada vez mais altas, e como cita SWADDIWUDHIPONG et al. (1988) edifícios altos têm se tornado a característica física dominante nas cidades modernas.

A concepção de estruturas mais esbeltas, tem levado a soluções nas quais as solicitações causadas pela ação do vento assumem proporções cada vez mais significativas. Nesses casos, a consideração desses efeitos no dimensionamento é imprescindível.

O papel do engenheiro de estruturas frente a essa perspectiva é elaborar projetos seguros e que resultem em edifícios com custos de construção e manutenção relativamente baixos. Para tanto, é necessária a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação do comportamento real da estrutura.

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas – EESC-USP

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

Até recentemente empregavam-se regras bem definidas na divisão da estrutura, para efeito de análise de ações horizontais, entre elementos de contraventamento e elementos contraventados. Segundo FUSCO (1986), seriam considerados elementos de contraventamento os pilares de grandes dimensões, as paredes estruturais e as treliças ou pórticos de grande rigidez. A compatibilização dos deslocamentos de todos esses elementos seria realizada pelas lajes dos pavimentos, que se transformariam em elementos de importância fundamental para o trabalho conjunto da estrutura.

Os elementos contraventados seriam, por hipótese, tratados como se pertencessem a uma estrutura indeslocável. Então, definida a estrutura de contraventamento, dever-se-ia verificar se a mesma apresentava rigidez suficiente para assegurar a validade desta hipótese e garantir assim a estabilidade global de toda a estrutura. Por fim, analisar-se-ia a eventual ocorrência de instabilidade localizada, separadamente em cada um dos elementos da estrutura.

Alguns pesquisadores defendiam que, nos edifícios altos, não seria recomendável que todos os elementos estruturais participassem do sistema de contraventamento, pois nesse caso o projeto resultaria excessivamente trabalhoso e os resultados obtidos seriam pouco confiáveis, entre eles FUSCO (1986). Isso poderia ser razoável se considerássemos que não se encontravam à disposição dos projetistas os recursos de "hardware" e "software" que se dispõe atualmente.

Sabe-se, porém, que quando um edifício é solicitado pela ação lateral do vento, toda sua estrutura é mobilizada e que os esforços internos desenvolvidos em cada elemento são diretamente relacionados com a sua rigidez. Assim sendo, alguns desses elementos podem realmente ser desprezados, em função de sua participação quase nula no sistema definido. Entretanto, sempre que se puder considerar o maior número de elementos possível, a tendência será a obtenção de um projeto mais econômico, com um modelo mais representativo, pois a ação externa estará sendo distribuída por todos esses elementos.

Neste contexto podem-se citar as vigas secundárias, ou seja, vigas que não se apoiam diretamente em pilares. Essas vigas não são usualmente consideradas para efeito de contraventamento, por se acreditar que esse procedimento, além de evitar um provável acréscimo de esforço computacional e de modelagem, está a favor da segurança, no que se refere à estabilidade lateral, pois resulta em um modelo estrutural mais flexível.

Em alguns casos, entretanto, a consideração dessas vigas é fundamental para a obtenção de um modelo que represente, com um bom grau de aproximação, o comportamento real da estrutura. Os esforços internos transmitidos nas ligações dessas vigas com as vigas primárias (vigas que se apoiam diretamente em pilares em ambas as extremidades) podem ser importantes. Todavia não existem, ainda, indicações sobre as situações nas quais tal consideração é relevante.

Por outro lado, quando as estruturas, principalmente as dos edifícios muito esbeltos, tendem a apresentar deslocabilidade que conduzem à extrapolação dos limites admissíveis para os parâmetros de instabilidade, algumas vezes tem-se buscado a utilização de determinados arranjos estruturais, como estruturas tubulares e inclusão de barras diagonais, com o intuito de obter-se uma redução dos deslocamentos. Uma das opções mais comuns é a utilização de núcleos estruturais,

ou núcleos de rigidez, que são a combinação tridimensional de pilares-parede formando uma seção aberta.

A determinação dos esforços nas estruturas de contraventamento, constitui uma tarefa de grande interesse para a engenharia estrutural. Basicamente, a análise dessas estruturas, como muitos dos principais problemas de aplicação da engenharia estrutural, recaí na resolução de sistemas de equações lineares, MOREIRA (1977) e GERE & WEAVER (1981). Desde o surgimento e o emprego cada vez mais intenso do microcomputador a resolução desses sistemas de equações deixou de ser problema, possibilitando um rápido desenvolvimento das técnicas de análise estrutural, como se menciona em BREBBIA (1988) e COOK et al. (1989).

Outros aspectos de suma importância na utilização de recursos computacionais são: a preparação dos dados na geração automática de modelos tridimensionais de estruturas de edifícios e a possibilidade de visualização gráfica dessas estruturas e também dos resultados obtidos, de modo a se aumentar a confiabilidade e a eficiência da análise. Sem esses recursos é praticamente impossível ao profissional que trabalha nessa área realmente acompanhar com clareza e segurança a análise.

O presente trabalho tem como finalidades principais estudar a modelagem de núcleos de rigidez e sua influência para as estruturas de contraventamento. Analisar o efeito da consideração de vigas que se apoiam em vigas, buscando fazer uma coletânea dos principais casos onde tal fato é relevante.

A verificação da consistência do processo adotado para modelagem de núcleos estruturais se faz por meio de um estudo comparativo com outros processos usualmente empregados. No tocante ao efeito da consideração de vigas secundárias, são estudados exemplos de estruturas, comparando-se modelos que consideram ou não a sua presença.

2 NÚCLEO ESTRUTURAL

Basicamente, os procedimentos utilizados para análise elástica de núcleos de edifícios em concreto armado podem ser divididos em processos contínuos, Técnica do Meio Contínuo, e processos discretos, Técnica dos Elementos Finitos. Nesse último caso, o tratamento pode ser feito de três maneiras: por elementos finitos especiais, elementos criados para esse problema em particular; associação de elementos de casca ou membrana com elementos barra; e exclusivamente por elementos barra.

2.1 Técnica do Meio Contínuo

Pela técnica do meio contínuo, o sistema discreto de conexões de fechamento horizontais, constituído pelas lajes e lintéis, é substituído por um meio contínuo de rigidez equivalente, uniformemente distribuído ao longo de toda altura do edifício, acarretando uma distribuição contínua dos esforços ao longo dessa altura.

Consideram-se as lajes como diafragmas rígidos, conferindo a elas movimento horizontal de corpo rígido, compatibilizando, dessa forma, os deslocamentos horizontais dos elementos verticais.

Os lintéis são considerados como barras engastadas em ambas as extremidades, com capacidade de resistir a momento fletor e a força cortante e ainda reduzir os deslocamentos verticais relativos entre paredes.

O comportamento do modelo estrutural é expresso por meio de uma equação diferencial ou um sistema de equações diferenciais, que podem ser resolvidos por integração direta ou por processos numéricos, como o método das diferenças finitas, série de potências, método de STODOLA-VIANELLO, método de RITZ-GALERKIN e polinômios de interpolação. Os resultados da análise são os esforços e deslocamentos na estrutura.

Para uma estrutura que apresente características elásticas e geométricas constantes ao longo da altura, a solução utilizando a técnica do meio contínuo, envolve um número muito reduzido de parâmetros, podendo até, em alguns casos, dispensar o uso de equipamentos computacionais. Porém, apresenta o inconveniente de conduzir a soluções diferentes para cada arranjo em planta, e requerer grande manipulação matemática para determinação do comportamento de modelos com característica elásticas, geométricas e de carregamento variáveis ao longo da altura.

Vários pesquisadores como ALBIGÉS & GOULET (1960), BECK (1962), ROSMAN (1964), FRANCO (1966), TSO & CHAN (1972), TSO & BISWAS (1973), COULL & CHANTAKSINOPAS (1974), RUTENBERG & TSO (1975), LIAUW & LUK (1980), ROBERTS & ACHOUR (1990) desenvolveram trabalhos aprimorando esta técnica.

No âmbito da Escola de Engenharia de São Carlos outros trabalhos importantes utilizando esta técnica, para problemas relativos ao núcleo estrutural, também foram desenvolvidos.

STAMATO (1971), em trabalho pioneiro, aborda entre outros aspectos a associação múltipla tridimensional de pilares-parede e pórticos, e utiliza um exemplo numérico de um modelo estrutural experimental de 10 andares, construído no Departamento de Engenharia da Universidade de Southampton, para comprovar a fidelidade dos resultados.

MANCINI (1972) e COSTA (1982), estudam a introdução de vínculos elásticos para simular a flexibilidade das fundações dos pilares-parede.

BARBOSA (1977), utilizando esta técnica em conjunto com a teoria de flexo-torção desenvolvida por VLASOV, faz um estudo comparativo sobre o comportamento dos núcleos estruturais quando submetidas a esforço de torção, utilizando dois processos contínuos e um com tratamento discreto. Um dos processos contínuos mencionados utiliza a análise desenvolvida por HEIDEBRECHT e SMITH (1973), baseada no comportamento das paredes de seção aberta como barras de seção delgada, o outro consiste basicamente na divisão da estrutura em painéis parede.

CARVALHO (1980) apresenta um processo para determinação da carga crítica de instabilidade global em edifícios com paredes de seção aberta, contraventadas ou não por vigas.

MANCINI & BATTISTELLE (1989), procuram estudar o efeito da não consideração dos deslocamentos axiais, na análise de alguns painéis de contraventamento de estruturas de edifícios altos, e propõem um processo de análise de painéis constituídos de parede e pórtico, associados por barras bi-articuladas, quando sujeitos a cargas horizontais uniformes, no qual a deformação axial dos pilares foi considerada.

MANCINI (1995) analisa um edifício alto constituído por um núcleo estrutural de concreto armado, contraventado por uma treliça no topo e pilares periféricos de aço, quando sujeito a um carregamento horizontal. Também apresenta uma marcha de cálculo alternativa para a consideração da flexibilidade das fundações em estruturas constituídas pela associação de pilares-parede por vigas horizontais.

O desenvolvimento de equacionamentos para diversas associações de elementos condicionou o interesse de muitos pesquisadores, como SAVASSI (1975), LAIER (1978), OLIVEIRA (1982), RAMALHO (1983) e PROENÇA (1986), em utilizar métodos numéricos para solução das equações diferenciais.

A variação das características geométricas, elásticas e de carregamento pode ser alcançada pela inclusão desses métodos à formulação, proporcionando a análise de sistemas estruturais não uniformes.

2.2 Técnica dos Elementos Finitos

Os processos discretos consistem, como o próprio nome indica, numa discretização da estrutura em elementos de dimensões finitas e reduzidas, nos quais é possível expressar matematicamente funções que aproximem seu comportamento.

O método dos elementos finitos tem se mostrado o mais eficiente e versátil processo para análise deste tipo de estrutura, pois pode ser aplicado a estruturas de geometria variada e submetidas a vários tipos de carregamento, KWAN & CHEUNG (1993).

Este método apresenta um número muito grande de parâmetros envolvidos na análise, mobilizando, desta forma, um esforço computacional relativamente grande para processamento do modelo. Isso não representa, porém, grande tempo de processamento, devido aos recursos de "hardware" disponíveis hoje no mercado.

TARANATH (1968) formula um elemento elástico de barra, baseado na teoria de VLASOV, que possui sete graus de liberdade por nó, considerando assim o empenamento. Quando se consideram as lajes como diafragmas rígidos, pode-se modelar tramos de núcleo compreendidos entre lajes adjacentes simplesmente com um único elemento. Neste processo, que também foi estudado por HEIDEBRECHT & SWIFT (1971), TARANATH (1975) e MORI (1992), há necessidade de determinação do centro de cisalhamento e de áreas setoriais.

ZIENKIEWICS et al. (1971) faz um estudo comparativo entre elementos de casca e elementos de membrana, para discretização dos núcleos.

Alguns trabalhos foram desenvolvidos utilizando elemento finito de faixa para discretizar os núcleos e elementos finitos de barras para modelar os lintéis, entre eles SWADDIWUDHIPONG et al. (1988) e CHEN et al. (1990). Neste segundo, a função de deslocamento para o elemento de faixa utilizado é expressa transversalmente por uma função de chapa e longitudinalmente por uma série cúbica B-Spline.

Uma outra técnica consiste em aproximar um determinado número de elementos discretos por um macro-elemento equivalente a uma membrana ortótropa, resultando em um contínuo. As vantagens deste procedimento derivam do aproveitamento da boa aproximação de resultados e generalização oferecida pelo método dos elementos finitos combinados à simplicidade de entrada de dados inerentes ao processo contínuo, HA & DESBOIS (1989).

Um outro procedimento bastante divulgado consiste na discretização de cada parede que constitui os tramos de núcleo através de um pórtico plano, constituído por uma barra vertical acoplada a dois braços rígidos horizontais ao nível dos pavimentos. O empenamento pode ser avaliado através dos deslocamentos obtidos na solução geral.

Este processo, apesar de não necessitar de cálculo do centro de cisalhamento e das áreas setoriais, possui o inconveniente de necessitar de dois tipos de elemento na modelagem. Um tipo de elemento para os casos de conexão entre paredes e outro para os casos em que existem lintéis ligando duas paredes, como pode ser visto em MacLEOD & HOSNY (1977).

YAGUI (1978), em seu estudo sobre o carregamento crítico de instabilidade geral para estruturas com núcleo de rigidez, utiliza o processo anterior e considera os lintéis como elementos de barra, contribuindo diretamente na matriz de rigidez global do sistema. Isto permite trabalhar com apenas um tipo de elemento, sem que haja qualquer perda de acuidade para os resultados.

Por apresentar-se bastante simples e eficaz, e principalmente por permitir fácil acoplamento a vários "softwares" de elementos finitos, o modelo "YAGUI" foi adotado como base para o presente trabalho, na modelagem dos núcleos de concreto armado.

2.3 Considerações sobre o modelo proposto por YAGUI

As considerações feitas neste item são na sua grande maioria baseadas em YAGUI (1978). Alguns parágrafos, porém, são simplesmente transcritos por julgá-los fundamentais à boa compreensão do modelo. Esses parágrafos transcritos apresentam-se entre aspas.

2.3.1 Idealizações

São as seguintes as principais idealizações do modelo:

- As paredes planas que constituem o núcleo são comumente desprovidas de rigidez à flexão atuante segundo seus planos transversais, em conseqüência de suas espessuras relativamente delgadas.
- O comprimento das paredes planas deverá ser constante ao longo de sua altura, porém a espessura poderá variar bruscamente aos níveis dos pavimentos.
- As únicas interações a serem consideradas entre as paredes, ao longo de suas interseções, são as forças de cisalhamento longitudinais.
- As lajes são supostas como diafragmas rígidos, impedindo, portanto, as distorções das seções transversais do núcleo.

- Por causa de sua desprezível rigidez à flexão, as interações entre os diafragmas rígidos e as paredes planas ficam reduzidas aos esforços contidos nos planos horizontais, ao longo das interseções desses elementos.

2.3.2 Estrutura equivalente

Na análise, cada tramo de parede do núcleo entre duas lajes consecutivas é substituído por um pórtico plano, constituído por uma viga rígida horizontal de comprimento igual ao do pilar e engastada a um único pilar central, conforme Figura 1. Essas vigas são consideradas ao nível do pavimento e possuem rigidez infinita à flexão no plano da parede. Os tramos de pilar, por sua vez, apresentam as mesmas características elástico-geométricas da parede considerada.

Essa estrutura equivalente é travada horizontalmente pelos diafragmas, de modo que não haja distorções angulares entre as paredes que a compõem, e verticalmente pelos vínculos existentes entre vigas concorrentes, permitindo unicamente a transmissão de forças verticais de interação concentradas nos pontos de interseção, conforme a Figura 1. Essas forças representam as forças de cisalhamento verticais que ocorrem de forma contínua entre paredes, ao longo de suas interseções.

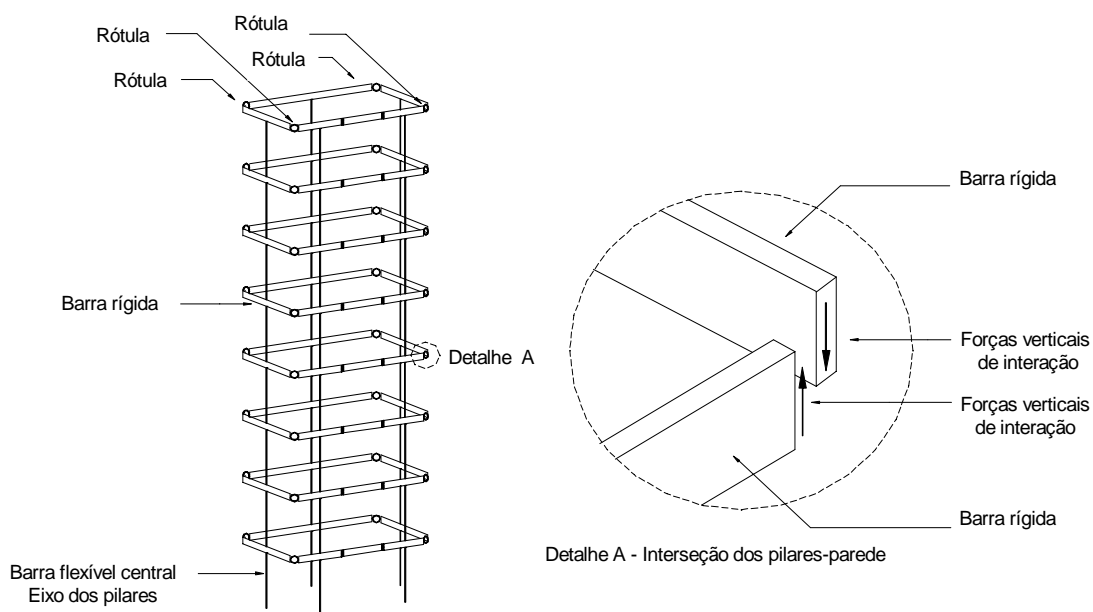


Figura 1 - Esquema tridimensional de um núcleo estrutural

2.3.3 Lintéis

Os lintéis são vigas de grande altura relativamente aos seus vãos e se encontram geralmente nos níveis dos pisos de modo a fechar parcialmente os núcleos. Eles serão considerados engastados nas paredes que lhes são coplanares e, em caso contrário, serão considerados articulados. Se um lintel é engastado em pelo menos uma parede, ele restringirá o empenamento da seção, ou seja, a sua presença enrijece tais núcleos quando sujeitos a esforços de torção.

No sistema estrutural tridimensional equivalente, os lintéis estarão interligando as extremidades das vigas horizontais e serão considerados engastados ou

articulados nessas vigas dependendo do fato de haver ou não condições de transmissão de momento fletor, conforme o que se apresenta na Figura 2.

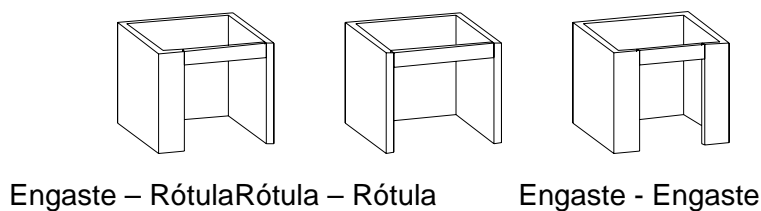


Figura 2 - Condições de vinculação dos lintéis para as possíveis disposições estruturais

2.4 Exemplos numéricos

Com a finalidade de analisar a eficiência e a versatilidade do processo proposto por YAGUI (1978), algumas estruturas foram estudadas e os resultados obtidos foram comparados com o processo proposto por TARANATH (1968), que se baseia na teoria de flexo-torção, ou teoria de VLASOV, e utiliza um elemento de barra com sete graus de liberdade por nó. Esse grau de liberdade adicional é utilizado para considerar o empenamento.

Outros dois processos também foram comparados. Um deles, denominado neste trabalho por processo simplificado, consiste na substituição dos tramos de núcleo entre duas lajes consecutivas por elementos de barra simples, com seis graus de liberdade por nó, localizados no centro de torção do núcleo e com rigidez equivalente.

O outro processo, denominado neste trabalho por processo prático por ser bastante utilizado no cotidiano de escritórios de cálculo de estruturas, consiste na modelagem dos pilares-parede independentemente. Ou seja, não são consideradas as forças de cisalhamento nos vértices do núcleo.

Como o processo de TARANATH se baseia na teoria de VLASOV, que admite hipóteses mais gerais que as de BERNOULLI-NAVIER relativamente às seções transversais do núcleo e considera as tensões normais suplementares causadas pelo bi-momento, considerou-se o mesmo como parâmetro de comparação.

Inicialmente optou-se pela análise de núcleos isolados, com o intuito de evidenciar as prováveis diferenças nos resultados obtidos. Em seguida, foi considerado um edifício completo.

2.4.1 Núcleos isolados

Foram analisados núcleos com quatro seções transversais diferentes, conforme Figuras 3, 4, 5 e 6. O primeiro apresenta seção sem ramificações e pilares-parede dispostos perpendicularmente entre si. O segundo apresenta duas ramificações, ou seja, existem dois pontos nos quais há interseções de mais de dois pilares-parede. No terceiro, observam-se interseções a 135° . O quarto apresenta seção com trecho curvo, modelado com divisão da parte curva em cinco pilares-parede retangulares de comprimentos iguais.

Em todo este trabalho foi adotado um sistema cartesiano de eixos globais X, Y e Z, dextrorso, com origem em um ponto O qualquer na base da estrutura. O plano

horizontal é definido pelos eixos X e Y, e Z é eixo que define a altura, positivo para cima. O sistema de eixos locais por sua vez é definido pelos eixos 1, 2 e 3, conforme Figura 7. O eixo 1, segundo o próprio eixo da peça, é normal às seções transversais; os eixos 2 e 3 compõem o plano da seção transversal. O eixo 2 é paralelo à maior dimensão da seção transversal enquanto o eixo 3 é paralelo à menor.

Foi considerada uma altura equivalente a um edifício de quinze pavimentos com três metros de laje a laje. Essas estruturas foram submetidas à cargas concentradas aplicadas individualmente, aos níveis dos pavimento, no centro de cisalhamento CC das referidas seções. As cargas aplicadas foram: 10 kN na direção X, 10 kN na direção Y, e 10 kN.m em torno do eixo Z.

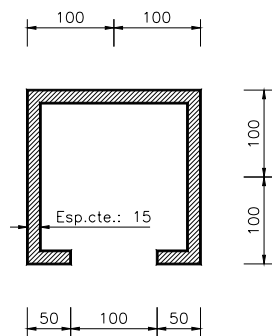


Figura 3 - Seção transversal em "U" (cm)

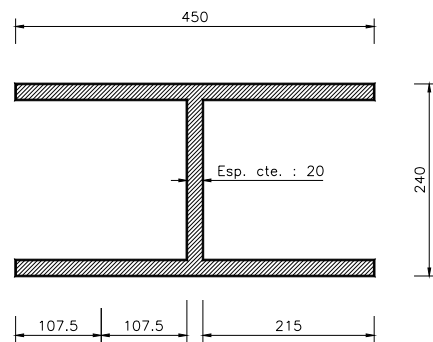


Figura 4 - Seção transversal em "H" (cm)

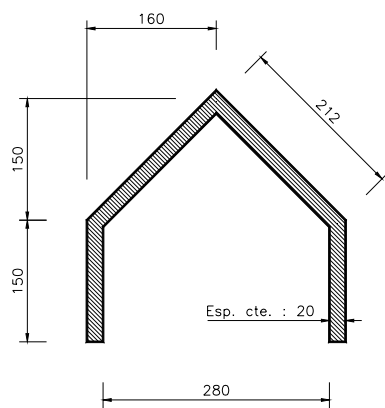


Figura 5 - Seção transversal em "V" (cm)

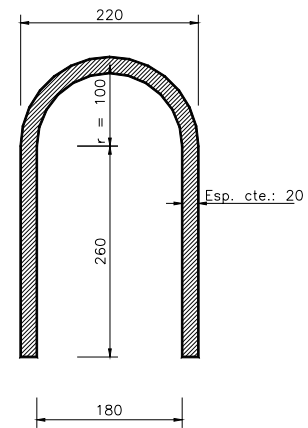


Figura 6 - Seção com trecho curvo (cm)

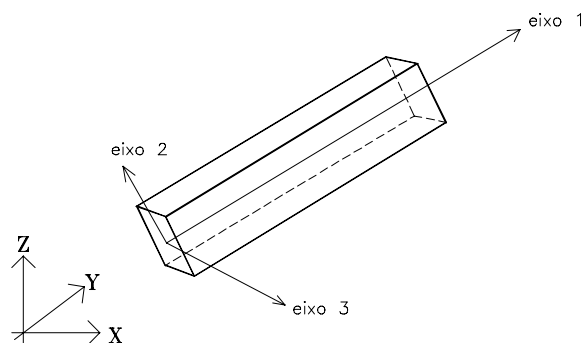


Figura 7 - Sistemas de coordenadas globais e locais

Neste item foi comparado o processo proposto por YAGUI com os processos de TARANATH e simplificado. Os parâmetros analisados foram as translações nas direções X e Y e as rotações segundo o eixo Z, conforme Figuras 8, 9 e 10.

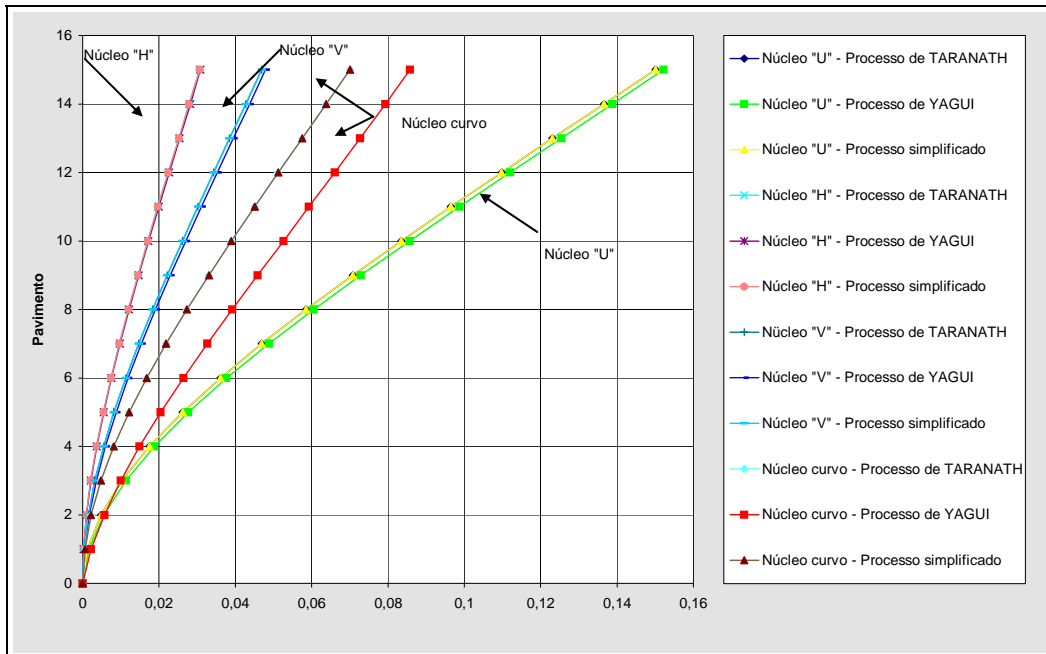


Figura 8 - Translações segundo o eixo X (m)

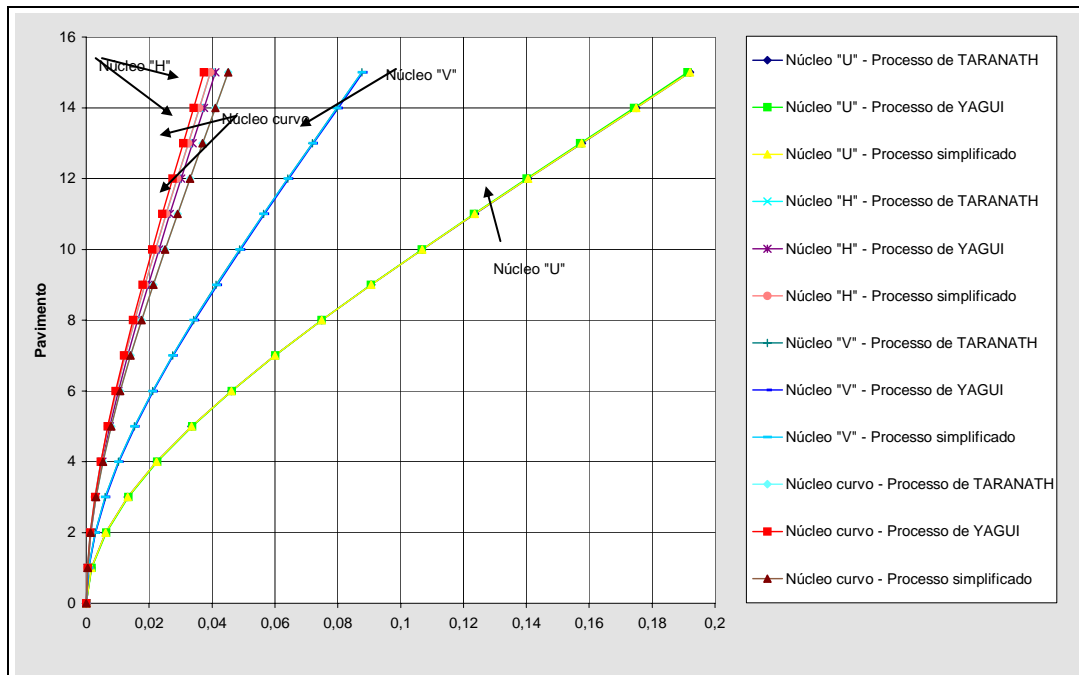


Figura 9 - Translações segundo o eixo Y (m)

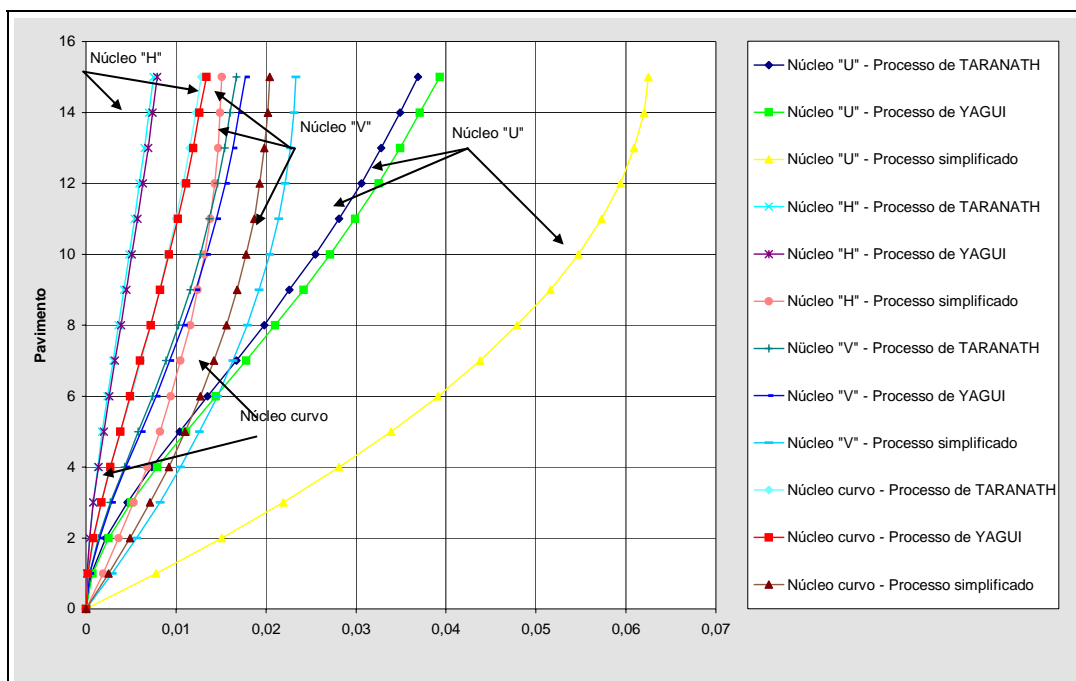


Figura 10 - Rotações segundo o eixo Z (rad)

Através das deformadas das seções analisadas, observa-se que os deslocamentos obtidos com a utilização do processo simplificado para o carregamento segundo as direções X e Y são praticamente iguais aos obtidos com o processo proposto por TARANATH. Na flexão simples, o grau de liberdade adicional do elemento usado no processo de TARANATH não existe, o que leva a resultados iguais aos do elemento de barra do processo simplificado.

Para torção, entretanto, os resultados obtidos com o processo simplificado divergem consideravelmente dos obtidos com o processo proposto por TARTANATH. Isso é consequência da não consideração das tensões normais oriundas do empenamento.

O processo simplificado, além de não fornecer bom desempenho para torção, apresenta dois inconvenientes. O primeiro é a necessidade do cálculo do centro de cisalhamento, o que pode ser bastante trabalhoso para alguns tipos de seções transversais. O segundo, e mais grave, é a impossibilidade de modelar as vigas que se conectam ao núcleo. Por essas razões, o processo simplificado não representa adequadamente o núcleo estrutural.

Já o processo proposto por YAGUI, por ser capaz de simular a transmissão das forças de cisalhamento longitudinais ao longo das interseções dos pilares-parede, mostrou-se bastante eficiente tanto na flexão simples quanto na torção pura. Para ambas as solicitações, o arranjo tridimensional equivalente tem um comportamento um pouco mais flexível, comparado ao processo de TARANATH. Todavia, não apresenta diferenças consideráveis, não excedendo 7% nos casos estudados.

Com esses resultados, pode-se concluir que o processo proposto por YAGUI, ao contrário do processo simplificado, pode ser usado com segurança para análise de estruturas, nas quais a solicitação de flexo-torção é significativa.

O modelo do núcleo com seção transversal que apresenta um trecho curvo, para a ação do vento na direção Y, apresenta-se mais rígido pelo processo de YAGUI,

conforme Figura 9. Essa diferença, contrária aos outros casos estudados, chega a 20%. Isso leva a crer que seria conveniente um estudo mais elaborado para aplicação do processo a esse tipo de seção.

2.4.2 Edifício Corsega

Neste item, a análise realizada objetiva mostrar a influência dos núcleos para as estruturas de contraventamento. Para isso foi analisada a estrutura de contraventamento do edifício Corsega, confrontando os resultados obtidos pelo processo de YAGUI com o chamado processo prático.

Vale salientar que esta análise não tem a função de determinar qual o processo que melhor representa o comportamento estrutural do núcleo de rigidez, pois para isso o processo de YAGUI já se mostrou adequado. O que se pretende é avaliar a discrepância dos resultados quando se adota um ou outro procedimento

Este edifício, construído na cidade de São Paulo, apresenta 18 pavimentos, sendo dois subsolos. Todos os pavimentos têm pé-direito de 2,80 m. A geometria da estrutura é constante ao longo da altura e os dados relativos à análise do efeito do vento são os seguintes:

- Velocidade Básica do vento: 38,0 m/s
- Coeficiente topográfico (S1): 1,00
- Coeficiente estatístico (S3): 1,00
- Classe da edificação: B
- Categoria da edificação: IV
- Coef. de arrasto na direção X (Cx) : 0,98
- Coef. de arrasto na direção Y (Cy) : 1,21
- Dimensão Normal a X: 15,16 m
- Dimensão Normal a Y: 26,44 m
- Módulo de Elasticidade Longitudinal: $2,94 \times 10^7$ kN/m²
- Coeficiente de Poisson: 0,20

As forças devidas à ação do vento foram determinadas segundo a Norma Brasileira NBR 6123 (1980). A forma do pavimento tipo é mostrada na Figura 11, onde as peças que não participam do sistema de contraventamento estão desenhadas com linhas tracejadas. A existência das lajes é simulada através de diafragmas rígidos.

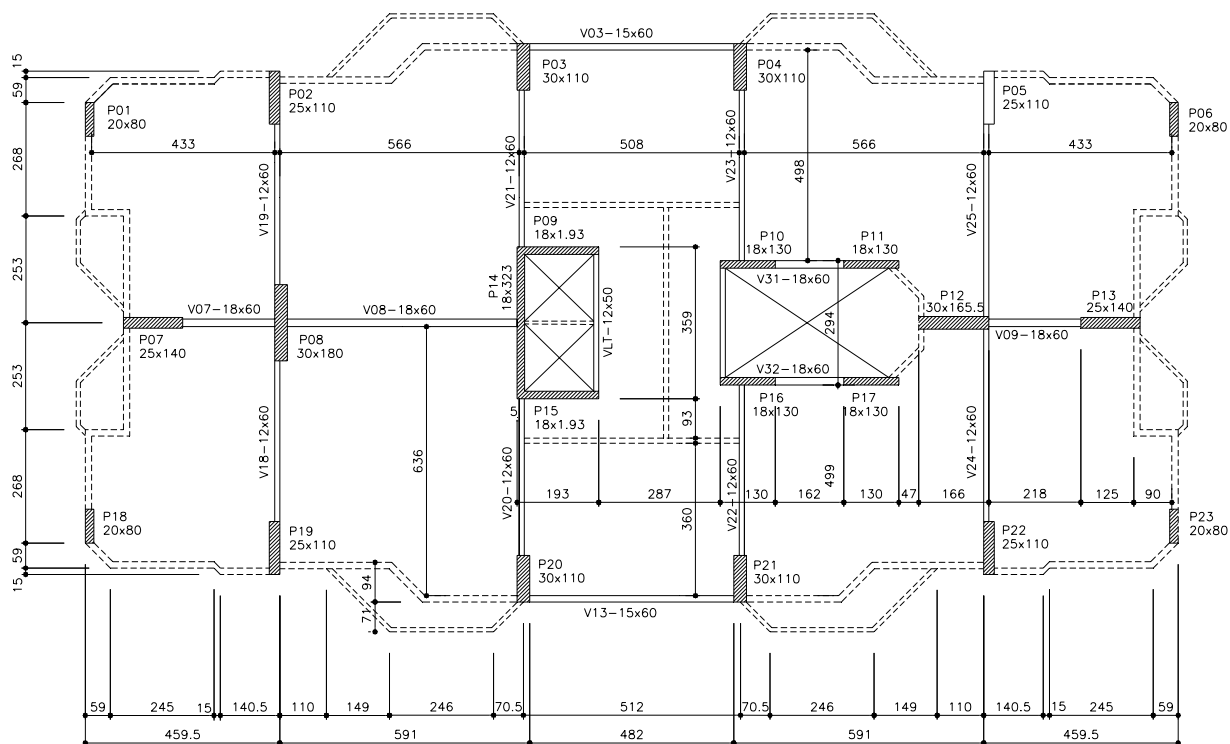


Figura 11 - Forma do pavimento tipo do edifício Corsega

A inércia à flexão do núcleo considerando o processo prático é menor, pois nesse caso o núcleo não constitui uma seção única e a inércia em uma dada direção é calculada apenas pela soma das inércias dos pilares-parede.

Na Figura 12 observa-se uma maior divergência dos resultados para a translação da estrutura em Y, porque nessa direção a estrutura tem menor inércia no seu conjunto, e o núcleo tem uma maior participação relativamente ao resto do sistema. Assim ficam mais evidentes as diferenças entre as inércias do núcleo calculadas pelos dois processos em questão, provocadas pelas razões apresentadas no parágrafo anterior.

Em uma primeira análise da Figura 13, tem-se a falsa idéia que a estrutura analisada de acordo com o processo prático, apresenta maior inércia à torção, pois as rotações dos pavimentos, para a ação do vento segundo a direção Y, obtidas com a utilização desse processo são menores.

Entretanto, isso é conseqüência de uma menor rigidez do núcleo, com uso do processo prático, o que ocasiona uma aproximação da simetria da estrutura, e uma tendência de translação maior, porém mais uniforme, de todos os pontos do pavimento, reduzindo assim a rotação. Na verdade a inércia à torção da estrutura com uso do processo prático é menor, pois não se consideram as forças de interação no decorrer das interseções dos pilares-parede.

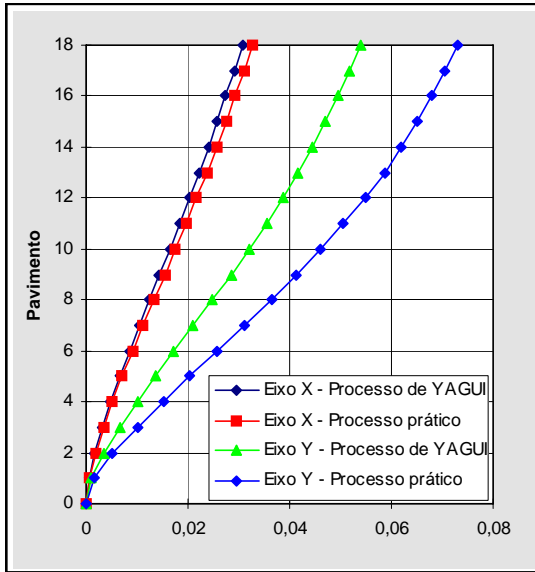


Figura 12 - Translações do edifício Corsega para a ação do vento segundo os eixos X e Y (m)

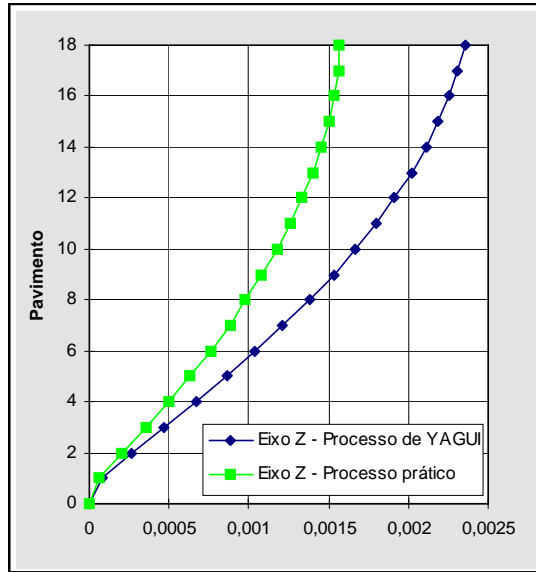


Figura 13 - Rotações do edifício Corsega em torno do eixo Z para a ação do vento segundo eixo Y (rad)

O núcleo modelado pelo processo prático apresenta também menor capacidade de absorção de carga, ocasionando esforços internos menores aos que realmente estão atuando, conforme Figura 14 que mostra os momentos fletores no pilar P14 para a ação do vento na direção Y. E em alguns casos o comportamento fica demasiadamente mal representado, como o esforço normal no Pilar P14, Figura 15. Observa-se que essa peça está totalmente comprimida, na análise prática, o que não corresponde ao comportamento admitido como real.

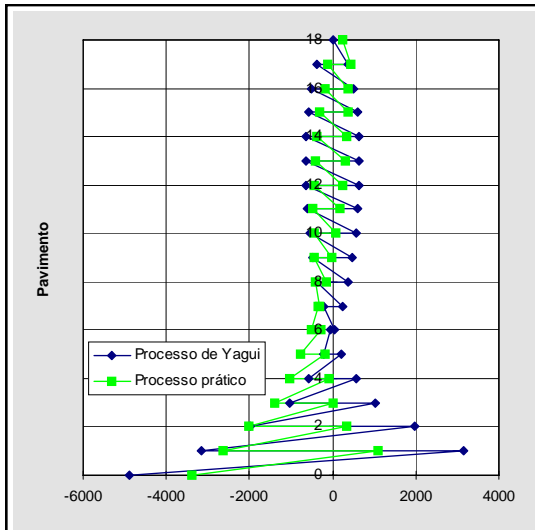


Figura 14 - Momento Fletor no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo Y (kN.m)

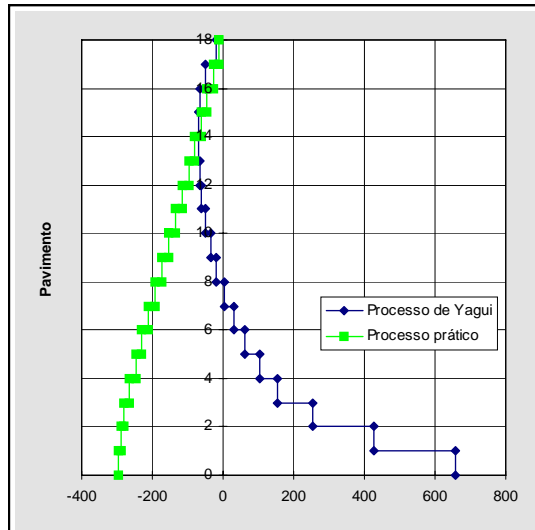


Figura 15 - Esforço Normal no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo X (kN)

Essa menor capacidade de absorção de carga pelo núcleo, no caso do processo prático, resulta em maiores esforços para as outras peças que compõem a estrutura do edifício. No pilar P05, a exemplo de várias outras peças, há uma

majoração do esforço normal e do momento fletor em relação aos valores obtidos com a utilização do processo de YAGUI, conforme Figuras 16 e 17.

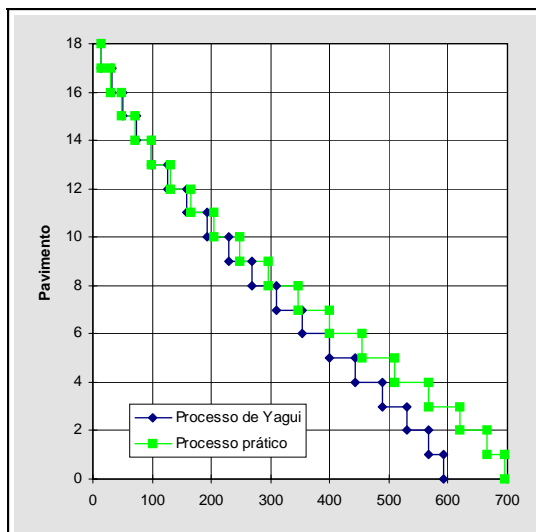


Figura 16 - Esforço Normal no pilar P05 devido à ação do vento segundo o eixo Y (kN)

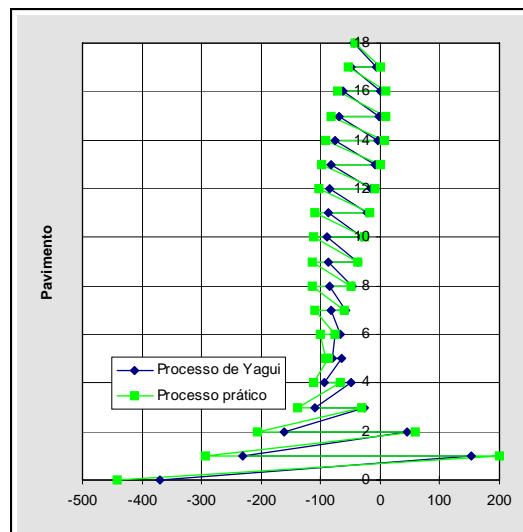


Figura 17 - Momento Fletor no pilar P05 devido à ação do vento segundo o eixo Y (kN.m)

Pelo processo prático não existem esforços normais nos pilares-parede que compõem o núcleo estrutural, se esses não estiverem interligados por vigas ao restante do sistema de contraventamento. Nesse caso os pilares-parede estão conectados exclusivamente com as lajes, que admitidas como diafragmas, são perfeitamente flexíveis na direção normal ao seu plano. Isso produz as discrepâncias relativamente grandes em alguns casos.

