

## **ANÁLISE EXPERIMENTAL E COMPARATIVA DA CONTRIBUIÇÃO DA ARMADURA PARA A CAPACIDADE RESISTENTE DE VIGAS PARCIALMENTE REVESTIDAS**

Leandro de Amorim Cavalcanti<sup>1</sup> & Silvana De Nardin<sup>2</sup>

### **Resumo**

*A utilização das estruturas mistas tem, hoje, como objetivo principal, a utilização eficiente dos materiais aço e concreto, tomando total proveito das propriedades e características destes, resultando em vantagens como: fácil pré-fabricação, redução do tempo de execução, elementos com seção transversal reduzida, flexibilidade e resistência ao fogo, dentre outras. O embutimento da viga de aço no pavimento, resultando na viga parcial ou totalmente revestida, permite reduzir a altura total do pavimento, sem redução da capacidade resistente e da rigidez do elemento estrutural. No caso das vigas mistas convencionais, para que perfil de aço e concreto trabalhem de forma conjunta, é necessário que as tensões de cisalhamento na interface aço-concreto não ultrapassem as tensões de aderência. Neste contexto, com o intuito de contribuir para a elaboração de recomendações de projeto para vigas mistas total ou parcialmente revestidas, este trabalho apresenta um estudo experimental realizado no Laboratório de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, no qual foram ensaiadas sete vigas mistas parcialmente revestidas. Quatro vigas com armadura e três vigas sem armadura. Neste estudo, duas variáveis foram analisadas: taxa de armadura longitudinal no concreto e posição dos conectores tipo pino com cabeça. Os resultados experimentais obtidos permitem avaliar a contribuição da armadura longitudinal para a capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas, bem como sua eficiência para promover o comportamento conjunto aço-concreto, imprescindível para a obtenção de vigas mistas.*

*Palavras-chave: Estrutura mista. Piso misto de pequena altura. Viga mista parcialmente revestida. Análise experimental.*

## **EXPERIMENTAL AND COMPARATIVE ANALYSIS OF STEEL BARS CONTRIBUTION TO THE BENDING CAPACITY OF THE PARTIALLY ENCASED COMPOSITE BEAMS**

### **Abstract**

*Nowadays, the use of composite structures have as its main objective the efficient use of steel and concrete materials, taking full advantage of the mechanical properties of these materials, resulting in advantages such as easily pre-fabrication, reducing the time of construction and the cross section dimensions of elements, increasing the flexibility and the fire resistance. The encasement of the steel beam in the floor allows reduce the total height of the floor without reduce the bending capacity and the stiffness of the structural composite element. In the case of conventional composite beams, the use of stud bolts is necessary to achieve the composite behavior between steel and concrete components. In this study are presented experimental results of the partially encased composite beam, to contribute to the development of design recommendations for composite beams with full or partial encasement. This study presents an experimental program conducted in Laboratory of Structures of the Engineering Structures Department at Sao Carlos. Seven specimens of partially encased composite beam were tested under flexure. Four specimens were with steel bars and three specimens were without steel bars. Two parameters were tested in this experimental study: the longitudinal reinforcement ratio of the concrete encasement and the position of the headed studs. The experimental results showed the contribution of the steel bars to the flexure capacity and to promote the composite behavior in partially encased composite beams.*

*Keywords: Composite structure. Composite slim floor. Partially encased composite beams. Experimental analysis.*

<sup>1</sup> Engenheiro Civil - UFBA, engineer\_ssa@hotmail.com

<sup>1</sup> Professora Doutora do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar, snardin@ufscar.br

## 1 INTRODUÇÃO

A associação entre aço e concreto para compor elementos estruturais mistos mostra-se uma solução bastante interessante, pois permite explorar as melhores qualidades de cada um destes materiais. O concreto apresenta boa resistência à compressão e é facilmente moldado, podendo assumir as mais variadas formas. Por outro lado, o aço apresenta excelente resistência à tração, possui boa ductilidade e torna o processo construtivo mais industrializado, limpo e rápido.

O embutimento da viga de aço na altura da laje constituindo o piso misto de pequena altura permite reduzir a sua altura total laje+viga sem comprometer a capacidade resistente e a rigidez do elemento estrutural resultante (De Nardin & El Debs, 2009). Neste artigo são apresentados resultados experimentais da contribuição da armadura longitudinal e dos estribos no comportamento e na capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas, constituídas por um perfil I de aço e por concreto armado (Figura 1). Dentro deste contexto, as armaduras comumente utilizadas em vigas de concreto armado foram associadas a conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, soldados nas seguintes posições: verticalmente na mesa inferior e horizontalmente na alma do perfil de aço. O objetivo principal deste estudo foi avaliar se a armadura longitudinal e os estribos são suficientes para promover o comportamento conjunto aço-concreto, dispensando a associação com conectores de cisalhamento.

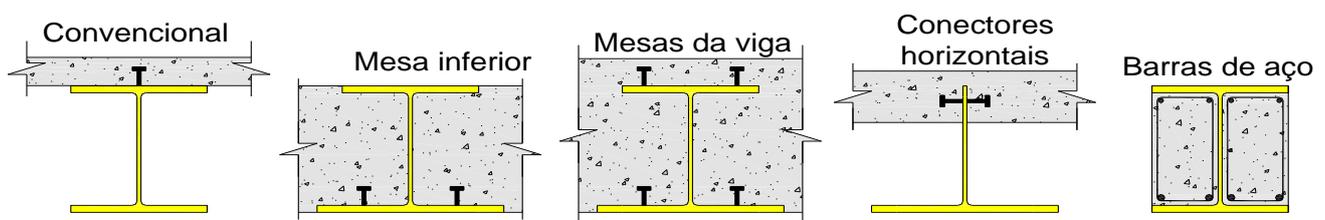


Figura 1 – Exemplos de vigas parcialmente revestidas.

Até o início da década de 1990, normatizações como o Eurocode 4 não levavam em conta a armadura colocada no concreto localizado entre as mesas das vigas parcial ou totalmente revestidas, no cálculo da capacidade resistente à flexão e da flecha.

No entanto, resultados experimentais indicaram a contribuição do concreto armado existente entre as mesas, tanto para momento fletor resistente quanto para força cortante e flecha de vigas parcialmente revestidas. Em função destes resultados, foram propostos métodos de cálculo que levam em conta tal contribuição (Kindmann et al., 1993).