3 EFEITO VIGA-VIGA

É comum durante a concepção de um projeto estrutural, devido à necessidade de adequação ao projeto arquitetônico, lançar mão da utilização de vigas secundárias. Isto é, vigas que se apoiam, em pelo menos uma das suas extremidades, em vigas primárias, que por sua vez se conectam diretamente em pilares.

Na maioria das vezes, entretanto, nos processos empregados para análise do efeito das ações horizontais, essas vigas não são consideradas. Acredita-se que esse procedimento, além de evitar um provável acréscimo de esforço computacional e de modelagem, está a favor da segurança no que se refere a estabilidade lateral, pois resulta em um modelo estrutural mais flexível.

A inércia da estrutura de contraventamento sem a consideração dessas chamadas vigas secundárias é realmente menor, obtendo-se deslocamentos maiores e induzindo à falsa idéia de incremento de segurança. A primeira idéia que ocorre é a de que os elementos considerados no contraventamento seriam dimensionados com esforços maiores que os que realmente estariam atuando nos mesmos, uma vez que a ação estaria sendo resistida por um número menor de elementos.

Por outro lado, os esforços decorrentes da consideração das vigas secundárias, transmitidos nas ligações dessas com as vigas primárias, seriam ignorados na análise. Isso ocasionaria, nas peças onde esses acréscimos fossem significativos, uma queda real de segurança. Como exemplo pode-se citar as próprias vigas secundárias, que não apresentariam qualquer tipo de esforço por não estarem presentes no sistema.

O efeito viga-viga é obtido através da consideração dessas vigas secundárias na estrutura de contraventamento. Essa consideração é extremamente importante, em alguns casos, para a obtenção de resultados que representem com um bom grau de aproximação o comportamento real da estrutura tanto em relação aos esforços quanto em relação aos deslocamentos.

Desse modo, busca-se apresentar alguns dos arranjos mais freqüentes onde a consideração desse efeito se torna importante. Para isso é feito um estudo de casos onde são confrontados modelos que consideram e outros que negligenciam a atuação dessas vigas secundárias na estrutura de contraventamento.

3.1 Considerações sobre a rigidez à torção das vigas

A redução da rigidez em peças de concreto armado submetidas a esforços de torção, devida à intensa fissuração que surge quando os esforços são relativamente elevados, tem sido verificada por muitos pesquisadores através de ensaios laboratoriais.

Segundo LEONHARDT (1979), no caso de vigas de seção cheia, a rigidez à torção diminui sensivelmente já no Estádio I, antes mesmo que as fissuras sejam observadas na superfície da peça. Até se atingir o momento de fissuração, a queda da rigidez é de cerca de 30 a 35% em relação à inércia à torção da seção íntegra.

MacGREGOR (1992), afirma que imediatamente após iniciada a fissuração, na passagem do estágio I para o estágio II, a inércia à torção sofre uma queda em torno de 20% em relação ao valor anterior ao início da fissuração.

De acordo com o CEB (1991), as torções podem ser divididas em dois grupos: torção de equilíbrio e torção de compatibilidade. A torção de equilíbrio é aquela em que há necessidade de sua consideração para satisfazer as condições de equilíbrio estático da estrutura. Já a torção de compatibilidade ocorre nos casos em que os esforços de torção são meramente oriundos da compatibilidade de deformações.

De modo geral, os projetistas estruturais procuram dimensionar as vigas para resistir aos esforços de torção apenas nos casos de torção de equilíbrio. Não obstante isso também pode ser feito para torção de compatibilidade.

Segundo o CEB (1991) e o ACI (1994), exceto nos casos de torção de equilíbrio, os momentos torçores podem ser negligenciados para o dimensionamento no estado limite último, desde que sejam atendidas algumas recomendações referentes a seções mínimas e disposições construtivas de armadura.

Alguns pesquisadores defendem que a adoção de um valor para inércia à torção no estágio II em torno de 1% da inércia à torção da seção íntegra, equivale, em termos práticos, à liberação do vínculo associado à torção e conseqüentemente a eliminação do momento torçor.

O CEB (1991) recomenda que para o cálculo da rigidez à torção, na ausência de métodos mais sofisticados, podem-se usar as seguintes expressões:

$$K_I = 0,30E_c C / (1 + 1,0\phi)$$

$$K_{II_m} = 0,10E_c C / (1 + 0,30\phi)$$

$$K_{II_t} = 0,05E_c C / (1 + 0,30\phi)$$

Nas quais:

- K_I : rigidez no estágio I, seção não fissurada;
- K_{II_m} : rigidez no estágio II, seção fissurada;
- K_{II_t} : rigidez no estágio II, fissuras de torção e cisalhamento;
- E_c : Módulo de elasticidade longitudinal do concreto;
- C : Momento de inércia à torção da seção não fissurada;
- ϕ : Coeficiente de deformação lenta para cargas de longa duração.

Eliminando-se o último termo do denominador nas expressões anteriores, com a finalidade de desprezar o efeito da deformação lenta, obtém-se valores reduzidos para a rigidez à torção no estágio II aproximadamente entre 10 e 20%, dos obtidos para a seção íntegra.

SÜSSEKIND (1991) considera a inércia à torção, em peças fissuradas de concreto armado, um número em torno de 20% da inércia I_t da seção íntegra. Segundo sua opinião, isso conduz, a valores reduzidos para as torções, não acarretando problemas ao dimensionamento ao mesmo tempo em que constitui um bom procedimento no que se refere à probabilidade de não se atingir os estados limite de utilização por deformações excessivas e fissuração inaceitável.

3.2 Segurança nas peças submetidas a esforços de torção

Em regime elástico-linear, para que as condições de segurança nas peças de concreto armado submetidas a tensões tangenciais sejam atendidas, são necessárias efetuar as seguintes verificações:

- As tensões nas armaduras, calculadas supondo o concreto fissurado, não devem ultrapassar a resistência de cálculo das barras da armadura.
- As tensões de compressão no concreto devem ser limitadas a valores baixos, restringindo-se a uma parcela da resistência à compressão do concreto, pois nas diagonais comprimidas surgem tensões secundárias elevadas.

Na flexo-torção, segundo a NB-1 (1978), a condição de não esmagamento do concreto será dada se atendida a seguinte relação:

$$\frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} + \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} \leq 1 \quad \text{na qual:}$$

- τ_{td} - Tensão de cálculo de torção
- τ_{tu} - Valor último da tensão de torção
- τ_{wd} - Tensão de cálculo de cisalhamento

τ_{wu} - Valor último da tensão de cisalhamento

3.3 Estudo comparativo de casos

Neste item são estudados diversos arranjos onde a consideração das chamadas vigas secundárias pode ser importante. O objetivo primordial desse estudo é determinar o grau dessa importância, através da comparação de resultados obtidos com e sem sua consideração.

Todos os arranjos estudados são considerados parte de estruturas de dez pavimentos com pé direito de 3,00 m. As dimensões dos pilares e das vigas são 20 x 100 cm e 12 x 60 cm respectivamente, o módulo de elasticidade longitudinal é $2,88 \times 10^7$ kN/m² e o coeficiente de Poisson é 0,20. As cargas horizontais ao nível de cada pavimento são constantes e indicadas nas Figuras correspondentes a cada modelo, que também mostram seus arranjos e dimensões em planta. A existência das lajes é simulada através de diafragmas rígidos.

Com o intuito de analisar a influência da inércia à torção nas estruturas de contraventamento, em especial nas ligações viga-viga, foram utilizadas, nos arranjos mostrados a seguir, algumas reduções dentro do intervalo indicado nas referências mencionadas anteriormente (1 a 20% de I_t). Oportunamente são feitos comentários sobre o efeito da adoção de um ou outro valor dessa redução da inércia.

Para determinar um carregamento horizontal que produzisse esforços e deslocamentos razoáveis, adotou-se o seguinte critério: para os arranjos com vigas secundárias e inércia à torção reduzida a 20% de I_t , aferiu-se o carregamento de modo que os deslocamentos no topo das estruturas fossem aproximadamente 6 cm. Considerando que a altura total dos arranjos é de 30,00 m, obtém-se uma flecha de aproximadamente 1/500. As cargas obtidas dessa forma são também utilizadas para arranjos com inércia à torção 1, 5 e 10% de I_t , e para arranjos sem consideração de vigas secundárias.

Os acréscimos de deslocamentos, provocadas pela não utilização das vigas secundárias nas estruturas de contraventamento, são aqui apresentados, em termos percentuais, sempre em relação ao valor inicial do deslocamento obtido com consideração das vigas secundárias, e 20% de I_t .

3.3.1 Caso 01

Um primeiro caso a ser citado, onde pode ser importante a consideração das vigas secundárias, é a ligação de vigas nas proximidades de pilares, conforme Figura 18. Para verificação da influência dessas vigas secundárias foi simulado o comportamento da estrutura mostrada na Figura 18, que leva em conta as ligações viga-viga, e os resultados comparados com os obtidos do modelo sem tais vigas.

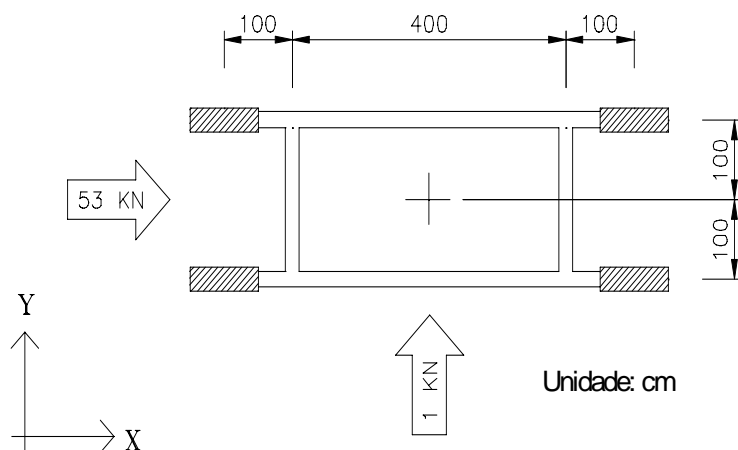


Figura 18 - Estrutura com ligação viga-viga nas proximidades de pilares - caso 01

Nesse caso, as vigas secundárias fornecem condições de formação de pórticos na direção Y. Esses pórticos apesar de não estarem diretamente ligados aos pilares, são considerados como tal devido à rigidez do tramo da viga entre o pilar e a ligação. A não consideração das vigas secundárias propicia um acréscimo apreciável de deslocamentos dos pavimentos, chegando a 732,50 % no topo da estrutura, como pode ser observado na Figura 20. Na direção X, entretanto, essas vigas secundárias não afetam o comportamento da estrutura, e os deslocamentos são praticamente iguais para todos os modelos, como pode ser visto na Figura 19.

De acordo com a Figura 20, observa-se que o valor da inércia à torção utilizado influencia consideravelmente os resultados. Pois nesse caso a redução dos deslocamentos está relacionada com a capacidade de transmissão dos momentos fletores das vigas secundárias através dos momentos torçores nas vigas principais.

No arranjo sem as vigas secundárias, para a ação do vento segundo o eixo Y, não é desenvolvido qualquer tipo de esforço nas vigas. Como os pórticos estão posicionados perpendicularmente à direção de atuação do vento e não há qualquer ligação entre eles, as ações horizontais são resistidas exclusivamente pelos pilares, que sozinhos não são capazes de apresentar rigidez significativa.

Observa-se, ainda na Figura 20, que para a carga de 1 kN, um valor relativamente muito pequeno aplicado uniformemente na direção Y em todos os níveis do pavimento, os deslocamentos resultantes são relativamente grandes, atingindo 49,95 cm no topo da estrutura.

Entretanto, quando as vigas secundárias são consideradas há uma redistribuição significativa de esforços. Essas vigas passam a trabalhar no sistema de contraventamento, havendo assim uma grande redução dos deslocamentos dos pavimentos em todos os níveis.

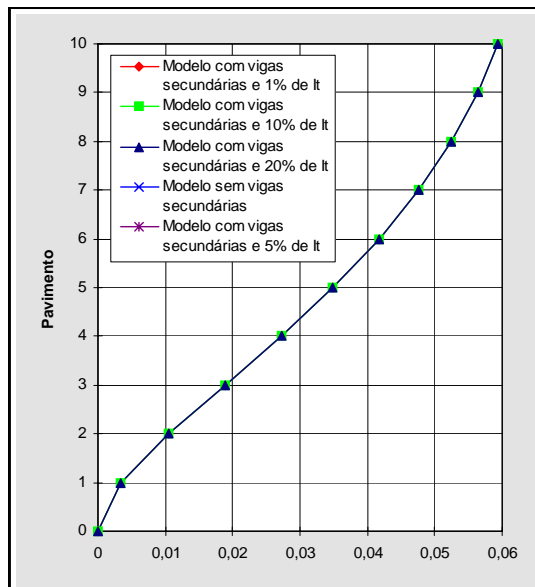


Figura 19 - Translação X devida a ação do vento segundo o eixo X (m)

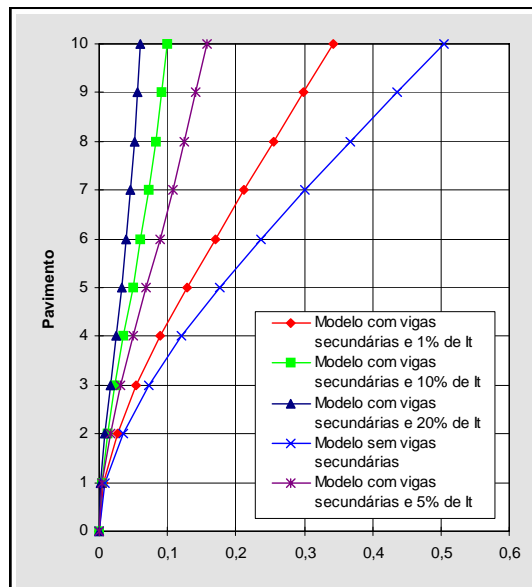


Figura 20 - Translação Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

Os momentos torçores, resultantes da transmissão de momentos fletores das vigas secundárias, são consideráveis, apesar da inércia a torção ser reduzida e da seção transversal da viga não ser a mais adequada para resistir este tipo de solicitação. O máximo momento torçor que as vigas (seção 12 x 60 cm) poderiam resistir no caso de torção pura, considerando concreto C20, seria 2,44 kN.m. Quando da solicitação de flexo-torção esse valor diminui, em função da contribuição das tensões de compressão devidas ao esforço cortante.

Para os arranjos com inércia à torção reduzida a 20% e 10% de I_t os momentos torçores máximos verificados ao longo de toda a estrutura são 3,73 kN.m e 2,87 kN.m respectivamente. Com esses valores seria necessário redimensionar as seções transversais das vigas para resistir os esforços de torção.

O desejável é que essas tensões de compressão no concreto obtidas com um determinado valor de redução de I_t , no caso de torção de compatibilidade, sejam compatíveis com as seções transversais das vigas. Isso ocorre por exemplo para os arranjos com inércia à torção reduzida a 1 e 5% de I_t onde foram obtidos valores máximos de 0,76 kN.m e 2,07 kN.m, respectivamente.

3.3.2 Caso 02

Um outro caso interessante é apresentado na Figura 21. Nesse a formação dos pórticos se dá mesmo sem haver uma perfeita continuidade das vigas em relação à flexão. O acréscimo de deslocamentos provenientes da não consideração das vigas secundárias é bastante significativo em relação ao modelo que as consideram.

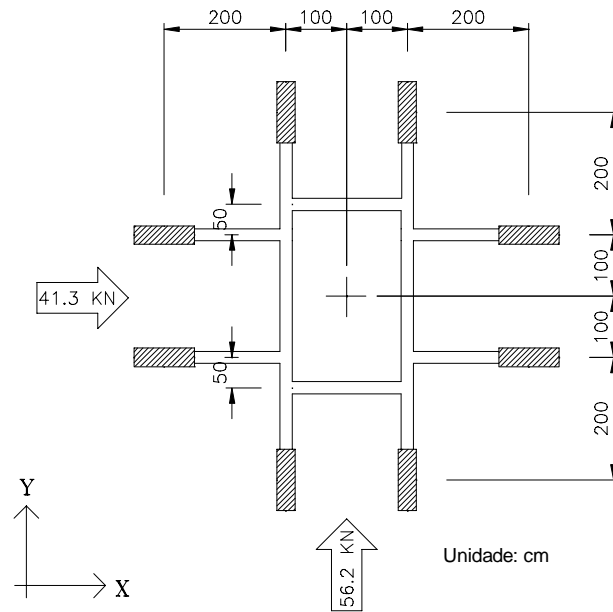


Figura 21 - Estrutura com consideração das vigas secundárias - caso 02

Confrontando os resultados obtidos do processamento de ambos os modelos, observa-se no arranjo sem vigas secundárias um acréscimo de deslocamentos da ordem de 1238,17% no topo da estrutura para a ação do vento segundo o eixo X, como se apresenta na Figura 22. Na direção Y essa redução de deslocamento é insignificante, chegando no máximo a 4,52 % para as estruturas analisadas, Figura 23.

Para esse caso, ao contrário do caso anterior, a redução dos deslocamentos tem pouca relação com a inércia à torção das vigas. Observam-se também que os pequenos trechos de vigas entre as ligações viga-viga encontram-se, para o vento segundo a direção X, submetidos a esforços de torção que, apesar de não serem relativamente grandes, necessitam serem considerados no dimensionamento e na verificação das tensões.

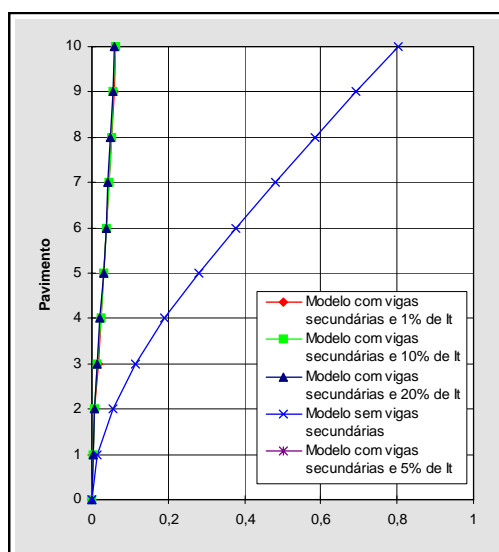


Figura 22 - Translação X devida a ação do vento segundo o eixo X (m)

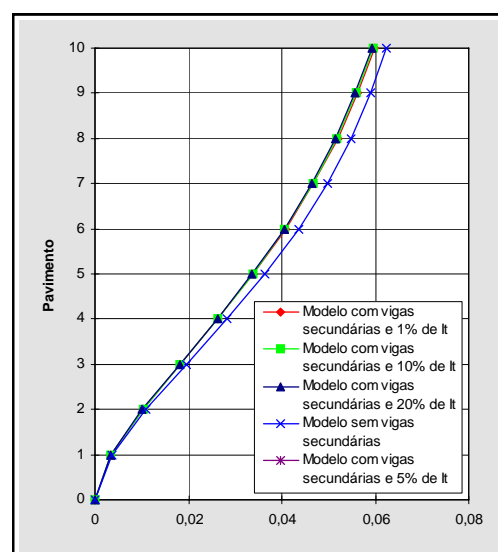


Figura 23 - Translação Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

3.3.3 Caso 03

Observa-se na direção Y da estrutura estudada anteriormente, e também na direção X da estrutura analisada no caso 01, que a consideração das vigas secundárias não tem grande importância quando existem estruturas aporcadas primárias nas direções consideradas. Visando uma melhor compreensão do que ocorre nesses casos foi examinada a estrutura mostrada na Figura 24, que apresenta pares de pórticos dispostos perpendicularmente, proporcionando ligações entre eles similares as que ocorrem nos casos supracitados.

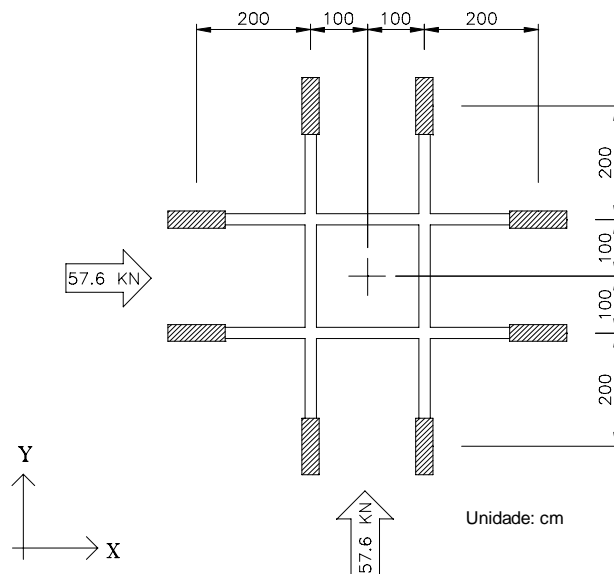


Figura 24 - Estrutura com pórticos dispostos perpendicularmente - caso 03

Para efetuar a análise, essa estrutura foi modelada de dois modos: o primeiro admite as ligações entre as vigas perpendiculares e o segundo considera os pórticos de cada direção atuando independentemente, como se estivessem em níveis diferentes, Figura 25.



Figura 25 - Estrutura com e sem a consideração das ligações entre pórticos perpendiculares

Através dos resultados obtidos observa-se que realmente não há grandes diferenças de deslocamentos entre os modelos, conforme é mostrado na Figura 26. Isso comprova que o efeito, para os deslocamentos, nas direções onde existem pórticos primários atuando é relativamente pequeno.

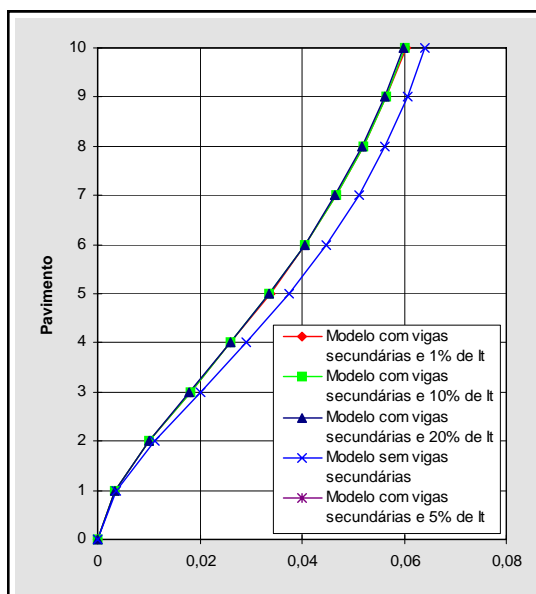


Figura 26 - Translação X devida a ação do vento segundo o eixo X (m)

Para os esforços, entretanto, os resultados obtidos com a utilização dos dois modelos divergem, o que pode comprometer a segurança em alguns casos. A consideração das ligações provoca o aparecimento de esforços que normalmente seriam ignorados.

3.3.4 Caso 04

A influência das ligações de vigas secundárias perpendiculares à ação do vento não é significativa quanto aos deslocamentos, mesmo nos casos onde os pilares estão conectados ao pórtico principal por meio de vigas de grande rigidez, como mostrado na Figura 27, vento X.

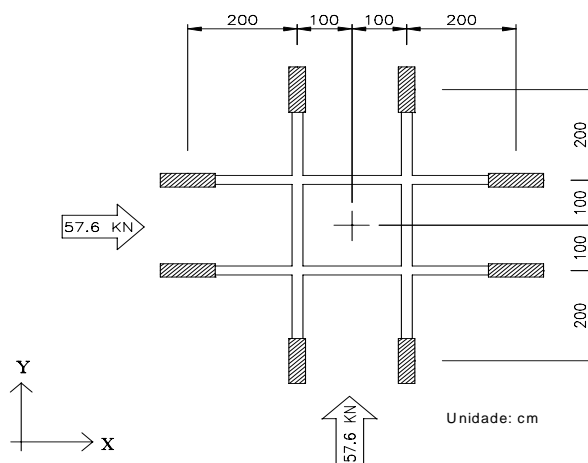


Figura 27 - Estrutura com vigas secundárias de grande rigidez - caso 04

Para a mesma estrutura, porém sem as vigas secundárias observam-se que alguns pilares são ligados ao resto da estrutura exclusivamente através do diafragma, utilizado para modelar as lajes. Desse modo não há transmissão de esforço normal à esses pilares e a estrutura, para o vento segundo a direção Y, fica sujeita a deslocamentos muito maiores comparados aos obtidos do modelo com as vigas secundárias, conforme pode ser observado na Figura 29. O acréscimo de

deslocamentos provocado pela não consideração das vigas secundárias na estrutura de contraventamento, chega nesse caso a 415,50% no topo da estrutura.

Na direção X, pelas razões já apresentadas, o deslocamento máximo sofre um acréscimo de apenas 12,00%, conforme mostrado no Figura 28.

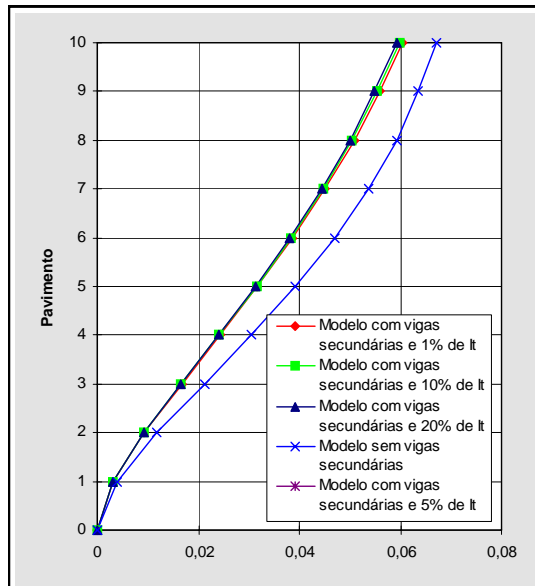


Figura 28 - Translação X devida a ação do vento segundo o eixo X (m)

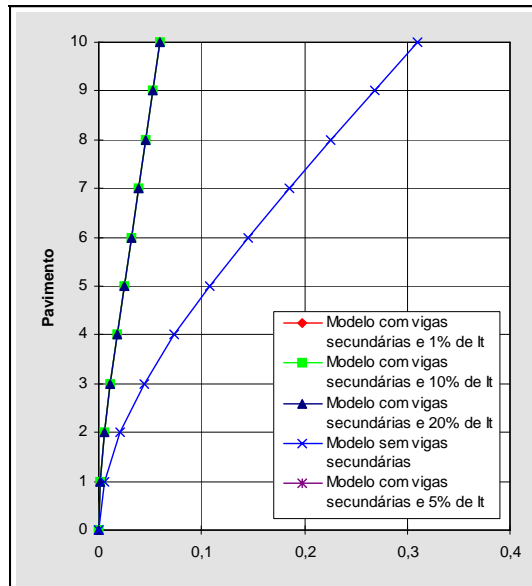


Figura 29 - Translação Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

Os efeitos mostrados tornam-se mais evidentes quanto maiores as rigidezes dos elementos envolvidos, e menor o número de elementos do sistema de contraventamento completo.

As diferenças percentuais, entre modelos com e sem a consideração das vigas secundárias, mostradas em cada caso, referem-se exclusivamente aos modelos aqui apresentados. O que significa que para estruturas de contraventamento mais complexas, que apresentam uma proporção relativamente menor de vigas secundárias que necessitam ser modeladas, os percentuais de reduções tendem a diminuir.

Em função dos recursos de “hardware” e “software” que se dispõe atualmente pode-se recomendar, como procedimento mais adequado, que se considere na estrutura de contraventamento todas as vigas secundárias presentes. Exceto aquelas que, à priori, se tenha certeza que não estão trabalhando.

No tocante ao valor da inércia à torção a ser utilizado nessas estruturas, para o caso das torções de compatibilidade, acredita-se que duas possibilidades devam ser ressaltadas:

- quando se pretende eliminar os momentos torçores, por julgar que tal procedimento não provoca discrepâncias significativas no comportamento da estrutura, pode-se adotar uma redução a 1% de I_t ;
- quando se presume que os momentos torçores são importantes para a redução dos deslocamentos da estrutura, como no caso 01, pode-se adotar valores

em torno de 10% de I_t . Tendo em vista os casos onde as rotações podem provocar problemas de ductilidade a utilização desse valor de redução também é interessante.

Vale frisar ainda, que a consideração das vigas secundárias perpendiculares à direção de atuação do vento realmente não tem grande importância quando existem pórticos verdadeiros nas direções consideradas.

4 REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). **Manual of concrete design** - v.3: Use of concrete in buildings; design, specifications and related topics. Detroit, Michigan.

ALBIGÉS, M; GOULET, J. (1960). Contreventement des batiments. **Annales Inst. Tech. Bât. Trav.**, n. 149, p. 473-500, Mai.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). **NB 1** - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **NBR 6123** - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

BARBOSA, J.A. (1977). **Edifícios com paredes de seção aberta contraventados por lintéis, sob carga lateral**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BATTISTELLE, R.A.G. (1991). **Cálculo dos deslocamentos laterais de painéis planos considerando as deformações axiais dos pilares e o efeito de segunda ordem**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BECK, H. (1962). Contribution of the analysis of coupled shear walls. **ACI Journal**, p. 1055-1069, August.

BORTOLIN, A.A. (1991). **Sobre a racionalização e a automação do cálculo de edifícios de concreto armado**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BREBBIA, C.A. (1988). **Boundary elements: an introductory course**. Computational Mechanics Publications.

CARVALHO, F.A.C. (1980). **Instabilidade de edifícios com paredes de seção aberta contraventados por lintéis**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1991). CEB-FIP model code 1990: final draft. **Bulletin D'Information**, n. 203-204, July.

CHEN, C.J. ; LIU, W. ; CHERN, S.M. (1990). Torsional analysis of shear core structures with opening. **Computers & Structures**, v. 41, n. 1, p. 99-104.

COOK, R.D. ; MALKUS, D.S. ; PLESHA, M.E. (1989). **Concepts and applications of finite element analysis**. Madison, University of Winconsin.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1987). Sistema LASER de análise estrutural. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO: SOFTWARE PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS, 5., São Paulo. **Anais**. São Paulo.

CORRÊA, M.R.S. (1991). **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

COSTA, J.L. (1982). **Núcleos estruturais sobre fundações flexíveis**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

COULL, A.; CHANTAKSINOPAS (1974). Desing curves for coupled shear walls on flexible bases. **Proc. Instn. Civ. Engrs.**, v. 2, p. 595-618, December.

FRANCO, M. (1966). **Alguns problemas relativos à ação do vento de edifícios de grande altura**. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FUSCO, P.B. (1986). **Estruturas de concreto**: solicitações normais. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

GERE, J.M.; WEAVER, W. (1981). **Análise de estruturas reticuladas**. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

HA, K.H.; DESBOIS, M. (1989). Finite elements for tall building analysis. **Computers & Structures**, v. 33, n. 1, p. 249-255.

HEIDEBRECHT, A.C.; SMITH, B.S. (1973). Aproximate analysis of open-section shear walls subject to torsional loading. **Journal of the Structural Division**, v.99, n. ST12, p. 2355-2373, December.

HEIDEBRECHT, A.C.; SWIFT, R.D. (1971). Analysis of asymmetrical coupled shear walls. **Journal of the Structural Division**, p. 1407-1422, May.

KWAN, A.K.H.; CHEUNG, Y.K. (1993). Analysis of coupled shear/core walls using a beam-type finite element. **Engng. Strut.**, v. 16, n. 2, p. 111-118.

LAIER, J.E. (1978). **Análise de vibrações livres de edifícios pela técnica do meio contínuo**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E (1979). **Construções de concreto**: verificação da capacidade de utilização. Rio de Janeiro, Interciência. v. 4.

LIAW, T.C.; LUK, W.K. (1980). Torsion of core walls of nonuniform section. **Journal of the Structures Division**, p. 1921-1931, September.

MacGREGOR, J.G. (1992). **Reinforced concrete**: mechanics and design. New Jersey, Prentice Hall.

MacLEOD, I.A.; HOSNY, H.M. (1977). Frame analysis of shear wall cores. **Journal of Structures Division**, p. 2037-2047, October.

MANCINI, E. (1972). **Associação contínua tridimensional de pórticos e paredes com engastamentos elásticos**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MANCINI, E. (1973). **Análise contínua de estruturas de edifícios elevados sujeitas à ação do vento**. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MANCINI, E.; BATTISTELLE, R.A.G. (1989). Associação plana de pórtico e parede. In: CONGRESSO IBERO-LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS APLICADOS À ENGENHARIA, 10., Porto, Portugal. **Anais**. p. 415-430.

MANCINI, E. (1995). **Aplicação da técnica do meio contínuo à problemas relativos a estruturas de edifícios altos**. São Carlos. Tese (Livre-docência) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MOREIRA, D.F. (1977). **Análise matricial de estruturas**. São Paulo, EDUSP.

MORI, D.D. (1992). **Os núcleos estruturais e a não-linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OLIVEIRA, D.S. (1982). **Aplicação do método de Rayleigh-Ritz na integração numérica das equações da técnica do meio contínuo**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PROENÇA, S.P.B. (1986). **Diferenças finitas na integração das equações da técnica do meio contínuo**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RAMALHO, M.A. (1983). **Integração das equações da técnica do meio contínuo por polinômios de interpolação**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RAMALHO, M.A. (1990). **Sistema para análise de estruturas considerando interação com o meio elástico**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ROBERTS, M.; ACHOUR, B. (1990). Torsion and bending of braced thin-walled open sections. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 1, p. 1-12, January.

ROSMAN, R. (1964). Approximate analysis of shear walls subject to lateral loads. **ACI Journal**, p. 717-733, June.

RUTENBERG, A.V.; TSO, W.K. (1975). Torsional analysis of perforated core structure. **Journal of the Structural Division**, p. 539-550, March.

SAVASSI, W. (1975). Aplicação do método dos elementos finitos aos edifícios altos. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 17., Caracas. **Anais**.

SILVA JR., J.F. (1962). **Resistência dos materiais**. Rio de Janeiro, Editora Ao Livro Técnico, p. 84-87.

STAMATO, M.C. (1971). **Associação contínua de painéis de contraventamento**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SÜSSEKIND, J.C. (1991). **Curso de concreto**: concreto armado. São Paulo, Globo. v. 2, p.1-58.

SWADDIWUDHPOING, S. ; LIM, Y.B. ; LEE, S.L. (1988). An efficient finit strip analysis of frame-shear wall tall buildings. **Computers & Structures**, v. 29, n. 6, p. 1111-1118.

TARANTH, B.S. (1968). **Torsional behaviour of open section shear wall structures**. Southampton, England, University of Southampton.

TARANATH, B.S. (1975). Analysis of interconnected open section shear wall strutures. **Journal of the Structural Division**, p. 2367-2384, November.

TSO, W.K.; CHAN, P.C.K. (1972). Flexible foundation effect on coupled shear walls. **ACI Journal**, p. 678-683, November.

TSO, W.K.; BISWAS, J.K. (1973). General analysis of nonplanar coupled shear walls. **Journal of Structural Division**, p. 365-380, March.

VLASOV, V.Z. (1961). **Thin walled elastic beams**. Jerusalem, Israel Program for Scientific Translations.

YAGUI, T. (1978). **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço**: carregamento crítico de instabilidade geral. Limeira. Tese (Livre-docência). Universidade Estadual de Campinas.

ZIENKIEWCZ, O.C.; PAREKH, C.J.; TEPLY, B. (1971). Three-dimensional analysis of buildings composed of floor and wall panels. **Proc. Instn. Civ. Engrs.**, v. 2, p.316-332, July.

CONTRIBUIÇÃO PARA A DEFINIÇÃO DE CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO ENTRE PEÇAS ESTRUTURAIS DE MADEIRA POR CHAPAS METÁLICAS COM DENTES ESTAMPADOS

Johnny Soares de Carvalho¹ & Francisco Antonio Rocco Lahr²

Resumo

O crescimento da população urbana, bem como as diferenças sociais brasileiras, têm causado significativa degradação nas condições de vida e de moradia em nosso país. Tal fato vem reforçar a necessidade de se intensificar as pesquisas que tenham como objetivos a produção de alternativas tecnológicas para solucionar-se tais problemas. Não é ainda comum no Brasil o uso de chapas com dentes estampados para se fazer a conexão de peças estruturais de madeira, apesar dessas se apresentarem como uma ótima alternativa estrutural e econômica para tal. A norma brasileira, NBR 7190/97 – Projeto de Estruturas de Madeira, não apresenta um método com os critérios de dimensionamento para tais tipos de ligação. Baseado em estudos teóricos e experimentais desenvolvidos no Laboratório de Madeira e de Estruturas de Madeira (LaMEM), do departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, são apresentados neste trabalho contribuições para o desenvolvimento de tais critérios para o dimensionamento destas ligações. O presente estudo foi desenvolvido para atender as especificações de espécies tropicais nativas e de reflorestamento encontradas em território nacional.

Palavras-Chave: ligações; chapas com dentes estampados; conector metálico.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento da população urbana brasileira associado à escassez de oferta de infra-estrutura pública como hospitais, creches, estabelecimentos escolares, entre outros, têm reforçado a necessidade de se desenvolver métodos alternativos que simplifiquem os processos construtivos e permitam que haja uma redução nos custos dessas obras.

Os processos convencionais têm, cada vez mais, se mostrado pouco eficientes para resolver a problemática da demanda pelos diferentes tipos de edificações urbanas e rurais. Diante deste fato, os processos construtivos industrializados conseguem ganhar espaço e vêm se mostrando altamente

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas – EESC-USP

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

interessantes para solucionar os problemas supracitados, em particular, considerando a relação custo-benefício.

Entretanto, tratando-se de estruturas de cobertura executadas com madeira no Brasil, que abrangem a grande maioria das habitações convencionais, segundo SOUZA (1995), não mais que 5% das estruturas de cobertura, executadas em nosso país, utilizam a pré-fabricação.

É nesse contexto que se insere o estudo da ligação entre as barras das estruturas executada por meio de conectores metálicos, comumente chamados de CDE's (chapas com dentes estampados).

No Brasil, a NBR 7190/97: Projeto de Estruturas de Madeira, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), documento normativo de nível equivalente às principais normas internacionais, ainda não apresenta critérios conclusivos para o adequado dimensionamento das ligações por CDE's. Esta circunstância se constitui numa componente restritiva à efetiva disseminação desta tecnologia no contexto brasileiro das estruturas de madeira.

2 OBJETIVOS

No presente trabalho, objetivou-se fornecer subsídios tecnológicos aos profissionais ligados ao projeto e à construção de estruturas de madeira, visando a difusão dos processos construtivos industrializados em nosso país, na busca pela garantia da qualidade da estrutura, num contexto de alta competitividade, e ainda, contribuir para o estabelecimento de critérios para o dimensionamento das ligações entre peças estruturais de madeira por meio de conectores metálicos com dentes estampados.

Na busca pela generalização dos resultados obtidos, foram considerados os ensaios com diferentes espécies de madeira, sejam nativas ou de florestas artificiais, abrangendo as várias classes de resistência previstas na NBR 7190/1997.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Contextualização

No que concerne aos aspectos tecnológicos, há muito se tem observado que os processos construtivos convencionais não são eficientes para a solução dos problemas acima citados, devendo ser fortemente consideradas as alternativas da pré-fabricação e da industrialização como mais promissoras para atender às necessidades atuais e futuras.

A indústria da construção civil e os produtores de materiais de construção vêm buscando encurtar distâncias entre as expectativas e a realidade, com o intuito de promover o desejado desenvolvimento tecnológico de modo equilibrado e racional.

Ao mesmo tempo, os documentos normativos mais recentes têm incorporado avanços em diversas áreas do conhecimento, fazendo com que velhas barreiras sejam gradativamente transpostas e novas tecnologias sejam, então, disseminadas,

contribuindo para que o país, cada vez mais, acompanhe a evolução tecnológica já atingida em outras partes do mundo.

O presente trabalho, intitulado **Critérios para o dimensionamento da ligação entre peças estruturais de madeira através de chapas metálicas com dentes estampados (CDE)**, está inserido neste contexto. É buscada aqui a geração de subsídios para o desenvolvimento racional de projetos que mantenham a competitividade da madeira como material estrutural.

Desde o surgimento das chapas metálicas com dentes estampados (CDE's), detalhadas abaixo, diversas pesquisas vêm sendo desenvolvidas no tocante a este sistema. Entretanto, em nosso país, tal estudo tem experimentado importância apenas a partir do final da década de 80 do século passado. Mesmo assim, poucas informações consistentes são encontradas a respeito do assunto na literatura técnica nacional.

De acordo com **ALMEIDA (1997)**, por se tratar de um sistema de ligações consideravelmente recente, em nível nacional, são poucas as informações experimentais sobre o comportamento das ligações de peças de madeiras nativas brasileiras fixadas com CDE's.

O assunto começou a ganhar força em nosso país a partir do agravamento do problema de moradia, em particular nos anos 80, que tendia a um significativo agravamento. Como dado estatístico, de acordo com os recenseamentos feitos no período de 1940 a 1980, acusa-se o crescimento da população brasileira de 40 para 120 milhões de habitantes, com o agravante da população urbana de 1940 ser de 13 milhões (31% da população total), enquanto, em 1980, era de 80 milhões (76% da população total), **BARROS (1991)**.

De acordo com o último censo demográfico realizado no ano de 2000 pelo IBGE, a população brasileira atinge 169.590.693 habitantes. Deste número, 137.755.550 são residentes em zona urbana, o que corresponde a uma parcela de 81,23% da população total brasileira. Isto significa que, nos últimos vinte anos, o crescimento da população urbana foi de 72%.

BARROS (1992) afirma, ainda, que a indústria da construção civil no ramo das estruturas de madeira não vinha sendo objeto de atenção em nosso país, dada a predominância do modo artesanal como tais estruturas são produzidas, situação esta gerada em função do reduzido número de profissionais, engenheiros civis, especializados no assunto e conscientes do potencial e das possibilidades que a madeira pode proporcionar à construção civil, bem como da redução do número de oficiais carpinteiros capacitados para a execução de obras.

Os trabalhos mais relevantes publicados a respeito do tema, em nosso país, já realizados após a implantação do Método dos Estados Limites no cálculo de Estruturas de Madeira, são os de **BARALDI (1996)**, em que foram definidos os métodos de ensaio para ligações de estruturas de madeira por chapas com dentes estampados e o de **SERAPHIM E FRANCO (2001)**, no qual se estudou o comportamento da resistência e da rigidez de ligações tracionadas, unidas por chapas com dentes estampados, em função do aumento da espessura das peças de madeira solidarizadas.

Os referidos autores evidenciaram, em seus trabalhos, a necessidade de se estabelecer critérios para o dimensionamento da ligação por CDE's para que seja possível otimizar o dimensionamento das citadas ligações, compatibilizando custo e garantindo a competitividade das estruturas de madeira.

3.2 O Sistema de ligação por conectores metálicos

Um dos grandes responsáveis pelo desenvolvimento internacional da indústria das estruturas de madeira tem sido o emprego das chapas metálicas com dentes estampados (CDE) na produção de estruturas treliçadas para cobertura.



Figura 1 – Estrutura de cobertura executada com CDE's como elemento de união nas ligações

Tal sistema foi originalmente desenvolvido em 1955 nos Estados Unidos por J. Calvin Jureit (Gang-Nail, 1975), e é composto por ligações e fixações de elementos de madeira através de cobrejuntas metálicas, projetadas para maximizar sua resistência em função das condições de trabalho (tração, compressão, flexão e cisalhamento).

Esses conectores foram concebidos como alternativa econômica para a confecção de ligações e, conseqüentemente, de coberturas mais leves com madeira de espécies menos nobres, aplicando-se conceituação diferente de projeto e de construção, utilizando-se peças de menores dimensões, promovendo uma melhor distribuição de cargas e, finalmente, um alívio das tensões atuantes nessas peças, gerando economia de madeira, maior eficiência de montagem e melhor controle de qualidade nas obras.

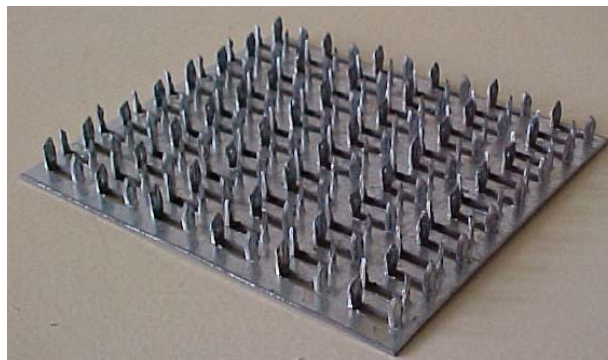


Figura 2 – Exemplo de um CDE

Essas “chapas-prego”, como são usualmente chamadas, têm menor espessura e maior resistência, solucionam inconvenientes tais como a exigência de pregos ou parafusos de diâmetro e peso elevados e possibilitam a diminuição da área útil da seção transversal das peças, entre outros.

Inicialmente, nessas talas metálicas, os pregos eram colocados um a um, em trabalho mais demorado e artesanal. Na continuação, surgiu a chapa com pregos já estampados segundo ângulos retos em relação a seu plano. O processo de ligação consiste basicamente em se colocar as peças a serem ligadas, em posicionar as chapas e proceder à respectiva prensagem. Isto possibilita a produção em larga escala, contribuindo para justificar a idéia da industrialização das estruturas de madeira.



Figura 3 – Esquema de prensagem do CDE

No que se refere ao Brasil, é oportuno lembrar que, segundo **SOUZA (1995)**, em torno de 75% das construções têm suas estruturas de cobertura executadas em madeira, mas menos de 5% empregam ligações com CDE.

3.3 Os conectores metálicos

Os conectores metálicos utilizados no presente trabalho são fabricados com aço galvanizado a quente e contém as seguintes especificações dadas pelo fabricante:

- Atendimento aos requisitos da ASTM A446-72 Grau A;
- Tensão admissível à tração de 14KN/cm^2 ;
- Cisalhamento admissível de $9,8\text{KN/cm}^2$;
- Limite de escoamento de $23,2\text{KN/cm}^2$;
- Limite de resistência à tração de $31,64\text{KN/cm}^2$;

Constam ainda, a seguir, algumas informações fornecidas pelos fabricantes e que foram utilizadas nos cálculos realizados no presente trabalho:

- Número de dentes de 1,5 dentes/cm²;
- Espessura de 1,23mm (chegando até 1,38mm);
- Comprimento dos dentes de 7,8mm;
- Quantidade efetiva de aço que resiste às solicitações longitudinais: 32,7%;
- Quantidade efetiva de aço que resiste às solicitações transversais: 70,2%;
- Peso específico de um CDE: 1,05g/cm²

3.4 Normalização internacional

Em diversos países, a ligação por CDE's em estruturas de madeira já é um sistema muito bem aceito, tendo cada um seus métodos e critérios de dimensionamento. A seguir serão apresentados alguns dos principais documentos normativos internacionais, métodos de ensaio e critérios de dimensionamento por eles utilizados.

Dentre os documentos normativos internacionais, primeiramente pode ser citado o **ANSI/TPI** (American National Standards Institute/Truss Plate Institute), órgão norte-americano responsável pelo desenvolvimento tecnológico na área de conectores metálicos. O documento normativo do **ANSI/TPI** apresenta três modos básicos de ruptura que devem ser verificados em uma ligação por chapas com dentes estampados, sendo estes: por tração na chapa de aço, cisalhamento da chapa de aço e, ainda, o arrancamento dos dentes da chapa da peça de madeira.

Outra Norma que deve ser abordada é a norma canadense, a **Canadian Standards Association - CSA S347 - Methods of test for evaluation of truss plate used in lumber joints**. De acordo com essa norma, o dimensionamento das ligações é feito levando em conta alguns parâmetros: as espécies de madeira utilizadas, a orientação dos conectores em relação ao carregamento aplicado, a orientação do carregamento em relação às fibras da madeira e a orientação dos conectores em relação às forças de cisalhamento.

É levada em conta no dimensionamento das ligações a resistência última ao arrancamento dos dentes dos conectores, resistência dos conectores ao esforço cortante e ainda o estado limite de utilização, devendo os efeitos do carregamento ser inferiores, ou no mínimo, iguais à resistência ao arrancamento dos dentes do conector.

É importante também abordar o **Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings** que, em seu anexo D, apresenta os critérios de dimensionamento para as ligações por chapas com dentes estampados. Segundo este documento normativo, deve ser analisada a capacidade resistente dos conectores, a resistência de ancoragem destes, a resistência da ligação ao arrancamento e ainda a resistência do conector aos esforços solicitantes (verificando-se tração, compressão e momento).

Outros documentos normativos relevantes ao estudo podem citados como a NCH 1198 – Madera – Construcciones de Madera – Calculo, do Instituto Nacional de Normalización – Chile ou ainda a norma Inglesa BS – 6948.

A atual norma brasileira para projeto de estruturas de madeira, a NBR 7190/1997, documento baseado no método dos estados limites, no que se refere às ligações por chapas com dentes estampados, não explicita os critérios para seu

dimensionamento, trazendo em seu anexo C apenas um roteiro para a realização dos ensaios para verificação do desempenho das citadas ligações.

Nesse contexto, deve ser citado o trabalho desenvolvido por **BARALDI (1996)**, no qual são sugeridos os métodos de ensaio das ligações em estruturas de madeira por chapas com dentes estampados, a partir dos modos de ruptura a que estas ligações estão sujeitas.

Três modos básicos de ruptura foram identificados e recomendadas suas verificações, sendo:

- Tração da chapa;
- Cisalhamento da chapa;
- Arrancamento dos dentes da chapa da peça de madeira.

De acordo com a NBR 7190/97, “a resistência das ligações por chapas com dentes estampados é definida pelo escoamento da chapa metálica ou pelo início de arrancamento da chapa, ou por qualquer fenômeno de ruptura da madeira, não se tomando valor maior que a carga aplicada ao corpo-de-prova para uma deformação específica residual da ligação de 2% , medida em uma base de referência padronizada, igual ao comprimento da chapa metálica na direção do esforço aplicado”.

Um aspecto importante que deve ser observado através da revisão bibliográfica é que em todos os documentos normativos estudados há uma concordância quanto aos modos de falha da ligação, que são o arrancamento da chapa metálica, a ruptura desta por tração, ou ainda, a ruptura da chapa metálica por cisalhamento.

Entretanto, não foi encontrada nos registros disponíveis, qualquer referência onde a ênfase do trabalho tenha sido avaliar a adequação de um modelo matemático para descrever o comportamento de ligações nas quais o estado limite último seja provocado pelo arrancamento da chapa.

Tal arrancamento, em geral, é imediatamente precedido pelo fato de se ter atingido a resistência última ao embutimento dos dentes da chapa na madeira.

Assim sendo, pode-se considerar que a abordagem principal do trabalho ora apresentado se constitui, efetivamente, numa contribuição para a definição dos critérios de dimensionamento das mencionadas ligações entre peças estruturais de madeira.

4 MODELO MATEMÁTICO DESENVOLVIDO

Considere-se a figura 4, na qual está esquematizada uma ligação tracionada entre duas peças de madeira interligadas por CDE's, aplicadas paralelamente à direção das fibras e da força de tração:

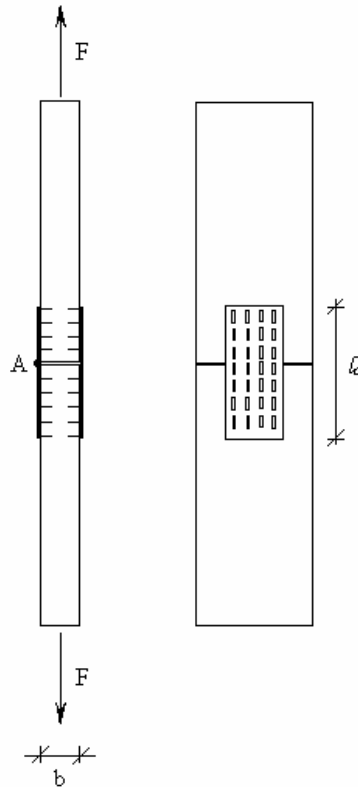
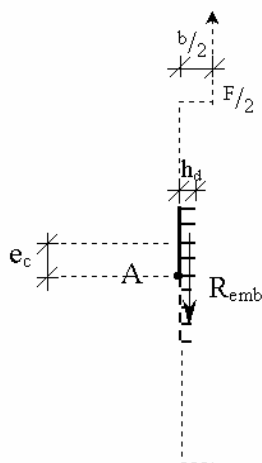


Figura 4 – Esquema de uma ligação tracionada com CDE

Isolando-se o conector metálico para a realização do equilíbrio de forças, este pode ser proposto conforme segue:



$$\Sigma M_A = 0$$

$$\frac{F}{2} * \frac{b}{2} = R_{emb} * \frac{h_d}{2} \quad (1)$$

$$R_{emb} = \frac{n}{2} \cdot h_d \cdot e_d \cdot \sigma_{emb} \quad (2)$$

Nas expressões 1 e 2 tem-se:

- F – Força de tração aplicada
 b – Largura das peças interligadas

R_{emb}	–	Resultante das forças de embutimento
n	–	Número de dentes de uma chapa
h_d	–	Altura do dente
e_d	–	Espessura do dente
σ_{emb}	–	Tensão atuante de embutimento

De (1) e (2), chega-se a:

$$\frac{F}{2} \cdot \frac{b}{2} = \frac{n}{2} \cdot h_d \cdot e_d \cdot \sigma_{emb} \cdot \frac{h_d}{2} \quad (3)$$

$$F = \frac{n \cdot e_d \cdot h_d^2 \cdot \sigma_{emb}}{b} \quad (4)$$

No instante em que a tensão de embutimento alcança seu valor máximo (f_{emb}), atinge-se a força considerada de ruptura na ligação e é desencadeado o arrancamento da chapa, sem aumento sensível da força aplicada (como se observou nos ensaios). Deste modo, é possível admitir, na ruptura:

$$F = \frac{n \cdot e_d \cdot h_d^2 \cdot f_{emb,0}}{b} \quad (5)$$

Vale registrar que para ângulos α quaisquer entre as fibras da madeira e a posição da chapa, pode-se trabalhar com o valor de $f_{emb,\alpha}$.

A partir da expressão (5), é possível a determinação de quaisquer das variáveis envolvidas, uma vez conhecidas as demais.

Na prática, a determinação foi feita conhecendo-se o valor de cálculo da resistência ao embutimento, nas direções desejadas. Deste modo, determinam-se todos os valores de cálculo da força que será resistida pelos n dentes das chapas utilizadas.

Na avaliação experimental da expressão proposta, é importante lembrar:

– A resistência última ao embutimento é um valor superior à chamada resistência convencional ao embutimento, obtida conforme recomendado pela NBR 7190/97. Assim, no desenvolvimento deste trabalho, as comparações serão efetuadas tanto para a condição de resistência última como para a condição de resistência convencional.

– A NBR 7190/97 prescreve quatro classes de resistência para as dicotiledôneas (C20, C30, C40 e C60) e três classes de resistência para as coníferas (C20, C25 e C30). Mesmo sabendo-se que o emprego dos conectores metálicos se verifica com maior frequência para espécies até a classe C40, neste trabalho foram buscados lotes que atendessem a todas as classes preconizadas.

– Neste trabalho procurou-se, também, focar a parte experimental no tocante às ligações tracionadas, recomendando-se futuras abordagens para as ligações comprimidas.

5 MATERIAIS E MÉTODOS

Para abranger todas as classes de resistência preconizadas pela NBR 7190/97, foram empregadas espécies das dicotiledôneas e das coníferas.

As dicotiledôneas utilizadas foram:

- **Cedrilho (C20)**: Seu nome científico é *Erismia sp.* Trata-se de espécie tropical, encontrada em quase todas as regiões da Floresta Amazônica, com densidade aparente, a 12% de umidade, entre 0,55 e 0,60g/cm³.

- **Cambará (C30)**: Seu nome científico é *Erismia uncinatum*. Trata-se de espécie tropical, encontrada em quase todas as regiões da Floresta Amazônica, com densidade aparente, a 12 % de umidade, entre 0,65 e 0,70g/cm³.

- **Eucalipto Grandis (C40)**: Seu nome científico é *Eucalyptus grandis*. Sua densidade aparente, a 12% de umidade, pode variar entre 0,7 e 0,9 g/cm³. É uma árvore de reflorestamento que se desenvolve muito bem em regiões de clima tropical a temperado, resistindo até aproximadamente (-5°C).

- **Peroba Rosa (C60)**: Seu nome científico é *Aspidosperma polyneuron*. Sua densidade aparente, a 12% de umidade, varia entre 0,8 e 0,9 g/cm³. É normalmente encontrada em toda a bacia do rio Paraná, abrangendo os Estados de Goiás, Minas Gerais, Mato Grosso do Sul, Mato Grosso, Rondônia, São Paulo, Paraná e Santa Catarina, atingindo Argentina e Paraguai.

As coníferas utilizadas nos estudos foram:

- **Pinus Taeda (C20)**: Seu nome científico é *Pinus taeda*. Trata-se de espécie com densidade aparente, a 12% de umidade, variando entre 0,45 a 0,65 g/cm³. É originária das regiões leste e sudeste dos Estados Unidos, com uma área de ocorrência extensa e descontínua.

- **Pinus Caribaea (C25)**: Seu nome científico é *Pinus caribaea*. Trata-se de espécie com densidade aparente, a 12% de umidade, variando entre 0,4 e 0,6g/cm³, semelhante a outras espécies de Pinus. Sua ocorrência é muito ampla, sendo encontrado naturalmente na costa Atlântica da América Central, de Belize até a Nicarágua.

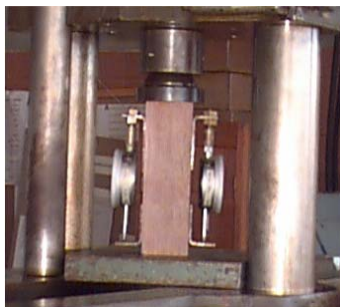
- **Pinus Elliottii (C30)**: Seu nome científico é *Pinus elliottii*. Trata-se de espécie com densidade aparente, a 12% de umidade, variando entre 0,45 e 0,6g/cm³, semelhante a outras espécies de Pinus. Sua área de ocorrência natural é menos ampla que a do *Pinus taeda* mas por vezes, ambas se confundem. É geralmente encontrada no sudoeste dos Estados Unidos.

As espécies de Pinus aqui mencionadas são amplamente utilizadas, no Brasil, em florestas plantadas.

Na experimentação realizada foram utilizados também conectores metálicos fabricados pela empresa Gang-Nail do Brasil, com especificações já apresentadas anteriormente.

Três tipos de ensaio foram realizados para a avaliação do modelo experimental proposto e estão mostrados à seguir:

- Ensaio de Compressão Paralela em corpos-de-prova;
- Ensaio de Cisalhamento em corpos-de-prova;
- Ensaio de Tração nas ligações.



Figuras 5 e 6 – Ensaio de Compressão paralela e de Embutimento em corpos-de-prova padronizados



Figuras 7 – Ensaio de Tração da Ligação

6 RESULTADOS FINAIS

A seguir estão apresentados os resultados obtidos na fase experimental do estudo.

Após a realização dos ensaios de compressão paralela, as espécies estudadas foram classificadas nas seguintes Classes de Resistência, conforme preconizado pela NBR 7190/97:

Tabela 1 – Classificação das espécies estudadas quanto às Classes de Resistência

Coníferas	Classe de Resistência
Pinus Taeda	C 20
Pinus Caribea	C 25
Pinus Eliotti	C 30

Dicotiledôneas	Classe de Resistência
Cedrilho	C 20
Cambará	C 30
Eucalipto Grandis	C 40
Peroba Rosa	C 60

Para avaliar o comportamento das ligações foram obtidos dois valores para a resistência ao embutimento que são a resistência última ao embutimento, e a resistência convencional a 2^o/₀₀ conforme preconizado pela NBR 7190/97.

Estes valores dos ensaios de embutimento foram aplicados na expressão obtida através do modelo matemático e a seguir, comparados com os dois valores obtidos nos ensaios de tração da ligação, sendo estes o Valor Último de Resistência da ligação à Tração e o valor convencional a 2^o/₀₀ conforme preconizado pela NBR 7190/97.

Após feita esta avaliação, foi aplicado o teste estatístico da comparação de pares para a validação do modelo, tendo-se obtido os seguintes resultados:

Tabela 2 – Avaliação Estatística para os resultados obtidos a partir do Embutimento Último e com as chapas orientadas paralelamente às fibras da madeira

Espécie	Intervalo de Confiança
Peroba Rosa	-31,7 ≤ μ ≤ 200
Eucalipto Grandis	-26,6 ≤ μ ≤ 122
Cambará	-117,9 ≤ μ ≤ 36
Cedrilho	-51,8 ≤ μ ≤ 64
Pinus Elliottii	-55,6 ≤ μ ≤ 139
Pinus Caribaea	-104,4 ≤ μ ≤ 110
Pinus Taeda	-54,5 ≤ μ ≤ 90

Tabela 3 – Avaliação Estatística para os resultados obtidos a partir do Embutimento segundo a NBR 7190/97 com as chapas orientadas paralelamente às fibras da madeira

Espécie	Intervalo de Confiança
Peroba Rosa	-511,1 ≤ μ ≤ -61
Eucalipto Grandis	-145,3 ≤ μ ≤ 131
Cambará	-23,9 ≤ μ ≤ 201
Cedrilho	-71,1 ≤ μ ≤ 63
Pinus Elliottii	-91,4 ≤ μ ≤ 84
Pinus Caribaea	-149,4 ≤ μ ≤ 84
Pinus Taeda	-53,4 ≤ μ ≤ 19

Tabela 4 – Avaliação Estatística para os resultados obtidos a partir do Embutimento Último com as chapas orientadas perpendicularmente às fibras da madeira

Espécie	Intervalo de Confiança
Peroba Rosa	-67 ≤ μ ≤ 39
Eucalipto Grandis	-98 ≤ μ ≤ 64
Cambará	-107 ≤ μ ≤ 51
Cedrilho	-8 ≤ μ ≤ 118
Pinus Elliottii	-58 ≤ μ ≤ 35
Pinus Caribaea	-73 ≤ μ ≤ 13
Pinus Taeda	-2 ≤ μ ≤ 66

Tabela 5 – Avaliação Estatística para os resultados obtidos a partir do Embutimento segundo a NBR 7190/97 com as chapas orientadas perpendicularmente às fibras da madeira

Espécie	Intervalo de Confiança
Peroba Rosa	-116 ≤ μ ≤ 10
Eucalipto Grandis	-85 ≤ μ ≤ 97
Cambará	-46 ≤ μ ≤ 120
Cedrilho	-64 ≤ μ ≤ 13
Pinus Elliottii	-70 ≤ μ ≤ 26
Pinus Caribaea	-101 ≤ μ ≤ 48
Pinus Taeda	-3 ≤ μ ≤ 62

Merecem especial destaque na avaliação estatística apresentada acima os valores obtidos para a espécie Peroba Rosa na Tabela 03. Sabe-se que os conectores metálicos obtêm melhor desempenho quando empregados com madeiras de classe até C40. O lote de Peroba Rosa utilizado nos ensaios foi classificado como C60, conforme Tabela 01, e o resultado estatístico obtido aponta que neste caso podem, efetivamente, ocorrer dificuldades na cravação das CDE, prejudicando a aplicação do modelo teórico apresentado.

Entretanto, em todos os demais casos, como o zero pertence a todos os intervalos de confiança calculados (seis amostras por espécie, 95% de confiabilidade), admite-se que podem ser considerados estatisticamente equivalentes os resultados teóricos e os experimentais para a força máxima nas ligações estudadas. Com isto,

fica evidenciada a validade da expressão abaixo para a estimativa da força máxima nas ligações com CDE's.

7 CONCLUSÕES FINAIS

Através do estudo e da avaliação dos vários fatores envolvidos no comportamento das ligações em peças de madeira por conectores metálicos com dentes estampados e da ligação propriamente dita, podemos apresentar as seguintes conclusões:

O estado limite decorrente do arrancamento do CDE, é um dos fenômenos que podem ocorrer com bastante frequência nas ligações em estudo e é um fator determinante no dimensionamento de tal ligação. Buscou-se no presente estudo promover um equacionamento do problema e a subsequente experimentação de modo que a falha não ocorresse pela ruptura do conector metálico. Para tal, obteve-se, conforme já discutido anteriormente no presente trabalho, a equação que segue abaixo (os parâmetros envolvidos já foram explicitados anteriormente):

$$F = \frac{n \cdot e_d \cdot h_d^2 \cdot f_{emb,0}}{b}$$

A expressão fornece estimativas muito satisfatórias no caso das ligações tracionadas, nas quais os conectores metálicos com entes estampados estejam posicionados a 0° e a 90° em relação à direção das fibras e da força aplicada. A validade da expressão ficou evidenciada quer no caso de se trabalhar com os valores últimos da resistência da ligação e da resistência ao embutimento, quer se trate dos valores convencionais (dados pela NBR 7190/1997) da resistência da ligação e da resistência ao embutimento.

Destaca-se que é preciso conhecer apenas o valor da resistência ao embutimento da espécie de madeira para a qual se deseja dimensionar a ligação, e os parâmetros geométricos envolvidos no problema para se estimar a força máxima que será resistida por esta ligação.

8 REFERÊNCIAS

ALMEIDA, P. A. O. (1997). **Critérios de projeto das ligações com chapas de dentes estampados**. São Paulo: POLI/USP, (Boletim Técnico nº BT/PEF/9718).

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE/ TRUSS PLATE INSTITUTE (1995). **ANSI/TPI – National design standard for metal plate connected wood truss construction**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1997). **NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro.

BARALDI, L. T. (1996). **Método de ensaio de ligações de estruturas de madeira por chapas com dentes estampados**. São Carlos. 105p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

BARROS, O. (1991). **Algumas considerações sobre a pré-fabricação de estruturas de madeira para cobertura**. São Carlos. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

BARROS, O. (1992). Considerações sobre a utilização de madeiras na construção de estruturas de cobertura para conjuntos habitacionais. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 3., São Carlos, 1992. **Anais...** v.5, p.79-83.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. (1989). **BS 6948 – Methods of test**.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. (1980). **CSA S347 – Methods of test for evaluation of truss plate used in lumber joints**.

CARVALHO, J. S. (2002). **Contribuição para definição de critérios para o dimensionamento de ligação entre peças estruturais de madeira por chapas metálicas com dentes estampados**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALIZATION. (1993). **Eurocode 5 – Design of timber structures**. Brussels.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN DEL CHILE. **NCH 1198 – Madera: Construcciones de madera - Calculo**.

SERAPHIM, J. H. C.; FRANCO, N. (2001). Ligações de peças de madeira de eucalipto com o uso de chapas metálicas de dentes estampados. **Téchne**, n.51, p.50-54. mar/abr.

SOUZA, M. (1995). Divisores de água. **Téchne**, n.16, 1995, p.16-19.

DETALHES DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES MISTOS PREENCHIDOS E VIGAS DE AÇO: ESTUDO EXPERIMENTAL

Silvana De Nardin¹ & Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs²

Resumo

Os pilares mistos preenchidos resultam da associação aço-concreto e apresentam excelentes características estruturais, econômicas e construtivas. Entretanto, contrapondo-se a estas vantagens, a sua utilização esbarra num grande obstáculo: sua ligação com outros elementos estruturais, sobretudo com as vigas. Face a este obstáculo, é necessário o desenvolvimento de dispositivos de ligação que agrupem facilidade de execução e comportamento estrutural satisfatório. Neste trabalho são relatadas algumas estratégias utilizadas para ligar pilares preenchidos a vigas de aço. Tais detalhes são classificados como ligações semi-rígidas e envolvem a utilização de chapas de extremidade e parafusos "passantes" ou a utilização de elementos ancorados no núcleo de concreto do pilar preenchido. São apresentados resultados da investigação experimental de quatro diferentes ligações. Duas destas ligações são compostas por chapas de extremidade e barras rosqueadas e duas são soldadas sendo que, numa delas foram utilizadas cantoneiras como elemento de ancoragem no núcleo de concreto do pilar preenchido.

Palavras chave: pilar misto preenchido; análise experimental; ligações viga-pilar; concreto de alta resistência; estruturas mistas.

1 INTRODUÇÃO

A utilização dos pilares preenchidos é justificada por diversas vantagens que envolvem aspectos estruturais, construtivos e econômicos. Entretanto, paralelamente a estas vantagens, uma das maiores preocupações em relação a estes elementos é a sua ligação com outros elementos estruturais.

Um dos aspectos que dificulta a elaboração de dispositivos de ligação para pilares preenchidos é a questão do confinamento. Embora alguns estudos tenham mostrado que no caso de seções retangulares e quadradas, o efeito de confinamento do concreto não produz acréscimos consideráveis de resistência, a continuidade do perfil tubular é importante em tais seções e fundamental para as seções circulares. Esta importância deve-se à melhoria conferida pelo efeito de confinamento ao comportamento do concreto, sobretudo àqueles de alta resistência.

¹ Doutora em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, snardin@sc.usp.br

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

Outro fator importantíssimo é a representatividade do custo da ligação em relação ao custo da estrutura como um todo. No caso de estruturas de aço, o custo das ligações corresponde a cerca de 50% do custo total da estrutura e este fator, por si só, torna imprescindível o desenvolvimento de dispositivos de ligação estruturalmente eficientes, de fácil execução e baixo custo. Assim, um dispositivo de ligação deve ser concebido e dimensionado considerando os seguintes aspectos: capacidade resistente, capacidade de rotação e rigidez adequadas, facilidade de execução e montagem, e custo reduzido.

Estudos de grande importância vêm sendo desenvolvidos com o intuito de abordar casos gerais de ligações entre pilares preenchidos e vigas metálicas entretanto, até o momento, não há métodos e recomendações normativas para o dimensionamento destes dispositivos. É possível encontrar alguns detalhes de ligação na literatura técnica publicada na última década, contudo tais sugestões são fruto de estudos desenvolvidos em países que têm grande preocupação com o desenvolvimento de elementos estruturais e tipologias de ligação, adequados à atuação de ações sísmicas. Contudo, nos detalhes desenvolvidos para tal situação, é possível encontrar inspiração para o desenvolvimento de tipologias de ligação viga-pilar preenchido aplicáveis à realidade brasileira. É o caso dos detalhes apresentados neste trabalho.

2 ESTADO DA ARTE: TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES PREENCHIDOS E VIGAS

Ao observar as diferentes tipologias de ligação propostas para pilares preenchidos e vigas, verifica-se que estas podem ser reunidas, em função da forma com que os esforços são transmitidos da viga para o pilar, em três grandes grupos:

- ligações externas;
- ligações internas; e
- ligações mistas.

2.1 Ligações externas

As tipologias de ligação denominadas "externas" são caracterizadas pela transferência de forças apenas pela ligação direta da viga ao perfil tubular e podem ser subdivididas em enrijecidas e não enrijecidas. Estas não enrijecidas são fruto da soldagem direta das mesas da viga à face do perfil tubular e da utilização de chapas de alma, que conectam a alma da viga ao pilar. Tais ligações externas são simples, de fácil execução e baixo custo; além disso, não oferecem restrições internas ao bombeamento do concreto para o interior do perfil tubular. Em contrapartida, resultados de alguns estudos experimentais e teóricos apontam grande concentração de tensões nas paredes do perfil tubular na região de ligação, ocasionando distorções excessivas e possibilidade de falha de tais paredes. Os valores de resistência e rigidez encontrados em experimentações físicas não atingem aqueles necessários para que a ligação seja considerada de resistência total.

As ligações externas enrijecidas são caracterizadas pelo engrossamento do perfil tubular na região de ligação, decorrente da utilização de enrijecedores contínuos

como anéis e diafragmas, localizados no perfil tubular e posicionados nas regiões correspondentes às mesas da viga I. A utilização de painéis e diafragmas mostrou-se antieconômica devido à quantidade de material necessária e ao custo de fabricação, em estudos realizados em diversos países. Os principais estudos deste tipo de ligação visam determinar a resistência à tração das chapas ligadas ao perfil tubular e os resultados indicam comportamento adequado desde que a ligação tenha sido projetada e detalhada corretamente.

Inserida neste contexto está a proposta de VANDEGANS & JANSS (1995): como a presença do núcleo de concreto dificulta a utilização de parafusos e porcas, os autores propõem a utilização de conectores tipo pino com cabeça reduzida, soldados à face externa do perfil tubular com o auxílio de pistolas especiais (acredita-se que estas pistolas sejam semelhantes àquelas empregadas para fixar os conectores de cisalhamento às vigas de aço). Os outros elementos de ligação são soldados aos pinos ou, presos a estes por porcas. Semelhante ao que acontece com os parafusos, estes pinos estão sujeitos a esforços de tração e cisalhamento. Tomando como ponto de partida esta forma de fixação dos pinos com cabeça à face do perfil tubular, foram compostas quatro diferentes tipologias de ligação, ilustradas na Figura 1:

- tipo 1: ligação com cantoneiras de alma (Figura 1a);
- tipo 2: ligação com chapa de extremidade estendida (Figura 1b);
- tipo 3: ligação com chapa de extremidade (Figura 1c);
- tipo 4: ligação com cantoneiras de mesa (Figura 1d).

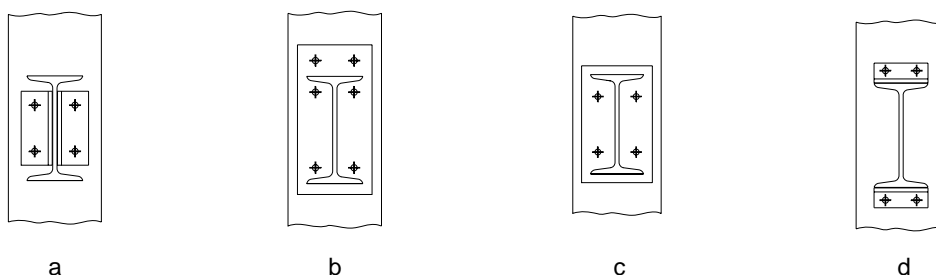


Figura 1 - Ligações utilizando pinos com cabeça fixados à face externa do perfil tubular - VANDEGANS & JANSS (1995)

Uma forma interessante de conectar os pilares preenchidos às vigas metálicas de seção I foi proposta por FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999). O dispositivo de ligação idealizado e investigado com modelos físicos, consiste em chapas de extremidade e parafusos auto-atarraxantes fixados ao perfil tubular por meio de furos abertos por processo de rotação contínua. Este dispositivo foi batizado pelos autores com o nome de "flowdrill connection" ou "ligação por rotação contínua" por utilizar o processo "flowdrill" para fazer os furos e o trecho de rosqueamento no perfil tubular.

Este processo consiste em aumentar localmente a espessura da chapa de aço utilizando a energia térmica produzida por uma broca que, girando em alta velocidade, é aplicada gradualmente sobre o metal base. Todo o processo é apresentado de forma esquemática na Figura 2 e pode ser utilizado apenas em chapas de aço com espessura menor que 12,5 mm. Este processo foi utilizado no dispositivo de ligação proposto por FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999), pois nos pilares preenchidos não é possível o aperto de porcas e parafusos após a concretagem devido à presença do núcleo de concreto, que impede tais ajustes.

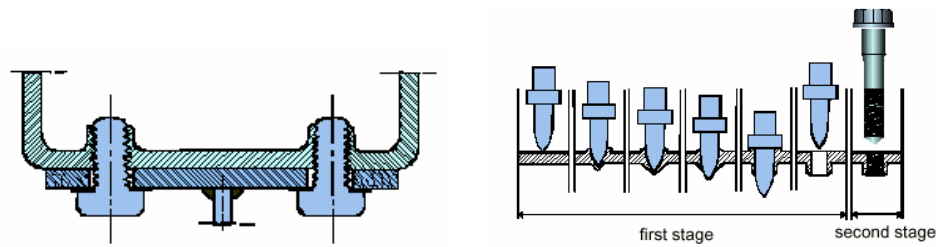


Figura 2 - Seqüência do processo "flowdrill" utilizado por FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999)

Utilizando chapas de extremidade com a mesma altura das vigas e chapas com altura maior - denominadas chapas "estendidas"-, foram definidos respectivamente, dois tipos de ligação: flexível e rígida. Além da altura da chapa de extremidade, parâmetros como espessura do perfil tubular, dimensões da viga metálica e relação cortante/momento foram investigados. As principais características das ligações investigadas experimentalmente são dadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Principais características das ligações por rotação contínua investigadas por FRANCE & DAVISON & KIRBY (1999)

Elemento	Dimensões do perfil tubular (mm)	Viga I	Chapa de extremidade (mm)
14 (F)	200x200x8	457x152x52	10
15 (F)	200x200x8	356x171x45	10
16 (F)	200x200x6,3	356x171x45	10
17 (F)	200x200x8	254x146x31	10
22 (R)	200x200x10	356x171x67	25
24 (R)	200x200x10	356x171x67	25

F: flexível e R: rígida

Em função dos resultados experimentais encontrados, tem-se que:

- a variação na espessura do perfil tubular (elementos 15 e 16) não produz mudanças significativas no comportamento *Momento x Rotação* da ligação. Verifica-se apenas uma maior capacidade resistente do elemento 15, decorrente da maior espessura do perfil tubular;
- a utilização de vigas de dimensões diferentes (elementos 15 e 17) resulta em variações significativas nos valores de capacidade resistente, rigidez inicial e rotação da ligação.;
- o elemento 24 foi classificado como uma ligação de resistência parcial devido ao valor de momento resistente encontrado.

A ruína das ligações investigadas foi caracterizada pelo arrancamento dos parafusos, ocorrida quando as faces do perfil tubular já apresentavam grandes deformações.

2.2 Ligações internas

Projetadas para transmitir parte da força atuante diretamente das mesas da viga para o núcleo de concreto do pilar preenchido, as ligações internas são caracterizadas por detalhes como a ancoragem completa da viga de seção I, utilização de parafusos e chapas de extremidade, conectores de cisalhamento e/ou barras de armadura soldadas às mesas da viga e ancoradas no núcleo de concreto do pilar.

Se comparadas às ligações externas, estas tipologias normalmente apresentam menor custo com material e mão-de-obra além de permitir a transferência direta de forças, entretanto os dispositivos de ligação ancorados diretamente no concreto introduzem restrições ao bombeamento deste, podendo acarretar a formação de vazios no núcleo do pilar preenchido.

Da observação dos procedimentos adotados na prática, AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) constataram que as tipologias de ligação utilizadas são caracterizadas, em grande parte, pela soldagem direta da viga ao perfil tubular. Esta opção de ligação, baseada na experiência individual de alguns engenheiros e nos poucos resultados experimentais disponíveis, traz inconvenientes como:

- a transferência das forças de tração da viga para o pilar pode causar a separação entre o núcleo de concreto e o perfil tubular, com conseqüente aumento da tensão neste. Este acréscimo concentrado de tensões produz deformações que aumentam a rotação da ligação e diminuem sua rigidez;
- alta concentração de tensões residuais; e
- os acréscimos de tensões decorrentes da soldagem direta podem comprometer o confinamento lateral que o perfil tubular exerce no núcleo de concreto, importante para melhorar o seu comportamento, especialmente daqueles de alta resistência.

Com estes inconvenientes das ligações externas em mente, AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) apresentam diversas propostas de ligações e elegem algumas para investigar com experimentações físicas e teóricas. As propostas em questão podem ser agrupadas em:

1. tipo A: as forças atuantes na viga são transmitidas diretamente para o núcleo de concreto através de parafusos ancorados no mesmo. Uma variação desta opção é a ancoragem dos elementos de ligação, diretamente no concreto. Estas duas opções são ilustradas na Figura 3.

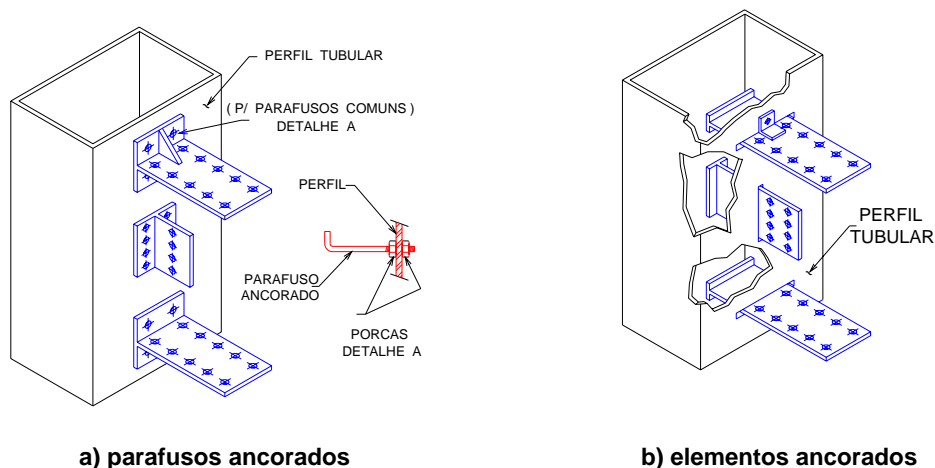


Figura 3 - Detalhe de ligação tipo A - AZIZINAMINI & PRAKASH (1993)

2. tipo B: a viga de aço atravessa completamente o perfil tubular. Este dispositivo permite que o pilar seja fabricado com as vigas já conectadas, saindo da usina como um "pilar em cruz". Tal dispositivo é ilustrado na Figura 4 e foi escolhido para investigações mais aprofundadas, envolvendo procedimentos teóricos via simulação numérica e experimentais através de modelos físicos. Embora este tipo de detalhe venha parcialmente executado da usina, a presença da viga de seção I passando através do perfil tubular é um grande obstáculo para o bombeamento do concreto. Caso este detalhe de ligação seja escolhido, é necessário um estudo detalhado do processo de execução do preenchimento dos perfis tubulares pois, normalmente, o bombeamento é feito em etapas, cada uma envolvendo diversos pavimentos.

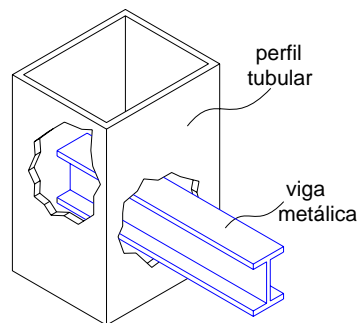


Figura 4 - Detalhe de ligação tipo B proposta por AZIZINAMINI & PRAKASH (1993)

A proposta de ligação viga-pilar apresentada por PRION & MCLELLAN (1994) consiste em utilizar longos parafusos pós-tracionados e chapas de extremidade. Este detalhe de ligação é formado por um perfil tubular de seção quadrada preenchido por concreto, no qual estão conectadas 4 vigas metálicas de seção I, conforme ilustra a Figura 5. A ligação em questão é do tipo parafusada, sendo que os parafusos de alta resistência, atravessam o perfil tubular e o núcleo de concreto. Os pequenos furos pelos quais passam os parafusos não chegam a comprometer a ação confinante do perfil tubular. Além disso, a presença dos parafusos no interior do perfil não chega a prejudicar o bombeamento do concreto pois estes são de pequeno diâmetro. Portanto, a grande preocupação neste caso é a transferência das forças de cisalhamento da viga metálica para o núcleo de concreto do pilar preenchido.

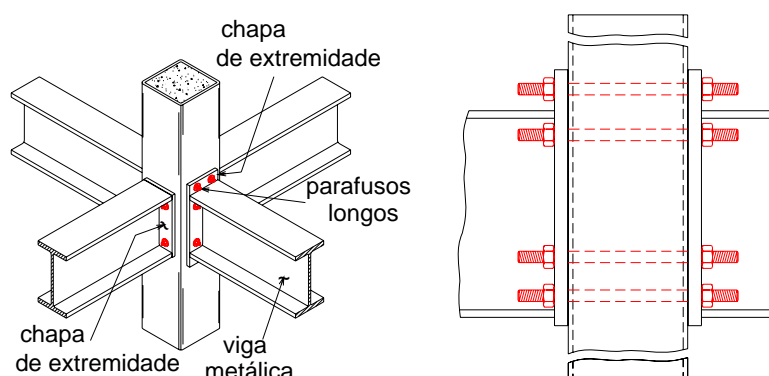


Figura 5 - Ligação por parafusos "passantes" - PRION & MCLELLAN (1994)

O dispositivo de ligação mostrado na Figura 5 foi investigado com experimentação física e os elementos, divididos em duas categorias: ligações com aderência e sem aderência. Os elementos sem aderência são assim denominados

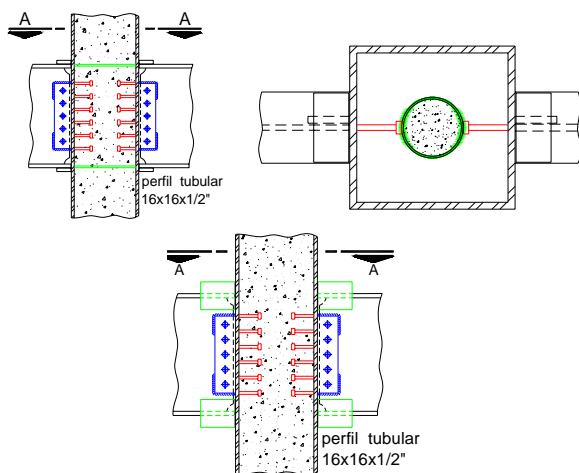
porque, durante o preenchimento do perfil tubular, os parafusos foram substituídos por tubos plásticos, removidos após o endurecimento do concreto. Nos vazios deixados pelos tubos foram colocados os parafusos longos. Já os elementos com aderência tiveram seus parafusos colocados antes do preenchimento do perfil tubular e ali permaneceram.

Aplicando o carregamento apenas no núcleo de concreto observa-se que, para as ligações com aderência, o escorregamento entre o perfil tubular e o núcleo de concreto - avaliado a partir das curvas *Força x Escorregamento* - não apresenta mudanças bruscas de comportamento. Já para as ligações sem aderência, ocorrem escorregamentos bruscos entre o perfil tubular e o núcleo de concreto, acompanhados por redução da força aplicada.

Fazendo um estudo comparativo entre as deformações axiais medidas nos parafusos para as ligações com aderência e sem aderência, verificam-se deformações significativamente maiores nos parafusos sem aderência com o núcleo de concreto. Isto leva a concluir que a aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto é fundamental para transferência de forças entre a viga e o pilar preenchido.

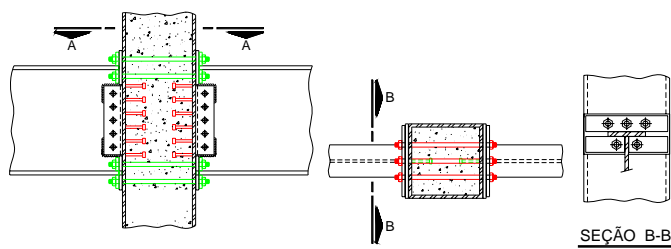
Com o pensamento voltado para o desenvolvimento de tipologias de ligação adequadas à incidência de ações sísmicas, RICLES et al. (1995) estudam o comportamento da ligação viga-pilar, considerando pilares preenchidos de seção quadrada e vigas de aço de seção I. Os dispositivos são investigados experimentalmente através de modelos submetidos a forças laterais, nos quais se observa a formação de uma biela de concreto comprimido no núcleo do pilar preenchido. O objetivo principal do estudo é avaliar o efeito de enrijecedores horizontais, colocados no interior do pilar preenchido nas posições correspondentes às mesas da viga I, no comportamento da biela comprimida e na resistência ao cisalhamento. Além dos enrijecedores internos, parâmetros como relação lado/espessura do perfil tubular e inclinação da biela de concreto comprimido são investigados.

Os dispositivos estudados incluem enrijecedores internos, diafragmas e parafusos passantes. Na Figura 6 são apresentados os dispositivos de ligação estudados. Em todos os dispositivos ensaiados foram colocados conectores tipo pino com cabeça no interior do perfil tubular, na região correspondente à altura da viga I.



a) enrijecedores internos e conectores de cisalhamento. Chapas cobre-junta soldadas às mesas da viga e à face do perfil tubular.

b) Os enrijecedores são substituídos por chapas de aço posicionadas externamente, para tornar mais direto o mecanismo de transferência de forças.



c) parafusos passantes de alta resistência e chapas de extremidade, que proporcionam ancoragem para as forças de tração das mesas da viga. As chapas de extremidade foram soldadas ao pilar ainda na usina, onde também foram feitos os furos para a passagem dos parafusos.

Figura 6 - Detalhes dos dispositivos de ligação estudados por RICLES et al. (1995)

Embora o estudo de RICLES et al. (1995) tenha como principal enfoque a atuação de forças cíclicas, apresenta detalhes interessantes referentes à experimentação física das tipologias de ligação propostas. A experimentação física, principal metodologia de estudo utilizada, foi dividida em duas etapas: a primeira representa apenas o painel de cisalhamento enquanto a segunda é composta por ligações cruciformes, que simulam pilares internos.

2.3 Ligações mistas

São denominadas mistas as ligações em que a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor. Considerar a contribuição da armadura da laje na distribuição e transferência dos esforços provenientes das vigas tem sido uma alternativa destacada e estudada por muitos centros de pesquisa.

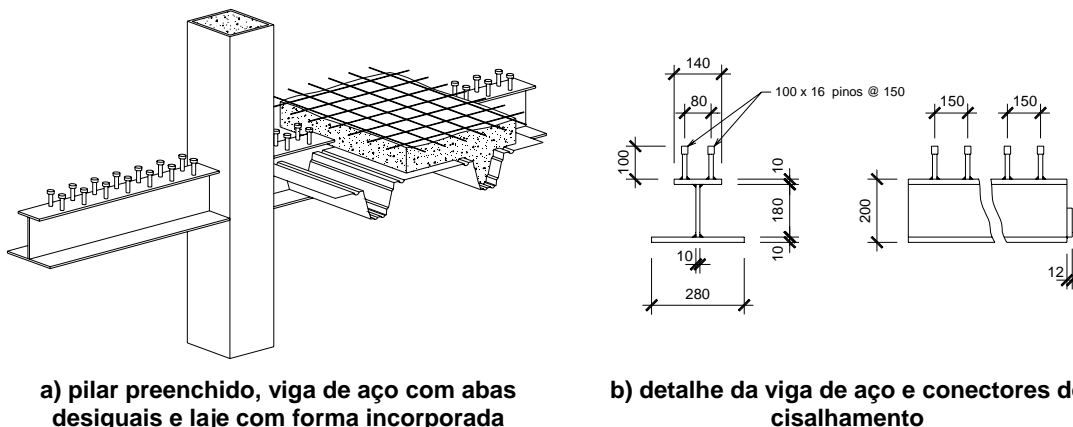
Ao ressaltar o surgimento e a importância dos pisos mistos delgados, caracterizados pela presença de vigas embutidas na laje, ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997) sintetizam os principais resultados de estudos com modelos físicos e numéricos, desenvolvidos na Universidade de Trento. Na Figura 7 é ilustrada parte de um piso misto delgado composto por laje com forma incorporada, viga de aço de seção I e abas desiguais, e pilar tubular de aço.

Ao todo, foram investigados os parâmetros mostrados na Tabela 2:

- tipo de ligação ou seja, pilares externos ou internos;
- tipo de pilar e forma de sua seção transversal: pilares I de aço ou pilares preenchidos ligados às vigas pelo processo flowdrill;
- taxa de armadura da laje de concreto.

Tabela 2 - algumas características dos modelos investigados por ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997)

Elemento	Tipo de ligação	Pilar preenchido	Taxa de armadura
1		200 x 200 x 10	0,57
2			0,30
3			0,57
4			0,30



a) pilar preenchido, viga de aço com abas desiguais e laje com forma incorporada
 b) detalhe da viga de aço e conectores de cisalhamento

Figura 7 - Exemplo de piso misto delgado - ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997)

Dentre os resultados encontrados destacam-se: a influência do tipo de pilar no mecanismo de transferência de forças e a importância da utilização de armadura negativa, adequadamente distribuída na região da ligação viga-pilar-laje, visando impedir o fendilhamento do concreto da laje e a ruptura frágil naquela região. A influência destes parâmetros foi verificada sobretudo para pilares externos.

A utilização freqüente de sistemas de pisos delgados e pilares preenchidos em edifícios residenciais e comerciais na Finlândia inspirou o estudo realizado por MALASKA et al. (2001). No projeto convencional destes edifícios, as ligações viga-pilar são consideradas rotuladas entretanto, tal consideração torna-se inconveniente para sistemas de pisos delgados, nos quais a continuidade é interessante. Por outro lado, considerar a continuidade da ligação implica em complicações construtivas.

O detalhe de piso delgado investigado por MALASKA et al. (2001) e ilustrado na Figura 8 é semelhante àquele estudado por ZANDONINI & BERNUZZI & PARDATSCHER (1997). Em síntese, o conjunto investigado é formado por vigas I de mesas desiguais, laje com forma incorporada apoiada na mesa inferior da viga e pilar preenchido de seção retangular. A ligação viga-pilar é feita por uma chapa que atravessa o pilar preenchido e na qual a alma da viga é fixada por meio de parafusos. No interior do pilar preenchido, na altura correspondente à mesa inferior da viga, é colocada uma chapa que funciona como enrijecedor e absorve parte da força normal.