De acordo com Kindmann et al. (1993), as vigas mistas parcialmente revestidas com vãos relativamente pequenos e para os quais predominam os esforços cortantes apresentam acréscimo de aproximadamente 22% na capacidade resistente ao cisalhamento devido às armaduras posicionadas no concreto armado entre as mesas. Para grandes vãos, a força máxima resistente é limitada pela flecha, resultando em acréscimos da ordem de 29%. Para vãos muito grandes, o modo de falha é governado pelo momento fletor e o aumento da capacidade resistente à flexão devido às armaduras pode atingir 24%.

## 2 METODOLOGIA DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este estudo teve como base uma investigação experimental realizada no Laboratório de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. A seguir é descrita a metodologia dessa investigação.

## 2.1 Descrição dos modelos físicos

A fim de não introduzir variáveis adicionais ao programa experimental e atingir o objetivo principal deste estudo que é avaliar a contribuição das armaduras na capacidade resistente à flexão de vigas mistas parcialmente revestidas, foram ensaiados modelos físicos com a mesma geometria investigada por De Nardin & El Debs (2009). No referido estudo, três vigas parcialmente revestidas foram submetidas a forças estáticas e, com isto, foi possível determinar a posição mais eficiente para os conectores de cisalhamento e estudar os mecanismos de transferência das forças de cisalhamento na interface aço-concreto. Os três elementos de viga foram submetidos à flexão em quatro pontos, sendo: um modelo (PEB-B) com conectores tipo pino com cabeça soldados na mesa inferior, um modelo (PEB-W) com conectores horizontais na alma da viga e um modelo sem nenhum tipo de conector mecânico (PEB) e no qual a transferência das forças de cisalhamento se deu apenas pela aderência natural aço-concreto. Este último elemento foi tomado como referência para avaliar a contribuição dos conectores tanto na promoção do comportamento conjunto quanto na capacidade resistente à flexão. Para avaliar o comportamento experimental das vigas parcialmente revestidas foram medidos deslocamentos e deformações em diversos pontos dos modelos através de extensômetros elétricos uniaxiais e transdutores de deslocamento durante os ensaios. Vale destacar que em nenhum destes modelos físicos foram utilizadas barras de armadura no concreto posicionado entre as mesas da viga de aço.

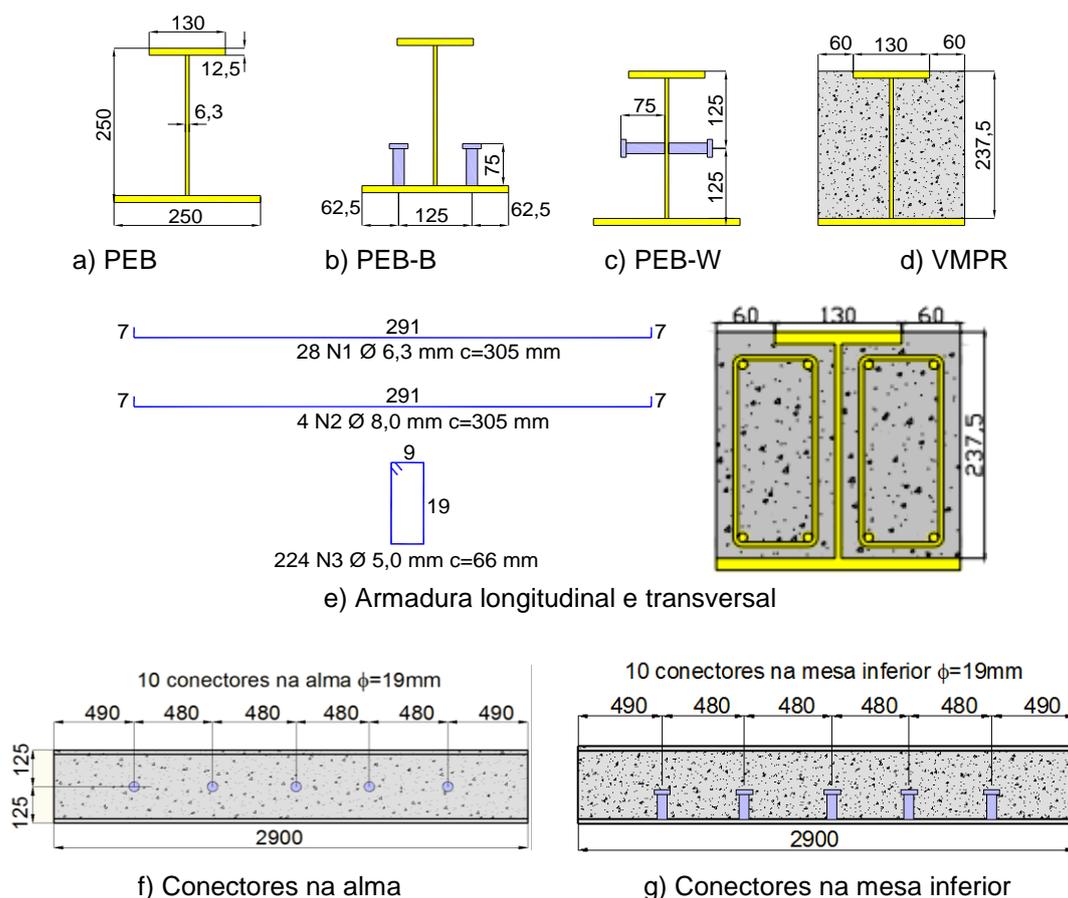


Figura 2 – Geometria dos elementos ensaiados (dimensões em mm).

Partindo desta mesma geometria, configuração dos conectores e esquema de ensaio utilizados em De Nardin & El Debs (2009) foram acrescentadas armaduras longitudinais e estribos, totalizando quatro modelos de viga parcialmente revestida (Figura 2). Em relação à armadura longitudinal, que é a

variável de estudo aqui contemplada, e que foi posicionada na região tracionada das vigas, duas taxas de armadura foram investigadas:

- Três modelos físicos com armadura longitudinal mínima:  $4\phi 6,3$  mm
- Um modelo com armadura longitudinal levemente superior à mínima:  $4\phi 8,0$  mm

Em ambos os casos, foi adotada armadura transversal mínima igual a  $\phi 5,0$  mm, posicionados a cada 11,1 cm. Além da armadura longitudinal na região tracionada, também foi utilizada armadura longitudinal mínima na região comprimida da viga mista parcialmente revestida, constituída de 4 barras com 6,3mm de diâmetro. Os valores das armaduras mínimas foram definidos segundo as recomendações da NBR 6118:2003. Na Figura 1 são ilustradas as principais características geométricas das vigas parcialmente revestidas investigadas experimentalmente, destacando o exemplar VMPR cuja nomenclatura significa *viga mista parcialmente revestida*.