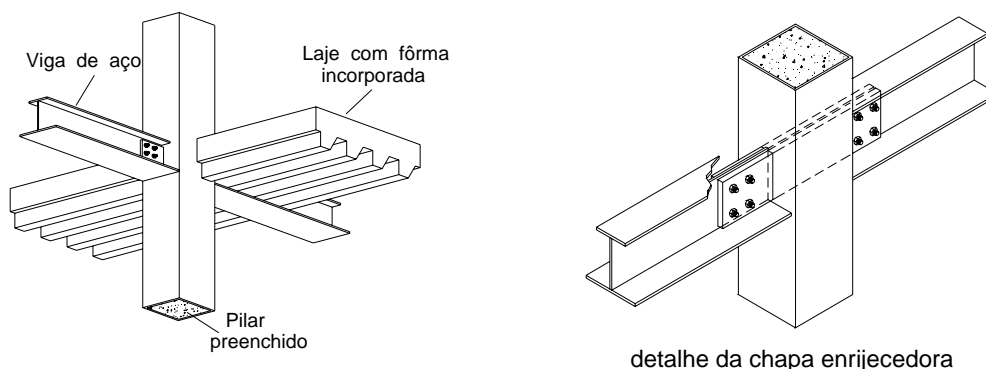


Figura 8 - Componentes de um sistema de piso delgado - MALASKA et al. (2001)

Na Tabela 3 são apresentadas algumas características importantes dos elementos investigados e nela observa-se variáveis como a taxa de armadura da laje,

resistência à compressão do concreto e braço de alavanca, que provoca variação na relação M/V.

Tabela 3 - algumas características dos elementos investigados por Malaska et al. [11]

Elemento	Braço de alavanca (mm)	Armadura	Resistência do concreto (MPa)
CC1	1650	10 ϕ 16 mm	46,8
CC2	1650	10 ϕ 16 mm	34,5
CC3	1650	10 ϕ 20 mm	35,5
CC4	1150	10 ϕ 16 mm	33,9

Em síntese, as características das curvas *Momento-Rotação* que descrevem as relações entre o momento transmitido pela ligação e a curvatura correspondente, revelam alguns fatores importantes:

- os elementos CC1 e CC2 apresentam comportamento e capacidade resistente muito semelhantes entre si, embora a resistência do concreto à compressão seja diferente, indicando a pouca influência desta variável;
- quanto à taxa de armadura da laje, sua influência é extremamente importante principalmente sobre o valor de momento resistente; e
- acréscimos nos valores da relação M/V produzem redução do valor de momento resistente da ligação.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Geometria das tipologias

Diante dos detalhes de ligação disponíveis, duas ligações com chapa de extremidade e duas ligações soldadas foram projetadas e ensaiadas no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Os quatro modelos cruciformes ensaiados são descritos sucintamente na Tabela 4. Maiores detalhes sobre cada um deles podem ser encontrados em DE NARDIN (2003).

Tabela 4 - características gerais das tipologias de ligação

Ligação	Características
Tipologia 1: ligação parafusada com aderência	Chapa de extremidade + parafusos passantes, COM aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido
Tipologia 2: ligação parafusada sem aderência	Chapa de extremidade + parafusos passantes, SEM aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido
Tipologia 3: ligação soldada	Ligação viga-pilar preenchido soldada com solda de filete
Tipologia 4: ligação soldada enrijecida	Ligação viga-pilar preenchido soldada com solda de filete + cantoneiras soldadas no interior do pilar preenchido

Nos detalhes de ligação viga-pilar, as vigas empregadas tanto na composição do modelo para experimentação numérica quanto física têm as dimensões ilustradas na Figura 9.

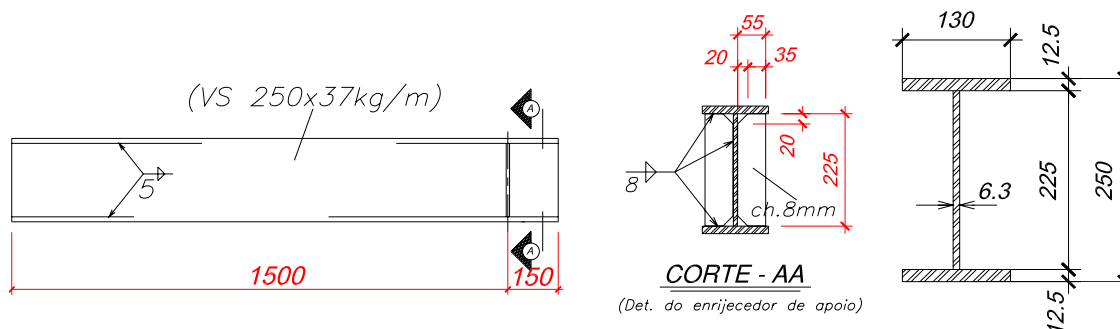


Figura 9 - Dimensões da viga I de aço³

Para compor os perfis tubulares foram utilizados dois perfis U(200x100x6,3)mm que, soldados, formam uma seção quadrada com 200mm de lado e 1950mm de comprimento. Na extremidade inferior do perfil tubular foi soldada uma chapa com 3mm de espessura cuja função é impedir a saída do concreto fresco.

3.1.1 Tipologias 1 e 2

As Tipologias 1 e 2 são compostas por chapas de extremidade e barras rosqueadas com 16mm de diâmetro, em aço de alta resistência, a partir daqui denominadas "parafusos passantes" - Figura 10.

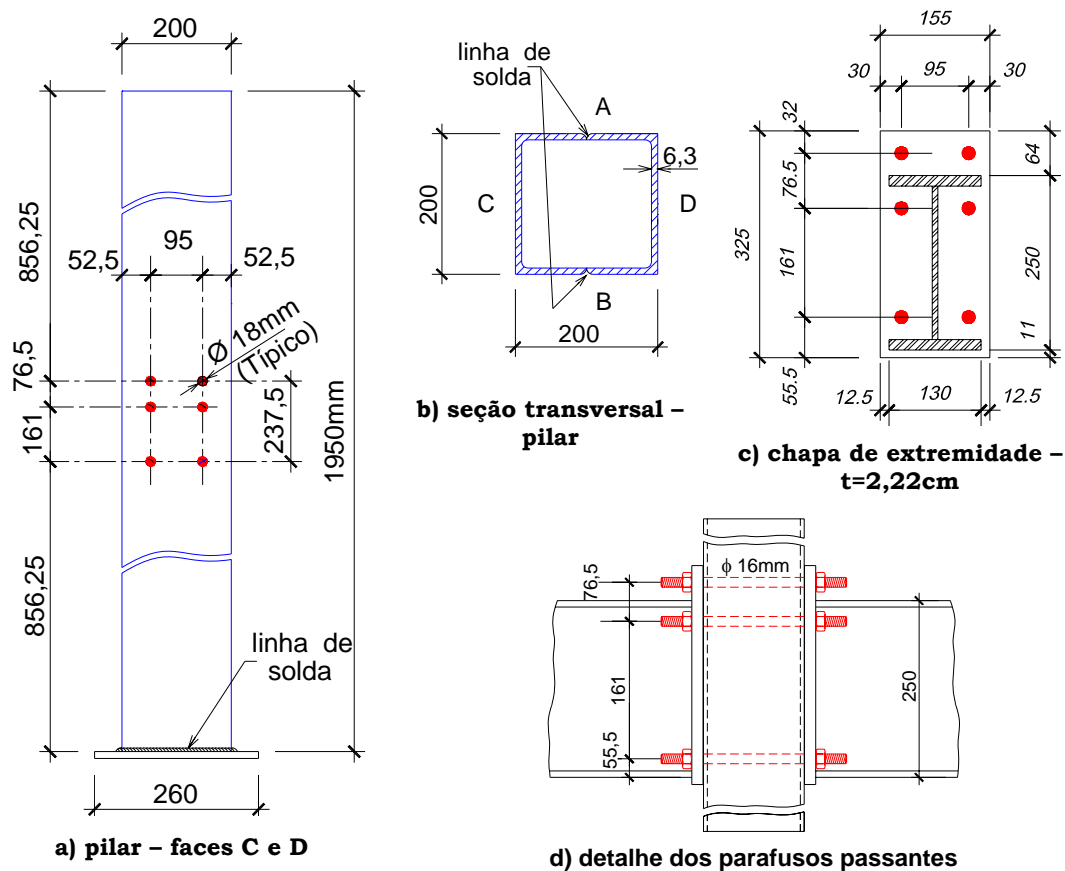


Figura 10 - Dimensões das tipologias 1 e 2

³ As dimensões mostradas nas Figuras 9 a 12 estão em mm.

As Tipologias 1 e 2 diferem entre si apenas na aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido. Tal aderência foi eliminada isolando cada um dos parafusos no interior de um tubo de PVC.

3.1.2 Tipologia 3

O dispositivo denominado Tipologia 3 é uma ligação viga-pilar soldada com solda de filete e cujos detalhes são mostrados na Figura 11.

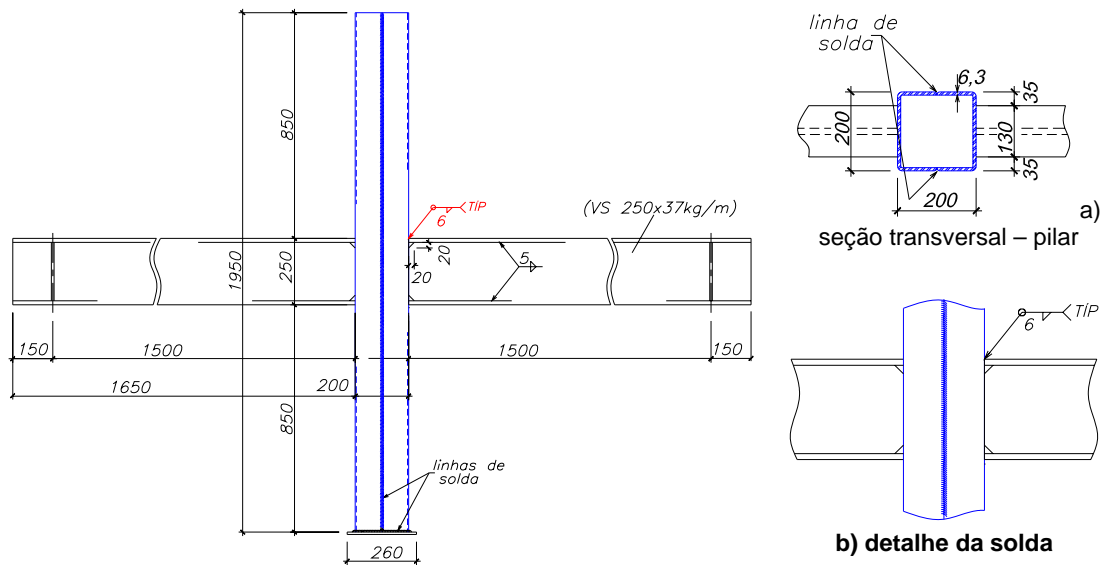


Figura 11 - Dimensões da tipologia 3

3.1.3 Tipologia 4

A Tipologia 4 é semelhante à Tipologia 3, acrescida de 4 cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular - Figura 12.

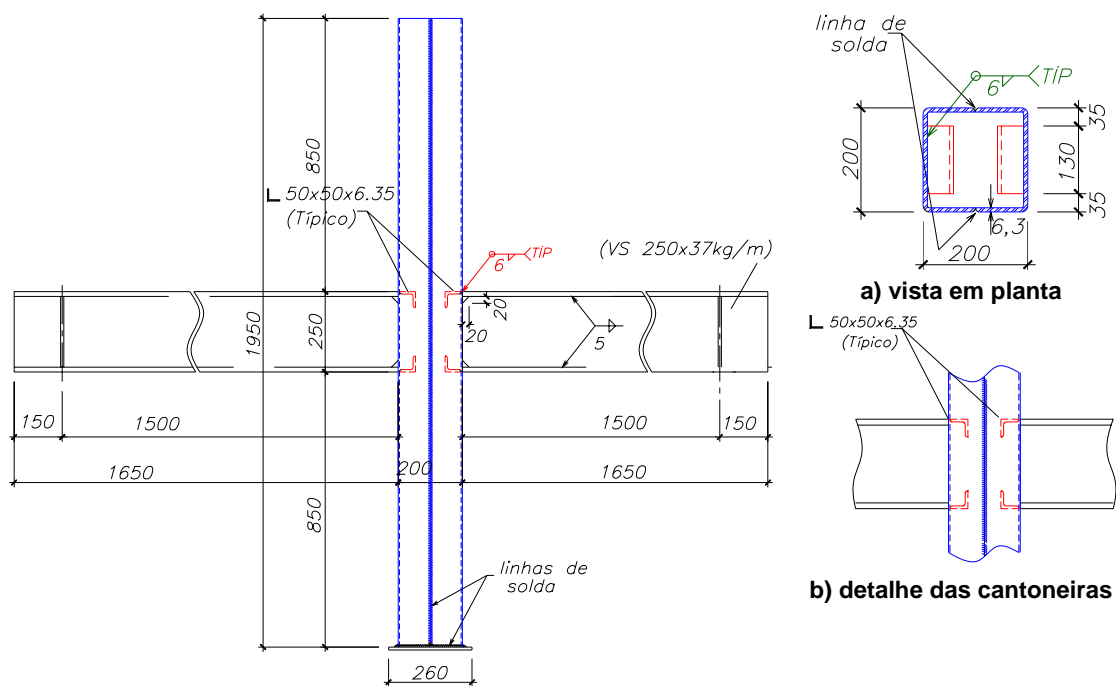



Figura 12 - Dimensões da tipologia 4

3.2 Caracterização dos materiais

Os materiais aço e concreto foram caracterizados com o objetivo de determinar algumas de suas propriedades mecânicas. Para o concreto foram moldados diversos corpos-de-prova cilíndricos de (10x20)cm. O aço dos perfis tubulares, alma e mesas das vigas, cantoneiras e chapas de extremidade, foi caracterizado utilizando corpos de prova retirados de amostras de aço destes elementos. Os parafusos passantes foram caracterizados por ensaios de tração com peças de 80cm de comprimento.

Na Tabela 5 são mostrados o número de corpos-de-prova e sua finalidade, para concreto e aço.

Tabela 5 - Corpos-de-prova utilizados na caracterização dos materiais das Tipologias de ligação

Concreto: 12 corpos-de-prova (10x20)cm			
Modelo	n. CP's	Idade	Ensaio
Tipologias 1 e 2	3	3	Compressão
	3	7	Compressão
	3		Tração por compressão diametral
	3		Módulo de elasticidade
Tipologias 3 e 4	3	3	Compressão
	3	7	Compressão
	3		Tração por compressão diametral
	3		Módulo de elasticidade
Aço: determinação da resistência ao escoamento e resistência última			
Corpo-de-prova *	Modelo	Elemento	n. de corpos-de-prova
	Tipologias 1 e 2	Pilar	4
		Mesas das vigas	3
		Almas das vigas	3
		Chapa de extremidade**	3
		Parafusos passantes	4***
	Tipologias 3 e 4	Pilar	4
		Mesas das vigas	3
		Almas das vigas	3
	Tipologia 4	Cantoneiras	4
	* Segundo recomendações da ASTM A370:2000. ** Corpo-de-prova cilíndrico. ***Peça com 80cm de comprimento, instrumentada a 40cm da extremidade com um extensômetro elétrico para aço.		

O preenchimento do perfil tubular foi executado em concreto de alta resistência, de aproximadamente 50MPa aos sete dias, utilizando o seguinte traço:

$$1: 1,152: 2,102: 0,4$$

com consumo de 520kg/m³ de cimento e 0,3% de superplastificante.

3.3 Instrumentação

Para conhecer valores de deformação e deslocamento em diversos pontos das tipologias de ligação estudadas, foram utilizados extensômetros elétricos para aço e transdutores de deslocamento. Cada tipologia apresenta particularidades na instrumentação e, por isso, cada uma é apresentada detalhadamente nos itens a seguir.

3.3.1 Tipologia 1

Para o registro das deformações decorrentes da aplicação dos carregamentos, foram utilizados extensômetros elétricos dispostos nas vigas, pilar preenchido, chapa de extremidade e parafusos passantes - Figura 13.

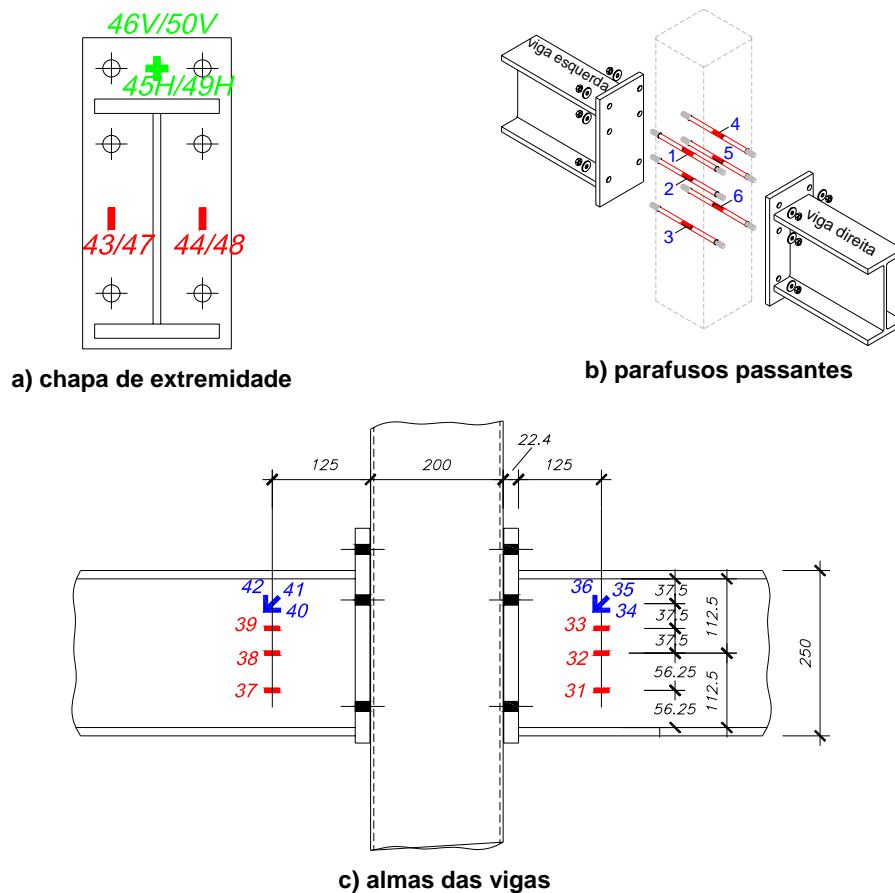


Figura 13 - Localização dos extensômetros na tipologia 1

Os deslocamentos verticais e laterais foram medidos por transdutores de deslocamento (Figura 14).

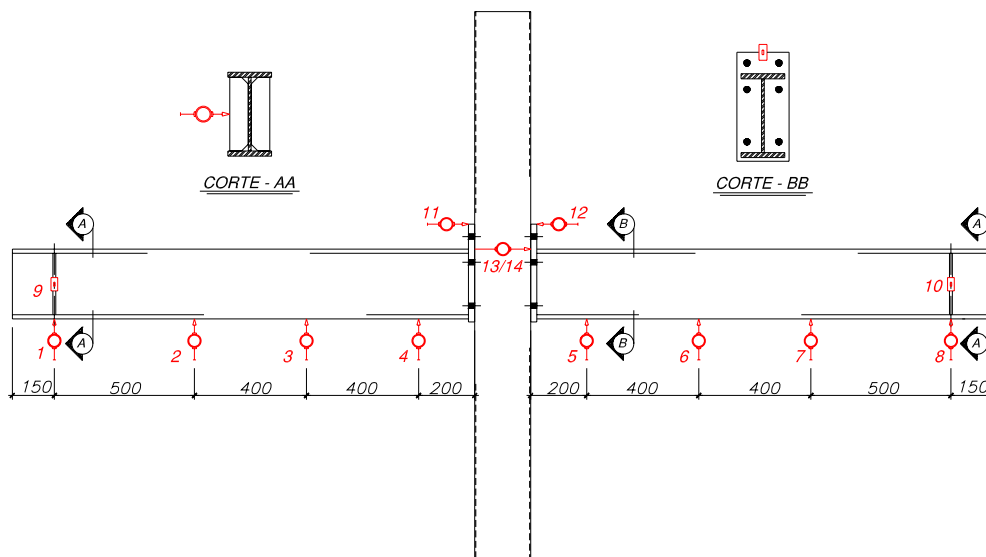


Figura 14 - Localização dos transdutores de deslocamento

3.3.2 Tipologia 2

Na Figura 15 é apresentada a distribuição de extensômetros empregada na Tipologia 2. Vale lembrar que não houve alteração na instrumentação dos parafusos passantes, apenas o seu envolvimento com tubo de PVC. A introdução dos parafusos passantes em pequenos tubos de PVC (com espessura reduzida por lichamento) foi a maneira encontrada para eliminar a aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto.

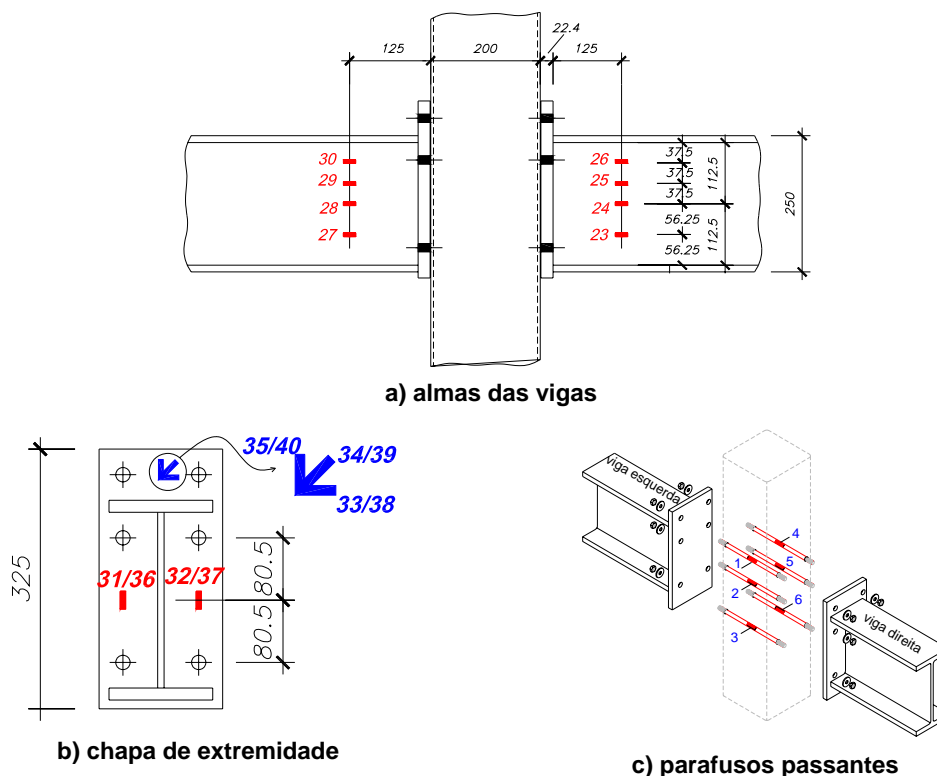


Figura 15 - Distribuição de extensômetros na tipologia 2

Os deslocamentos laterais e verticais foram medidos com transdutores de deslocamento (Figura 14).

3.3.3 Tipologias 3 e 4

A instrumentação das Tipologias 3 e 4 difere apenas no que se refere à instrumentação das cantoneiras presentes na Tipologia 4. Sendo assim, a posição dos extensômetros nas Tipologias 3 e 4 é ilustrada na Figura 16.

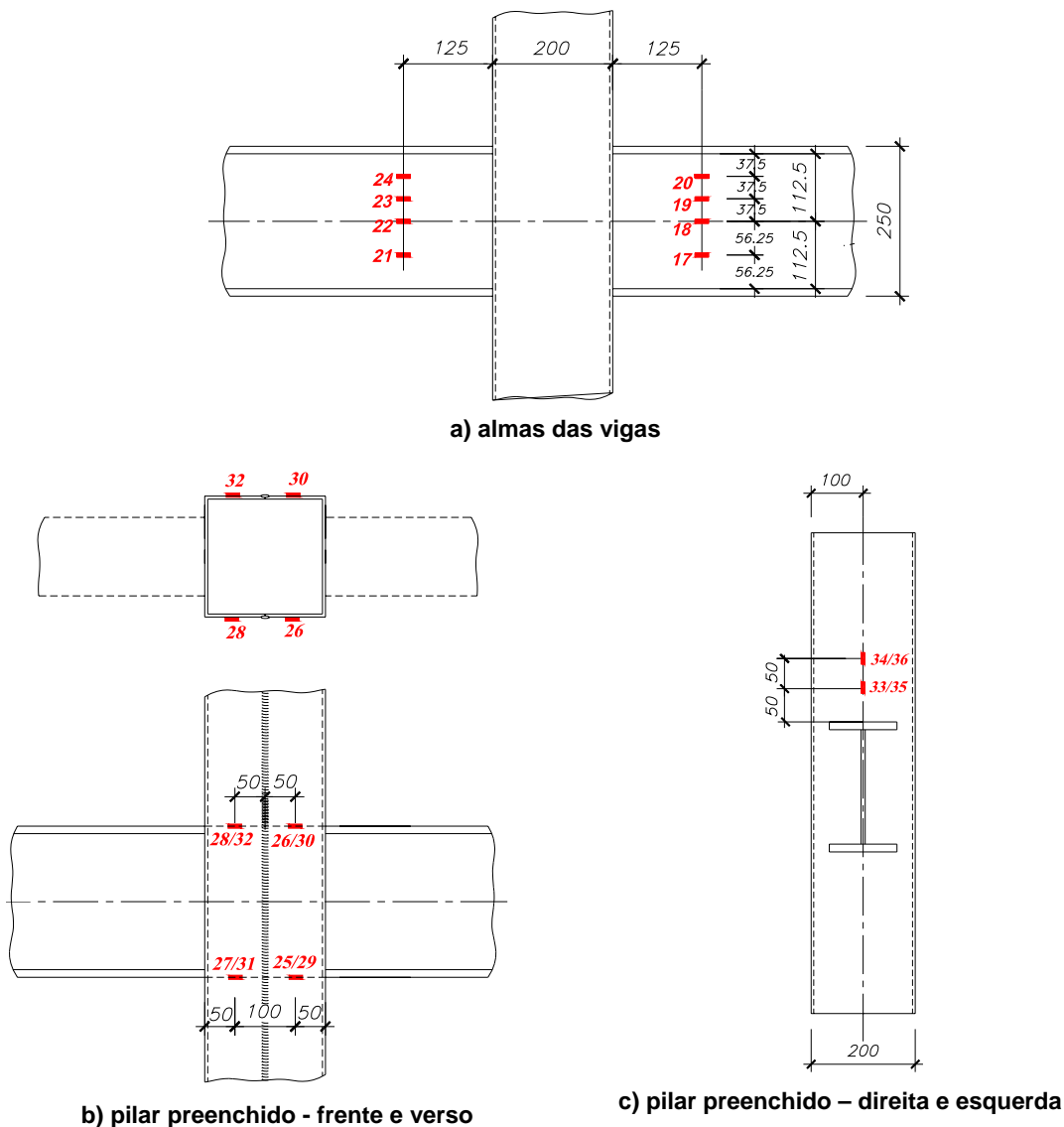


Figura 16 - Distribuição de extensômetros nas Tipologias 3 e 4

Os extensômetros colados nas cantoneiras foram isolados com produtos adequados para tal, visando impedir danos provocados pelo concreto em estado fresco e pelo aquecimento causado pela solda de composição do perfil tubular. A instrumentação utilizada é apresentada na Figura 17.

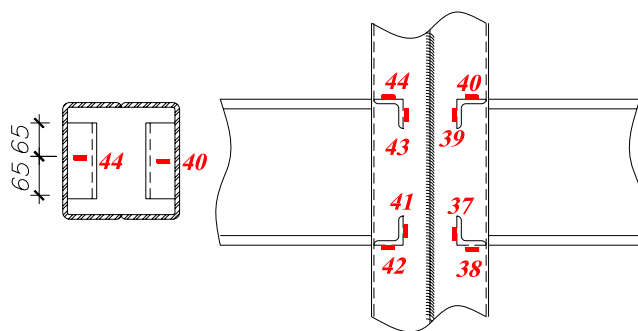


Figura 17- Instrumentação utilizada nas cantoneiras

A localização dos transdutores de deslocamento é mostrada na Figura 18.

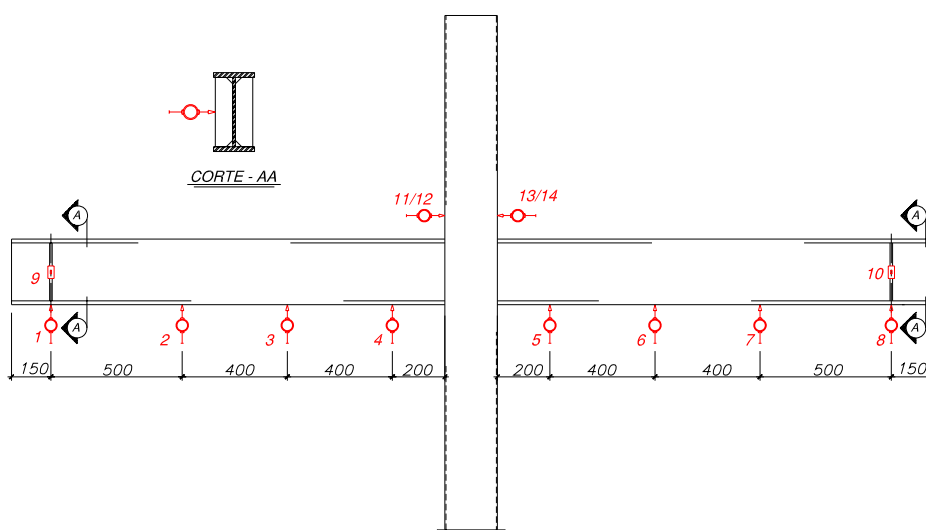


Figura 18 - Localização dos transdutores de deslocamento para as tipologias 3 e 4

3.4 Moldagem, adensamento e cura

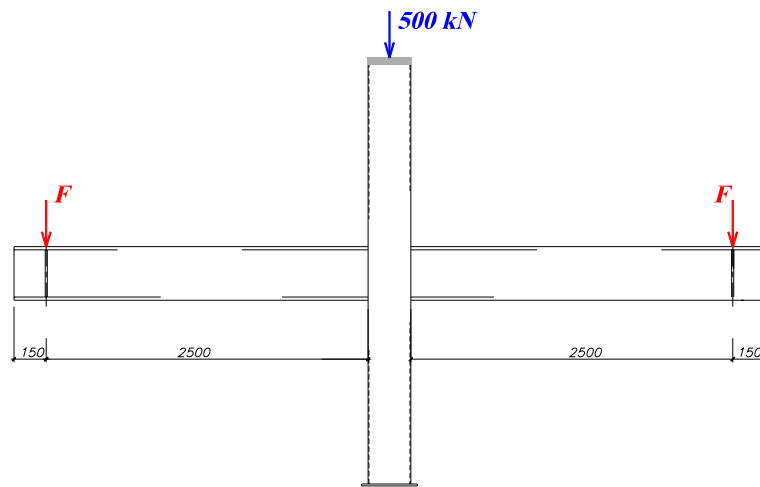
Os materiais brita, areia, cimento ARI, água e aditivo superplastificante foram misturados em betoneira comum. A concretagem foi realizada dentro do galpão de ensaios do Laboratório de Estruturas e o adensamento feito com vibrador de agulha. Para cura do concreto foi utilizada espuma umedecida com água.

O preenchimento do perfil tubular e a moldagem dos corpos-de-prova (10x20)cm foram realizados simultaneamente. A cura dos corpos-de-prova foi realizada em câmara úmida.

3.5 Esquema de ensaio

As tipologias de ligação foram submetidas à aplicação de forças estáticas, aplicadas no pilar preenchido e nas extremidades das vigas de aço. Nos pilares preenchidos foi aplicada uma força axial de compressão, uniformemente distribuída em toda seção transversal mista, correspondente a cerca de 20% da sua capacidade resistente à compressão simples ou 500kN. Cada uma das vigas foi submetida à

aplicação de uma força vertical, aplicada com controle de deslocamento. O esquema de ensaio utilizado é ilustrado na Figura 19.



a) pilar



b) vigas

Figura 19 - Esquema de ensaio das tipologias 1 a 4

3.6 Metodologia de ensaio

Antes da realização de cada ensaio, uma série de atividades eram executadas. Na Tabela 6 são sintetizadas algumas destas atividades, bem como os procedimentos executados durante a execução do ensaio propriamente dito.

Tabela 6 - metodologia de ensaio

Tipologias 1 e 2	Tipologias 3 e 4
1) montagem dos pórticos e fixação dos atuadores e célula de carga;	1) instrumentação das cantoneiras antes do fechamento do perfil tubular;
2) instrumentação das vigas e chapas de extremidade;	2) montagem dos pórticos e fixação dos atuadores e célula de carga;
3) instrumentação dos parafusos passantes;	3) instrumentação das vigas;
4) montagem da Tipologia com colocação dos parafusos e das vigas;	4) concretagem, adensamento e cura;
5) concretagem, adensamento e cura;	5) posicionamento do modelo sob os pórticos;
6) posicionamento do modelo sob os pórticos;	6) instrumentação do pilar preenchido;
7) instrumentação do pilar preenchido;	7) preparação dos cabos dos extensômetros e conexão com sistema de aquisição de dados;
8) preparação dos cabos dos extensômetros e conexão com sistema de aquisição de dados;	8) posicionamento e fixação dos transdutores deslocamento;
9) posicionamento e fixação dos transdutores deslocamento;	9) aplicação da força no pilar com registro das deformações dos modelos;
10) aplicação da força no pilar com registro das deformações dos modelos;	10) escorvamento com a aplicação de 20% da força máxima prevista nas vigas;
11) protensão dos parafusos com torquímetro e controle da deformação axial nos parafusos;	11) aplicação das forças verticais das vigas, com controle de deslocamento e registro das deformações e deslocamentos dos modelos.
12) escorvamento com a aplicação de 20% da força máxima prevista nas vigas;	
13) aplicação das forças verticais das vigas, com controle de deslocamento e registro das deformações e deslocamentos.	

4 RESULTADOS DA ANÁLISE EXPERIMENTAL

Neste são apresentados apenas os principais resultados encontrados na investigação experimental com quatro diferentes tipologias de ligação entre vigas de aço e pilares preenchidos. Os demais resultados são descritos e discutidos em DE NARDIN (2003).

4.1 Caracterização dos materiais

A determinação das propriedades dos materiais necessárias ao estudo das tipologias de ligação foi realizada de acordo com a metodologia descrita há pouco. A seguir, são apresentados os valores médios obtidos na caracterização mecânica, acompanhados do seu desvio padrão.

4.1.1 Caracterização do núcleo de concreto

Os valores médios de resistência à compressão do concreto, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade longitudinal são dados na Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados da caracterização do concreto

Ligação	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Tipologia 1	19	60,62 ± 4,41	4,61 ± 0,60	31.471 ± 4051
Tipologia 2	13	70,99 ± 1,47	3,47 ± 0,60	39.105 ± 3024
Tipologia 3	17	64,24 ± 2,47	4,42 ± 0,66	33.711 ± 2001
Tipologia 4	17	63,04 ± 2,13	4,44 ± 0,41	33.256 ± 4251

OBS.: além do valor médio, é apresentado também o desvio padrão.

4.1.2 Caracterização do aço

Os resultados médios da caracterização do aço dos perfis tubulares, almas e mesas de vigas, chapas de extremidade, parafusos passantes e cantoneiras enrijecedoras são dados na Tabela 8. O aço do perfil tubular e das cantoneiras é do tipo SAE 1020 e das vigas e chapas de extremidades do tipo ASTM A36.

Tabela 8 - características mecânicas médias do aço presente nas tipologias de ligação

Ligação		f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento (%)
Tipologias 1 e 2	Perfil tubular	30,26 ± 1,14	43,02 ± 0,66	32,09 ± 0,21
	Mesas	34,33 ± 0,62	47,28 ± 0,70	40,63 ± 1,14
	Almas	32,78 ± 0,86	46,87 ± 0,89	36,73 ± 1,46
	Chapa de extremidade	26,90 ± 0,86	45,80 ± 0,16	34,80 ± 2,27
Tipologias 3 e 4	Mesas	28,69 ± 0,19	43,92 ± 0,12	42,58 ± 1,48
	Almas	35,60 ± 0,44	48,34 ± 0,66	34,58 ± 0,18
Tipologia 3	Perfil tubular	26,93 ± 1,04	41,63 ± 1,20	28,02 ± 5,49
Tipologia 4	Perfil tubular	38,25 ± 3,75	46,42 ± 4,36	35,05 ± 5,78
	Cantoneiras	26,38 ± 0,44	38,35 ± 0,61	39,86 ± 1,53

OBS.: além dos valores médios, é apresentado também o desvio padrão.

Para caracterização dos parafusos passantes, em aço A325, que compõem as Tipologias 1 e 2 foram realizados ensaios de tração uniaxial e os resultados são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Propriedades mecânicas dos parafusos passantes - Tipologias 1 e 2

Parafusos	Resistência ao escoamento (kN/cm ²)	Resistência à ruptura (kN/cm ²)
1 e 2	70,20 ± 2,42	76,78 ± 1,26

4.2 Capacidade resistente

Os valores de força última aplicada em cada Tipologia de ligação são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Valores experimentais de Força última e Momento resistente

Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3		Tipologia 4	
F _u (kN)	M _u (kN.m)	F _u (kN)	M _u (kN.m)	F _u (kN)	M _u (kN.m)	F _u (kN)	M _u (kN.m)
77,65	116,47	74,6	111,9	28,95	43,42	32,75	49,12

A diferença entre os valores de força última para as Tipologias 1 e 2 pode ter sido causada pela ausência de aderência nesta última. Já para as Tipologias 3 e 4, a diferença entre os valores de força última foi causada pela inclusão das cantoneiras na Tipologia 4.

4.3 Resultados de deformação e deslocamento

4.3.1 Tipologias 1 e 2

Neste item, são apresentados os resultados decorrentes da experimentação física com as Tipologias 1 e 2, constituída por chapas de extremidade e parafusos passantes. Na Figura 20 é apresentada a variação da força vertical em cada atuador em função do deslocamento vertical destes e, os valores médios. Os valores de deslocamento para as duas vigas encontram-se próximos da média logo, as análises posteriores podem ser realizadas com a força média.

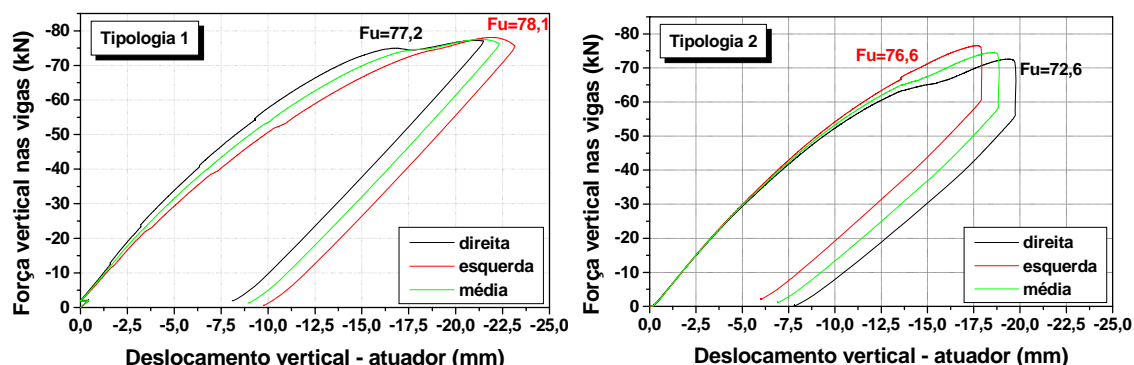
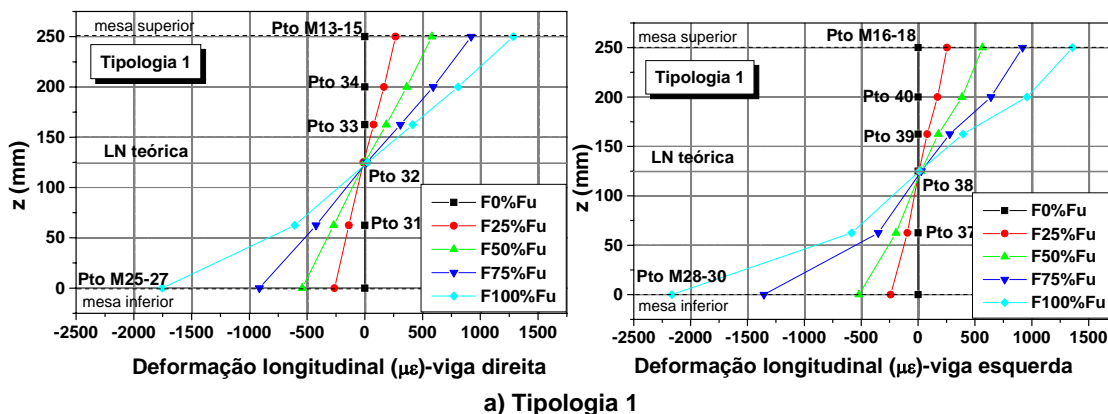


Figura 20 - Força vertical em cada viga x deslocamento vertical do atuador

Em relação às leituras de deformação na alma das vigas, comparando as deformações nas almas das Tipologias 1 e 2 se verifica que na primeira a linha neutra encontra-se na posição prevista (teórica) ao passo que, na segunda, encontra-se acima de H/2 - Figura 21.



a) Tipologia 1

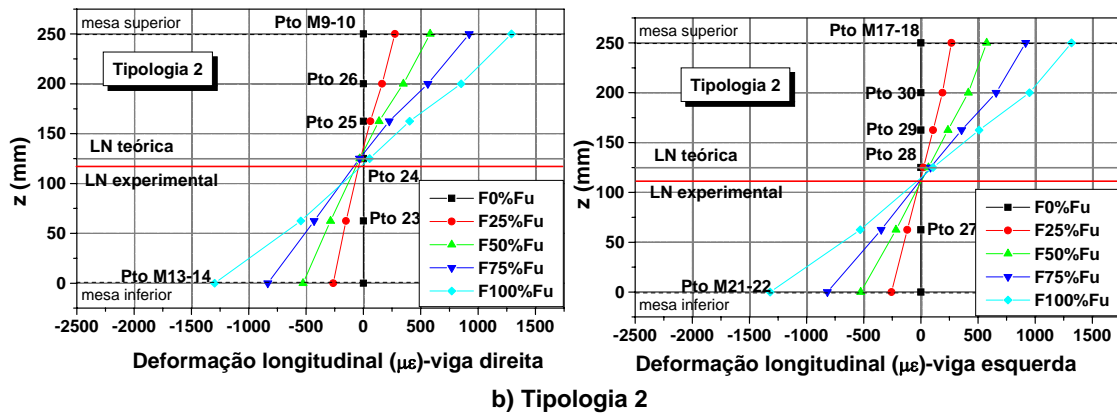


Figura 21 - Deformações longitudinais na seção $h/2$ das Tipologias 1 e 2

Na Figura 22 são plotadas as deformações registradas em diversos pontos das chapas de extremidade.

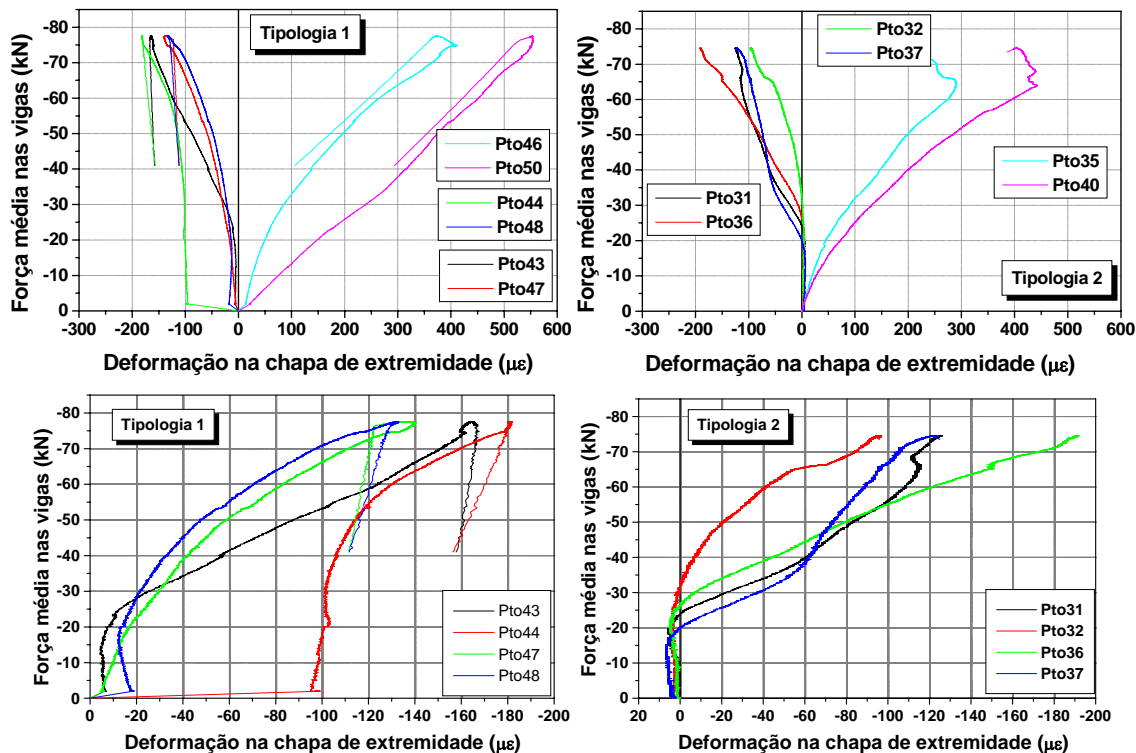


Figura 22 - Deformação nas chapas de extremidade - Tipologias 1 e 2

As chapas de extremidade das Tipologias 1 e 2 apresentam distribuição de deformações diferentes, embora a capacidade resistente da ligação tenha sido muito próxima para ambas. Esta diferença de comportamento pode ser ocasionada pela protensão dos parafusos, que na Tipologia 1 foi controlada via deformação dos mesmos e, na Tipologia 2 for controlada por torquímetro. Entretanto, esta diferença na forma de controlar a protensão nos parafusos deveria produzir o fenômeno inverso pois, o controle por torquímetro é precário para parafusos longos e, na grande maioria das vezes, são aplicadas forças de protensão inferiores àquelas recomendadas por norma.

Contudo, o que se observa na Figura 22 é que as deformações na chapa de extremidade da Tipologia 2 têm comportamento mais uniforme em relação à Tipologia 1. Talvez o controle de torque via deformação dos parafusos não tenha sido

satisfatório ou, o que é mais provável é que não seja necessário controlar a protensão aplicada, apenas eliminar as folgas entre os componentes da ligação.

Os deslocamentos horizontais na chapa de extremidade, registrados pelos transdutores posicionados nos lados direito e esquerdo do pilar preenchido são plotados na Figura 23.

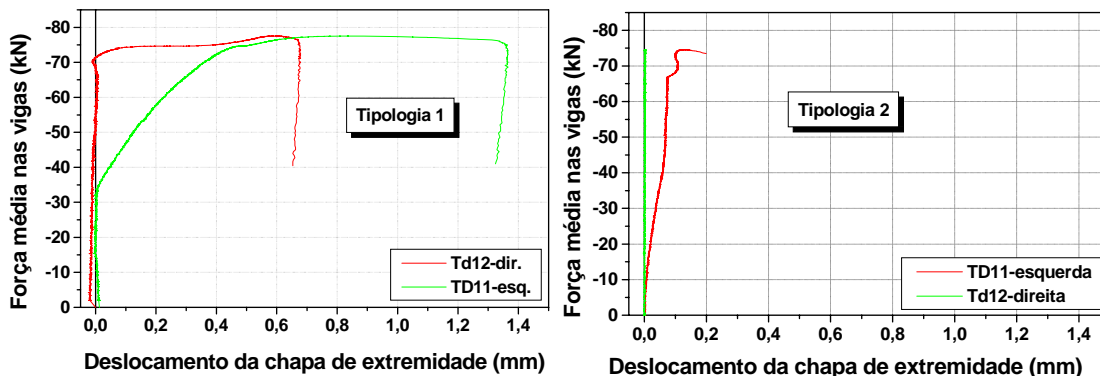


Figura 23 - Abertura das chapas de extremidade - Tipologias 1 e 2

O comportamento diferenciado entre as Tipologias 1 e 2 é ocasionado pela aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido que, durante a protensão dos parafusos tracionados, impede que a força de protensão seja transferida por completo para a outra extremidade da ligação. Como a protensão foi aplicada fixando o torquímetro à direita do pilar preenchido resultou em maior rigidez ao deslocamento que aquela localizada do lado esquerdo.

Ao eliminar a aderência, o afastamento das chapas de extremidade é mínimo se comparado com aquele registrado para a ligação com aderência. Esta influência da aderência pode ser verificada nos gráficos da Figura 23, na qual é possível observar que o afastamento das chapas de extremidade em relação ao pilar preenchido na Tipologia 2 é significativamente menor que o ocorrido na Tipologia 1. Em valores médios tem-se 0,97mm para a Tipologia 1 e 0,1mm para a Tipologia 2.

A partir dos resultados obtidos com a experimentação física das Tipologias 1 e 2 foram construídas as curvas *Momento x Rotação média das extremidades* - Figura 24.

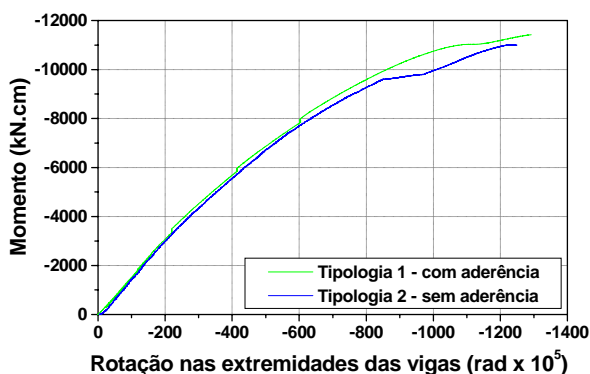


Figura 24 - Curvas Momento x Rotação nas extremidades das vigas - Tipologias 1 e 2

A variação da rotação nas extremidades das vigas é idêntica para as Tipologias 1 e 2, independente da aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido.

As configurações finais das Tipologias 1 e 2 são ilustradas nas Figuras 25 e 26, respectivamente.



Figura 25 - Configuração final - Tipologia 1



Figura 26 - Configuração final - Tipologia 2

Em ambas, a ruína foi caracterizada pelo escorregamento da porca que fixa o parafuso P4.

4.3.2 Tipologias 3 e 4

As Tipologias 3 e 4 são ligações soldadas que diferem entre si apenas pela presença de cantoneiras enrijecedoras, soldadas nas faces internas do perfil tubular, na altura das mesas superior e inferior das vigas I. Na Figura 27 é apresentada a variação da força vertical em cada atuador em função do deslocamento vertical destes e, os valores médios correspondentes. Percebe-se que os valores de força média nas vigas podem ser utilizados em substituição àqueles valores aplicados na extremidade de cada uma das vigas.

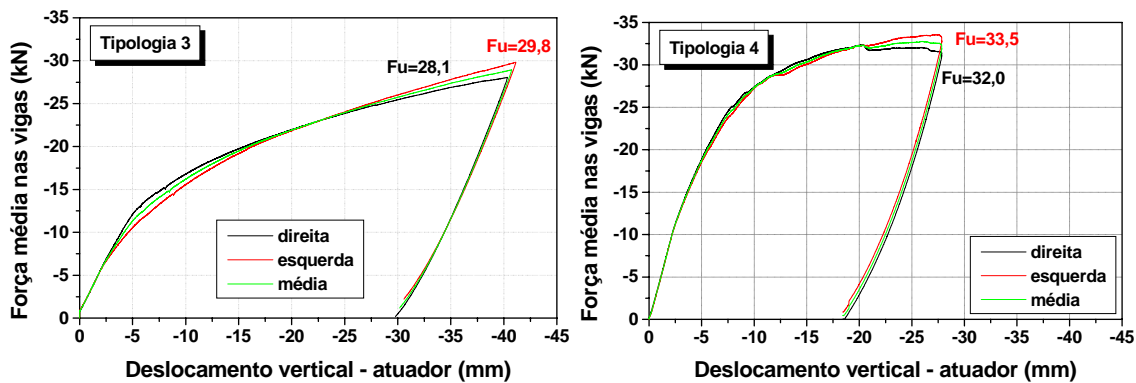


Figura 27 - Força vertical em cada viga x deslocamento vertical dos atuadores

O comportamento idêntico entre os valores de força aplicada pelos atuadores servo-controlados em cada uma das vigas fica evidente na Figura 27 para as Tipologias 3 e 4. Nesta mesma figura se observa que o deslocamento vertical médio dos atuadores foi sensivelmente maior na Tipologia 3, que se trata de uma ligação simplesmente soldada, diferentemente da Tipologia 4 que, além da solda possui cantoneiras na altura das mesas das vigas, soldadas no interior do perfil tubular.

Nas duas tipologias, teoricamente, as deformações registradas nos pontos 18 e 22 deveriam ser nulas pois a linha neutra se situa na altura média das vigas, mas isto não ocorre - Figura 28.

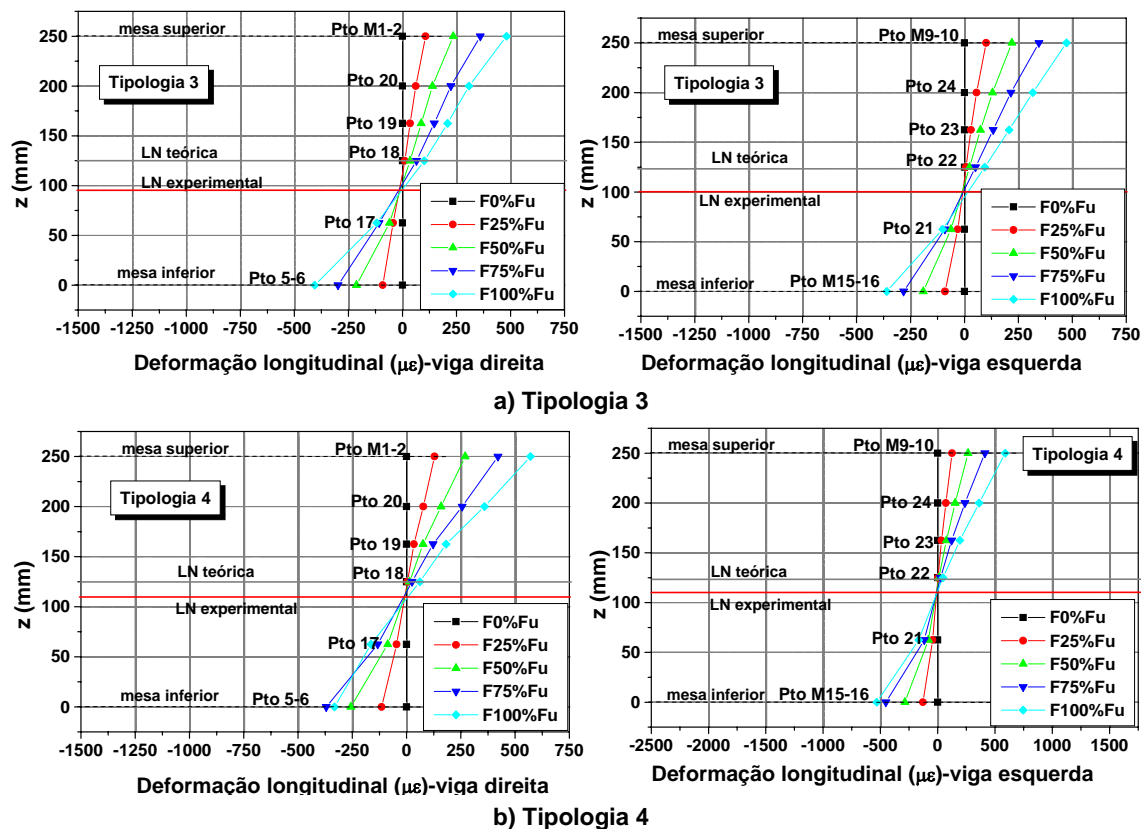


Figura 28 - Deformações longitudinais na seção H/2 das vigas - Tipologias 3 e 4

Na Tipologia 3 a linha neutra encontra-se um pouco abaixo do eixo médio da viga em virtude da contribuição do concreto na região comprimida, aumentando a rigidez desta região. Na Tipologia 4 a contribuição do concreto na região comprimida é balanceada pelas cantoneiras localizadas na região tracionada, aproximando a linha neutra do eixo médio da viga.

Nas curvas que representam as deformações no perfil tubular da Tipologia 4 ocorrem mudanças de inclinação para uma força de aproximadamente 10kN aplicada nas extremidades das vigas, como ilustra a Figura 29. Aparentemente, a presença das cantoneiras na região tracionada conseguiu mobilizar o volume de concreto em seu interior nos primeiros estágios de carregamento. A posterior perda de rigidez pode ter sido ocasionada pelo escorregamento relativo entre a cantoneira e o volume de concreto situado em seu interior, pelo esmagamento deste concreto ou uma combinação destes dois fenômenos ocorrendo simultaneamente.

Apesar da perda de rigidez, em todos os estágios de carregamento são registradas deformações menores no perfil da Tipologia 4 em relação às registradas na Tipologia 3.

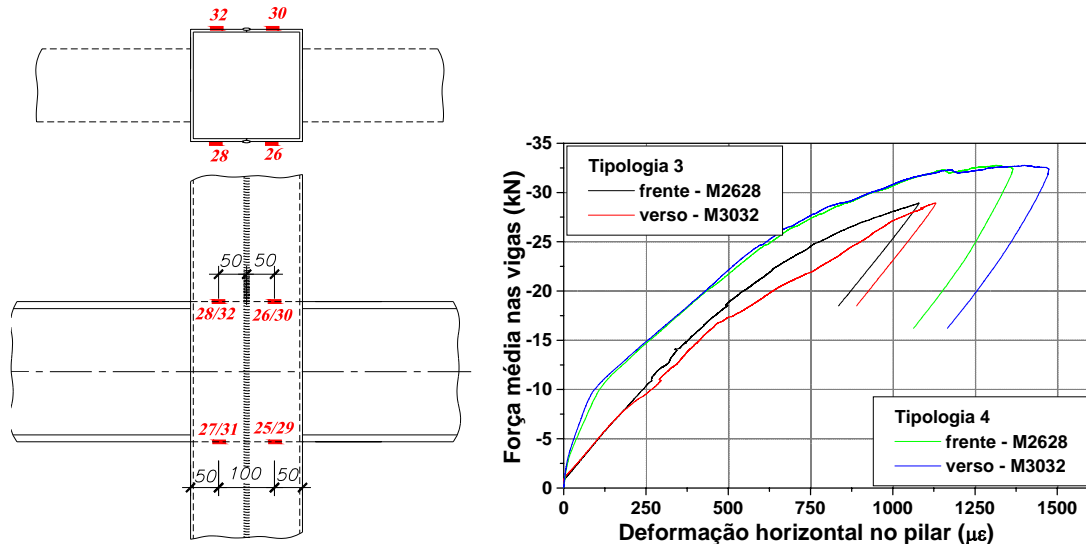


Figura 29 - Comparação entre deformações horizontais no perfil do pilar preenchido - Tipologias 3 e 4

A partir dos resultados obtidos com a experimentação física das *Tipologias 3 e 4* foram construídas as curvas *Momento x Rotação nas extremidades das vigas*, mostradas na Figura 30.

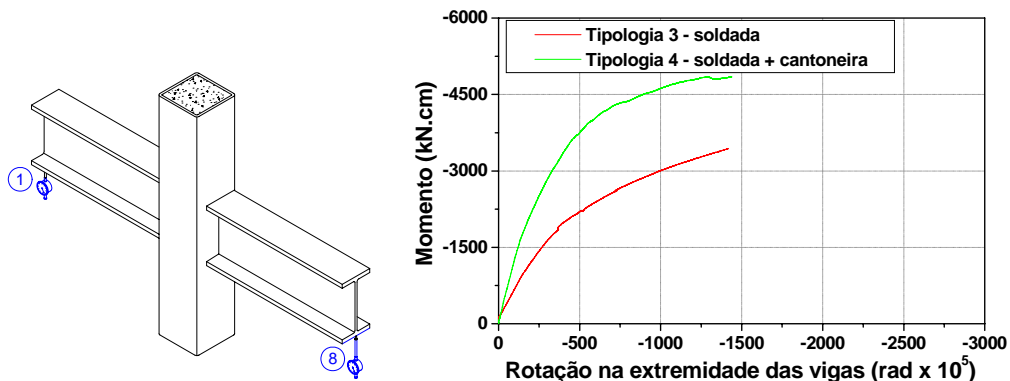
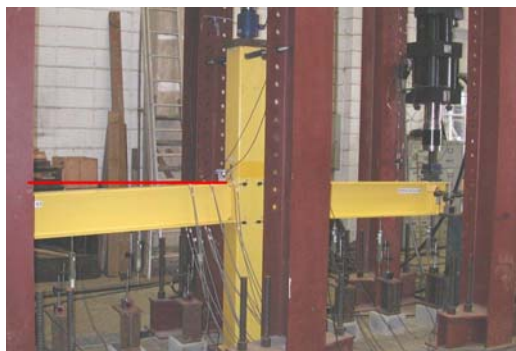


Figura 30 - Curvas Momento x Rotação na extremidade das vigas - Tipologias 3 e 4

O comportamento das curvas *Momento x Rotação* na extremidade das vigas confirma a contribuição da cantoneira na rigidez da região de ligação da *Tipologia 4*: para o mesmo valor de momento tem-se, para a *Tipologia 4*, a metade da rotação observada para a *Tipologia 3*.

As configurações finais das *Tipologias 3 e 4* são ilustradas nas Figuras 31 e 32, respectivamente. Em ambas, o escoamento do metal base na região próxima à solda (perfil tubular do pilar preenchido) comanda a capacidade resistente da ligação, que era o modo de ruína esperado e confirmado pelos ensaios.



a) deslocamento vertical das vigas esquerda e direita



b) detalhes das regiões de ligação direita e esquerda

Figura 31 - Configuração final - Tipologia 3

Na *Tipologia 3* foi possível observar o afastamento significativo do perfil tubular em relação ao núcleo de concreto na região próxima da ligação com as vigas. Entretanto, na *Tipologia 4*, tal afastamento foi muito inferior e perceptível apenas visualmente. As fotos, neste caso, não conseguem ilustrar claramente este fenômeno, apenas os grandes deslocamentos verticais nas vigas – Figura 32.

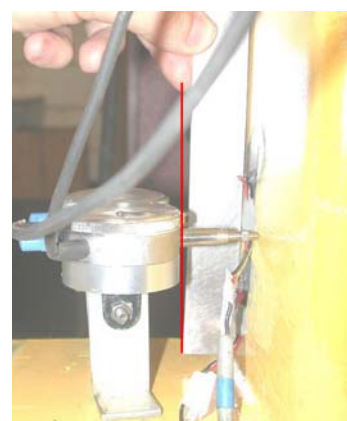
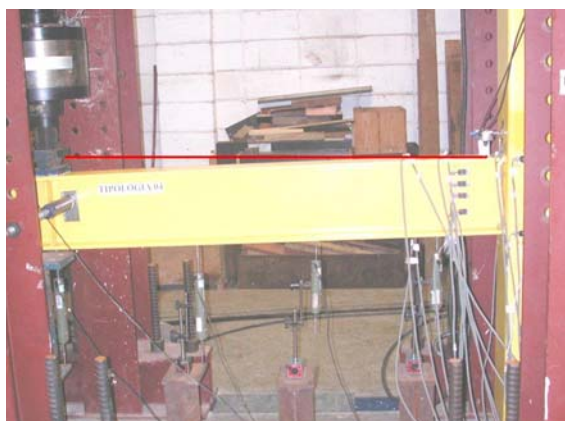


Figura 32 - Configuração final - Tipologia 4

4.4 Análise comparativa da curva Momento x Rotação na extremidade das vigas

Na Figura 33 são apresentadas as curvas *Momento x Rotação na extremidade das vigas* para todas as tipologias ensaiadas. Vale lembrar que os valores plotados aqui correspondem às médias registradas nas duas vigas que compõem cada tipologia.

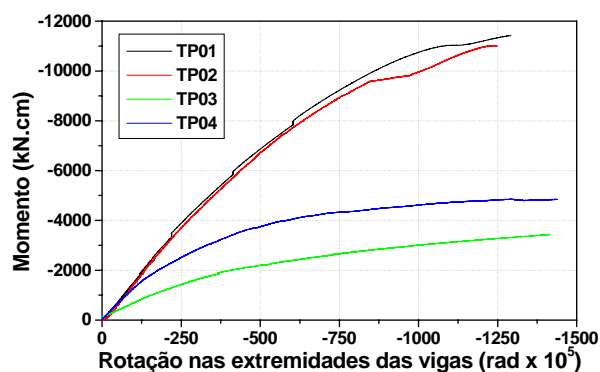


Figura 33 - Comparação entre as rotações médias nas extremidades das vigas das tipologias 1 a 4

Inicialmente, as *Tipologias 1, 2 e 4* apresentam a mesma rigidez e a *Tipologia 3*, rigidez bem menor.

Em relação às ligações parafusadas - *Tipologias 1 e 2* - a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido não altera o comportamento *Momento x Rotação* mostrado na Figura 33.

Quanto às ligações soldadas, ao acrescentar cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular, houve alteração significativa da rigidez e do comportamento *Momento x Rotação*.

5 CONCLUSÕES

A utilização dos pilares preenchidos esbarra na dificuldade de conectar estes elementos às vigas de aço do pavimento. Sendo assim, os detalhes de ligação aqui apresentados são alternativas que contribuem para uma maior utilização dos pilares preenchidos em edifícios.

Os resultados da experimentação física confirmam a adequabilidade da metodologia adotada na realização dos ensaios. Dentro deste contexto, destaca-se a representatividade do esquema de aplicação do carregamento, que se aproxima das condições reais, pois foi aplicada uma força vertical de compressão, uniformemente distribuída na seção transversal do pilar preenchido e mantida constante ao longo do ensaio. Além desta força, foram aplicadas forças verticais nas extremidades das vigas, sendo feito seu controle via deslocamento dos atuadores.

Abordando especificamente cada uma das tipologias de ligação investigadas experimentalmente, os muitos resultados experimentais permitiram concluir que:

a) Tipologias 1 e 2:

- a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto do pilar preenchido não altera de forma significativa o comportamento *Momento x Rotação* das ligações parafusadas investigadas, entretanto, há mudanças significativas de comportamento em alguns dos seus componentes;
- ocorrem alterações na distribuição das deformações nas chapas de extremidade, ocasionadas pela melhor transferência das forças de protensão entre tais chapas, via parafusos passantes. A rotação destas chapas também é

reduzida na tipologia sem aderência, pois, neste caso são reduzidas as folgas de montagem;

- na abertura das chapas de extremidade é onde se verificam as maiores influências da melhor transferência de forças de protensão proporcionada pela ausência da aderência. Neste caso, a abertura é praticamente nula ao passo que, no modelo com aderência, ocorrem valores significativos;
- por fim, a previsão da capacidade resistente das tipologias utilizando as recomendações para ligações com chapa de extremidade entre elementos de aço é adequada.

b) Tipologias 3 e 4:

- cantoneiras internas, funcionando como conectores reduzem a deformabilidade da ligação simplesmente soldada. Isto é percebido nos valores de deslocamento vertical dos atuadores e nos deslocamentos verticais nas vigas, sobretudo nas suas extremidades;
- a contribuição das cantoneiras na região tracionada da ligação também é percebida na distribuição de deformações na face externa do perfil tubular. A mobilização do volume de concreto localizado no interior da cantoneira modifica o comportamento das deformações, tornando esta região mais rígida. Na região comprimida não há alterações significativas de comportamento provocadas pela presença das cantoneiras. Neste caso, percebe-se que a maior parte da força horizontal proveniente da mesa comprimida é absorvida pelo concreto pois as deformações no perfil tubular são praticamente nulas;
- na região do perfil tubular, localizada acima da mesa superior da viga, também há mudança na distribuição de deformações pois a região mais próxima apresenta deformações menores em relação à tipologia sem cantoneiras (Tipologia 3);
- a efetividade da presença das cantoneiras na transferência de parte da força de tração proveniente das vigas também é percebida nos valores de deformação nelas registrados;
- o afastamento do perfil em relação ao núcleo de concreto na região de ligação é muito menor na tipologia com cantoneiras.
- Concluindo, o uso das cantoneiras internas na região tracionada da ligação viga-pilar preenchido contribuiu para aumentar a rigidez e a capacidade resistente da ligação e reduzir sua deformabilidade. Na região comprimida as cantoneiras poderiam ser excluídas.

6 AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP pelo apoio financeiro para realização deste trabalho, concedido na forma de bolsa de doutorado.

7 REFERÊNCIAS

AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. (1993). A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube column. **Engineering Journal**, v.31, n.1, p.108-115.

DE NARDIN, S. (2003). **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. São Carlos. 323p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

FRANCE, J. E.; DAVISON, J. B.; KIRBY, P. A. (1999b). Moment-capacity and rotational stiffness of endplate connections to concrete-filled tubular columns with flowdrilled connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v.50, p.35-48.

MALASKA, M.; MÄKELÄINEN, P.; LESKELÄ, M. V.; MONONEN, T. (2001). A new composite slim floor system. In: NORDIC STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, 9., NSCC 2001, Helsinki, June. **Proceedings...** p.179-186.

PRION, H. G. L.; McLELLAN, A. B. (1994). Through-bolt connections for concrete-filled hollow structural steel sections. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION. 1994. **Proceedings...** Bethlehem. p.239-250.

RICLES et. al. (1995). Seismic performance of concrete filled tube columns-to-wf beam moment connections. In: ANNUAL TECHNICAL SESSION. Mar. 1995, Kansas. **Proceedings...** 1995. p.83-102.

VANDEGANS, D.; JANSS, J. (1995). Connection between steel and concret filled R.H.S based on the stud technique. In: ANNUAL TECHNICAL SESSION. Mar. 1995, Kansas. **Proceedings...** 1995. p.67-76.

ZANDONINI, R; BERNUZZI, C.; PARDATSCHER, W. (1997). A study on the semi-continuity in slim floor steel-concrete composite systems. In: GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO. Ancona, Ottobre. **Proceedings...** p.1-10.

COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES MISTAS VIGA-PILAR

Luciana Maria Bonvino Figueiredo¹ & Roberto Martins Gonçalves²

Resumo

Uma ligação em estruturas de aço é denominada mista quando considera-se a contribuição da laje no seu comportamento. Assim, além do detalhe da ligação em aço, outros parâmetros interferem no comportamento da ligação mista, como a taxa de armadura e o nível de interação entre a laje e a viga.

Palavras chave: ligações mistas viga-pilar; ligações em estruturas de aço; chapa de topo.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

A análise de ligações mistas viga-pilar apresenta particularidades inerentes ao comportamento dos materiais que as compõem. Portanto, faz-se necessária primeiramente uma discussão sucinta sobre os conceitos que envolvem: (1) o estudo de ligações em estruturas de aço e, (2) as vigas mistas. Reunindo conceitos, definições e considerações atreladas a estes dois assuntos, pode-se partir para a discussão do comportamento das ligações mistas viga-pilar. Complementando o assunto, ainda neste capítulo introdutório, aborda-se as pesquisas desenvolvidas no Brasil sobre ligações em estruturas de aço.

Na análise global de estruturas convencionais pode-se discretizar a estrutura em barras unidimensionais interligadas e os pontos de intersecção destas barras são chamados de pontos nodais (nós).

Porém, durante muito tempo, na análise dos elementos da estrutura considerou-se a ligação entre estes elementos como simples pontos nodais com comportamento idealizado de nó rígido ou rotulado.

Em um nó rígido considera-se que o ângulo entre os elementos permanece essencialmente o mesmo após a atuação do carregamento, ocorrendo a total transmissão de momento fletor. Já em um nó flexível, ou rotulado, não há transmissão de momento fletor e, portanto, ocorre alteração no ângulo entre os elementos. Este comportamento idealizado pode ser visualizado na Figura 1.

¹ Doutora em Engenharia de Estruturas pela EESC-USP

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

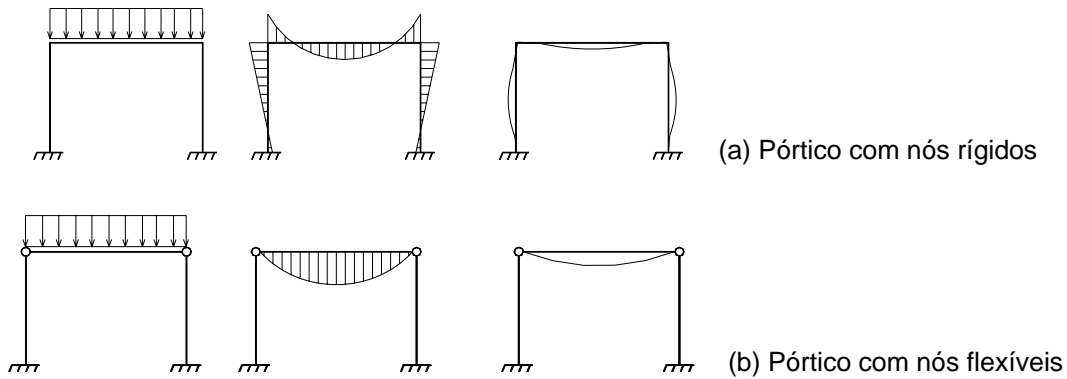


Figura 1 - Comportamento idealizado rígido e flexível

Entretanto, tanto pesquisas realizadas nesta área, quanto a prática demonstram a inadequação de classificar os nós somente como rígidos e flexíveis (ou rotulados). As pesquisas mostraram que esta classificação seguia conceitos muito imprecisos uma vez que correspondem a situações idealizadas, difíceis de serem atingidas em situações correntes. Para definir o comportamento intermediário usa-se o termo “**ligações semi-rígidas**”.

Nas estruturas metálicas as ligações possuem comportamento típico semi-rígido e, portanto, desempenham importante papel no comportamento global da estrutura. Prelorenzou (1991) salienta que as ligações entre as vigas e pilares em estruturas de aço, por não terem o monolitismo característico das estruturas convencionais de concreto (moldadas *in loco*), são origens de descontinuidades geométricas e mecânicas que devem ser observadas e tratadas com cuidado.

Nas estruturas metálicas devido à diversidade de configurações, meios e dispositivos de ligação não é possível obter-se um perfeito engastamento entre vigas e pilares, conduzindo a se admitir uma rigidez parcial das ligações. Normalmente, em pórticos de aço, o pilar é o elemento contínuo e as vigas estão conectadas a ele por ligações que podem ser de diferentes tipos, alguns dos quais mostrados na Figura 2.

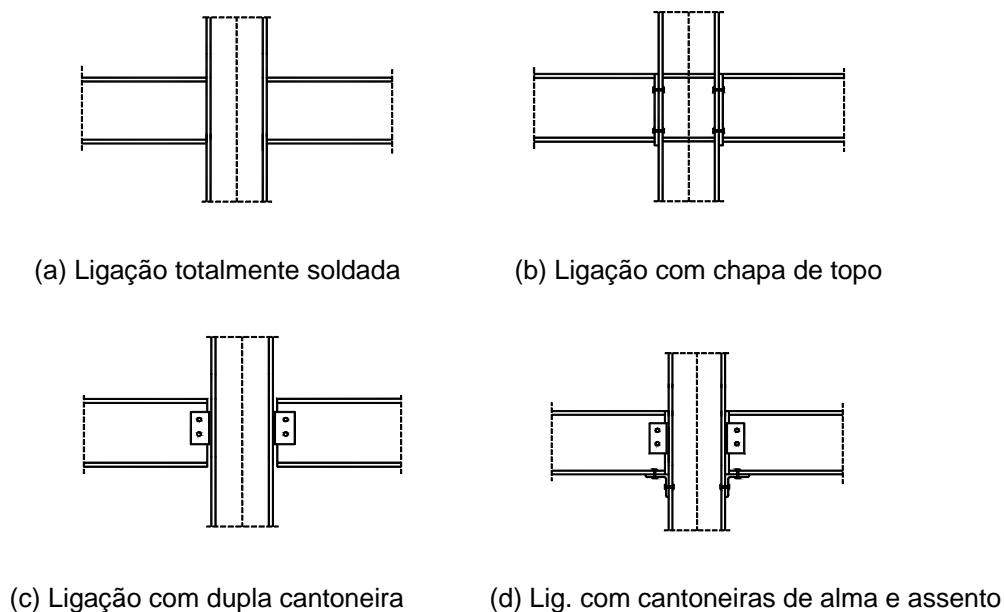


Figura 2 - Tipos de ligação em estruturas de aço

Para descrever o comportamento semi-rígido de uma ligação deve-se conhecer a resposta rotacional da mesma por meio de uma curva $M-\phi$, onde M é o momento na face do pilar e ϕ é a rotação relativa entre os eixos do pilar e da viga.

A possibilidade de prever esta curva para cada tipo de ligação é o objetivo principal das pesquisas nesta área já que é um dado que pode ser incluído em diferentes etapas do projeto estrutural. Primeiramente porque o comportamento de um pórtico (esforços e deslocamentos) será dependente, entre outros fatores, da resposta rotacional de cada ligação (nó). Além disso, pela descrição do comportamento $M-\phi$ é possível prever mais precisamente os esforços em cada elemento componente da ligação permitindo seu dimensionamento mais adequado.

A curva $M-\phi$ apresenta a relação entre o momento atuante na ligação (M) e a resposta desta ligação a este momento que é sua rotação (ϕ). A relação entre o momento e a rotação é a rigidez rotacional K :

$$M = K \phi \quad (1.1)$$

A rotação total da ligação é dada pela razão entre o deslocamento horizontal do ponto da face superior da viga localizado no seu plano médio vertical, pela distância deste ponto até o centro de rotação. Na Figura 3 (a), no caso de um carregamento balanceado, a rotação da ligação é a rotação ϕ_B medida na interface da viga com o pilar. No caso de carregamento não-balanceado, é preciso descontar a rotação do pilar. Na Figura 3 (b), que ilustra um pilar de extremidade, a rotação da ligação é dada pela rotação medida na interface ϕ_B menos a rotação do pilar ϕ_A .

Quando não é possível medir a rotação na interface da viga com o pilar, deve-se descontar a curvatura da viga. Se, por exemplo, é medida a rotação em C (Figura 3 (a) e (b)), a rotação na interface da viga com o pilar será a rotação medida em C (ϕ_C) menos a curvatura da viga no trecho \overline{BC} .

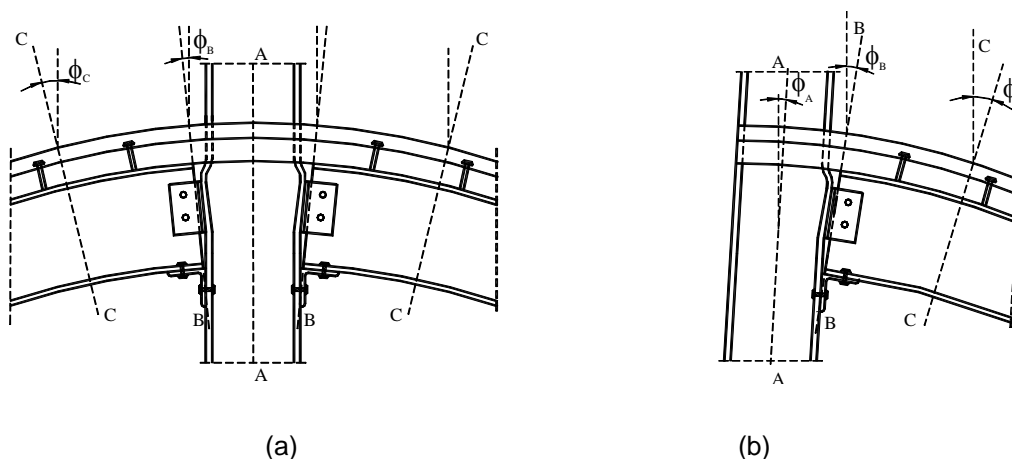


Figura 3 - Medida de rotação na ligação

O comportamento de uma ligação é caracterizado por 3 parâmetros principais (M_R - Momento resistente, K_i - Rigidez inicial e ϕ_c - Capacidade rotacional) que podem ser visualizados na Figura 4:

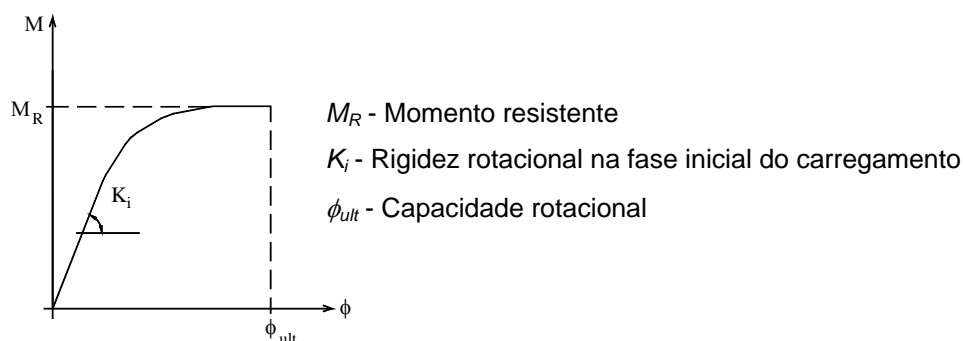


Figura 4 - Parâmetros componentes da curva $M-\phi$ de uma ligação

A curva $M-\phi$ de uma ligação permite classificá-la quanto à sua **rigidez, resistência e ductilidade**. Quanto à sua **rigidez**, conforme definido anteriormente, a ligação pode ser rígida, semi-rígida ou flexível. Zandonini (1989) sugere que uma ligação não pode ser classificada por si só, mas baseada em sua influência no comportamento da estrutura. Portanto, uma mesma ligação em diferentes estruturas poderia ser classificada de maneira diferente (rígida, semi-rígida ou flexível). A Figura 5 apresenta limites ilustrativos para classificar uma ligação. Existem diferentes expressões analíticas para estabelecer estes limites.

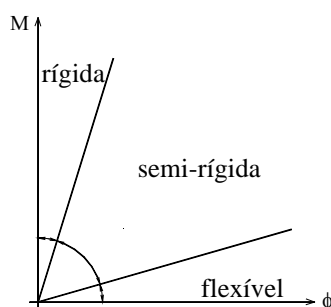


Figura 5 - Classificação da ligação quanto à sua rigidez

O Eurocode 3 (2000) apresenta os seguintes limites para classificar uma ligação:

$$\text{Se } K_i \geq k_b E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Rígida} \quad (1.2)$$

$$\text{Se } 0,5E \frac{I_b}{L_b} \leq K_i \leq k_b E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Semi - rígida} \quad (1.3)$$

$$\text{Se } K_i \leq 0,5E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Flexível} \quad (1.4)$$

Onde:

$k_b = 8$ - para estruturas em que o contraventamento reduz o deslocamento horizontal em 80%.

$$k_b = 25 \text{ - outros casos, desde que } \frac{K_b}{K_c} \geq 0,1$$

$$K_b = \frac{I_b}{L_b} \quad \text{e} \quad K_c = \frac{I_c}{L_c} \quad (1.5)$$

I_b - Momento de inércia do perfil da viga

L_b - Vão da viga

I_c - Momento de inércia do perfil do pilar

L_c - Altura do pilar

E – Módulo de elasticidade do aço

O AISC-ASD (1989) classifica as ligações estabelecendo limites da **rotação relativa** entre os elementos conectados, da seguinte forma:

- *Rígida*: menor que 10% da rotação correspondente à rótula perfeita
- *Flexível*: maior que 80% da rotação correspondente à rótula perfeita
- *Semi-rígida*: entre 10% e 80% da rotação correspondente à rótula perfeita

Também é possível classificar a ligação quanto à sua **resistência**. Uma ligação é dita de resistência total se tem momento resistente maior ou igual ao momento resistente da viga. Ao contrário, se o momento resistente da ligação for menor que o momento resistente da viga, a ligação é de resistência parcial. Na Figura 6, a Ligação 1 é de resistência total e a Ligação 2 é de resistência parcial.

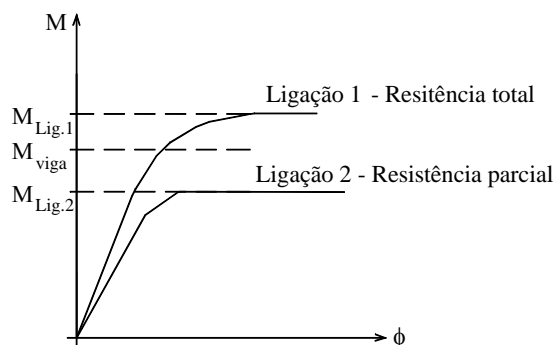


Figura 6 - Classificação da ligação quanto à sua resistência

Ainda é possível classificar uma ligação quanto à sua **ductilidade** que está relacionada à sua capacidade rotacional. Quanto maior a capacidade rotacional da ligação após sua resistência ser atingida, mais dúctil ela é considerada.

Os estudos que vêm sendo desenvolvidos nesta área buscam compreender o comportamento semi-rígido das ligações de modo que este possa ser incorporado nas etapas de análise dos esforços internos e no dimensionamento das estruturas.

1.2 Vigas mistas aço-concreto

Como se sabe, o aço é um material que trabalha bem quando submetido a esforços de tração e compressão, enquanto o concreto tem melhor comportamento sob esforços de compressão, podendo ser utilizados como materiais complementares na execução de elementos estruturais em pontes e edifícios. O concreto pode ainda proteger o aço da corrosão e de altas temperaturas.

No começo das edificações em aço, era usual que as barras sustentassem todos os carregamentos. Dimensionava-se a viga de aço para os carregamentos provenientes da laje e para os carregamentos aplicados diretamente sobre as mesmas. A partir de 1950 tornou-se usual conectar mecanicamente a laje à viga por meio de conectores de cisalhamento soldados à mesa da viga de aço, eliminando ou reduzindo o escorregamento entre estes elementos. A Figura 7 ilustra esta ligação entre a laje de concreto e a viga de aço.

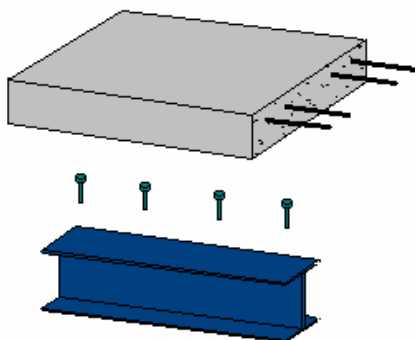
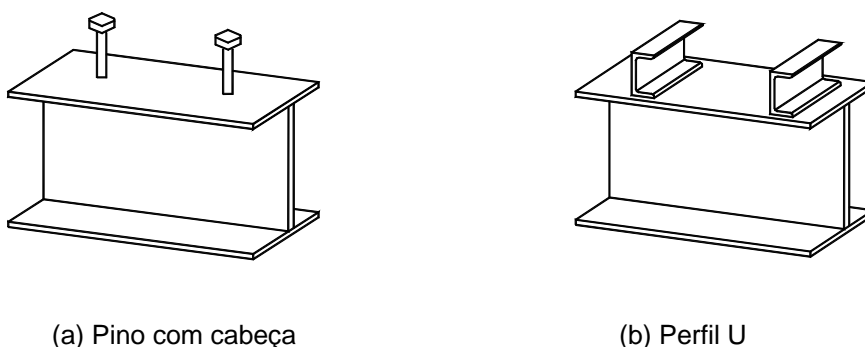


Figura 7 - Ligação de cisalhamento entre a laje de concreto e a viga de aço

Os conectores de cisalhamento mais comuns em edifícios são o tipo pino com cabeça e perfil U (dobrado ou laminado). A Figura 8 apresenta estes dois tipos de conector.



(a) Pino com cabeça

(b) Perfil U

Figura 8 - Conectores de cisalhamento

A princípio a ligação da viga com a laje não era considerada no dimensionamento, porém ao se perceber que a ação conjunta da viga de aço e da laje de concreto traria economia se fosse considerada no dimensionamento da viga, surgiram muitas pesquisas a fim de avaliar este comportamento e inseri-lo no cálculo. Portanto, prever a colocação de conectores de cisalhamento e considerá-los nos cálculos significa que a seção transversal da viga deixa de ser apenas um perfil de aço e passa a ser uma seção mista muito mais rígida e resistente, conforme a Figura 9. A viga passa a ser chamada de **viga mista**. Desta forma o perfil de aço requerido será menor, trazendo não só economias diretas de aço, mas indiretas devido à redução do peso total de estrutura.

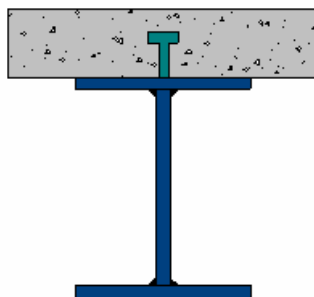


Figura 9 - Seção transversal de uma viga-mista aço-concreto

Em estruturas de aço, diferente das de concreto, existe a opção de não escorar a estrutura durante a construção submetendo os perfis de aço a carregamentos durante a fase de construção. Para isso, além da verificação da seção mista para os carregamentos que atuarão durante a vida útil da estrutura, deve-se verificar o perfil de aço isolado para estas ações de construção. Apesar da economia de tempo na fase de construção, é uma opção que pode resultar em perfis mais robustos. Portanto, em determinadas situações pode ser preferível escorar os perfis de aço durante a concretagem da laje e retirar o escoramento somente quando o concreto tiver atingido resistência suficiente para trabalhar conjuntamente com o aço.

Uma variação das vigas mistas é o sistema *slim-slab* (ou *slim-floor*) onde a laje "contém" a viga de aço. Neste caso, a laje não fica apoiada na viga como no sistema de viga mista convencional. Pode-se obter diferentes configurações deste sistema variando o tipo de laje (maciça, mista ou pré-moldada), o nível de "embutimento" da viga na laje (totalmente ou parcialmente embutida), tipo de viga (perfil aço soldado ou laminado) etc. Em Trento, Bernuzzi & Zandonini (1996) realizaram alguns ensaios em modelos de viga usando o sistema *slim slab*.

2 LIGAÇÕES MISTAS AÇO CONCRETO

2.1 Ligações mistas – apresentação

O Eurocode 4 (2002) define uma ligação mista como "uma ligação entre um elemento misto e algum outro elemento no qual a armadura tem função de contribuir para a resistência da ligação".

Ao se considerar a laje, e por conseqüência, a sua armadura, no comportamento da ligação, estaremos tratando de ligações mistas. Isto implica em considerar uma semi-continuidade entre vigas separadas por um pilar. As ligações mistas são mais resistentes e rígidas se comparadas com a mesma ligação em aço sem a laje e, portanto, prever a contribuição da laje no projeto de pórticos de aço significa estar buscando um equilíbrio entre economia e eficiência estrutural. A Figura 10 ilustra uma ligação mista.

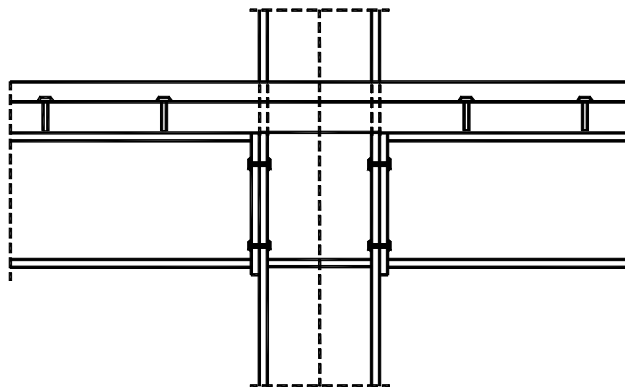


Figura 10 - Ligação viga-pilar mista com chapa de topo

Visando elaborar normas que considerem este comportamento da maneira mais próxima possível da realidade, pesquisadores, principalmente da Europa e Estados Unidos, vem desenvolvendo análises numéricas e experimentais em diferentes tipos de ligações. Estes estudos procuram quantificar a influência de cada componente da ligação no seu comportamento global e identificar os principais modos de falha.

Resumos das principais pesquisas nesta área estão reunidos na publicação europeia COST 1 - *Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings* (Ligações mistas aço-concreto em pórticos contraventados). A primeira pesquisa experimental em ligações mistas foi realizada por Johnson & Hope Gill (1972) *apud* Zandonini (1989). Zandonini, em 1989, apresentou as pesquisas realizadas na década de 80 e a partir desta publicação os estudos nesta área se intensificaram. O trabalho de Zandonini se tornou importante referência dos trabalhos seguintes.

Vários trabalhos experimentais foram realizados em diferentes institutos de pesquisas comprovando o consenso da importância dos estudos em ligações em estruturas de aço considerando a contribuição da laje. Entre eles podemos citar Bernuzzi, Noé & Zandonini (1991), Altmann, Maquoi & Jaspert (1991), Anderson & Najafi (1994), Xiao, Choo & Nethercot (1994) e Li, Nethercot & Choo (1996), Ahmed & Nethercot (1997). Todos estes trabalhos consistiram de ensaios de laboratório, algumas vezes seguido de alguma análise numérica, que buscavam quantificar a interferência no comportamento da ligação de diferentes variáveis entre as quais: taxa de armadura da laje, detalhe da ligação, perfil da viga, conectores de cisalhamento, posição do pilar em relação à estrutura (externo ou interno), entre outras.