Algumas características dos modelos físicos ensaiados são mostradas na Figura 2 e na Tabela 1.

Tabela 1 – Características principais dos modelos de viga ensaiados

Elemento	Armadura longitudinal	Conector
PEB-R	4 $\phi$ 6,3	Não
PEB-W-R	4 $\phi$ 6,3	Horizontal, na alma
PEB-B-R	4 $\phi$ 6,3	Vertical, na mesa inferior
PEB-B2-R	4 $\phi$ 8	Vertical, na mesa inferior

## 2.2 Esquema de ensaio

Quanto ao esquema de ensaio, foi utilizado o esquema clássico de flexão em quatro pontos, no qual foram aplicadas duas forças concentradas monotônicas, distantes 1400 mm entre si, por meio de dois atuadores servo-hidráulicos com capacidade de 500 kN cada um. Na Figura 3 são apresentados o esquema de ensaio e alguns detalhes dos apoios, destacando que a distância entre apoios foi de 2800 mm.

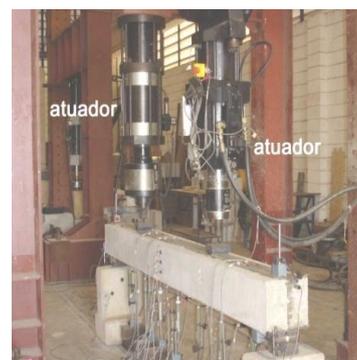
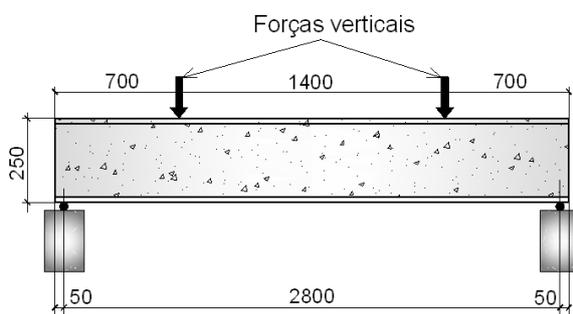
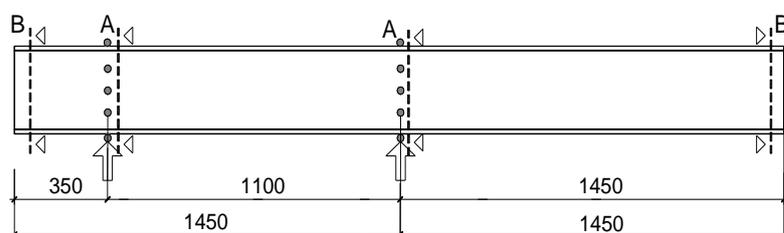


Figura 3 – Vista geral do esquema de ensaio.

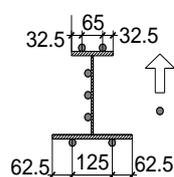
## 2.3 Instrumentação

Quanto à instrumentação, extensômetros elétricos uniaxiais e transdutores de deslocamento foram utilizados para registrar deformações no aço e no concreto e deslocamentos dos elementos (Figura 4). Em cada modelo ensaiado foram utilizados 14 extensômetros colados no perfil de aço e 6

extensômetros posicionados nas faces externas da seção de concreto. Longitudinalmente, duas seções transversais foram instrumentadas: a primeira posicionada a 350 mm do apoio e a segunda no meio do vão, como mostrado na Figura 4a. Dois transdutores de deslocamento foram posicionados nas mesmas seções instrumentadas com extensômetros, com o objetivo de medir os deslocamentos verticais dos elementos com a evolução das forças aplicadas. O escorregamento aço-concreto foi registrado por dois transdutores horizontalmente posicionados como mostrado na Figura 4b e cuja seção foi denominada “Seção B”.

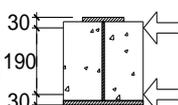


a) Vista lateral

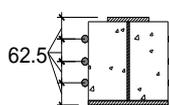


b) Seção A

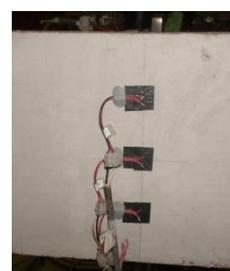
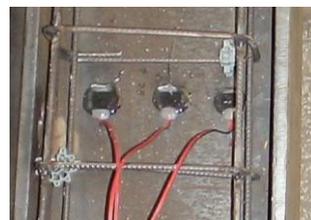
↑ transdutor  
● extensômetro



c) Seção B



d) Concreto (meio do vão)



e) Transdutores verticais



f) Transdutores horizontais para medir o escorregamento aço-concreto

Figura 4 – Instrumentação dos elementos ensaiados.

## 2.4 Caracterização dos materiais

Todos os componentes da viga mista parcialmente revestida foram caracterizados a fim de conhecer algumas de suas propriedades mecânicas. Sendo assim, foram extraídas amostras das mesas e almas dos perfis, das barras de armadura e do concreto. Em relação aos componentes de aço, o módulo de elasticidade não foi determinado experimentalmente, tendo sido adotado o valor de 200000 MPa como recomendado pela NBR 8800:2008. Quanto aos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, foi adotado o valor de 415 MPa de resistência à ruptura, valor recomendado pela NBR 8800:2008. Em relação ao concreto posicionado entre as mesas, os seguintes valores médios foram encontrados: resistência à compressão de 36,2 MPa e módulo de elasticidade igual a 33975 MPa.

As vigas foram confeccionadas em aço ASTM A-36 que, caracterizado à tração, apresentou 345 MPa de resistência ao escoamento e 515 MPa de resistência à tração. Amostras das barras de aço para os diâmetros de 8,0 mm, 6,3 mm e 5,0 mm foram ensaiadas à tração para obtenção da resistência ao

escoamento ( $f_{sy}$ ) e da resistência à ruptura ( $f_{su}$ ). Para cada bitola, foram ensaiadas três amostras, conforme prescrições da NBR ISO 6892:2002. Os resultados médios são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados do ensaio de tração em amostras de barras de aço

Bitola	$f_{sy}$ (MPa)	$f_{su}$ (MPa)
5,0 mm	700,0	786,3
6,3 mm	551,7	787,7
8,0 mm	548,0	709,0

### 3 RESULTADOS

Os principais resultados experimentais correspondentes às quatro vigas mistas parcialmente revestidas ensaiadas foram comparados aos resultados experimentais dos três modelos de viga com as mesmas características geométricas estudados por De Nardin & El Debs (2009). A diferença entre os modelos utilizados no estudo comparativo foi a presença de armaduras longitudinais e transversais nos modelos físicos ensaiados no presente estudo. Alguns resultados relevantes são apresentados e discutidos a seguir.