Com os resultados destes ensaios foi possível identificar a interferência destas variáveis no comportamento de algumas ligações. Com estes dados e com resultados de análises numéricas foi possível desenvolver modelos analíticos que representassem o comportamento das ligações mistas. Muitos destes modelos adaptaram o Método dos Componentes, adotado pelo Eurocode 3 para previsão do comportamento de ligações viga-pilar em elementos de aço, na análise de ligações mistas. O Método dos Componentes consiste em determinar o comportamento global da ligação a partir do comportamento individual das várias componentes da ligação.

O comportamento de uma ligação é representado pela sua rigidez, resistência e ductilidade, características que podem ser visualizadas nas curvas $M-\phi$, conforme a Figura 4. Portanto, conforme já citado anteriormente, estas curvas são a base para a incorporação do comportamento da ligação na análise da estrutura e podem ser obtidas por ensaios e simulações numéricas.

Em estruturas mistas pode-se contar com a rigidez da laje e, portanto deformações fora do plano do pórtico podem ser desprezadas, reduzindo o problema

ao plano que contém a viga e o pilar. Isto pode se estender ao estudo das ligações mistas, uma vez que estas consideram a presença da laje.

A Figura 11 apresenta os principais tipos de ligações em estruturas de aço e a laje de concreto conectada à viga pelos conectores de cisalhamento, representando a contribuição da laje para a ligação, caracterizando a ação mista.

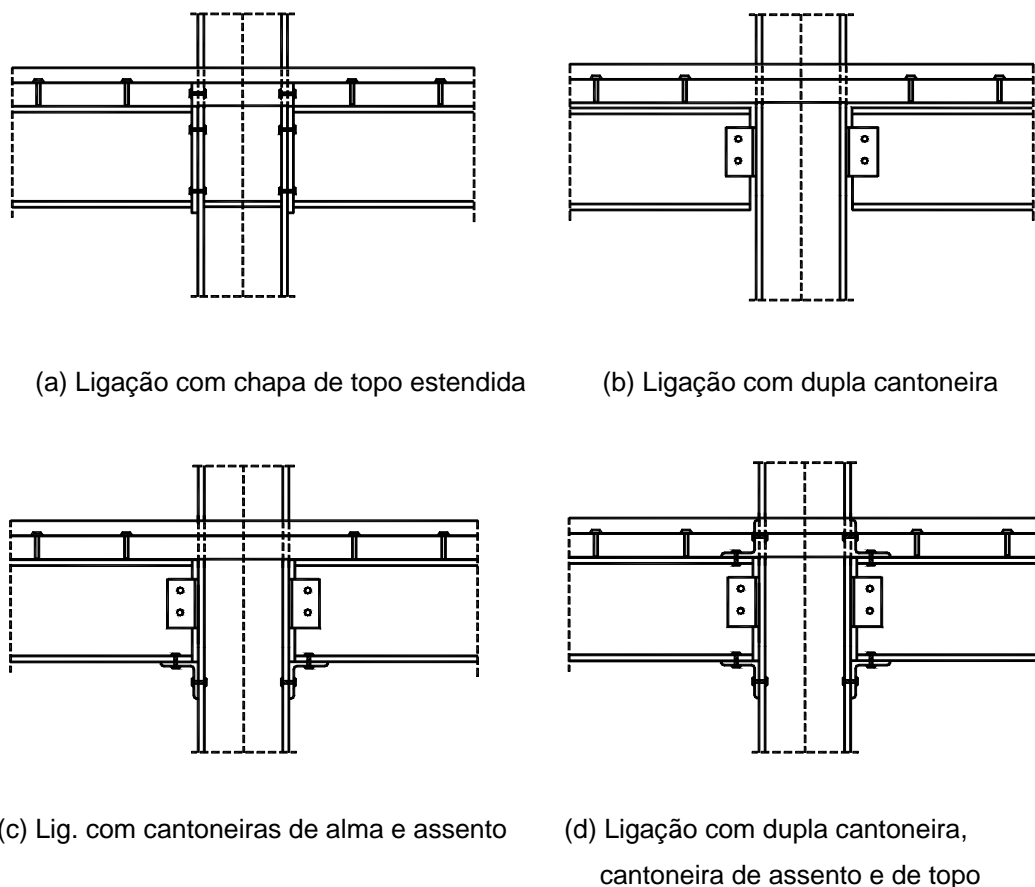


Figura 11 - Tipos de ligações mistas

Zandonini (1989) lamenta a pequena quantidade de pesquisas realizadas até o fim dos anos 80 a respeito do comportamento misto das ligações e sua influência no comportamento da estrutura. Até então, a ferramenta básica e mais adequada para determinar as curvas $M-\phi$ de ligações mistas aço concreto era a análise experimental direta, apesar de ser dispendiosa e cobrir parcialmente o problema.

Na análise experimental de ligações mistas é usual a utilização de modelos cruciformes que simulam um pilar interno de um pórtico e consiste de um pilar com dois trechos de viga conectados em cada lado do pilar. Os modelos que simulam um pilar de extremidade têm forma de "T deitado" e trata-se de um pilar com apenas um trecho de viga conectada a ele, conforme Figura 12.

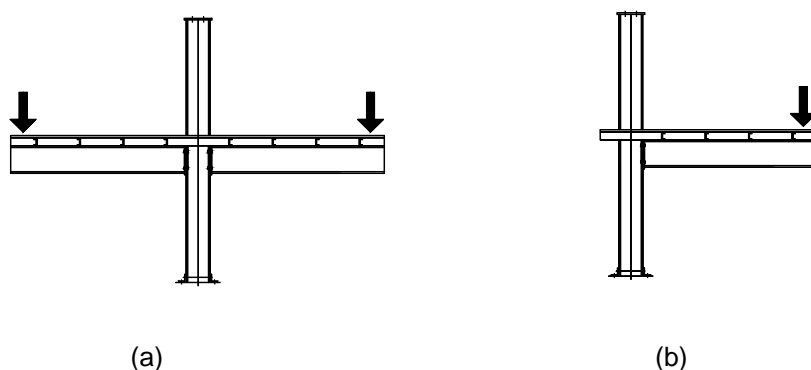


Figura 12 - Modelos experimentais cruciforme (a) e em pilar de extremidade (b)

Um dos primeiros trabalhos desenvolvidos no Brasil em ligações mistas vigapilar foi desenvolvido por Figueiredo (2004). Neste trabalho são apresentados e discutidos resultados de análises numéricas e experimentais em ligações mistas vigapilar com chapa de topo, envolvendo modelos cruciformes (Figura 12 (a)) e em "T" (Figura 12 (b)).

2.2 Comportamento $M-\phi$ de ligações mistas aço-concreto

Genericamente, o comportamento $M-\phi$ das ligações mistas pode ser separado em 3 fases conforme a Figura 13.

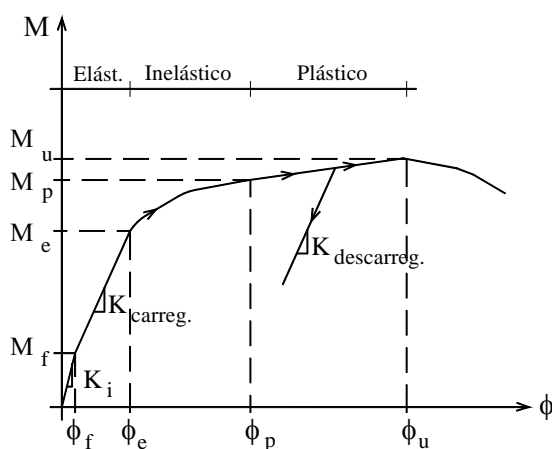


Figura 13 - Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas

(1) Trecho elástico

O trecho elástico da curva $M-\phi$ pode ser dividido em duas etapas, uma antes do concreto fissurar e outra após a fissuração do concreto.

- (i) Com concreto não fissurado

Todos os modelos apresentaram comportamento linear até o concreto fissurar ($M_f \sim 20-25\%$ de M_u). Também foram observados altos valores de rigidez inicial mesmo para os modelos com detalhes mais flexíveis, o que indica que o comportamento inicial é governado basicamente pela rigidez axial à tração da laje de concreto.

- (ii) Com concreto fissurado

Quando se inicia a fissuração próxima ao pilar, o comportamento da ligação entra em nova fase, com rigidez um pouco menor que a inicial, porém com comportamento próximo do linear. As fissuras na face do pilar rapidamente se espalham para as extremidades da laje. O desenho das fissuras depende do tipo de ligação viga-pilar. Ligações mais flexíveis e com ligação de cisalhamento (laje-viga) menos efetiva permitem uma distribuição mais uniforme das fissuras na laje, na direção transversal ao eixo da viga. Ligações mais rígidas resultam na inclinação das fissuras. Aumentar o diâmetro das barras da armadura também assegura uma distribuição mais uniforme das fissuras. Van Dalen e Godoy *apud* Zandonini (1989) sugerem uma taxa de armadura de 0,8%.

(2) Fase inelástica

Geralmente a não linearidade de ligações mistas é consequência de um conjunto de fatores de diferentes naturezas:

- (i) Não linearidade física dos materiais:
 - Escoamento das barras da armadura
 - Escoamento dos perfis de aço
 - Escoamento de elementos da ligação (chapas, parafusos)
 - Aumento de extensão e de abertura das fissuras do concreto da laje e do revestimento do pilar, quando for o caso.
- (ii) Fenômenos inelásticos: deslizamento entre pilar e viga, entre a laje e o perfil de aço da viga;
- (iii) Não linearidade geométrica: mudança de comportamento de uma região da ligação ou de um elemento. Por exemplo: mudança da zona de contato entre os elementos da ligação e, diminuição do efeito de *shear lag* devido à fissuração.

As imperfeições iniciais dos perfis de aço também podem colaborar para a configuração da curva $M-\phi$ nesta etapa do comportamento da ligação.

Como consequência do grande número de variáveis envolvidas, ainda não é possível avaliar a contribuição de cada uma delas no comportamento da ligação nesta fase. Apesar disso, é possível estimar que M_p (Momento de plastificação) esteja por volta de 75% a 90% de M_u (Momento último) e é resultado do escoamento significativo de um dos componentes chave da ligação: ou das barras da armadura, ou da mesa inferior da viga.

(3) Fase plástica

A fase plástica da ligação é consequência de deformações plásticas das barras da armadura e devido à resistência inerente das ligações. Os ensaios mostraram que todas as barras da armadura chegaram à tensão de escoamento.

As vantagens do comportamento semi-rígido são totalmente exploradas se o cálculo é feito no regime plástico. Como a resistência da viga mista é em geral maior que da ligação, para que a viga atinja sua capacidade máxima, a ligação deve ter boa ductilidade, isto é, boa capacidade rotacional. Por isso, torna-se importante conhecer o comportamento completo da ligação, inclusive no regime plástico.

Segundo o COST 1 (1996), como resultado de pesquisas em diferentes institutos pode-se concluir que o comportamento das ligações mistas é influenciado por parâmetros:

(1) Referentes à própria ligação:

- Elementos de ligação entre os perfis de aço – chapas, cantoneiras, parafusos, soldas;
- Laje de concreto armado;
- Relação de inércias entre os perfis da viga e do pilar;
- Enrijecedores de alma do pilar, se houver.

(2) Externos à ligação:

- Conectores de cisalhamento (tipo, quantidade e distribuição);
- Tipo de carregamento (simétrico ou assimétrico) que está relacionado com outro parâmetro: a posição da ligação na estrutura (pilar interno ou de extremidade);
- Tipo de construção (escorada ou não escorada)

2.3 Parâmetros internos à ligação que influenciam no seu comportamento

Os vários componentes da ligação possuem um comportamento tensão \times deformação não-linear. Cada componente pode ter limitações que podem ser responsáveis pela falha da ligação como um todo. A forma como cada componente contribui para o comportamento global da ligação depende da localização de cada componente na ligação (definida pela distância do componente às zonas de compressão e tração).

O comportamento individual de cada componente é descrito no Eurocode 3 na Parte 1-8, dedicada às ligações em elementos de aço. O COST 1 (1996) apresenta as respostas dos componentes adicionais por considerar a ligação como mista.

2.3.1 Comportamento da ligação em aço

Ligações totalmente soldadas fornecem um alto grau de rigidez e resistência, sendo a resistência limitada pela flambagem local na zona de compressão ou por deformação excessiva devido à flexão na mesa do pilar (no caso de não haver enrijecedores). As ligações soldadas podem ser assumidas totalmente rígidas e, fazendo parte de uma ligação mista possuem rigidez ainda maior.

As ligações com chapa de topo podem possuir diferentes níveis de rigidez e resistência, dependendo do tamanho, espessura e posição da chapa. A Figura 14 mostra diferentes configurações de ligações com chapa de topo.

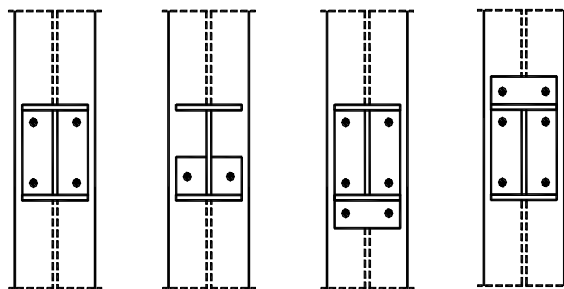


Figura 14 - Ligação com chapa de topo – diferentes posições da chapa

Ligações com cantoneiras e com chapas soldadas na alma da viga são muito usadas na prática porque possuem baixo custo (fabricação e montagem). No entanto, não conferem o mesmo grau de continuidade, acarretando em dimensões maiores das vigas, pois serão dimensionadas para valores maiores de momento fletor. Se somente a alma é conectada, a ligação pode ser considerada articulada e irá desenvolver baixa rigidez e resistência. Quando a rotação é muito grande, fecha-se a lacuna entre a mesa inferior da viga e a mesa do pilar, ocorrendo aumento na rigidez e na resistência que pode ser visualizado no gráfico da Figura 15. Se, no entanto, as mesas também forem conectadas por cantoneiras de topo e de assento, a ligação apresentará rigidez e resistência maiores.

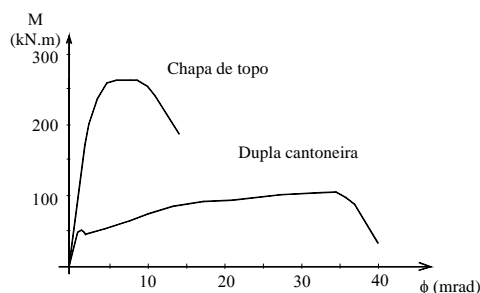


Figura 15 - Comportamento $M-\phi$ de ligações com chapa de topo e com dupla cantoneira, mistas aço-concreto Ren *apud* COST 1 (1996)

2.3.2 Laje de concreto armado

A laje é parte da viga (viga-mista) assim como da ligação mista. A laje é conectada à viga de aço por conectores de cisalhamento e, portanto está indiretamente participando da ligação. A influência da laje no comportamento da ligação pode ser visualizada na Figura 16 onde são apresentados gráficos $M-\phi$ de dois modelos cruciformes, com mesmo detalhe de ligação, um com laje e outro sem.

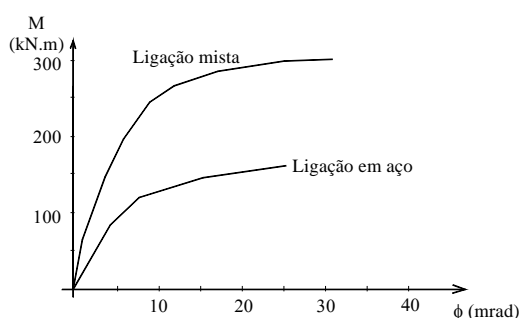


Figura 16 - Comparação do comportamento $M-\phi$ de ligação com chapa de topo com e sem a laje de concreto armado Aribert & Lachal *apud* COST 1 (1996)

O comportamento tensão \times deformação da armadura da laje tem influência significativa no comportamento da ligação com relação à sua rigidez, resistência e ductilidade. A razão entre rigidez e resistência de uma ligação sem e com a laje é significativa e irá depender da quantidade, distribuição e propriedades da armadura,

além do tipo de laje (maciça ou mista), largura efetiva, resistência à tração do concreto e relação de aderência entre a armadura e o concreto.

A Figura 17 mostra os resultados de ensaios realizados por Ren *apud* COST 1 (1996) em ligações mistas com chapa de topo. Foram traçadas 3 curvas com 2 taxas de armadura diferentes. A terceira curva, que tem taxa de armadura igual a uma das outras, ilustra a influência de enrijecedores no pilar.

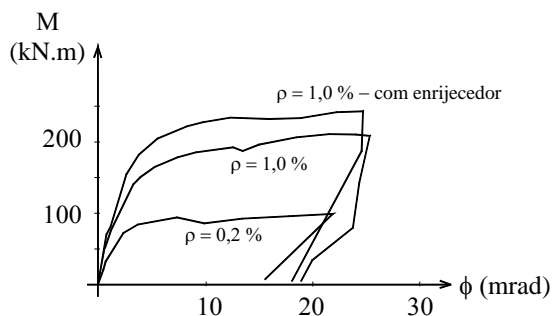


Figura 17 - Influência da taxa de armadura em ligações com chapa de topo por Ren *apud* COST 1 (1996)

A largura efetiva de laje que contribui na rigidez da ligação pode ser tomada igual à largura efetiva da laje em uma viga mista. A NBR 8800 (1986) considera apenas vigas bi-apoiadas, e, portanto não distingue largura efetiva em região de momento positivo ou negativo. Segundo a NBR 8800 (1986), quando a laje se estende para ambos os lados da viga, a largura efetiva b , conforme a Figura 18, deve ser tomada como o menor dentre os seguintes valores:

- $1/4$ do comprimento da viga,
- largura da mesa superior da viga de aço mais a média das distâncias livres entre essa mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes e ;
- dezesseis vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga de aço.

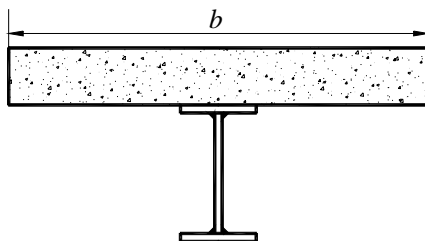


Figura 18 - Largura efetiva b quando a laje se estende para ambos os lados da viga

Esta última limitação é alvo de contestações por não ter sido comprovada nenhuma relação entre a espessura da laje e a largura colaborante da laje e está sendo descartada na nova versão da NBR 8800 (1986).

Quando a laje se estende para apenas um dos lados da viga, a largura efetiva b , conforme a Figura 19, deve ser tomada como o menor dentre os seguintes valores:

- $1/12$ do comprimento da viga,
- metade da distância livre entre as mesas superiores da viga considerada e da viga adjacente e ;
- seis vezes a espessura da laje.

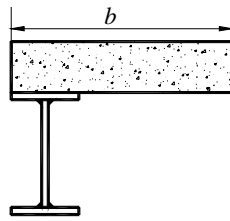


Figura 19 - Largura efetiva b quando a laje se estende para apenas um dos lados da viga

O Eurocode 4 prevê larguras efetivas diferentes para regiões de momentos positivo e negativo. A largura em cada um dos lados da viga ($b/2$), conforme Figura 20, deve ser menor que $1/8$ de ℓ_0 . Deve-se tomar cuidado também para não tomar um valor de $b/2$ maior que a metade da distância entre almas de vigas adjacentes.

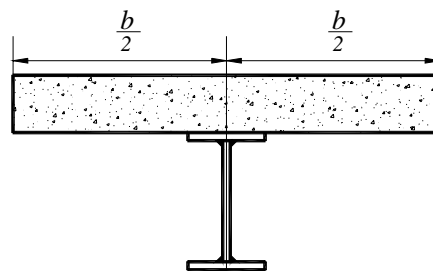


Figura 20 – Largura efetiva colaborante da laje segundo o Eurocode 4

ℓ_0 é a distância entre seções de momento nulo, dado por:

Região de momento positivo:

Vão externos: $\ell_0 = 0,8 \cdot \ell_1$

Vão internos: $\ell_0 = 0,7 \cdot \ell_2$

Região de momento negativo:

$\ell_0 = 0,25 \cdot (\ell_1 + \ell_2)$

Trechos em balanço: $\ell_0 = 2 \cdot \ell_3$

ℓ_1 , ℓ_2 e ℓ_3 estão representados na Figura 21.

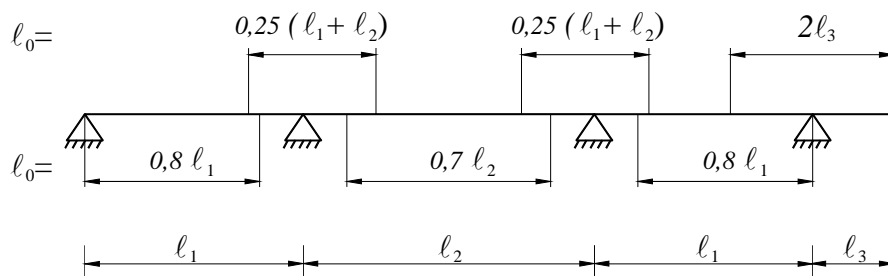


Figura 21 - Valores de ℓ_0 em função de ℓ_1 e ℓ_2

Quanto à armadura da laje, Queiroz *et al.* (2000) salienta que quando o apoio da viga for um pilar, deve-se dispor as barras da armadura de forma que seu centro de gravidade, de cada lado da viga, fique a uma distância de $0,7 \cdot b_c$ a $2,5 \cdot b_c$ da linha de centro da viga.

2.3.3 Partes dos perfis da viga e do pilar

A Figura 22 mostra a influência da altura da viga no comportamento da ligação mista identificada nos ensaios realizados por Anderson & Najafi (1994). O gráfico representa a curva $M-\phi$ de dois modelos com ligações com chapa de topo, laje mista e taxa de armadura de 1%. A única diferença entre os dois modelos refere-se ao perfil da viga. O modelo S8FD tem altura quase 1,5 vezes a altura do modelo S8F. O aumento na altura da viga e, portanto, o aumento do braço de alavanca entre os elementos da área tracionada e comprimida faz com que o momento resistente aumente e a capacidade rotacional diminua.

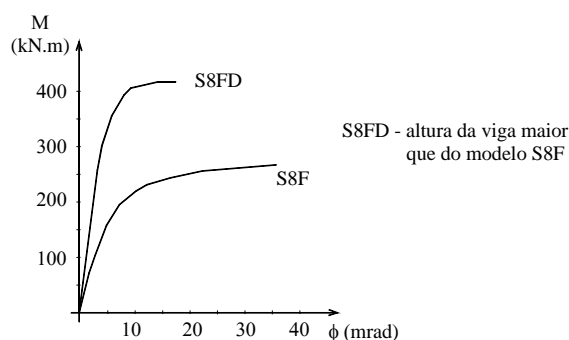
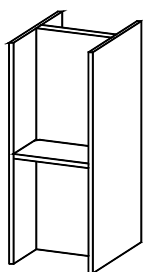


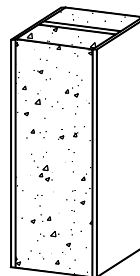
Figura 22 - Influência da altura da viga no comportamento da ligação viga-pilar – Anderson & Najafi (1994)

2.3.4 Enrijecedor de alma do pilar

Poderão existir enrijecedores para a alma do pilar na forma de revestimento de concreto ou chapas soldadas conforme ilustra a Figura 23. Os enrijecedores influenciam o comportamento da ligação impedindo a flambagem na alma do pilar que constitui um modo de falha da ligação.



(a) Chapa de aço soldada ao pilar



(b) Revestimento de concreto

Figura 23 - Enrijecedores de alma do pilar

Nos primeiros programas experimentais os pilares contavam com enrijecedores de alma ou revestimento de concreto, além de estarem sob condições

favoráveis de carregamento (simétrico). Por isso não era possível observar a influência dos enrijecedores no comportamento da ligação. No entanto, os ensaios de Law *apud* Zandonini (1989), mostraram que em uma ligação sem enrijecedor, a alma do pilar pode tornar-se o componente mais fraco da ligação e governar o seu comportamento. Em uma ligação ensaiada sem enrijecedor observou-se a flambagem da alma do pilar a um valor do momento aplicado referente a 55% do momento resistente da ligação com enrijecedor em forma de chapa soldada à mesa do pilar.

A Figura 17 ilustra os ganhos de resistência de uma ligação com enrijecedor a partir da comparação de sua curva $M-\phi$ com a curva de um ligação sem enrijecedor.

2.4 Parâmetros externos à ligação que influenciam no seu comportamento

Além do tipo e do detalhe da ligação, outros parâmetros externos à região nodal influenciam o comportamento $M-\phi$ da ligação. Entre eles:

Ligação entre a laje de concreto e a viga de aço por conectores de cisalhamento (principalmente o tipo, distribuição e a quantidade de conectores);

Tipo de carregamento (simétrico ou assimétrico) que está relacionado com outro parâmetro: a posição da ligação na estrutura (pilar interno ou de extremidade);

Tipo de construção (escorada ou não escorada).

Para um estudo mais apurado da interferência destes parâmetros no comportamento da ligação, em geral, são necessários ensaios em modelos mais complexos onde vigas e pilares sejam representativos para a análise destas variáveis. Estes modelos, além de fornecerem o comportamento da ligação mais próximo do que ocorre, permite a análise da influência da ligação mista no comportamento do pórtico. Na bibliografia consultada, uma pequena quantidade dedica-se a estes tipos de ensaios. A maioria dos trabalhos se deteve no aprofundamento do estudo dos parâmetros diretamente relacionados à ligação e para isto, ensaios em modelos cruciformes são suficientes. A Figura 24 apresenta o esquema de um modelo em pórtico misto.

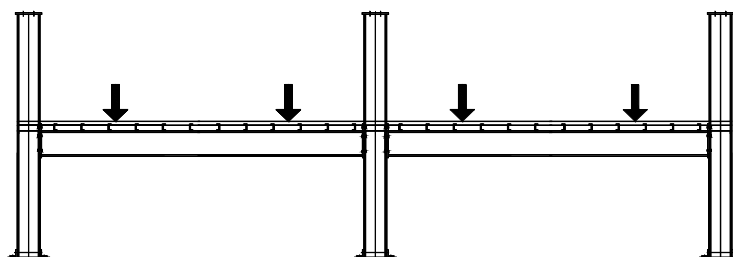


Figura 24 - Modelos em pórticos

2.4.1 Ligação laje-viga - Conectores de cisalhamento

A ação mista em vigas mistas é atingida por meio dos conectores de cisalhamento distribuídos ao longo da viga de aço. Estes conectores devem transferir os esforços de cisalhamento entre a viga de aço e a laje de concreto.

Os conectores de cisalhamento são caracterizados por um comportamento força-escorregamento não-linear dependendo de suas características e as do concreto que o reveste. Se a laje for tipo *steel-deck*, a geometria da fôrma e a direção das

nervuras também têm influência significativa no comportamento do conector. Os tipos de conectores mais utilizados no Brasil foram apresentados na Figura 8.

Admite-se que há interação completa (ou total) quando os conectores distribuídos ao longo da viga são capazes de transferir todo esforço necessário para que a seção mista desenvolva sua resistência máxima à flexão, permitindo algum escorregamento entre os elementos. Na interação parcial admite-se um certo nível de escorregamento entre a viga de aço e o concreto em contrapartida da diminuição do momento resistente da viga mista.

Em região de momento positivo, o conceito de interação total ou parcial se aplica à capacidade dos conectores de transferir os esforços entre a laje de concreto comprimida e a viga de aço. Na região de momento negativo, que é o caso dos trechos de viga próximos à ligação, este conceito refere-se à capacidade dos conectores de transferir esforços entre a armadura da laje e a viga de aço, já que o concreto tracionado é desprezado.

O escorregamento final na interface entre a viga de aço e a laje de concreto próximo à ligação viga-pilar tem influência significativa no comportamento desta ligação, uma vez que interfere na transferência de esforços desta região. Assim, a ligação viga-laje pode interferir nos parâmetros que caracterizam o comportamento de uma ligação: momento resistente, rigidez rotacional e capacidade rotacional; além do modo de falha. Se os conectores de cisalhamento e a armadura da laje forem insuficientes, a ligação mista se comportará de maneira similar à ligação de aço isolada.

A influência dos conectores de cisalhamento no comportamento da ligação mista depende principalmente do nível de interação que eles conferem, além da sua distribuição ao longo da viga.

Aribert *apud* COST 1 (1996) realizou ensaios em ligações com chapa de topo a fim de investigar a influência do nível de interação da ligação de cisalhamento entre a viga de aço e a laje de concreto no comportamento da ligação viga-pilar. Neste trabalho, ele realizou ensaios em modelos com 3 níveis diferentes de interação entre a viga de aço e o concreto (100, 75 e 50%). As curvas $M-\phi$ das ligações destes modelos estão na Figura 25. No modelo com interação completa (100%) ocorreu ruptura dos parafusos que limitou a capacidade rotacional da ligação. Nos modelos com interação parcial (75 e 50%) ocorreu falha nos conectores de cisalhamento e apresentaram rigidez rotacional e resistência das ligações um pouco menores.

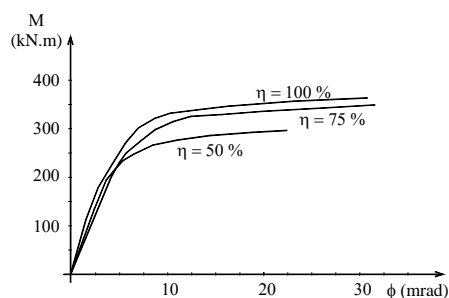


Figura 25 - Influência do nível de interação entre a laje de concreto e a viga de aço no comportamento $M-\phi$ de ligações com chapa de topo. Aribert (1995)

Bode & Kronenberger *apud* COST 1 (1996) realizaram ensaios em ligações com cantoneiras para analisar a influência da ligação viga-laje na ligação mista viga-pilar. Os gráficos $M-\phi$ apresentaram um comportamento típico de ligações com cantoneiras. Devido à baixa rigidez e resistência da ligação dos elementos de aço, a

influência da armadura e da ligação de cisalhamento é mais evidente, conforme ilustra a Figura 26.

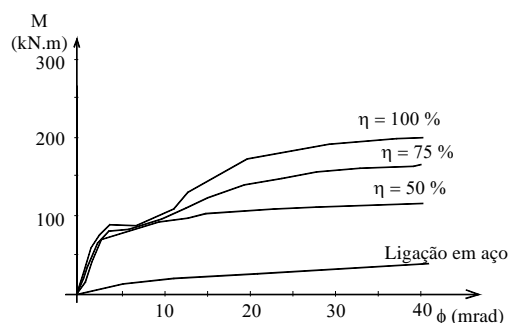


Figura 26 - Influência do nível de interação entre a laje e a viga no comportamento $M-\phi$ de ligações com cantoneiras. Bode & Kronenberger *apud* COST 1 (1996)

Não é só o nível de interação entre o aço e o concreto que influencia o comportamento da ligação, mas também o arranjo dos conectores próximos à região nodal. Bode & Kronenberger *apud* COST 1 (1996) também realizaram ensaios nos mesmos tipos de ligação mista viga-pilar para estudar a influência do arranjo dos conectores de cisalhamento.

Law *apud* Zandonini (1989) ensaiou 2 tipos de modelo com a mesma quantidade de conectores, porém um dos tipos tinha distribuição uniforme de conectores, enquanto que no outro eles eram distribuídos de forma que o primeiro conector estava afastado do pilar. As ligações tiveram praticamente o mesmo momento resistente, porém, os modelos que tinham o primeiro conector afastado do pilar tiveram capacidade rotacional maior devido ao escorregamento da laje em relação à viga na região da ligação.

A fim de tirar melhor proveito do comportamento misto da viga e da ligação, o Eurocode 4 recomenda prever interação total nas regiões de momento positivo e interação parcial nas regiões de momento negativo. Desta forma a viga terá alto momento resistente e a ligação, além de ter boa resistência, poderá desenvolver capacidade rotacional suficiente para que a viga atinja sua resistência ao momento fletor.

2.4.2 Tipo de carregamento (simétrico ou assimétrico) e posição da ligação na estrutura (pilar interno ou de extremidade)

Até o item anterior falou-se em ligações analisadas, tanto numérica como experimentalmente, em modelos com carregamento simétrico e com ligações nos dois lados do pilar (modelos cruciformes). Entretanto, na prática, podem ocorrer condições de carregamento assimétrico e ligações em só um lado do pilar.

Quando o carregamento é simétrico, ocorre equilíbrio e nenhum momento adicional é transferido para o pilar. No caso de carregamento assimétrico, a diferença entre os momentos atuantes de um lado e de outro devem ser introduzidos no pilar. No caso de ligação em um só lado do pilar (pilar de extremidade) todo o momento atuando na ligação será transferido para o pilar. Ocorrerão deformações por cisalhamento na alma do pilar - não é rotação, mas permite uma mudança no ângulo entre o eixo do pilar e o eixo da viga. O lado mais carregado terá acréscimos em suas rotações, enquanto que o lado menos carregado terá um decréscimo (Figura 27)

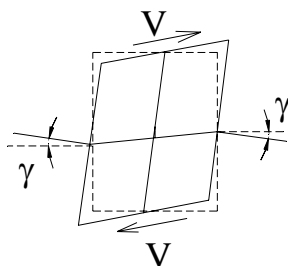


Figura 27 - Deformações na alma do pilar

Experimentalmente, pôde-se observar que nos modelos com carregamento assimétrico a falha geralmente ocorre por ruptura do concreto no lado menos carregado (COST 1 (1996)). A resistência da alma do pilar é pequena, mas não significa que a falha ocorrerá nela porque há a influência da ligação do outro lado do pilar.

Já em pilares de extremidade, onde só há ligação em uma das mesas do pilar, a contribuição da alma do pilar nas deformações da ligação é muito maior. Nestes casos, a falha deve ocorrer por escoamento das almas do pilar e da viga de aço. Portanto, a ligação terá sua resistência limitada pela resistência da alma do pilar e sua capacidade rotacional deverá ser consideravelmente maior.

As forças na zona de compressão e na zona de tração na ligação de aço são introduzidas na alma do pilar diretamente. A força de tração na laje não é transferida para o pilar diretamente, uma vez que a armadura da laje não é ancorada no pilar. Esta transferência é feita por contato da laje ao pilar no lado menos carregado da ligação. As forças de tração do lado mais carregado devem ser transferidas internamente, pela própria laje, para o lado menos carregado. Devido a esta transferência de forças ao redor do pilar, pilares com carregamentos assimétricos devem ser providos com armadura de costura adicional para resistir ao esmagamento do concreto e a forças de tração. Ensaios evidenciaram a importância de se ancorar o lado menos carregado - a armadura deve estar o mais próxima possível do pilar.

Conforme visto anteriormente, a alma do pilar pode ser enrijecida gerando um aumento da rigidez, da resistência e da ductilidade da alma do pilar.

Badran (1994) *apud* COST 1 (1996) observou que a influência do escorregamento devido à interação parcial no comportamento de uma ligação em um pilar de extremidade é mais evidente que sob carregamentos simétricos. Nestes casos ocorre a mesma *tendência* dos modelos simétricos: diminuindo o número de conectores de cisalhamento, diminui-se a rigidez rotacional e a resistência ao momento fletor, enquanto ocorre aumento na capacidade rotacional da ligação. Porém, o número de conectores não mudou o nível de deformações na alma do pilar.

2.4.3 Tipos de construção: escorada ou não escorada

Em estruturas de aço pode-se abrir mão do escoramento das vigas de aço, uma vez que os elementos de aço podem suportar o carregamento do peso próprio da laje durante a fase de construção. Em relação a construções escoradas, as não-escoradas são mais econômicas em relação ao trabalho, tempo e custos na construção; entretanto, acabam resultando um pouco mais robustas devido a verificações adicionais.

O tipo de construção pode ter uma influência significativa no comportamento da ligação, já que se for utilizada construção não-escorada, a ligação viga-pilar em aço

é pré-solicitada e, portanto deve possuir uma ductilidade maior que uma ligação similar em construção escorada.

3 COMENTÁRIOS FINAIS

Após a definição do que é uma “ligação mista” viga-pilar, foram apresentados os principais parâmetros que interferem no seu comportamento. A taxa de armadura, o nível de interação viga-laje e o tipo de ligação são parâmetros chaves que devem ser considerados na análise deste tipo de ligação.

4 AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Capes pelo apoio financeiro, sem o qual esta pesquisa não poderia ter sido desenvolvida.

5 REFERÊNCIAS

AHMED, B.; NETHERCOT, D. A. (1996). Effect of high shear on moment capacity of composite cruciform endplate connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 40, n. 2, p. 129-163.

AHMED, B.; NETHERCOT, D. A. (1997). Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis composite endplate connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 41, n. 1, p. 31-60.

ALTMANN, R.; MAQUOI, R.; JASPART, J-P. (1991). Experimental study of non-linear behaviour of beam-to-column composite joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 18, p. 45-54.

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

ANDERSON, D.; NAJAFI, A. A. (1991). Semi-continuous composite frames in Eurocode 4. Connections in Steel Structures II. In: INTERNATIONAL WORKSHOP, 2., Pennsylvania. **Proceedings...** p. 142-151.

ANDERSON, D.; NAJAFI, A. A. (1994). Performance of composite connections: major axis end plate joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 31, p. 31-57.

ARIBERT, J-M. (1995). Influence of slip of the shear connection on composite joint behaviour. Connections in Steel Structures III. In: INTERNATIONAL WORKSHOP, 3., Trento. **Proceedings...** p.11-22

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 (1986). **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro.

BERNUZZI, C.; NOË; ZANDONINI, R. (1991). Semi-rigid composite joints: experimental studies. Connections in Steel Structures II. In: INTERNATIONAL WORKSHOP, 2., Pennsylvania. **Proceedings...** p. 189-200.

BERNUZZI, C.; ZANDONINI, R. (1996). Slim Floor Steel-Concrete Composite Systems. In: CONFERENCE ON COMPOSITE STRUCTURES, 3., Irsee, jun., p. 486-499.

COST C1 (1996). **Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings**. Bruxelas, Luxemburgo.

EUROCODE 3 (2000). prEN 1993-1-8: 20xx. **Design of steel structures – Part1-8: Design of joints**. European Committee for Standardization, Bruxelas (*Draft preliminar*)

EUROCODE 4 (2002). prEN 1994-1-1 **Design of composite steel and concrete structures – Part1-1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization, Bruxelas (*Draft final*).

FIGUEIREDO, L. M. B. (1998). **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, L. M. B. (2004). **Ligações mistas viga-pilar: análise teórica e experimental**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

LI, T. Q.; NETHERCOT, D. A.; CHOO, B. S. (1996a). Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios I. Experimental behaviour. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 38, n. 2, p. 125-164

LI, T. Q.; NETHERCOT, D. A.; CHOO, B. S. (1996b). Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/ moment ratios – II. Prediction of Moment Capacity. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 38, n. 2, p. 165-198

PRELORENTZOU, P. A. (1991). **Um estudo sobre ligações viga-coluna em estruturas de aço**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

QUEIROZ, G.; MATA, L. A. C.; ALVES, V. C. G. (2000). Parâmetros que influenciam na resistência, rigidez e capacidade de rotação de ligações mistas. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL”, 3., set.

XIAO, Y.; CHOO, B. S.; NETHERCOT, D. A. (1994). Composite connections in steel and concrete I. Experimental behaviour of composite beam-column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 31, n. 1, p. 3-30

XIAO, Y.; CHOO, B. S.; NETHERCOT, D. A. (1996). Composite connections in steel and concrete. Part 2. Moment capacity of End plate beam to column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 37, n. 1, p. 63-90

ZANDONINI, R. (1989). Semi-rigid composite joints. In: NARAYANAN, R. (Ed.). **Structural connections: stability and strength**. Elsevier Applied Science, Londres. p. 63-120

DORMENTES DE CONCRETO PROTENDIDO REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

Paulo Sérgio dos Santos Bastos¹ & Libânio Miranda Pinheiro²

Resumo

Este trabalho descreve um dormente monobloco de concreto protendido, o qual foi projetado para atender às características de uma via ferroviária brasileira. O dormente apresentou comportamento e resistência semelhantes aos dormentes de concreto, comumente fabricados em vários países. Verificado e aprovado o projeto segundo as especificações da norma americana AREMA, dezoito dormentes foram fabricados sem e com fibras de aço, no teor de 60 kg/m³ (aproximadamente 0,75% por volume). Ensaios estáticos e dinâmicos foram realizados em dormentes com e sem fibras de aço, com o objetivo de quantificar o benefício das fibras de aço à resistência estrutural do dormente. As fibras aumentaram o momento fletor de primeira fissura e o momento último, aumentaram significativamente a força de início de escorregamento dos fios de protensão e reduziram a abertura das fissuras. As fibras também acrescentaram grande ductilidade aos dormentes e diminuíram a tensão nos fios de protensão, nos estágios mais avançados do carregamento. Sob ação dinâmica, as fibras reduziram a tensão nos fios de protensão mais tracionados em aproximadamente 100%, o que elevou significativamente a resistência do dormente à fadiga. Dormentes fabricados com menor força de protensão apresentaram excelente comportamento plástico e grande ductilidade, especialmente o dormente com fibras.

Palavras-chave: dormente monobloco, concreto protendido, fibras de aço, fadiga.

1 INTRODUÇÃO

No início do século XX, os primeiros dormentes de concreto armado imitaram, na sua concepção, a forma dos dormentes de madeira, constituídos de um bloco de concreto com seção constante. Os resultados não foram satisfatórios, pois os choques e as vibrações, oriundos das ações dinâmicas dos veículos, causavam rapidamente trincas ou fissuras na parte superior central do dormente, apesar da armação metálica colocada para resistir aos esforços de tração. Essas fissuras degeneravam, freqüentemente, em verdadeiras rupturas, devido à grande rigidez desses dormentes.

¹ Professor Doutor do Departamento de Engenharia Civil da UNESP – Bauru, pbastos@feb.unesp.br

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

No entanto, com o desenvolvimento do concreto protendido, surgiu a possibilidade de combater as fissuras no concreto, dando lugar a uma nova etapa no projeto dos dormentes de concreto.

O dormente é um dos elementos fundamentais da superestrutura das vias ferroviárias. Em resumo, as suas principais funções são: suportar os trilhos, manter o eixo da via constante e transmitir ao lastro as ações dos eixos dos veículos, como as horizontais (transversais e longitudinais) e as verticais. Essas funções fazem com que seja necessário dotar o dormente de uma elevada resistência, o que em geral leva a uma grande rigidez, ao mesmo tempo em que também deve possuir certo nível de elasticidade, posto que deve ser capaz de suportar altíssimas forças de impacto.

Como os dormentes são sujeitos a carregamentos cíclicos durante a sua vida inteira, os materiais que o constituem são submetidos a intenso processo de fadiga. É desejável que o dormente fique livre de fissuras sob o carregamento dinâmico, porque se ocorrem fissuras, há um grande aumento de tensões na armadura de protensão e um aumento de até 50% no comprimento de transferência (FIP - 1987).

Para diminuir as deficiências dos materiais cimentícios, fibras curtas com alta resistência à tração e ductilidade podem ser adicionadas ao concreto para aumentar a absorção de energia (tenacidade), melhorar a resistência ao impacto e à fadiga, aumentar a resistência à flexão, controlar a fissuração e o comportamento na etapa posterior à fissuração inicial e melhorar a aderência da matriz com a armadura. E ainda, como as fibras inibem a propagação das fissuras através da matriz, tanto no estágio da retração inicial quanto na matriz endurecida, o concreto ganha maior durabilidade, o que é essencial a um elemento exposto às intempéries, como são os dormentes.

Em pesquisa realizada por VENUTI (1990) para a *Association of American Railroads* (AAR) verificou-se um aumento de 10% na resistência última à flexão estática para dormentes com 0,15% por volume ($1,34 \text{ kg/m}^3$) de fibras de polipropileno e um aumento de 21% no caso de 0,57% por volume ($44,5 \text{ kg/m}^3$) de fibras de aço. Os dormentes sem fibras e com fibras de polipropileno ruíram abruptadamente, ao contrário dos dormentes com fibras de aço que ruíram gradualmente. Em seqüência a essa pesquisa, MINDESS, YAN & VENUTI (1991) estudaram o comportamento do mesmo dormente reforçado com fibras sob ação de impacto. Concluíram que o dormente, por poder deformar-se mais até a ruptura, pôde resistir a uma maior carga máxima, e assim absorveu uma maior energia (energia de fratura) antes da ruptura. A maior tenacidade resultante da incorporação das fibras possibilitou ao dormente resistir a danos mais sérios antes da degradação completa. As forças máximas de impacto foram menores que as forças estáticas máximas.

Em ampla pesquisa realizada sobre dormente de concreto sob ação de impacto, WANG (1996) concluiu que *“a adição de fibras de aço ao concreto melhorou enormemente o comportamento do dormente, resultando em fissuras mais curtas e mais finas”*.

1.1 Importância da pesquisa

Conforme o ACI 544.2R (1989), a *“capacidade de suportar ações dinâmicas e cíclicas à flexão é uma importante propriedade dos compósitos com fibras, particularmente em aplicações envolvendo ações repetidas”*. E são essas justamente as características do

carregamento ao qual os dormentes de concreto ficam submetidos na via. Assim, melhorar a capacidade de absorção de energia (tenacidade) e a resistência à fadiga dos dormentes de concreto é extremamente importante.

Segundo os resultados de VENUTI (1990) e WANG (1996) mostraram, o dormente monobloco reforçado com fibras deverá apresentar um acréscimo de capacidade última à flexão. Embora a incorporação de fibras possa resultar num acréscimo do custo final do dormente, com o aumento da resistência à flexão e à fadiga aferido nos ensaios, poderá ser possível diminuir as dimensões do dormente, ou diminuir o número de fios de protensão, de tal forma que o custo final permaneça próximo do relativo ao dormente sem fibras. E, mesmo se o custo inicial for um pouco superior, isto poderá ser compensado diante do melhor comportamento estrutural do dormente frente aos efeitos dinâmicos do carregamento (impactos, vibração, etc.) e melhor resistência à fadiga, além da maior durabilidade.

Por inibir e diminuir a microfissuração, as fibras deverão ser efetivas também em aumentar a resistência do concreto na região adjacente às ombreiras do sistema de fixação dos trilhos, melhorando assim o comportamento da ombreira, frente aos efeitos do carregamento dinâmico a que fica submetida. Ainda, por melhorar a aderência concreto-armadura, provavelmente acarretarão uma diminuição do comprimento de transferência das forças de protensão, o que poderá tornar possível diminuir o comprimento total do dormente, e conseqüentemente a massa e o volume de concreto.