#### 3.1 Modo de falha

Avaliando localmente o modo de falha, na Figura 5 são apresentados detalhes dos conectores de cisalhamento e da região de concreto em seu entorno, após o término dos ensaios. Visualmente, verifica-se que não ocorreram danos visíveis nos conectores tipo pino com cabeça e estes apresentam as mesmas características verificadas antes dos ensaios. Portanto, não ocorreu nenhum dos dois modos de falha mais característicos dos conectores de cisalhamento, que são: ruptura do conector por cisalhamento ou esmagamento do concreto nas proximidades do conector.



a) Modelo PEB-B-R



b) Modelo PEB-W-R

Figura 5 – Aspecto final dos conectores de cisalhamento vertical e horizontal.

Quanto à configuração final das vigas mistas parcialmente revestidas, após os ensaios observa-se curvatura característica de flexão (Figura 6), fato que foi confirmado pela observação das deformações nos componentes da viga. A partir dos valores de deformações no perfil, na armadura longitudinal e no concreto, foi constatado que o modo de falha em todos os modelos de viga ensaiados se caracterizou pela flexão com escoamento do perfil de aço à tração, escoamento da armadura à tração e esmagamento do concreto na região comprimida.



Figura 6 – Aspecto final das vigas mistas parcialmente revestidas ensaiadas.

Em relação ao grau de interação aço-concreto, o número de conectores foi escolhido visando interação total, o que foi conseguido, pois não foram registrados escorregamentos significativos entre aço e concreto. Tal conclusão foi oriunda da observação dos escorregamentos relativos registrados pelos transdutores de deslocamento posicionados como mostrado na Figura 4f.

### 3.2 Influência da armadura longitudinal

A presença da armadura longitudinal nas vigas parcialmente revestidas constitui a principal diferença entre os modelos investigados no presente trabalho e aqueles investigados por De Nardin & El Debs (2009). Esta variável e sua contribuição para a capacidade resistente e comportamento da viga mista constituem também o principal objetivo do presente estudo, por isso serão analisados detalhadamente aqui.

#### 3.2.1 Capacidade resistente

Os modelos físicos investigados por De Nardin & El Debs (2009) possuem a mesma geometria dos aqui investigados, com ausência de barras longitudinais e transversais de armadura, e pequenas variações nas propriedades mecânicas dos componentes da viga mista. Os principais resultados e características dos modelos de De Nardin & El Debs (2009) são apresentados na Tabela 3 e comparados aos resultados do presente trabalho.

Tabela 3 – Resultados de De Nardin & El Debs (2009) e do presente trabalho

Elemento	Força máxima (kN)	Momento máximo (kN.cm)	Flecha (mm)	Escorregamento (mm)
De Nardin & El Debs (2009)				
PEB	288,15	20170,5	18,68	1,87
PEB-B	317,16	22201,0	26,70	2,53
PEB-W	309,10	21637,0	27,36	3,14
Resistência ao escoamento do aço do perfil: $f_y=308$ MPa Resistência do concreto à compressão: $f_{cm}=35,7$ MPa.				
Presente trabalho				
PEB-R	344,1	24085	53,09	5,03
PEB-B-R	359,0	25132	43,43	0,71
PEB-B-2R	360,7	25248	51,45	0,66
PEB-W-R	368,3	25778	39,70	1,83
Resistência ao escoamento do aço do perfil: $f_y=345,1$ MPa Resistência do concreto à compressão: $f_{cm}=36,2$ MPa.				

Para eliminar a influência da resistência dos materiais aço e concreto, será empregada a expressão (1) para o cálculo do momento fletor resistente. Esta equação foi desenvolvida pelos autores e é mostrada a seguir:

$$M_{pl,Rd} = \left[ W_{pl} + (y - y_p)^2 \times t_w \right] \times f_{yd} + (b_2 - t_w) \times (y_p - t_{f1})^2 \times 0,5f_{cd} + A_s \times (h - y_p - t_{f1} - h_s) \times f_{sd} \quad (1)$$

Sendo:

$b_2$ : largura da mesa inferior do perfil de aço

$h$ : altura total do perfil de aço

$h_s$ : distância vertical da face superior da mesa inferior do perfil até o centróide da armadura de tração

$t_{f1}$ : espessura da mesa superior do perfil de aço

$t_w$ : espessura da alma do perfil de aço

$f_{yd}$  e  $f_{sd}$ : resistência ao escoamento do perfil de aço e da armadura longitudinal

$f_{cd}$ : resistência à compressão do concreto

$y_p$ : distância da linha neutra plástica até o topo da mesa superior do perfil

$A_s$ : área da armadura longitudinal de tração

$W_{pl}$ : módulo elástico resistente do perfil de aço

Ao dividir os valores dos momentos resistentes experimentais pelos valores analíticos, é eliminada a influência da variação registrada nas resistências de concreto e aço. Feito isso, resultam os valores da Tabela 4 e da Figura 7.

Tabela 4 – Resultados normalizados: De Nardin & El Debs (2009) e presente trabalho

Elemento	Momento máximo experimental (kN.cm) (1)	Momento resistente analítico (kN.cm) (2)	Relação (1) / (2) %
De Nardin & El Debs (2009)			
PEB	20171	21743	92,8 %
PEB-B	22201	21743	102,1 %
PEB-W	21637	21743	99,5 %
Presente trabalho			
PEB-R	24085	25186	95,6 %
PEB-B-R	25132	25186	99,8 %
PEB-B-2R	25248	25697	98,3 %
PEB-W-R	25778	25186	102,4 %

Com base nos resultados da Tabela 4 e da e da Figura 7, verifica-se que, em termos de capacidade resistente, quando não há barras de armadura na seção parcialmente revestida (resultados de De Nardin & El Debs, 2009) a posição mais favorável para o conector é estar soldado verticalmente na mesa inferior. Por outro lado, ao acrescentar armaduras de flexão e cisalhamento (presente trabalho), a posição mais favorável para o conector de cisalhamento, pensando apenas em termos de capacidade resistente à flexão passa a ser soldado na alma. Esta posição horizontal combinada com a menor taxa de armadura longitudinal mostrou-se mais eficiente que a posição vertical associada a uma taxa de armadura maior. Ao que estes primeiros e limitados resultados indicam, a combinação armadura longitudinal + conectores horizontais na alma consegue “confinar” de forma mais eficaz o concreto situado entre as mesas do perfil de aço. Pode ser esta melhor condição de confinamento, a

justificativa para a mudança verificada na posição mais favorável do conector se associado a armaduras longitudinais. No entanto, vale ressaltar que estas conclusões tem caráter preliminar e precisam ser confirmadas com a realização de mais ensaios.