1.2 Objetivos

Os objetivos principais da pesquisa são os seguintes:

- a) projetar um modelo de dormente monobloco de concreto protendido segundo as especificações da AREMA (1997) e o método de Zimmermann, para uma via ferroviária brasileira;
- b) por meio da realização de ensaios estáticos e dinâmicos (fadiga) no dormente projetado, fabricado com e sem fibras de aço, analisar os benefícios que as fibras de aço proporcionarão ao dormente;
- c) modificar o projeto original do dormente, com o objetivo de aproveitar o acréscimo de resistência à flexão e à fadiga, proporcionado pelas fibras de aço, a fim de desenvolver um dormente com melhor comportamento frente às forças de impacto e mais próximo ao dormente de madeira, ou seja, mais dúctil e flexível.

O projeto do dormente não está apresentado neste artigo, porém, pode ser visto na tese de doutorado (BASTOS - 1999), que deu origem a este artigo.

2 CONCRETO COM FIBRAS

As fibras inibem o início e a propagação das fissuras, ou seja, aumentam a tensão correspondente à primeira fissura da matriz. Mas é no estado de pós-fissuração inicial que as fibras exercem o seu principal efeito, que é o de “costurar” e interceptar a progressão das microfissuras, evitando assim a ruptura brusca. Em conseqüência, a

abertura e o comprimento das fissuras na matriz endurecida são menores, o que melhora consideravelmente a impermeabilidade e a durabilidade dos compósitos expostos ao ambiente.

A característica mecânica mais importante que as fibras introduzem nos compósitos é o aumento da tenacidade ou capacidade de absorção de energia. A energia é absorvida durante a ruptura da adesão entre as fibras e a matriz, na deformação da fibra e no atrito provocado pelo escorregamento da fibra durante o seu arrancamento da matriz.

2.1 Fadiga

Conforme o ACI 544.2R (1989) a *“capacidade de suportar ações dinâmicas e cíclicas à flexão é uma importante propriedade dos compósitos com fibras, particularmente em aplicações envolvendo ações repetidas, tais como pavimentos e lajes de pisos industriais.”* RAMAKRISHNAN & LOKVIK (1992) afirmam: *“em muitas aplicações, particularmente em pavimentos, piso de pontes, revestimentos de túneis e estruturas marítimas (offshore), a resistência à fadiga na flexão e a resistência limite (endurance limit) são importantes parâmetros de projeto, porque essas estruturas são projetadas com base na resistência à fadiga. O conhecimento da relação entre o número de ciclos para ruptura e tensões aplicadas é essencial.”*

A capacidade de resistir à iniciação de fissuras, reduzir o número e o tamanho de fontes de fissuras, antes e no processo de fadiga, e a capacidade de resistir à propagação e à extensão das fissuras produzirá um profundo efeito sobre a resistência à fadiga. A chave para aumentar a resistência à fadiga de concretos de alta resistência é o aumento da habilidade de deter ou reprimir a propagação das fissuras (*crack-arresting ability*). Isso pode ser obtido por duas vias: redução do tamanho e quantidade de fontes originais de fissuras e capacidade de inibir iniciação e extensão de fissuras (WEI, JIANMING & YUN - 1996).

2.2 Impacto

A propriedade mais importante e necessária para um material, sujeito a ações dinâmicas, é a sua capacidade de absorção de energia ou tenacidade e esta é uma das mais importantes características que as fibras incorporam ao concreto. A adição de fibras de aço ao concreto aumenta substancialmente a resistência do concreto ao impacto.

Em ampla pesquisa realizada sobre dormente de concreto sob ação de impacto, WANG (1996) estudou um modelo de dormente de concreto com: a) 1% por volume de fibras de aço com comprimentos de 30 e 50 mm e diâmetro de 0,5 mm; b) sete estribos ϕ 5 mm cada 8 cm apenas nas regiões do dormente sob cada trilho; c) redução da resistência à compressão de 65 para 40 MPa e d) redução da força de protensão de 400 para 227 kN. As conclusões foram: a) a adição de fibras de aço ao concreto melhorou enormemente o comportamento do dormente, resultando em fissuras mais curtas e mais finas; b) sob pulsos repetidos de curta duração, as fissuras verticais no dormente podem ser acompanhadas por fissuras horizontais; estribos podem, particularmente quando usados com fibras, efetivamente retardar a deterioração do dormente de concreto; c) análises teóricas e experimentais mostram que o fator de impacto é proporcional à raiz quadrada da altura de queda do martelo e

da rigidez de uma viga à flexão. Reduzindo a resistência do concreto à compressão ou o nível de protensão do dormente, pode resultar em uma redução da rigidez à flexão dinâmica (dynamic flexural stiffness) e assim a magnitude das forças de impacto. Acredita-se que se essas medidas forem combinadas com o uso de fibras de aço no concreto, um novo tipo de dormente de concreto pode ser obtido, com melhorada ductilidade e alta resistência à ação de impacto.

Na mesma pesquisa, o dormente com resistência à compressão de 40 MPa e fibras de aço curtas (30 mm) comportou-se de modo excelente, muito melhor que o mesmo dormente com resistência à compressão de 65 MPa; o dormente com menor nível de protensão combinado com fibras curtas comportou-se muito melhor que o dormente original (sem fibras) e similar ao dormente com o nível de protensão normal e acrescido de fibras.

3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO E DO COMPÓSITO

Com o objetivo de estudar a influência da brita 2 sobre a resistência do concreto com fibras de aço, foram definidos o traço e o diagrama de dosagem de dois diferentes concretos, o primeiro com 100% de brita 1 e o segundo com 50% de britas 1 e 2, respectivamente. Aos dois concretos foram acrescentadas fibras de aço, nas taxas de 40 e 60 kg/m³ (aproximadamente 0,5 e 0,75% por volume), dando origem a quatro compósitos distintos. Dentre os compósitos, aquele com brita 1, apenas, e fibras no teor de 60 kg/m³ foi o que apresentou os melhores resultados, de modo que os dormentes foram fabricados com este compósito e também com o seu respectivo concreto de controle (sem fibras). Apenas as características das duas misturas serão apresentadas na seqüência.

A fibra de aço aplicada foi a DRAMIX RC 80/60 BN (comprimento de 60 mm e diâmetro de 0,8 mm), com razão de aspecto igual a 75. O cimento utilizado foi o de alta resistência inicial CP V ARI PLUS – Ciminias. Foi utilizado o aditivo superplastificante Reax RX 3000, com densidade de 1,16 kg/dm³. O traço em massa adotado para o concreto de controle foi: **1:1,66:1,84:0,40:0,6% SP**.

A adição das fibras de aço resultou numa grande diminuição do abatimento. No entanto, todos os compósitos mantiveram uma boa trabalhabilidade quando vibrados, além de apresentarem homogeneidade e boa aparência visual. Na Tabela 1 mostram-se os abatimentos obtidos para o concreto de controle (C1-0) e para o compósito (C1-60). O tempo de fluxo no tronco de cone invertido do compósito C1-60 (35 s) superou o tempo de 30 s, considerado pelo ACI 544 - 2R (1989) como o tempo máximo para aplicações práticas; porém, o compósito apresentou ótimas características de trabalhabilidade.

Tabela 1 - Medidas da consistência do concreto de controle e do compósito.

Mistura	Quantidade de aditivo (%)	Abatimento (mm)		Tempo no tronco de cone invertido (segundo)
		sem fibras	com fibras	
C1-0	0,6	60	-	20
C1-60	1,5	140	35	35

Para medição das resistências mecânicas do concreto e do compósito foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15 x 30 cm e vigas prismáticas com dimensões 15 x 15 x 50 cm. Os ensaios para determinação da tração na flexão foram executados segundo a metodologia da norma JSCE - SF 4 (1984), cujos resultados mostrados na Tabela 2 representam a média dos valores obtidos no ensaio de quatro vigas prismáticas.

Tabela 2 - Resistências mecânicas do concreto de controle e do compósito.

Mistura	Resistência à compressão à idade (MPa)			Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Módulo de ruptura (MPa)	Módulo de deformação longitudinal (MPa)
	3 dias	7 dias	28 dias			
C1-0	45,29	47,50	58,61	4,33	7,24	39.850
C1-60	46,28	53,50	60,06	5,55	9,41	41.918

O ACI C.363 recomenda a equação $11,7\sqrt{f'_c}$ (para f'_c em psi) ou $0,97\sqrt{f'_c}$ (para f'_c em MPa) para a estimativa do módulo de ruptura de concretos com f'_c de 21 a 83 MPa. Essa equação fornece bons resultados para o concreto de controle (7,43 MPa). Para o compósito C1-60 a equação teria que ser $1,23\sqrt{f'_c}$ (em MPa) ou $14,8\sqrt{f'_c}$ (em psi).

A Tabela 3 apresenta os resultados (média de quatro corpos-de-prova) obtidos para a resistência à tração na flexão na primeira fissura (f_0), a resistência à tração na flexão máxima ou módulo de ruptura (f_u), a resistência equivalente à tração na flexão ($f_{ct,eq}$), correspondente ao deslocamento de 3 mm para o vão L de 450 mm e o fator R_{e3} . A tabela também mostra os índices de tenacidade (I) e fatores de resistência residuais (R).

O fator R_{e3} é definido pela razão $f_{ct,eq} / f_0$. Um fator igual a 100 representa um material elastoplástico perfeito no deslocamento de 3 mm.

Tabela 3 - Resistência à tração na flexão e índices de tenacidade segundo a ASTM C 1018.

Mistura	f_0 (MPa)	f_u (MPa)	$f_{ct,eq}$ (MPa)	R_{e3} (%)	Índices de Tenacidade					Fatores de Resistência Residual			
					I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	I_{60}	$R_{5,10}$	$R_{10,20}$	$R_{20,30}$	$R_{30,60}$
C1-0	7,24	7,24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1-60	7,99	9,41	8,25	103,7	4,4	8,8	18,0	28,0	57,7	88,2	92,4	100,2	98,7

Uma comparação entre as resistências de primeira fissura (f_0) e máxima (f_u) mostra que as fibras foram capazes de aumentar a resistência do compósito além da resistência de primeira fissura, com um aumento de 18 %.

O compósito C1-60 com o fator R_{e3} de 103,7 %, apresentou um comportamento levemente superior ao elastoplástico perfeito. Levando-se em conta o volume relativamente baixo de fibras, este resultado é excelente, e mostra a eficiência da fibra utilizada. Os valores médios de 57,7 para o índice I_{60} , 100,2 para o fator $R_{20,30}$ e 98,7 para $R_{30,60}$, comprovam a excelente tenacidade do compósito C1-60, e mais uma vez indicam seu comportamento muito próximo ao elastoplástico perfeito.

4 DESCRIÇÃO DO DORMENTE PROJETADO

O dormente foi projetado para atender às condições de uma via ferroviária brasileira. Seus momentos de projeto são: 2856 kN.cm para o momento positivo na seção sob o trilho e 1786 kN.cm para o momento negativo no centro.

A fig. 2 mostra as dimensões do dormente, o qual foi denominado “dormente original”. Para a força de protensão inicial foi especificado a intensidade de 510 kN; as excentricidades da força de protensão estão mostradas na fig. 1.

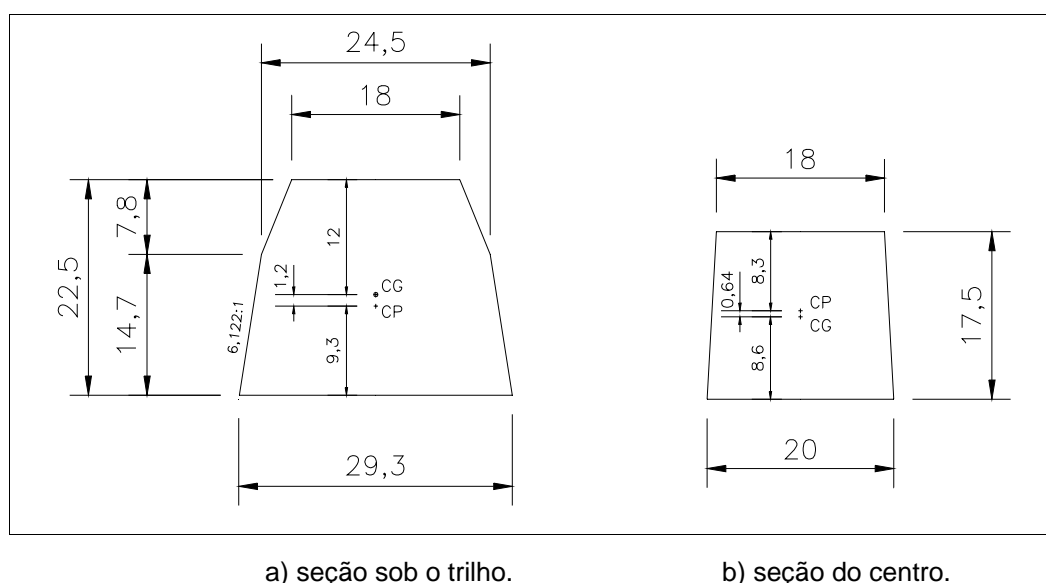


Fig. 1 - Dimensões (cm) das seções transversais e excentricidades.

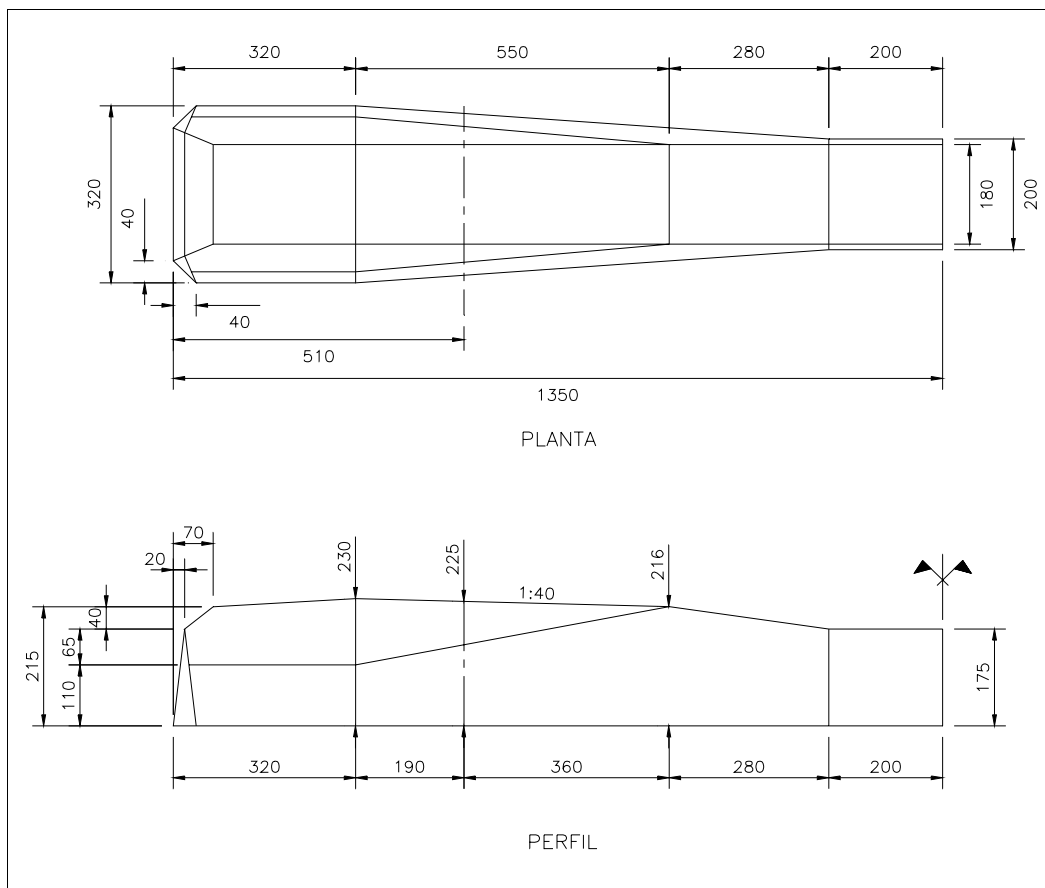
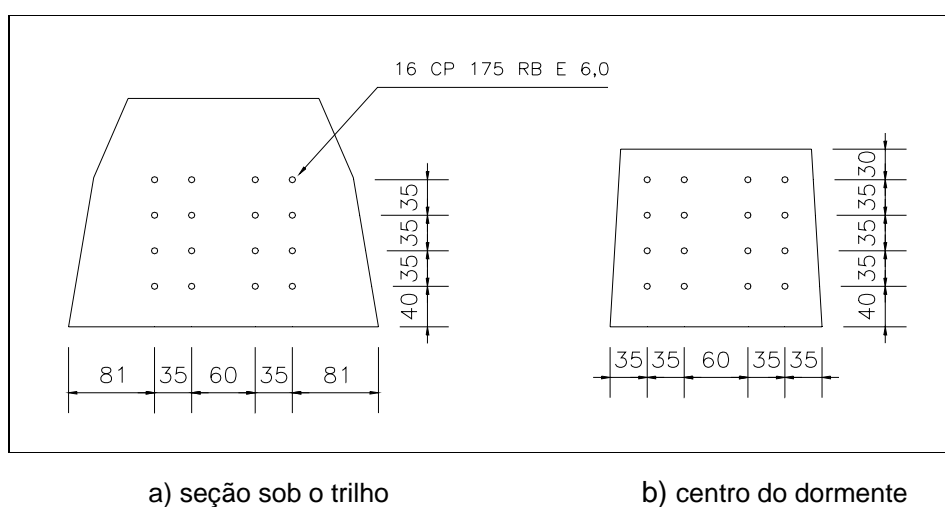


Fig. 2 - Dimensões (mm) calculadas para o dormente.

A armadura de protensão adotada está mostrada na fig. 3. A taxa mecânica de armadura resultante mostrou ser o dormente superarmado, o que é comum nos dormentes monoblocos de concreto.



a) seção sob o trilho

b) centro do dormente

Fig. 3 - Armadura de protensão.

Com o objetivo de aproveitar o acréscimo de resistência à flexão e à fadiga, proporcionado pelas fibras de aço, e de modo a obter um dormente mais próximo ao de madeira, ou seja, mais dúctil e flexível, foram feitas duas modificações no projeto do dormente original.

4.1 Primeira modificação

Com o intuito de verificar o comportamento estático e sob fadiga de um dormente com menor rigidez e com uma variação de tensão um pouco superior à variação de tensão limite indicada pelo ACI C.215 (1974), o projeto original será modificado, mantendo-se as mesmas excentricidades e dimensões do dormente original. O ACI C.215 recomenda que a variação de tensão nos fios de protensão não ultrapasse $0,12 f_{pu}$, ou seja, 210 MPa para o fio de protensão utilizado nesta pesquisa. Assim, a força de protensão inicial (P) será diminuída de 510 kN no dormente original, para 250 kN no dormente modificado.

A armadura de protensão é aquela mostrada na fig. 4. Os dormentes fabricados segundo a primeira modificação serão denominados D15 e D16.

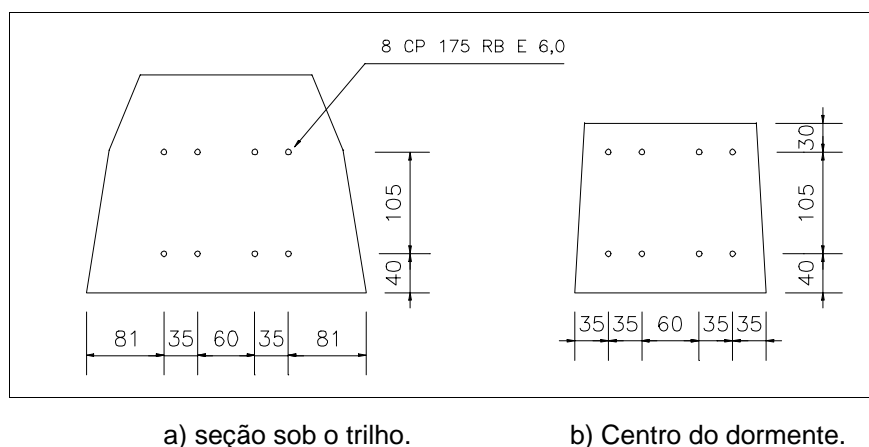


Fig. 4 - Armadura de protensão para a primeira modificação no dormente original.

4.2 Segunda modificação

A segunda modificação que será feita no projeto do dormente original terá como objetivo desenvolver um dormente (com o concreto de controle C1-0) com menor rigidez à flexão, e com variação de tensão nos fios de protensão igual ou próxima ao limite máximo recomendado pelo ACI C.215 (1974). Assim, será possível checar se o limite máximo indicado pode ser aplicado no projeto do dormente com um tipo de fio de protensão brasileiro. Ao mesmo tempo, num segundo dormente (fabricado com o compósito C1-60), será verificada a contribuição das fibras em elevar a resistência do dormente à fadiga. Após os três milhões de ciclos do ensaio, espera-se que este dormente apresente menor fissuração residual que o modelo com fibras da primeira modificação (D16).

Para atingir tal propósito, a força de protensão inicial de 510 kN do dormente original terá que ser diminuída ao valor de 300 kN. A armadura é a mesma indicada na fig. 9. Os dormentes fabricados segundo a segunda modificação serão denominados D17 e D18.

5 ENSAIOS ESTÁTICOS

Os ensaios estáticos e dinâmicos (item 6) foram executados com o objetivo principal de verificar e quantificar o benefício de um tipo de fibra de aço ao comportamento estrutural dos dormentes monoblocos de concreto. A metodologia foi a de comparar os resultados obtidos nos ensaios dos dormentes sem fibras com os resultados dos ensaios em dormentes idênticos, mas com fibras de aço. Além disso, os resultados também foram comparados com valores teóricos.

Segundo a seqüência de fabricação, a Tabela 4 apresenta os dormentes fabricados e o tipo de ensaio em que foram utilizados. As resistências do concreto à compressão aos 28 dias e na data do ensaio do dormente também estão apresentadas.

Tabela 4 - Dormentes fabricados e os ensaios em que foram utilizados.

Modelo	Fibras de Aço ⁽¹⁾	Força de Protensão ⁽²⁾ P_i (kN)	Utilização nos Ensaios				$f_{cm,28}$ (MPa)	$f_{cm, ens}$ (MPa)		
			Verificação do projeto ⁽³⁾	Estático	Dinâmico ⁽⁴⁾	Fadiga ⁽⁴⁾				
D1	Não		X				66,9	72,0		
D2			X							
D3			X				66,8	73,6		
D4				X (+M _{tr}) ⁽⁵⁾						
D5				X					73,1	70,5
D6				(-M _c) ⁽⁵⁾						
D7	Sim	510		X			70,5	69,8		
D8				(-M _c) ⁽⁵⁾						
D9 ⁽⁹⁾							65,5	66,1		
D10				X (+M _{tr}) ⁽⁵⁾						
D11						X			67,5 ⁽⁶⁾	67,0
D12						X				
D13	Não				X	66,0	71,2			
D14					X					
D15	Não	250		X ⁽⁷⁾		X ⁽⁸⁾	65,3	60,5		
D16	Sim			X		X	71,0	62,5		
D17	Não	300		X		X	68,3	64,3		
D18	Sim			X		X	76,2	64,6		

NOTAS:

- (1) Fibras de aço na taxa de 60 kg/m^3 de concreto (aproximadamente 0,75% por volume);
- (2) Força de protensão inicial (P_i);
- (3) Verificação do projeto segundo as especificações da AREMA (1997); ensaios e resultados não apresentados neste artigo;
- (4) Os ensaios dinâmicos e de fadiga foram realizados apenas na seção do dormente sob o eixo do trilho;
- (5) $+M_{tr}$ indica ensaio para momento positivo na seção sob o trilho e $-M_c$, ensaio para momento negativo no centro do dormente;
- (6) Resistência média à compressão na idade de 51 dias;
- (7) Ensaio realizado numa das seções correspondentes ao eixo dos trilhos;
- (8) Ensaio realizado na outra seção correspondente ao eixo dos trilhos;
- (9) O modelo D9 não foi utilizado na pesquisa.

Os ensaios estáticos de momento positivo na seção sob o trilho foram realizados nos modelos D4 e D10 do dormente chamado original e nos modelos D15, D16, D17 e D18 do dormente chamado modificado.

Quatro ensaios foram executados nos dormentes originais, sendo dois em um dormente sem fibras (D4 - SF) e dois em um outro dormente idêntico, mas com fibras de aço (D10 - CF). Cada um dos dois dormentes (D4 e D10) foi submetido a dois ensaios, individuais, executados sobre ambas as seções correspondentes ao eixo dos trilhos; no texto seguinte as duas seções sob os trilhos serão denominadas extremidades A e B.

Os dormentes modificados sem fibras (D15 e D17) e com fibras (D16 e D18) foram submetidos a ensaio estático em apenas uma das duas seções sob os trilhos. A outra seção idêntica de cada dormente foi submetida a ensaio de fadiga até três milhões de ciclos (os resultados encontram-se descritos no item 7). Na apresentação dos resultados que se seguem, o dormente D15 deve ser comparado ao D16 e o dormente D17 ao D18.

A fig. 5 mostra o esquema utilizado no ensaio. Outros detalhes relativos ao ensaio devem ser vistos em BASTOS (1999).

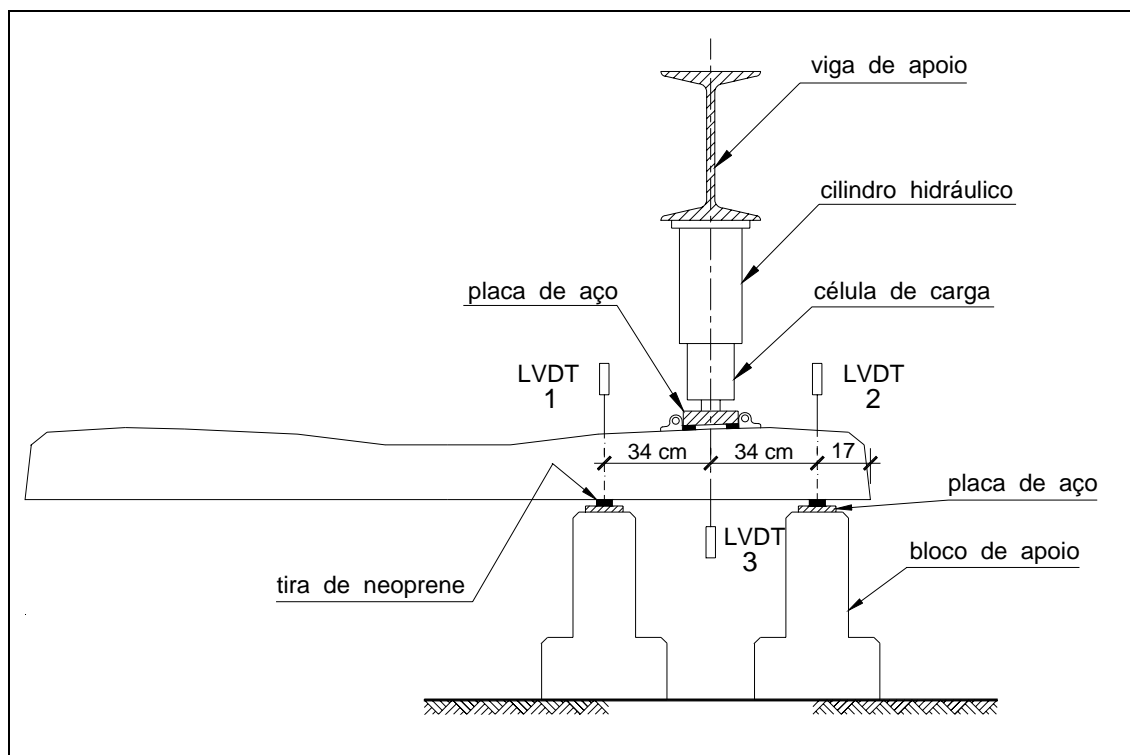


Fig. 5 - Esquema de apoios, carregamento e posição dos LVDT.

5.1 Comportamento na ruptura

Depois de concluídos todos os ensaios estáticos, e como já observado e descrito por inúmeros pesquisadores, pode-se afirmar que nesta pesquisa as fibras de aço também modificaram o modo de ruptura dos dormentes, passando da ruptura brusca e por vezes explosiva para a ruptura lenta e gradual.

5.2 Deslocamento vertical

A fig. 6 apresenta o diagrama **força x deslocamento** vertical resultante dos ensaios realizados nas extremidades A e B dos dormentes originais D4 e D10 e numa das extremidades dos dormentes modificados D15, D16, D17 e D18.

Comparando os dormentes originais D4 e D10 verifica-se que as fibras, além da maior capacidade de absorção de energia pós força última, aumentaram levemente a rigidez inicial e levaram o dormente D10 a maior força última.

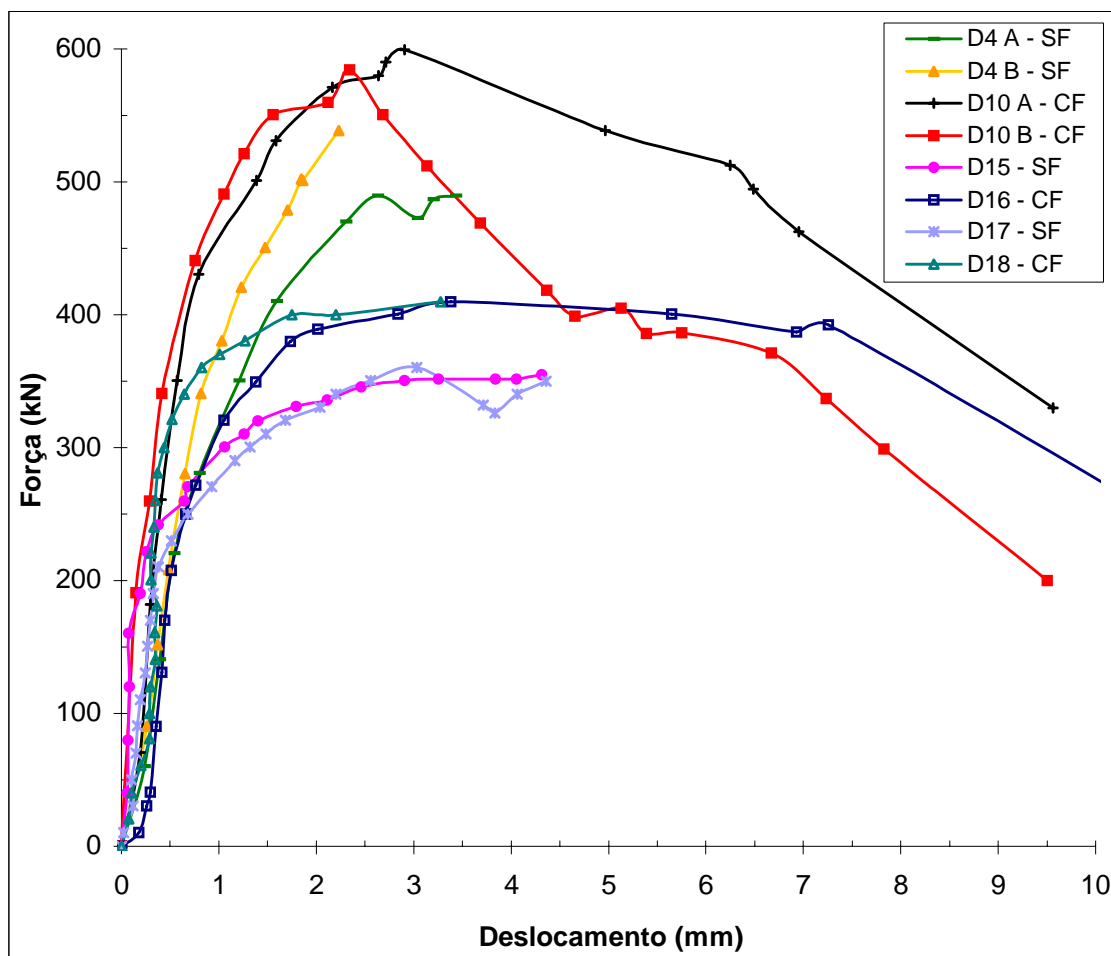


Fig. 6 - Diagrama força x deslocamento vertical dos ensaios estáticos dos dormentes com e sem fibras de aço.

Tomando a tenacidade como a área sob a curva força x deslocamento, como preconizado pelo ACI 544.1R (1986), observa-se na fig. 6 que o melhor resultado foi alcançado pelo dormente original com fibras (D10), onde principalmente a extremidade A alcançou grande tenacidade. O dormente original sem fibras (D4), por ser superarmado, mostrou pequena ductilidade, pois tão logo alcançou a força última ocorreu a ruptura pelo esmagamento do concreto.

O dormente modificado sem fibras D15, embora tenha alcançado uma força última muito inferior ao dormente original sem fibras D4, mostrou muito bom comportamento plástico e tenacidade semelhante. Se a área sob a curva pode ser um indicativo da capacidade de uma viga resistir e absorver forças de impacto (LIN - 1981), o dormente D15 mostrou que, embora com a metade da armadura e com uma força de protensão inicial de apenas 49% da força de protensão inicial do dormente D4, sua capacidade de absorver impactos manteve-se muito próxima da do dormente D4.

O dormente modificado com fibras D16 também mostrou ótimo comportamento plástico. Comparando o dormente D16 com o dormente D15 verifica-se a atuação das fibras aumentando a força última e mantendo-a também até o deslocamento vertical de 7,5 mm, o que lhe conferiu significativo ganho de ductilidade.

O dormente modificado sem fibras D17, com força de estiramento dos fios 60 kN, maior do que a mesma força dos dormentes D15 e D16, apresentou comportamento muito próximo ao do dormente D15. A maior força no estiramento alterou apenas a força última, aumentado-a em 20 kN sobre a do dormente D15.

5.3 Escorregamento dos fios de protensão

Na fig. 7 pode-se visualizar o instante em que os dois fios instrumentados iniciaram o escorregamento. Nota-se a concordância do instante de início de escorregamento dos dois fios instrumentados.

A Tabela 5 resume as forças medidas no início do escorregamento e também a força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm, valor este preconizado pela AREMA (1997) como o escorregamento máximo para a força de 1,5 P (303 kN).

Em ambas as extremidades do dormente D10 as forças de início de escorregamento e correspondente ao escorregamento de 0,025 mm foram bem superiores às do dormente sem fibras D4. Considerando-se os valores médios, a força de início de escorregamento do dormente com fibras D10 foi 46% superior à do dormente sem fibras D4; já a força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm foi 30% superior.

Tabela 5 - Força (kN) de início de escorregamento dos fios de protensão e força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm.

Modelo	Extrem. de Ensaio	Início do Escorregamento		Escorregamento de 0,025		Média Fios 1 e 2	
		Fio 1	Fio 2	Fio 1	Fio 2	Início do Escorr.	Escorr. de 0,025
D4 - SF	A	310	290	350	310	300	330
	B	300	313	400	420	307	410
D10 - CF	A	501	480	510	480	491	495
	B	410	380	460	470	395	465
D15 - SF	-	270	270	270	270	270	270
D16 - CF	-	300	380	330	380	340	355
D17 - SF	-	240	230	280	240	235	260
D18 - CF	-	350	350	390	380	350	385

Do mesmo modo, os dormentes modificados com fibras D16 e D18 também apresentaram forças de início de escorregamento e do escorregamento de 0,025 mm superiores aos dormentes modificados sem fibras correspondentes D15 e D17, demonstrando novamente o benefício das fibras. Relativamente ao dormente sem fibras D17, elas aumentaram a força de início de escorregamento e do escorregamento de 0,025 mm do dormente D18 em 48%.

Todos os dormentes, com exceção dos dormentes modificados sem fibras D15 e D17, apresentaram a força do escorregamento de 0,025 mm superior à força mínima de 303 kN, para os dois fios instrumentados, como preconizado pela AREMA.

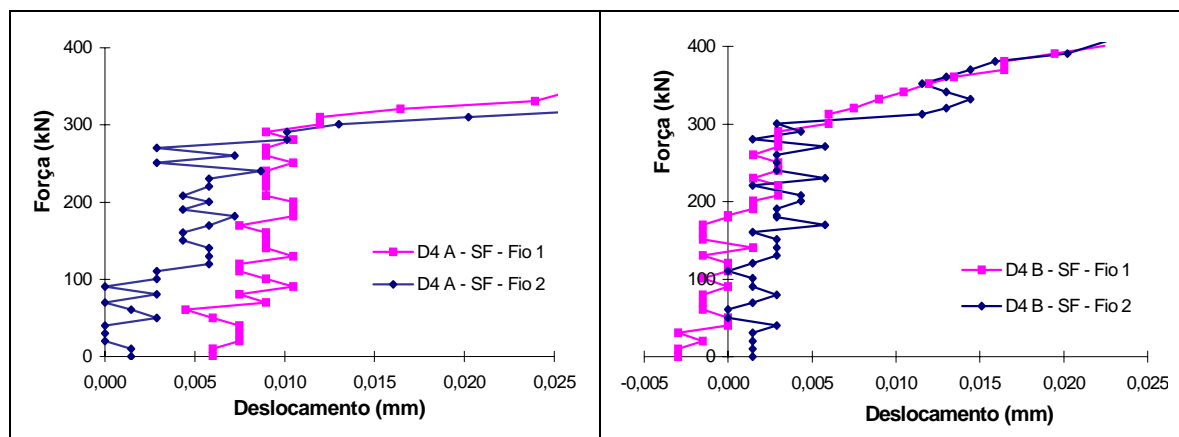


Fig. 7 - Força de início de escorregamento dos fios de protensão nas extremidades A e B do dormente D4.

5.4 Fissuração

As fig. 8 a 10 mostram a configuração final das fissuras numa das faces verticais dos dormentes originais D4 e D10 e modificados D15 a D18. Na fig. 8 observa-se que a fissura principal na ruptura dos dormentes originais sem fibras D4 e com fibras D10 foi de flexo-cisalhamento, sempre na direção do apoio próximo ao extremo do dormente.

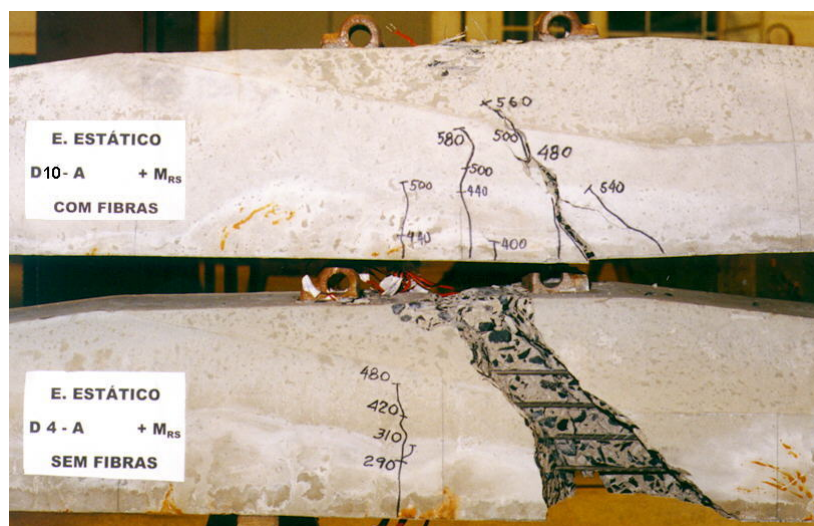


Fig. 8 - Configuração das fissuras após a ruptura dos dormentes originais D4 e D10.

Como já comprovado por SWAMY & AL-TA'AN (1985), FURLAN (1995) e diversas outras pesquisas, as fibras normalmente originam um número maior de fissuras nos ensaios de flexão. Essa característica também se repetiu aqui nos dormentes protendidos, como se verifica nas fig. 20 a 23. Os dormentes sem fibras alcançaram a ruptura com uma ou no máximo duas fissuras. Já os dormentes com fibras, com

exceção do dormente modificado D18, apresentaram em geral quatro fissuras. O D18 mostrou a presença de poucas fibras “costurando” a única fissura formada, o que justificou a ausência de outras fissuras.

Pelo fato da fibra de aço ser relativamente longa (60 mm), ter sua ancoragem melhorada com ganchos nas extremidades e também devido à alta resistência da matriz (65 MPa), poder-se-ia esperar o rompimento das fibras. Em todos os dormentes ensaiados e rompidos, fez-se uma análise das condições das fibras visíveis nas trincas ou grandes fissuras formadas. Não se notou a existência de qualquer fibra rompida nas trincas observadas.

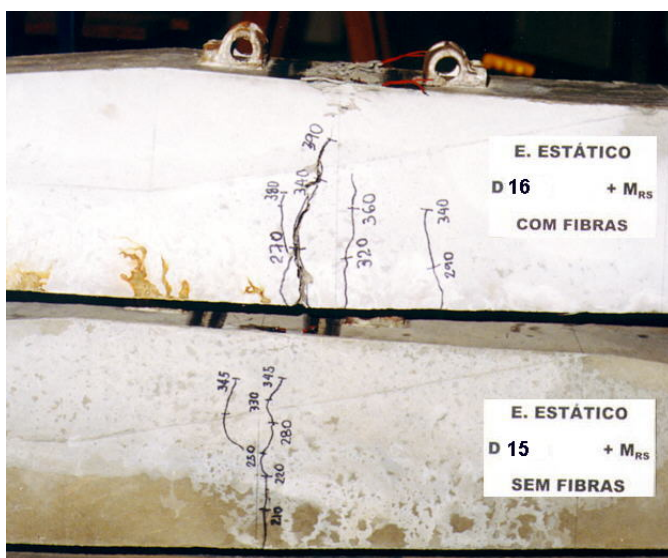


Fig. 9 - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes modificados D15 e D16.

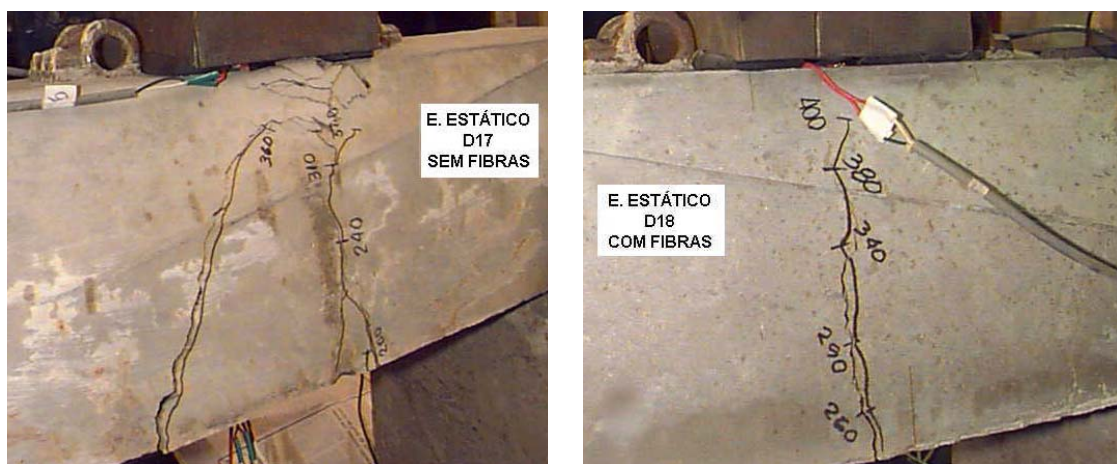


Fig. 10 - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes modificados D17 e D18.

A Tabela 6 apresenta a força última (aqui definida como a força máxima que o dormente pôde suportar e manter) e as forças correspondentes à primeira fissura e às aberturas de 0,10 , 0,15 , 0,20 , 0,30 e 0,50 mm. Como primeira fissura definiu-se a primeira fissura com abertura de 0,05 mm que surgiu e tornou-se visível em uma das

duas faces verticais da seção sob ensaio, pois para os dormentes fissuras não visíveis não são importantes. As medidas foram tomadas nas fissuras de maior abertura, nas proximidades da face mais tracionada do dormente. As aberturas de 0,05, 0,10 e 0,15 mm foram medidas com instrumento ótico graduado, e as aberturas maiores foram medidas com régua graduada. Na Tabela 6 os valores posicionados abaixo dos valores das forças são os momentos fletores correspondentes, determinados pela fórmula $M = 13,75 F$.

Tabela 6 - Forças (kN) e momentos fletores (kN.cm) correspondentes às aberturas de fissuras.

Modelo	Extremidade	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,30}$	$F_{0,50}$	F_u
D4 - SF	A	290	300	310	330	350	380	490
		3988	4125	4363	4538	4813	5225	6738
	B	300	320	350	370	390	430	520
		4125	4400	4813	5088	5363	5913	7150
D10 - CF	A	360	400	420	440	460	500	580
		4950	5500	5775	6050	6325	6875	7975
	B	350	390	400	430	470	530	570
		4813	5363	5500	5913	6463	7388	7838
D15 - SF	-	190	210	220	230	250	270	340
		2613	2888	3025	3163	3438	3713	4675
D16 - CF	-	220	250	270	310	340	370	400
		3025	3438	3713	4263	4675	5088	5500
D17 - SF	-	200	220	240	250	270	280	360
		2750	3025	3300	3438	3713	3850	4950
D18 - CF	-	260	270	290	310	330	360	410
		3575	3713	3988	4363	4538	4950	5638

Como mostra a análise da Tabela 6 e da fig. 11, o dormente modificado sem fibras D15 foi o que apresentou os piores resultados, refletindo a grande influência da força de protensão sobre os momentos de primeira fissura e último e sobre o controle da fissuração. Por exemplo, o dormente original sem fibras D4, com força de protensão inicial de 510 kN, obteve um momento de primeira fissura 58% superior ao mesmo momento do dormente D15, com força de protensão inicial de 250 kN. O momento último do dormente D4 foi 53% superior ao momento do dormente D15.

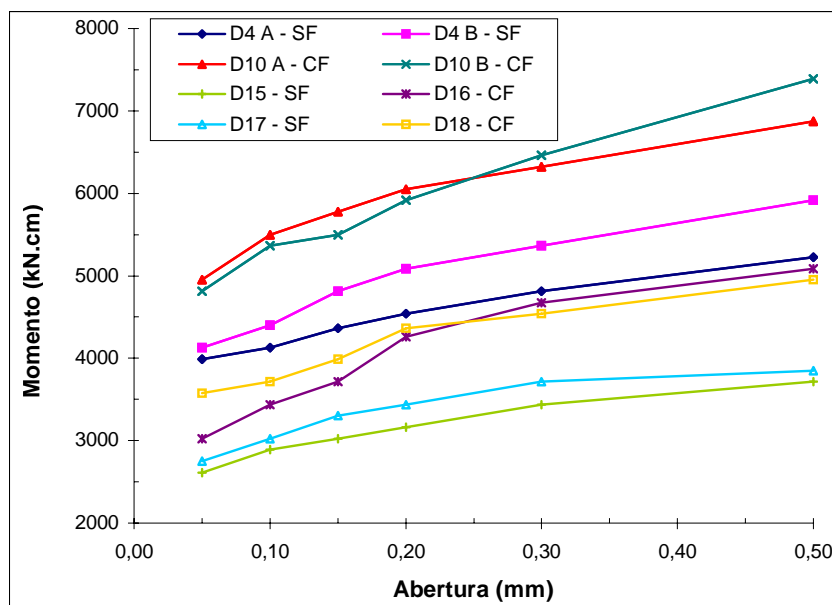


Fig. 11 - Momentos fletores correspondentes às aberturas de fissuras.