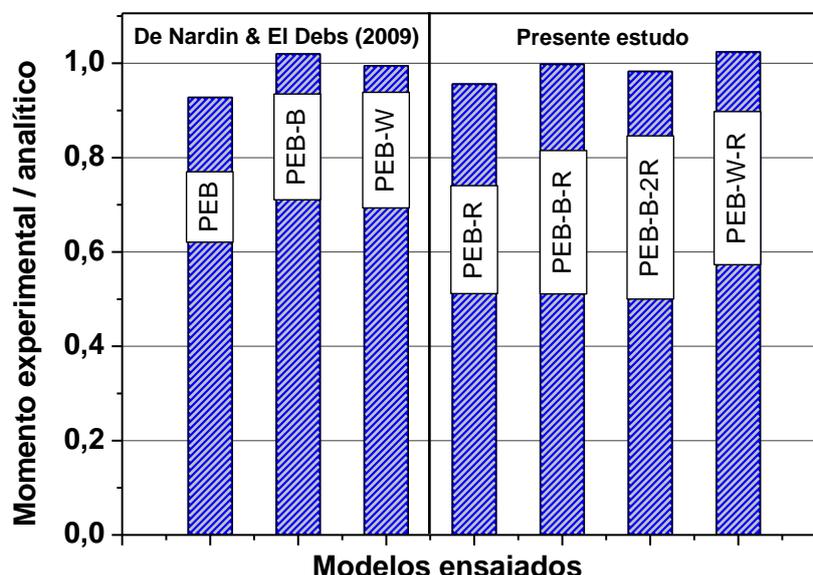


Figura 7 – Valores da relação Momento experimental / analítico para os modelos sem armadura e com armadura.

Logo, como há exigência de armaduras longitudinais e verticais em volumes de concreto, ainda que estes estejam parcialmente envolvidos pelo perfil I de aço, como ocorre na viga parcialmente revestida, conclui-se, com base nestes primeiros resultados, que o melhor arranjo armadura + conector é: taxa mínima de armadura longitudinal e vertical e conectores horizontais soldados na alma do perfil.

### 3.2.2 Escorregamento

O escorregamento na interface aço-concreto dá uma medida do comportamento conjunto entre os componentes e também permite avaliar a contribuição da armadura para este fator. Sendo assim, na Figura 8a é apresentada uma visão geral do comportamento Momento vs. Escorregamento, sendo que o momento é expresso pela relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental ( $M_{ult}$ ). Na Figura 8b é apresentado um detalhe do trecho inicial das curvas Momento vs. Escorregamento, a fim de facilitar a visualização.

Da observação destes resultados, fica claro que a presença das armaduras longitudinais e transversais limita o escorregamento no trecho inicial do carregamento, como ilustra a Figura 8b. Para melhor analisar o nível de escorregamento aço-concreto registrado pelos transdutores horizontais, será tomado o valor 0,1 mm como escorregamento de referência e, para cada um dos elementos ensaiados, será verificada a relação  $M/M_{ult}$  correspondente. Tais resultados são apresentados na Tabela 5.

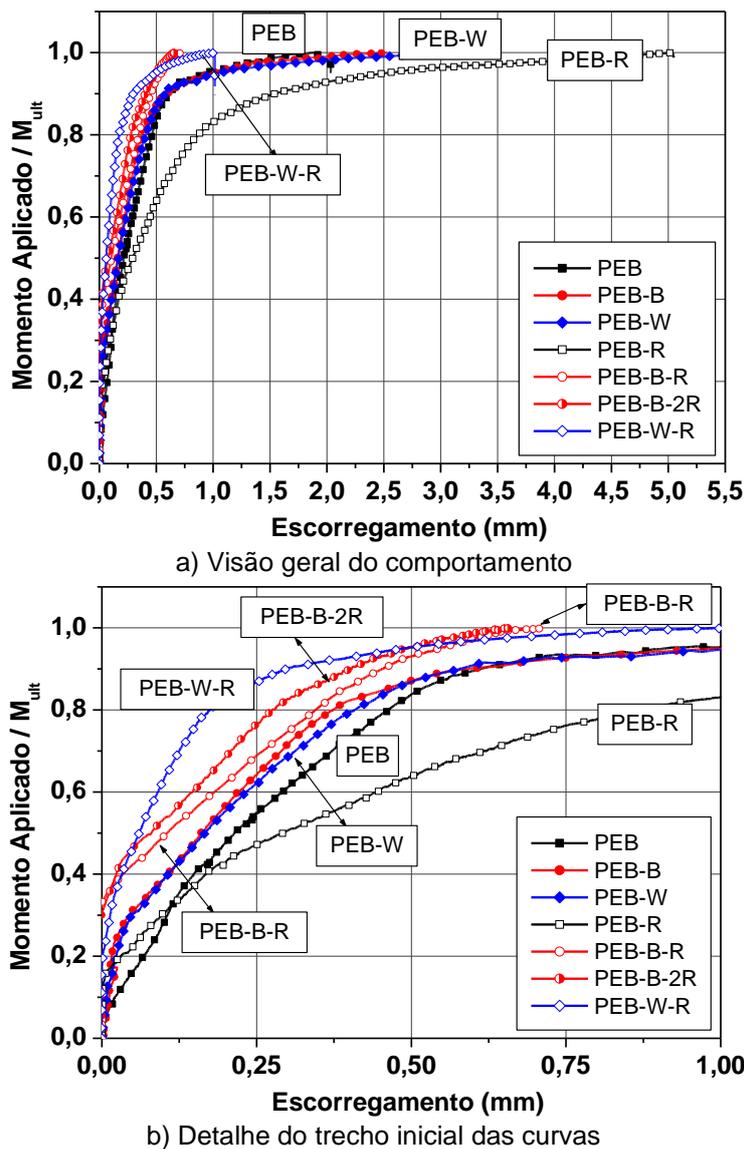


Figura 8 – Relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental vs. Escorregamento.