Tomando os maiores valores dos resultados obtidos nos ensaios das extremidades A e B dos dormentes originais D4 - SF e D10 - CF, e comparando os dormentes D4 - SF com D10 - CF, os dormentes modificados D15 - SF com D16 - CF e D17 - SF com D18 - CF, apresentam-se na Tabela 7 os aumentos percentuais dos resultados dos dormentes com fibras, em relação aos dos dormentes sem fibras, nos vários estágios do carregamento.

Em todas as aberturas de fissura mostradas na Tabela 7, observa-se que as fibras foram efetivas em diminuir a fissuração, pois as forças nos dormentes com fibras foram sempre maiores em relação às dos sem fibras. Como se pode notar na Tabela 6 e na fig. 11, os dormentes modificados com fibras D16 e D18 foram muito bem, pois embora com forças de protensão inicial de apenas 49 e 59% das relativas ao dormente original sem fibras D4, a partir da abertura de fissura de 0,20 mm apresentaram resultados próximos aos do D4.

Tabela 7 - Aumentos percentuais dos momentos fletores dos dormentes com fibras.

Modelo	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,30}$	$F_{0,50}$	F_u
D4-D10	20	25	20	19	21	23	12
D15-D16	16	19	23	35	36	37	18
D17-D18	30	23	21	24	22	29	14

O aumento dos momentos fletores na primeira fissura de 20, 16 e 30 % para os dormentes originais D4-D10 e os dormentes modificados D15-D16 e D17-D18, respectivamente, representam um ganho muito importante proporcionado pelas fibras ao dormente, principalmente para evitar a ruptura por fadiga. Por uma questão de durabilidade, é regra em todos os países do mundo projetar o dormente de modo a ele não fissurar em serviço na via, sob a atuação dos momentos fletores de projeto.

Assim, buscar ou conseguir meios para aumentar o momento de primeira fissura, sem, no entanto, aumentar a rigidez à flexão do dormente, deve ser um dos objetivos das pesquisas com dormentes. O acréscimo de resistência à primeira fissura, proporcionado pelas fibras, pode ser utilizado para minimizar a altura da seção sob o trilho. Diminuir a altura do dormente é uma solução excelente para diminuir a intensidade das forças máximas de impacto no dormente, pois segundo WANG (1996), o fator de impacto é proporcional a $h^{1,5}$, isto é, a redução da altura h do dormente pode efetivamente reduzir o fator de impacto FI .

Quanto aos momentos últimos, as fibras proporcionaram um acréscimo de apenas 12% no caso dos dormentes originais D4-D10, e de 18 e 14% nos dormentes modificados D15-D16 e D17-D18, respectivamente. Os resultados estão de acordo com a observação de SWAMY & AL-TA'AN (1981): desde que o incremento na resistência última é modesto, o uso de fibras pode não ser o meio mais econômico para obter altas resistências últimas em vigas convencionais de concreto.

Considerando que o momento e a força de projeto dos dormentes é 2856 kN.cm e 202 kN, respectivamente, de acordo com a AREMA (1997), o dormente não pode apresentar fissura estrutural sob a força de 202 kN. No caso particular dos dormentes deste trabalho e para ensaio de momento positivo na seção sob o trilho, uma fissura estrutural seria aquela com início na base do dormente e com altura de 40 mm (nível da camada de armadura mais inferior). Se a primeira fissura visível for tomada como uma fissura estrutural (o que não é verdadeiro), verifica-se, na Tabela 6, que, com exceção dos dormentes modificados sem fibras D15 e D17, todos os demais dormentes apresentaram força de primeira fissura superior à força de projeto. Os dormentes originais D4-D10, aliás, apresentaram força de primeira fissura muito superior à força de projeto.

Com o momento de projeto (M_{proj}) de 2856 kN.cm e tomando os maiores momentos fletores obtidos nos ensaios das extremidades A e B dos dormentes originais D4 - SF e D10 - CF e os momentos correspondentes aos dormentes modificados D15, D16, D17 e D18, as seguintes relações mostradas na Tabela 8 podem ser calculadas.

Tabela 8 - Relações entre os momentos fletores experimentais e o momento de projeto do dormente.

Relação	MODELO					
	D4 - SF	D10 - CF	D15 - SF	D16 - CF	D17 - SF	D18 - CF
$\frac{M_{1^{a}fiss}}{M_{proj}}$	1,44	1,73	0,91	1,06	0,96	1,25
$\frac{M_u}{M_{proj}}$	2,50	2,79	1,64	1,93	1,73	1,93

Os momentos de primeira fissura e último do dormente original sem fibras D4 mostraram folgas de 44% e 150% sobre o momento de projeto, respectivamente. A norma europeia CEN (1996) sugere que o momento último seja 2,5 vezes superior ao momento de projeto, e verifica-se na Tabela 8 que foi exatamente este o valor resultante para o dormente original D4. A necessidade do momento de primeira fissura ser maior do que o momento de projeto ou de serviço, para conferir resistência à

fadiga, comprovou ser correta, pois o dormente original sem fibras D4 suportou com sucesso o ensaio de fadiga da AREMA (1997).

Por outro lado, o dormente modificado sem fibras D15, semelhante ao dormente original D4, porém com apenas 49% de sua força de protensão, apresentou momento de fissuração menor que o momento de projeto, e o momento último foi apenas 64% superior ao momento de projeto. Como consequência de sua deficiente resistência estática, no ensaio de fadiga realizado segundo a AREMA, o dormente D15 resistiu a apenas 150.000 dos 3.000.000 de ciclos do ensaio. Este ensaio está apresentado no item 7.

O dormente modificado D16, semelhante ao D15, mas com fibras, atendeu aos requisitos das normas quanto à necessidade do momento de primeira fissura ser superior ao momento de projeto, embora em apenas 6%. O momento último ultrapassou o momento de projeto em 93%, o que, principalmente em função da contribuição das fibras de aço, garantiu a sobrevivência deste dormente aos 3.000.000 de ciclos do ensaio de fadiga da AREMA, conforme será descrito no item 7.

5.5 Deformações

As deformações últimas nos fios mais tracionados foram respectivamente 2,8 e 3,5 mm/m, para as extremidades A e B do dormente original sem fibras D4 (fig. 12). Para o dormente original com fibras D10, as deformações últimas nas duas extremidades foram próximas entre si e em torno de 2,8 mm/m. Para ambos os dormentes, verifica-se que o trecho linear inicial termina com uma força um pouco inferior à força de primeira fissura, 250 kN para o dormente D4 e 290 kN para o dormente D10. A deformação correspondente ao final do trecho linear é igual para os dois dormentes, porque não tendo ocorrida a fissuração inicial, as fibras ainda não estavam “trabalhando” com toda a sua efetividade. Após a fissuração inicial, as fibras passaram a suportar uma parcela das tensões de tração, o que refletiu em menores deformações nos fios de protensão do dormente com fibras D10 em relação ao dormente sem fibras D4.

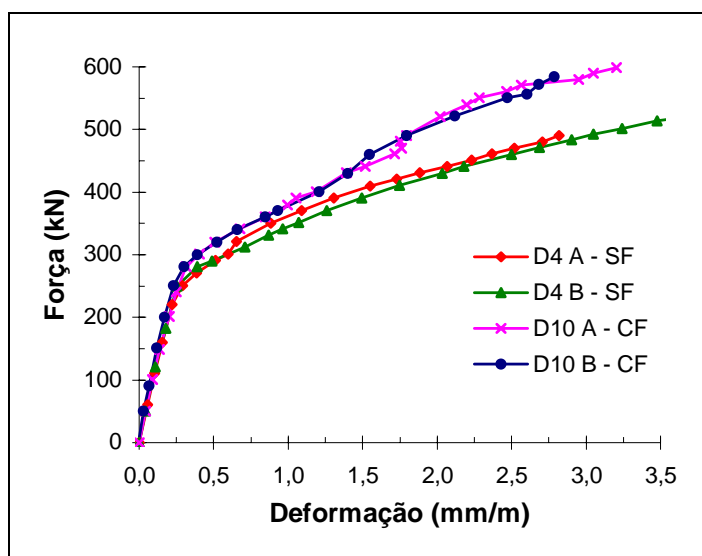


Fig. 12 - Deformação nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes D4 e D10.

Como a força de projeto dos dormentes (202 kN) encontra-se no trecho linear inicial e, sendo a deformação nos fios praticamente idêntica nos dormentes D4 e D10, isso implica que as fibras pouco contribuem na fase de serviço do dormente. Este fato poderia levar à observação de que as fibras seriam desnecessárias e até mesmo subutilizadas nos dormentes de concreto. Entretanto, é importante lembrar que as ações no dormente em serviço são dinâmicas e não estáticas. E é justamente sob ações dinâmicas que as fibras de aço são muito eficientes em melhorar a capacidade resistente dos concretos ou dos elementos estruturais. Esta característica será comprovada nos itens 6 e 7, que apresentam os resultados dos ensaios dinâmicos e de fadiga aplicados nos dormentes.

Considerando uma força de protensão efetiva de 475 kN na data do ensaio do dormente original, a armadura de protensão de $4,53 \text{ cm}^2$ e o módulo de deformação longitudinal dos fios igual a 20.770 kN/cm^2 , a deformação efetiva nos fios resulta em $5,1 \text{ mm/m}$. Na fig. 12 verifica-se que as deformações últimas nos fios mais tracionados dos dormentes originais D4 e D10 foram um pouco inferior a $3,5 \text{ mm/m}$. Desprezando a pequena deformação na armadura de protensão devida ao encurtamento do concreto, conclui-se que a deformação total ($\cong 8,6 \text{ mm/m}$) alcançada por esses fios na situação última foi inferior à deformação de início de escoamento do aço (10 mm/m). Isto significa que não ocorreu escoamento da armadura de protensão, o que era, aliás, de se esperar, devido ao fato do dormente original ser classificado como superarmado.

A fig. 13 mostra que as fibras praticamente não influenciaram o comportamento do concreto comprimido dos dormentes originais D4 e D10. Se comparadas as curvas do dormente com fibras com a curva da extremidade B do dormente sem fibras, verifica-se que as deformações medidas foram muito próximas. A deformação última alcançou o valor de $2,5 \text{ mm/m}$, em ambos os dormentes, comprovando o conhecimento já existente de que as fibras muito pouco influenciam o concreto sob compressão.

A fig. 14 apresenta as deformações medidas na superfície do concreto comprimido, e a fig. 15, as deformações em dois dos quatro fios mais tracionados dos dormentes modificados, sem fibras D15 e com fibras D16.

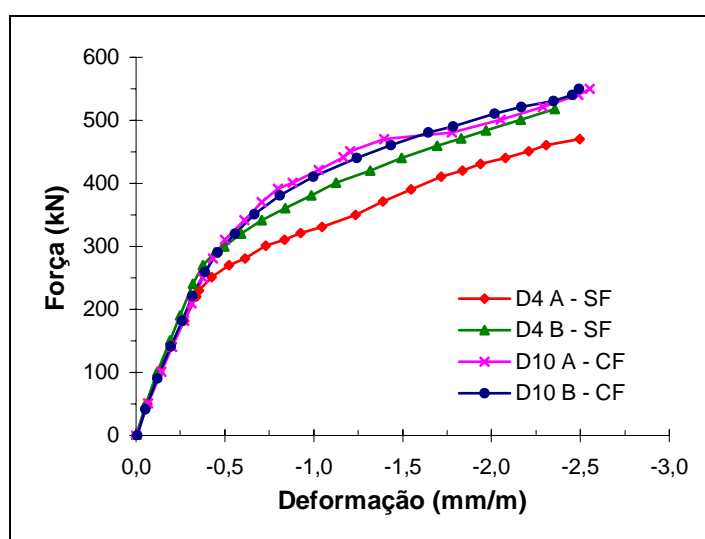


Fig. 13 - Deformação na superfície comprimida dos dormentes D4 e D10.

Nos dormentes modificados D15 e D16, ao contrário do ocorrido nos dormentes originais D4 e D10, as fibras contribuíram diminuindo a deformação no concreto comprimido, principalmente nos estágios superiores aos da força de serviço do dormente (202 kN). Na força de serviço, a deformação foi apenas um pouco inferior no dormente com fibras. A deformação última foi igual para ambos os dormentes, alcançando o valor de 3,0 mm/m.

A deformação nos fios mais tracionados apresentou comportamento idêntico até a força de serviço do dormente. A partir desse instante, com a fissuração tendo já iniciado nos dois dormentes, as fibras ao “costurar” as fissuras passaram a trabalhar mais eficientemente, suportando uma parcela das tensões de tração existentes. Conseqüentemente, aliviaram os fios de protensão, levando-os a conter menores tensões e deformações.

Uma eventual força de impacto de 300 kN, por exemplo, induziria a deformação de 3,0 mm/m nos fios do dormente sem fibras e de 1,0 mm/m nos fios do dormente com fibras. Essa redução é significativa e tem grandes reflexos sobre a resistência do dormente aos impactos e à fadiga, como será visto no item 7.

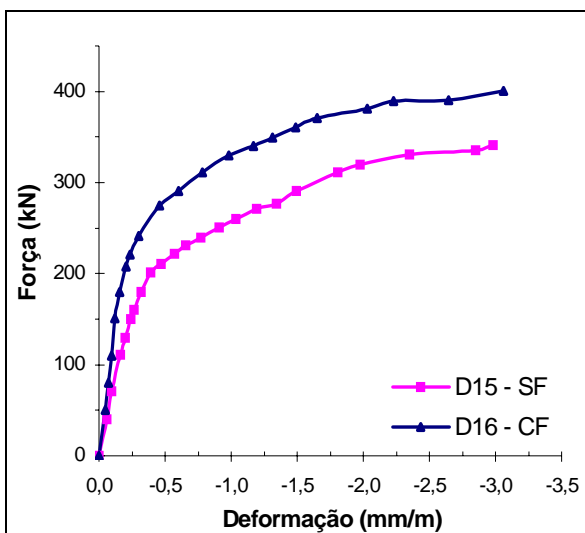


Fig. 14 - Deformação no concreto comprimido dos dormentes D15 e D16.

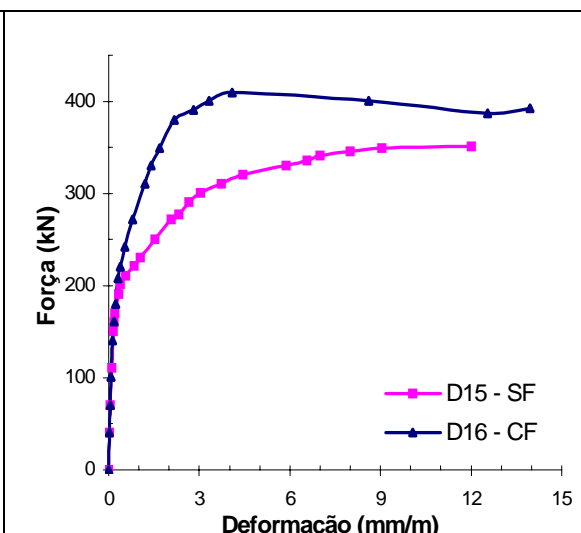


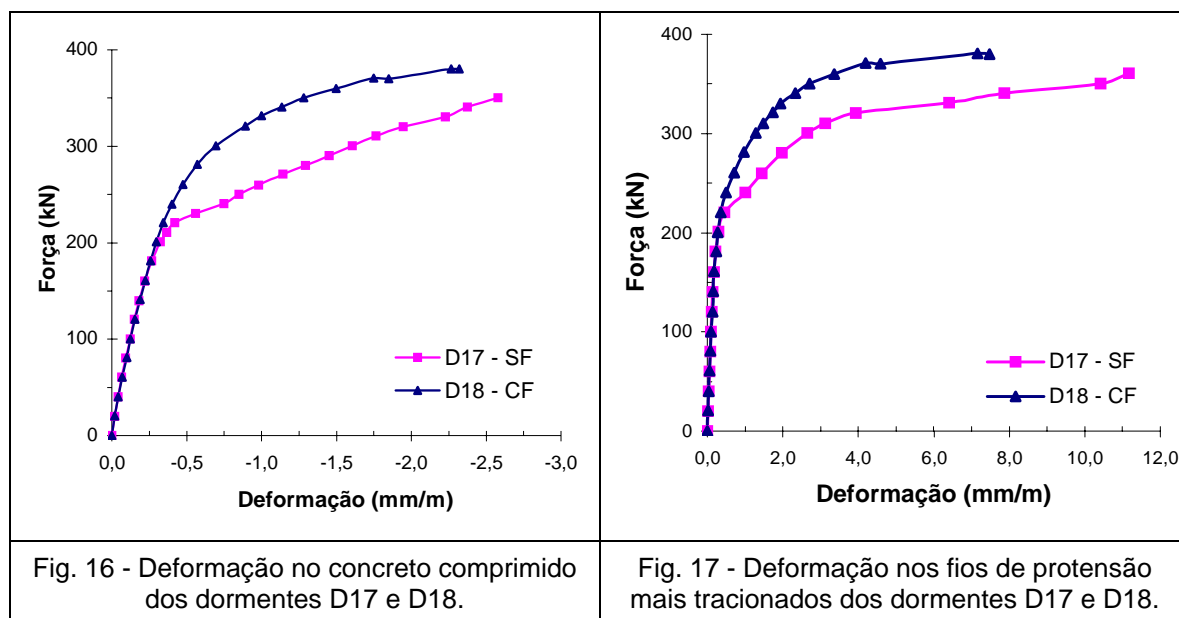
Fig. 15 - Deformação nos fios de protensão tracionados dos dormentes D15 e D16.

Considerando uma força de protensão efetiva de 230 kN na data do ensaio, a armadura de protensão de 2,26 cm² e o módulo de deformação longitudinal dos fios igual a 20.770 kN/cm², a deformação efetiva nos fios de protensão resulta em 4,9 mm/m. A deformação de início de escoamento do fio de protensão utilizado é igual a 10,0 mm/m. Assim, com o diagrama da fig. 15 conclui-se que a armadura escoou em ambos os dormentes. No dormente D15 o escoamento iniciou na força de 320 kN, pouco antes do esmagamento do concreto comprimido. No dormente D16 o escoamento iniciou na força de 400 kN, praticamente no mesmo instante do início do esmagamento. Desprezando a pequena deformação na armadura devida ao encurtamento do concreto e somando a deformação efetiva com a deformação última, a deformação total nos fios alcançou respectivamente 13 e 10 mm/m nos dormentes D15 e D16.

A fig. 16 apresenta as deformações medidas na superfície do concreto comprimido e a fig. 17 apresenta as deformações em dois dos quatro fios mais tracionados dos dormentes modificados sem fibras D17 e com fibras D18.

De modo semelhante ao observado nos dormentes D15 e D16, as fibras diminuíram a deformação no concreto do dormente D18, mas somente após iniciada a fissuração do dormente sem fibras. Até a força de serviço (202 kN), a deformação foi praticamente a mesma nos dormentes D17 e D18.

Sendo a deformação efetiva dos fios de protensão na data do ensaio dos dormentes D17 e D18 igual a 6,0 mm/m, verifica-se na fig. 17 que os fios escoaram nos dois dormentes. O início do escoamento dos fios ocorreu nas forças de 320 e 370 kN para os dormentes D17 (sem fibras) e D18 (com fibras), respectivamente. No dormente com fibras D18 a deformação nos fios correspondente à força última chegou ao valor de 15 mm/m, e o esmagamento do concreto só ocorreu após um grande escoamento dos fios. No dormente sem fibras D17, um fio rompeu com deformação de 15 mm/m sob a força de 360 kN, portanto, com deformação total em torno de 21 mm/m.



Comparando as deformações últimas nos fios dos quatro dormentes modificados (13 mm/m no D15, 10 mm/m no D16, 21 mm/m no D17 e 15 mm/m no D18), constata-se que as fibras diminuíram essas deformações. Verifica-se também que, como a tensão inicial nos fios dos dormentes D17 e D18 era maior que a mesma tensão nos dormentes D15 e D16, a deformação última nos fios dos dormentes D17 e D18 foi também maior. No dormente D17 a alta tensão inicial motivou a ruptura pelo rompimento dos fios de protensão. No dormente com fibras D18, porém, a contribuição das fibras impediu o rompimento dos fios e a ruptura ocorreu pelo esmagamento do concreto.

6 ENSAIOS DINÂMICOS

Somente os dormentes chamados originais foram submetidos aos ensaios dinâmicos. Quatro dormentes, dois com fibras (D11 e D12) e dois sem fibras (D13 e D14), foram analisados.

No ensaio dos dormentes D12 e D13 foi adotada a metodologia preconizada pela norma CEN - *Concrete sleepers and bearers - Part 2.1* (1996). O propósito desse ensaio, segundo o relatório ORE D170/RP4 (1991), é simular a situação da via no caso de cargas de tráfego excepcionais (como impactos), as quais não ocorrem muitas vezes durante a vida do dormente em serviço. A fig. 18 mostra um ensaio, realizado no Centro de Tecnologia da UNICAMP. Maiores detalhes da forma de execução do ensaio encontram-se em BASTOS (1999).

6.1 Fissuração

Nos ensaios dos dormentes com fibras D12 e sem fibras D13, após o término de cada fase de 5.000 ciclos, efetuava-se a verificação e a medição da máxima abertura das fissuras. As medidas eram tomadas com o dormente sob a atuação das diferentes forças estáticas.

A Tabela 9 apresenta a evolução da fissuração nos dormentes D12 e D13 em função do número de ciclos; o valor superior é a força e o inferior é o número de ciclos transcorridos até o instante da medição.

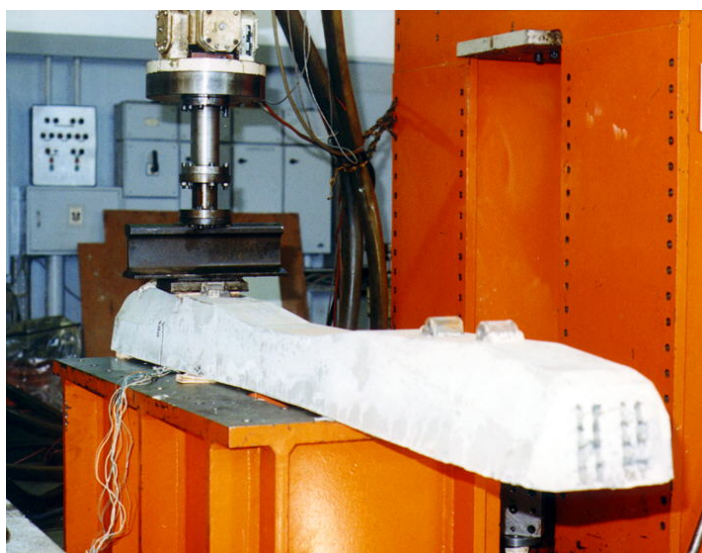


Fig. 18 - Execução de um ensaio dinâmico no Centro de Tecnologia da UNICAMP.

A análise dos valores contidos na Tabela 9 permite observar que as fibras de aço exerceram uma grande ou importante influência sobre as aberturas das fissuras. O dormente sem fibras D13 apresentou a primeira fissura após transcorridos 15.000 ciclos de carga, sob a força estática de 260 kN. Já no dormente com fibras D12 a primeira fissura surgiu somente após 35.000 ciclos, sob uma força consideravelmente

maior, de 340 kN. Em relação ao dormente sem fibras, esses resultados expressam aumentos de 133% sobre o número de ciclos e de 31% sobre a força de primeira fissura.

Tabela 9 - Força (kN) e número de ciclos correspondentes às aberturas das fissuras.

Modelo	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,25}$	$F_{0,50}$
D13 - SF	260	270	280	320	320	380
	15.000	20.000	25.000	30.000	35.000	50.000
D12 - CF	340	360	380	-	-	-
	35.000	45.000	50.000			

É muito importante também observar que, depois de transcorrido o número total de ciclos aplicados (50.000), o dormente sem fibras D13 mostrou, sob a atuação da força de 380 kN, abertura máxima de fissura de 0,5 mm. O dormente com fibras D12, sob as mesmas condições, mostrou a abertura máxima de 0,15 mm. Este resultado é significativamente menor e muito expressivo do benefício das fibras à diminuição e ao controle da fissuração, principalmente quando o carregamento é dinâmico.

As fig. 19 e 20 mostram o estado fissurado dos dormentes D14 e D11, sob a atuação da força máxima de 380 kN, após transcorrido o número total de 360.000 ciclos. O número de fissuras do início até o término dos 360.000 ciclos se manteve, com uma fissura no dormente sem fibras e duas fissuras no dormente com fibras. Visualmente não se percebeu qualquer diferença nos danos causados aos dois dormentes. Após a retirada da força máxima aplicada, as fissuras existentes fechavam completamente nos dois dormentes, pela ação da força de protensão.

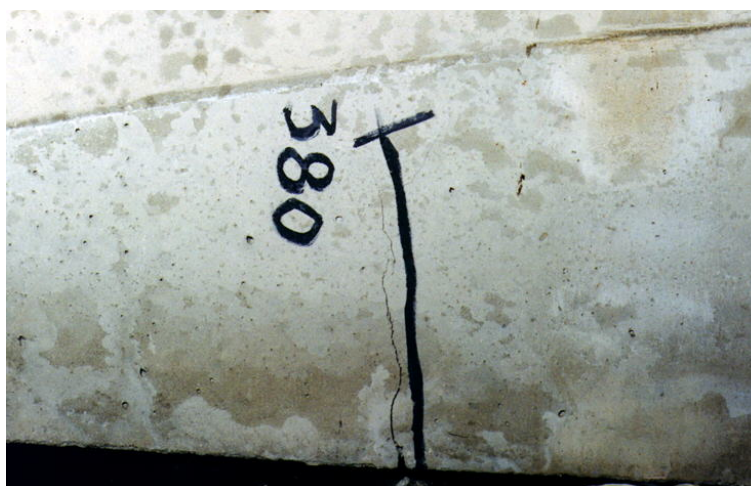


Fig. 19 - Configuração da fissuração numa das faces verticais do dormente sem fibras D14, após 360.000 ciclos de carga e sob a atuação da força estática de 380 kN.



Fig. 20 - Configuração da fissuração numa das faces verticais do dormente com fibras D11, após 360.000 ciclos de carga e sob a atuação da força estática de 380 kN.

6.2 Deformações

As fig. 21 e 22 apresentam a evolução da deformação nos fios de protensão dos dormentes D12 e D13, submetidos ao ensaio com carregamento dinâmico com força crescente.

A comparação das duas figuras permite notar que as deformações nos fios de protensão tracionados dos dois dormentes, até o surgimento da primeira fissura no dormente sem fibras D13 (ocorrido com 260 kN após 15.000 ciclos), foram aproximadamente iguais, pois até este instante as fibras não estavam desempenhando sua função com toda a eficiência. Após a primeira fissura no dormente sem fibras, houve um forte acréscimo nas deformações dos fios, como pode ser verificado entre os pontos de força 260 e 280 kN da curva correspondente a 15.000 ciclos na fig. 21.

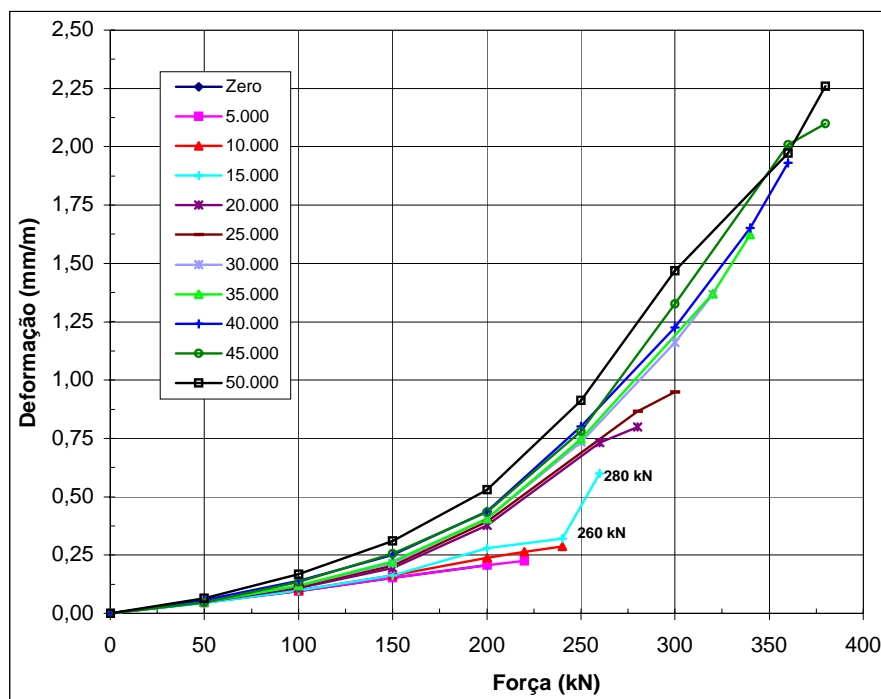


Fig. 21 - Deformação nos fios tracionados do dormente sem fibras D13.

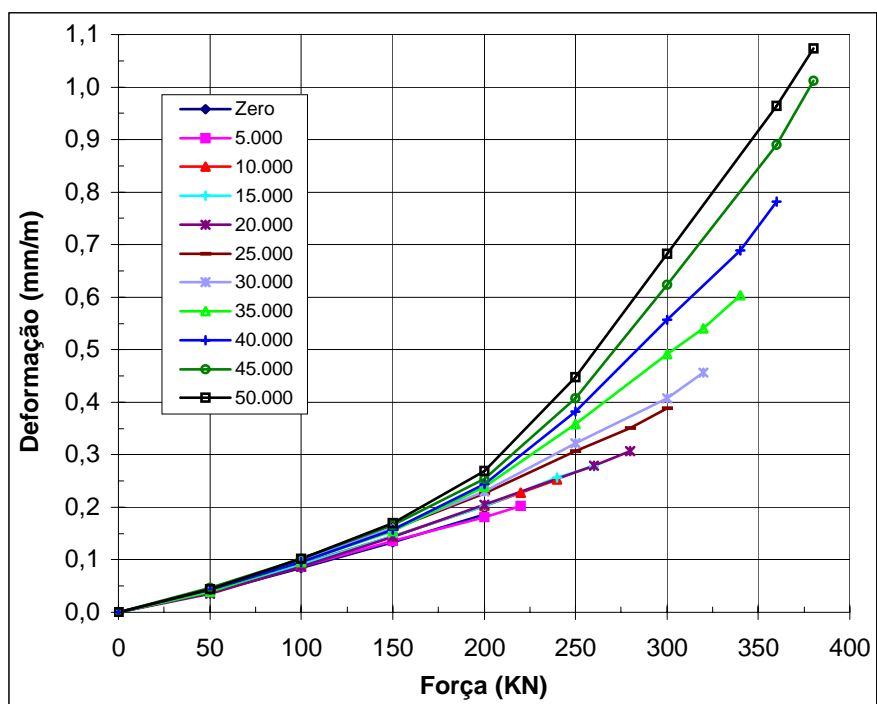


Fig. 22 - Deformação nos fios tracionados do dormente com fibras D12.

Com 20.000 ciclos, por exemplo, a deformação nos fios do dormente sem fibras foi 0,8 mm/m, e no dormente com fibras foi apenas 0,3 mm/m. Transcorridos 50.000 ciclos, a deformação nos fios do dormente sem fibras alcançou 2,25 mm/m, enquanto que no dormente com fibras a deformação foi apenas 1,08 mm/m (apenas 48 % de 2,25).

7 ENSAIOS DE FADIGA

A terceira parte consiste nos ensaios de fadiga, realizados nos dormentes modificados com e sem fibras de aço. Entre outros, o objetivo da realização destes últimos ensaios foi investigar se as fibras de aço, na dosagem de 60 kg/m^3 , podem ser aplicadas em substituição a uma parte da armadura de protensão, de modo a se alcançar um dormente resistente à fadiga e com menor rigidez à flexão dinâmica, isto é, mais flexível.

Os ensaios de fadiga foram realizados sobre os dormentes modificados D15, D16, D17 e D18, segundo a metodologia da AREMA (1997). As modificações efetuadas no dormente original, com as quais resultaram os dormentes D15 a D18, bem como os objetivos dos ensaios de fadiga, encontram-se descritos nos itens 4.1 e 4.2.

7.1 Variação de tensão

A Tabela 10 apresenta alguns dos valores experimentais obtidos nos ensaios estáticos. As deformações apresentadas referem-se aos fios de protensão mais tracionados. Tais valores são necessários para o cálculo da variação de tensão nos fios de protensão (V.T.). O valor da tensão f_{pu} do fio de protensão utilizado é de 1750 MPa.

Tabela 10 - Deformações e variação de tensão nos fios de protensão mais tracionados.

Modelo	$\varepsilon_{p,20}$	$\varepsilon_{p,222}$	P_e kN	A_p cm ²	ε_{pe} mm/m	ε_{ce} mm/m	$\sigma_{mín}$ MPa	$\varepsilon_{p,total}$ mm/m	$\sigma_{máx}$ MPa	V.T. MPa	% de f_{pu}
D4-SF	0,018	0,23	475	4,53	5,1	0,50	1051	5,78	1201	150	8,5
D10-CF	0,013	0,20	475	4,53	5,1	0,50	1051	5,75	1194	143	8,1
D15-SF	0,017	1,05	230	2,26	4,9	0,24	1021	6,19	1286	265	15,1
D16-CF	0,011	0,43	230	2,26	4,9	0,24	1021	5,57	1157	137	7,8
D17-SF	0,012	0,74	282	2,26	6,0	0,29	1250	7,03	1460	210	12,0
D18-CF	0,015	0,35	282	2,26	6,0	0,29	1251	6,64	1379	128	7,3

7.2 Resultados dos ensaios

O dormente original sem fibras D4 foi submetido ao ensaio de fadiga até os três milhões de ciclos. Sua variação de tensão de 150 MPa ou 8,5% de f_{pu} resultou abaixo da variação máxima de $0,12 f_{pu}$ recomendada pelo ACI C.215 (1974). Tais valores levaram o dormente a não apresentar qualquer problema no ensaio de fadiga, suportando muito bem o carregamento cíclico. Após terminado o ensaio, nenhuma fissura mostrou-se visível, o que significa que a fissura estrutural previamente provocada (conforme exigência da AREMA), fechou completamente pelo efeito da alta força de protensão inicial existente (510 kN).

O dormente original com fibras D10 não foi submetido ao ensaio de fadiga, pois com variação de tensão de 143 MPa e com o auxílio das fibras de aço, com certeza não apresentaria qualquer problema de fadiga nos materiais.

Submetido ao mesmo ensaio de fadiga, o dormente modificado sem fibras D15 suportou apenas 150.000 ciclos dinâmicos. Isto demonstrou que a variação de tensão de 265 MPa ou 15,1% de f_{pu} foi excessiva, o que resultou na ruptura dos fios de protensão. Após a ruptura de alguns fios a linha neutra se elevou, diminuindo a altura da zona comprimida de concreto. Conseqüentemente, o dormente rompeu após o completo esmagamento do concreto comprimido. A fig. 23 mostra o estado final do dormente após a ruptura.

O dormente D16, semelhante ao D15, mas com fibras, por causa da ação das fibras de aço, apresentou variação de tensão de 137 MPa ou 7,8% de f_{pu} . Tal valor é menor que o máximo recomendado pelo ACI C.215 (1974) e também muito inferior ao apresentado pelo dormente D15. Com esses valores a resistência à fadiga do dormente D16 resultou significativamente maior que a resistência do dormente D15. Assim, o dormente suportou com sucesso o ensaio, resistindo aos três milhões de ciclos. A fig. 23 mostra o estado do dormente D16 após os três milhões de ciclos; terminado o ensaio e sem carga, uma única fissura mostrou-se visível, com abertura de 0,16 mm.

O dormente modificado sem fibras D17, com força de protensão inicial 50 kN maior que a mesma força dos dormentes D15 e D16, apresentou variação de tensão nos fios igual a 210 MPa. É importante notar que esta variação é igual à máxima recomendada pelo ACI C.215 (1974), de 0,12 f_{pu} . No ensaio à fadiga da AREMA, este dormente suportou com sucesso os três milhões de ciclos dinâmicos. Tal resultado, embora único, é expressivo e demonstra que a variação de tensão limite indicada pelo ACI C.215 pode ser considerada adequada a dormentes com condições semelhantes. Depois de terminado o ensaio e sem carga, uma única fissura mostrou-se visível, com abertura de 0,10 mm (ver fig. 24).

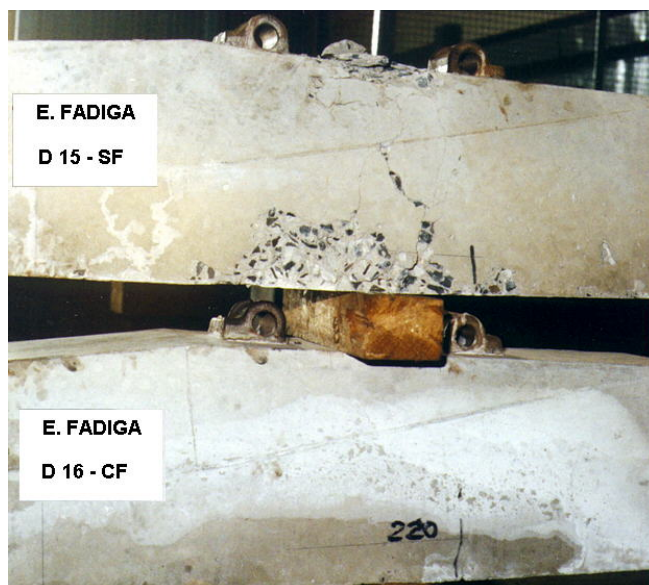


Fig. 23 - Configuração final numa das faces verticais dos dormentes D15 e D16 após o término do ensaio de fadiga.

O dormente modificado D18, semelhante ao D17, mas com fibras, com variação de tensão igual a 7,3% de f_{pu} , levemente inferior à variação do dormente D16, também suportou com sucesso os três milhões de ciclos do ensaio. Tal resultado era, aliás, de se esperar, dada a contribuição das fibras ao aumentar a resistência deste dormente à fadiga. Terminado o ensaio e sem carga, a abertura da única fissura existente foi de 0,07 mm (ver fig. 24).

Em ensaio estático executado após o dormente D18 ter passado pelos três milhões de ciclos dinâmicos, a força de ruptura foi de 410 kN. É interessante observar que esta força foi idêntica à obtida no ensaio estático sem o dormente ter passado pelo ensaio de fadiga.



Fig. 24 - Configuração final dos dormentes D17 e D18 após o término do ensaio de fadiga.

Se comparadas as aberturas das fissuras residuais existentes após os ensaios dos dormentes modificados, nota-se que o dormente com fibras D16 foi o que apresentou a maior abertura, e o dormente com fibras D18 foi o que obteve o melhor resultado. A menor abertura nos dormentes D17 e D18 se deve à maior força de protensão inicial, de 300 kN contra 250 kN no dormente D16. Mesmo com a contribuição das fibras de aço, o dormente D16 apresentou a fissura residual com abertura maior que a do dormente D17.

8 CONCLUSÕES

Após o término dos estudos teóricos desenvolvidos e dos ensaios experimentais executados, as principais conclusões que podem ser enumeradas são:

{ O dormente original, projetado de acordo com as especificações da AREMA, teve alta força de protensão e tensão inicial nos fios de $0,64 f_{ptk}$. Nos ensaios estáticos da seção sob o trilho desse dormente sem fibras, a ruptura refletiu seu estado superarmado, pois ocorreu com o esmagamento do concreto comprimido, de forma explosiva e violenta, sem o escoamento dos fios de protensão. Num dormente semelhante, mas com fibras, embora também superarmado, a ruptura foi lenta e gradual, não ocorrendo qualquer explosão;

{ Nos dormentes modificados sem e com fibras e com tensão inicial nos fios de $0,63 f_{ptk}$, a ruptura foi dúctil e devida ao esmagamento do concreto comprimido. No dormente sem fibras, o escoamento da armadura iniciou antes do esmagamento, mas, no com fibras, o escoamento e o esmagamento iniciaram praticamente no mesmo instante. Nos dormentes modificados com tensão inicial um pouco maior, de $0,76 f_{ptk}$, a ruptura do dormente sem fibras foi brusca e devida ao rompimento dos fios de protensão. Já num dormente semelhante, mas com fibras, as fibras foram capazes de alterar o modo de ruptura, impedindo o rompimento da armadura antes do esmagamento do concreto;

{ O dormente original sem fibras superarmado não apresentou ductilidade, mas o mesmo dormente com fibras, ao contrário, apresentou grande ductilidade, porém, após o esmagamento do concreto comprimido. Os dormentes modificados sem fibras subarmados apresentaram muito bom comportamento plástico e ductilidade, com os dormentes com fibras alcançando ainda melhores resultados;

{ Considerando os valores médios, a força de início de escorregamento dos fios de protensão do dormente original com fibras foi 46 % superior à força do mesmo dormente sem fibras. Índice semelhante foi obtido nos dormente modificados, com fibras e com menor força de protensão, em relação ao dormente sem fibras. As fibras também aumentaram significativamente a força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm dos fios de protensão mais tracionados;

{ Na seção sob o trilho do dormente original as fibras aumentaram o momento de primeira fissura em 20% e, 16% e 30% no caso dos dormentes modificados. As fibras também aumentaram as forças de abertura das fissuras de 20% a 37%;

{ As fibras aumentaram pouco o momento último, 12% para a seção sob o trilho do dormente original. Os dormentes modificados com fibras e menor força de protensão inicial aumentaram o momento último em 18% e 14%;

{ Da mesma forma como ocorrido nos ensaios estáticos, nos ensaios dinâmicos as fibras também conduziram a fissuras com menor abertura. Tanto no dormente com fibras como no dormente sem fibras a abertura das fissuras cresceu com o aumento do número de ciclos dinâmicos;

{ Também nos ensaios dinâmicos, as fibras de aço diminuíram consideravelmente a deformação nos fios de protensão. No ensaio com a amplitude do carregamento constante, após 360.000 ciclos dinâmicos, a deformação nos fios de protensão mais tracionados do dormente com fibras foi de apenas 47% da deformação nos fios do dormente sem fibras. As fibras também levaram a uma elevação mais lenta da posição da linha neutra;

{ O dormente modificado sem fibras e com variação de tensão de 15,1% de f_{pu} suportou apenas 150.000 ciclos dos três milhões necessários. Outro dormente sem fibras e com variação de tensão de 12% de f_{pu} resistiu aos três milhões. Os dormentes com fibras de aço e variação de tensão de 7,3 e 7,8% de f_{pu} resistiram aos três milhões de ciclos.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao final da pesquisa espera-se que os ensaios experimentais realizados tenham comprovado a viabilidade da aplicação das fibras de aço nos dormentes monoblocos de concreto protendido. Os dormentes modificados com fibras (D16 e D18) e com força de protensão significativamente menor que a do dormente padrão mostraram ser uma alternativa muito boa, pois, além de possuírem a necessária resistência à fadiga, apresentaram comportamento plástico e muito boa ductilidade. Com base nos resultados obtidos por WANG (1996), descritos no item 2.2, acredita-se que esses dormentes, por apresentarem melhor resistência às ações de impacto, podem representar um melhoramento à atuação dos dormentes de concreto em serviço.

Como as fibras diminuem a tensão nos fios de protensão, o que foi constatado nos ensaios estáticos e dinâmicos desta pesquisa, para maior economia na quantidade da armadura de protensão dos dormentes com fibras, recomenda-se que a tensão inicial nos fios fique próxima à máxima indicada pela norma NBR 7197 (1989).

10 AGRADECIMENTOS

À FAPESP, pelo auxílio. À CAPES e ao CNPq, pelas bolsas de doutorado e de pesquisador.

11 REFERÊNCIAS

- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE ASSOCIATION (1997). **Manual for railway engineering - Concrete ties**. AREMA, v.2, cap.10, 54p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1986). Committee 544. **State-of-the-art report on fiber reinforced concrete** (ACI 544.1R-82). Detroit. 22p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). Committee 544. **Measurement of properties of fiber reinforced concrete** (ACI 544.2R-89). Detroit. 11p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1974). Committee 215. Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading. (ACI C.215). **ACI Journal**, Mar. p.97-121.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). **Standard test method for flexural toughness and first crack strength of fiber reinforced concrete**. ASTM C 1018. Book of ASTM Standards, Part 04.02. Philadelphia. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). **Projeto de estruturas de concreto protendido**. Rio de Janeiro. NBR 7197, nov. 71p.
- BASTOS, P. S. S. (1999). **Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas. 256p.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (1996). Railway applications - track - concrete sleepers and bearers. CEN, Part 2.1 - **Prestressed monoblock sleepers**. Brussels. 20p.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE (1987). **Concrete railway sleepers - State-of-art report**. FIP. London. Thomas Telford Ltd. 22p.
- FURLAN Jr., S. (1995). **Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão**. Tese (Doutorado). São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1984). **Method of tests for flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE - SF 4. Concrete Library of JSCE, Part III -2 - Method of tests for steel fiber reinforced concrete, n.3, June. p.58-61.
- LIN, T. Y.; BURNS, N. H. (1981). **Design of prestressed concrete structures**. New York. John Wiley & Sons. Third Ed. 646p.
- MINDESS, S.; YAN, C.; VENUTI, W. J. (1991). Impact resistance of prestressed concrete railroad sleepers. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRECAST CONCRETE RAILWAY SLEEPERS, Madrid. **Proceedings**. p.487-504.

OFFICE FOR RESEARCH AND EXPERIMENTS (1991). Studies of different values which need to be taken into account with respect to the definition of the properties of concrete sleepers, and comparison of current testing methods. Determination of a unified test method and formulation of recommendations. ORE-Question D170. **Track component dimensions. Standardisation of characteristics and acceptance tests.** RP 4. Utrecht. April. 86p.

RAMAKRISHNAN, V.; LOKVIK, B. J. (1992). Flexural fatigue strength of fiber reinforced concretes. In: **High performance fiber reinforced cement composites**, Proceedings of the International RILEM/ACI Workshop. E&FN Spon. London. p.271-287.

SWAMY, R. N.; AL-TA'AN, S. A. (1981). Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete. **ACI Journal**, Sept/Oct. p.395-405.

VENUTI, W. J. (1990). **Report on static properties of prestressed concrete ties with fibres**. Association of American Railroads Research and Test Department.

WANG, N. (1996). **Resistance of concrete railroad ties to impact loading**. Vancouver. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, The University of British Columbia - UBC. 248p.

WEI, S.; JIANMING, G.; YUN, Y. (1996). Study of the fatigue performance and damage mechanism of steel fiber reinforced concrete. **ACI Material Journal**, May/June. p.206-211.