Os valores de força aplicada correspondentes ao escorregamento de 0,1 mm não levam à mesma conclusão obtida em relação à análise da capacidade resistente à flexão. No caso do escorregamento tem-se:

1) sem armaduras: a influência da posição dos conectores é muito pequena, tendo sido registrada uma diferença de apenas 2,7 % entre os modelos com conectores na mesa (PEB-B) e na alma (PEB-W), sendo maior no primeiro caso. A relação  $M / M_{ult}$  se manteve a mesma para ambas as situações. Vale registrar que, em relação ao modelo sem conectores (PEB), houve aumento da relação  $M / M_{ult}$  e da força aplicada;

2) com armaduras: os maiores valores de  $M / M_{ult}$  e força aplicada são registrados para conectores situados na alma (modelo PEB-W-R). Vale lembrar que, em termos de capacidade resistente, ou seja, estado limite último, isto também ocorreu. Novamente, aumentar a taxa de armadura longitudinal (modelos PEB-B-R e PEB-B-2R) resultou em um ganho de 8,2 % na relação  $M / M_{ult}$  e em 9,2 % na força aplicada, isto tomando o modelo com menor taxa de armadura (PEB-B-R) como referência. Os resultados da Tabela 5 também podem ser visualizados na Figura 9.

Tabela 5 – Relação  $M/M_{ult}$  para escorregamento de 0,1 mm

Elemento	Relação $M/M_{ult}$	Força aplicada (kN)
De Nardin & El Debs (2009)		
PEB	0,28	80,6
PEB-B	0,39	122,9
PEB-W	0,39	119,7
Presente trabalho		
PEB-R	0,31	105,2
PEB-B-R	0,49	176,5
PEB-B-2R	0,53	192,8
PEB-W-R	0,63	232,9

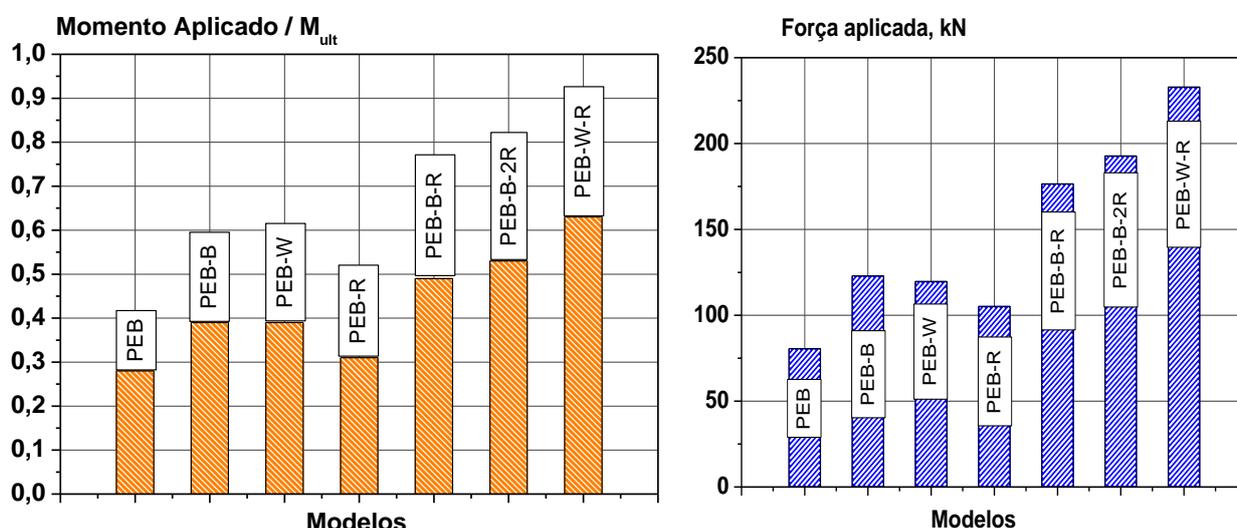


Figura 9 – Valores da relação  $M/M_{ult}$  e da Força Aplicada para escorregamento de 0,1 mm.

Analisando detalhadamente a variação do escorregamento, por exemplo, comparando os modelos PEB e PEB-R, ambos sem conectores e diferentes entre si apenas pela presença da armadura longitudinal acrescentada neste último, verifica-se que, nas primeiras fases do carregamento, o comportamento é muito semelhante: no trecho inicial, até  $M/M_u$  próximo de 0,3, o modelo com armadura apresenta valores de escorregamento levemente menores (Figura 10). Após a relação  $M/M_{ult}$  atingir aproximadamente 0,4, o modelo com armadura (PEB-R) passa a apresentar valores maiores e este comportamento segue até que a força última (máxima) seja atingida.

Introduzindo os conectores na mesa inferior (modelo PEB-B) e as armaduras (modelos PEB-B-R e PEB-B-2R) – Figura 11 – ocorre, nos modelos com armaduras, uma mudança brusca no comportamento Momento vs. Escorregamento para uma relação  $M/M_{ult}$  de aproximadamente 0,35. Já no modelo sem armaduras (PEB-B), esta mudança brusca ocorre para uma relação  $M/M_{ult}$  levemente superior a 0,2. Embora tenham sido observados crescimentos bruscos no escorregamento, a partir das relações  $M/M_{ult}$  relatadas anteriormente, vale destacar que tais escorregamentos são da ordem de 0,05 mm quando passam a ocorrer os ganhos mais acentuados. Novamente, a influência da taxa de armadura não foi significativa para os valores dos escorregamentos relativos aço-concreto.

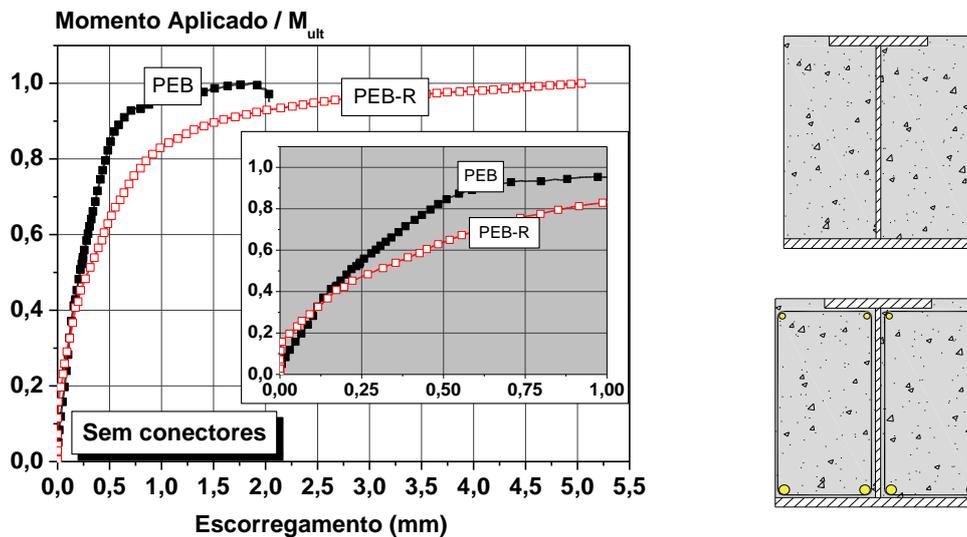


Figura 10 – Relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental vs. Escorregamento: elementos sem conectores.

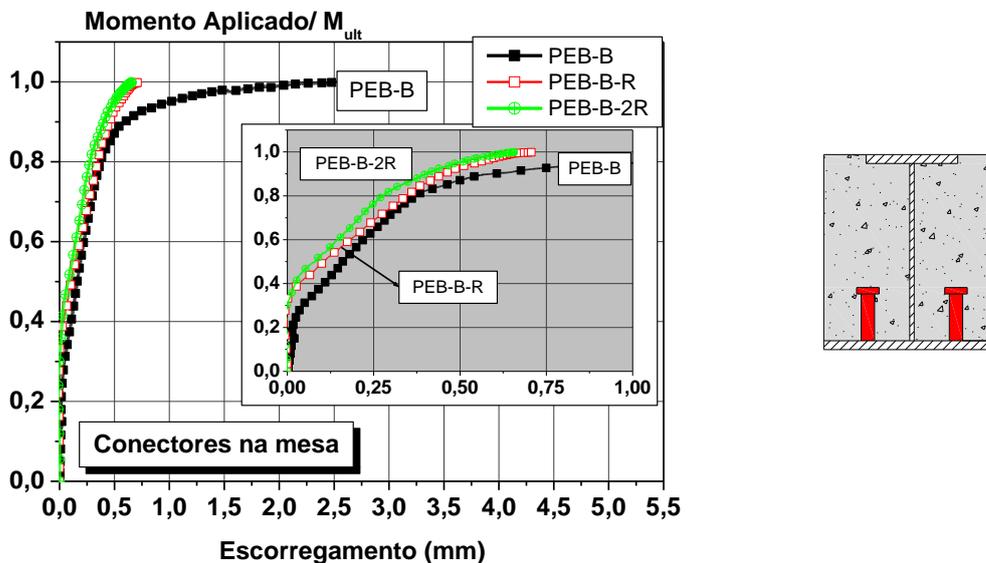


Figura 11 – Relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental vs. Escorregamento: elementos com conectores na mesa.

Por fim, quando são considerados conectores na alma e armaduras, resultam os comportamentos mostrados na Figura 12. Assim como no caso dos conectores na mesa inferior, aqui também há um crescimento mais acentuado dos escorregamentos a partir de  $M/M_{ult}$  próximo de 0,2 para o modelo PEB-W, sem armaduras. No caso do modelo com armaduras (PEB-W-R), destaca-se um acréscimo mais acentuado a partir de  $M/M_{ult}$  próximo de 0,30.

Tomando os modelos com armadura e comparando as relações  $M/M_{ult}$  para aqueles com conectores na alma (PEB-W-R) e na mesa (PEB-B-R), tem-se aumento brusco nos escorregamentos do modelo PEB-W-R a partir de 0,30 e de 0,35 para os modelos PEB-B-R e PEB-B-2R.

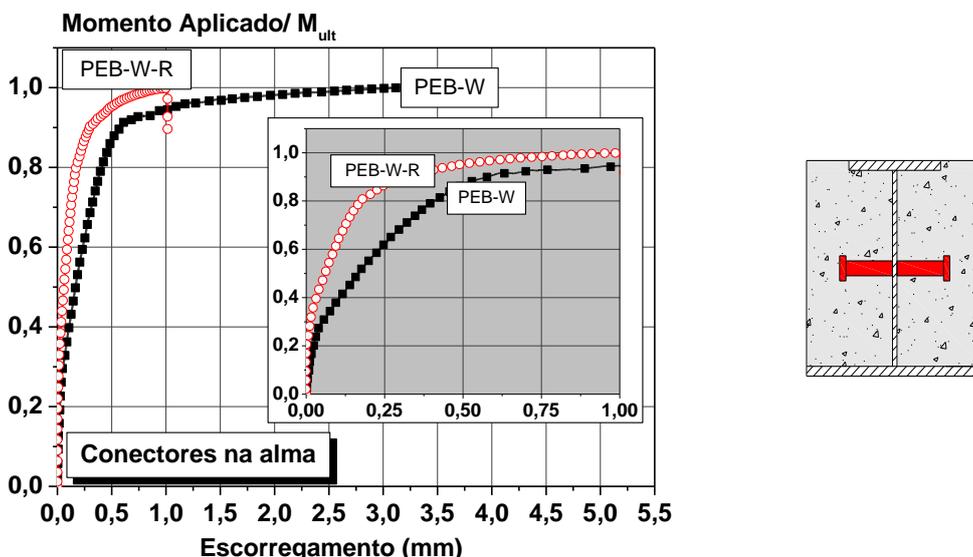


Figura 12 – Relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental vs. Escorregamento: elementos com conectores na alma.

### 3.2.3 Deslocamento vertical no meio do vão

Os deslocamentos verticais registrados a meio vão das vigas parcialmente revestidas também permitem avaliar a influência das armaduras longitudinais e estribos. Assim, na Figura 13 são apresentados os gráficos da relação  $M/M_{ult}$  vs. Flecha, na qual se percebe que, em termos de deslocamentos verticais, se tomarmos o mesmo valor para a relação  $M/M_{ult}$ , a presença de barras de armadura deixa os modelos mais deformáveis.

Este comportamento pode ser visualizado detalhadamente na Figura 14. Nesta, percebe-se que, independente da posição do conector ou da taxa de armadura longitudinal (modelos PEB-B-R ou PEB-B-2R), os modelos com armadura são mais deformáveis que aqueles ensaiados por De Nardin & El Debs (2009), cujas regiões entre as mesas são preenchidas por concreto simples.

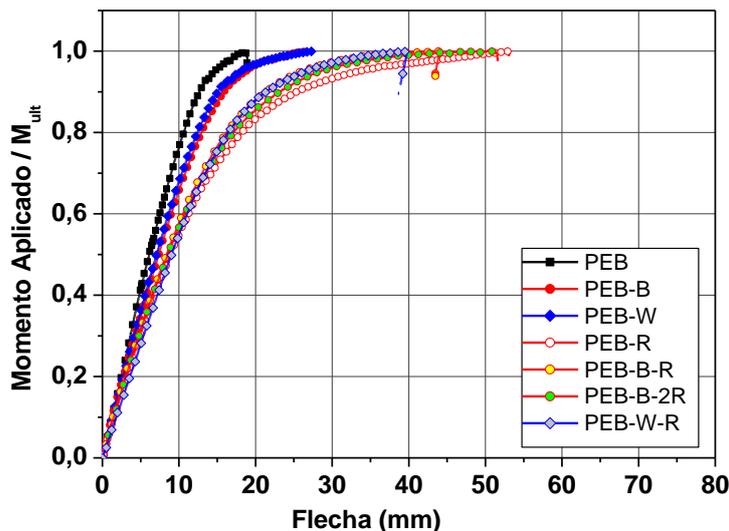


Figura 13 – Relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental vs. Flecha.

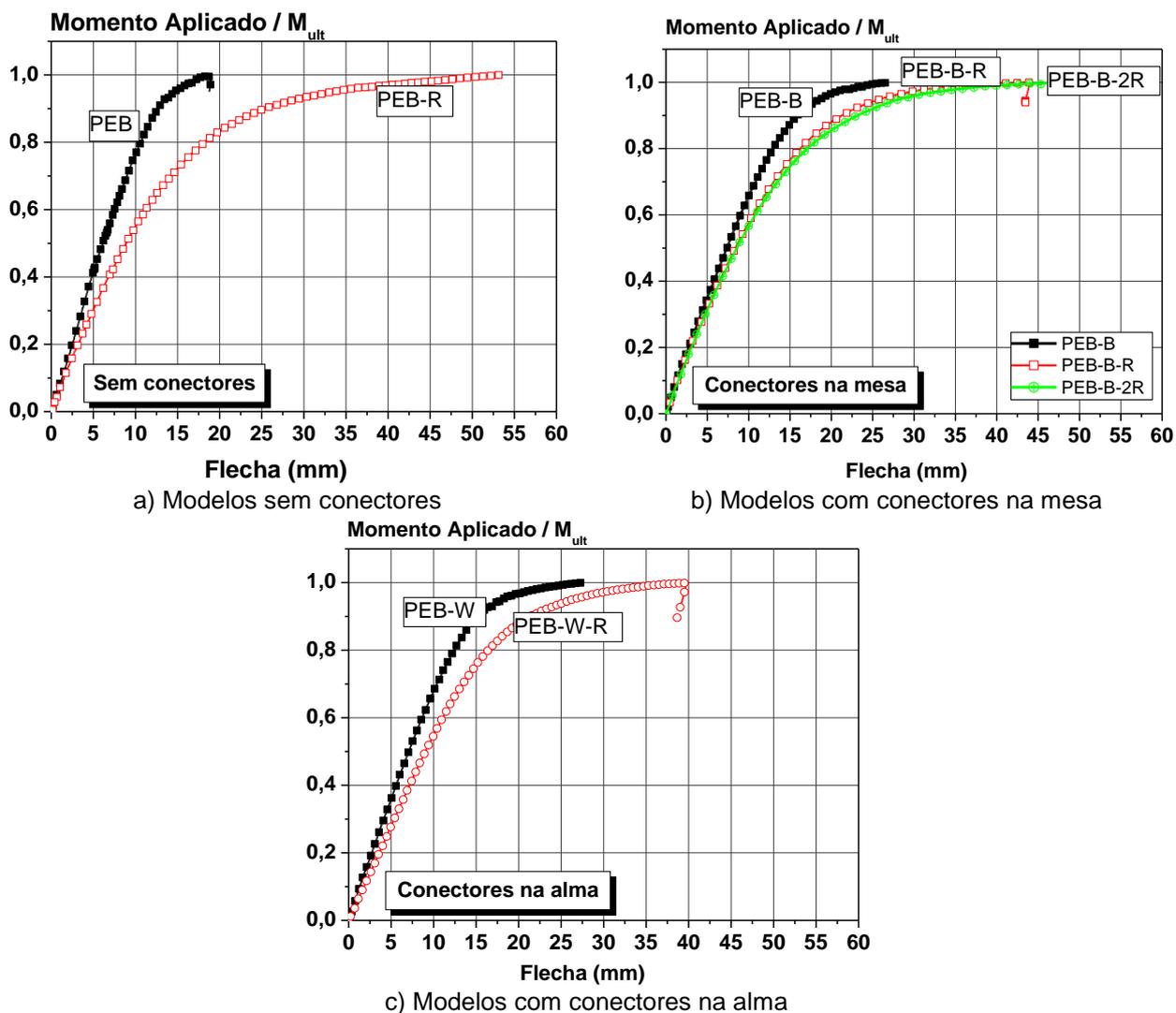


Figura 14 – Relação Momento Aplicado / Momento Máximo Experimental vs. Flecha.

#### 4 CONCLUSÕES

O comportamento de vigas parcialmente revestidas e a eficiência de conectores tipo pino com cabeça e de armaduras longitudinais e transversais na promoção do comportamento conjunto aço-concreto foram avaliados experimentalmente considerando: variação na taxa de armadura longitudinal de tração e duas posições distintas para tais conectores: soldados verticalmente na mesa inferior e soldados horizontalmente nas duas faces da alma. Com base nos resultados obtidos e considerando as limitações do programa experimental realizado, algumas conclusões são apresentadas a seguir, destacando que não foram registradas diferenças significativas entre os modelos investigados.

- Para os modelos ensaiados sem armadura, o modelo com conector posicionado verticalmente na mesa inferior do perfil foi o que apresentou melhor desempenho, tanto em relação ao deslizamento relativo entre aço e concreto, como em relação à capacidade resistente à flexão.
- Contudo, para os modelos ensaiados com armadura, o modelo que apresentou maior capacidade resistente à flexão foi o modelo com conectores posicionados horizontalmente na alma do perfil de aço. Ao que estes primeiros resultados indicam, a combinação armadura longitudinal + conectores horizontais na alma consegue “confinar” de forma mais eficaz o concreto situado entre as mesas do perfil de aço.

- Para as vigas com armadura, com relação ao escorregamento relativo aço-concreto, os modelos com conectores verticais ensaiados também apresentaram menores valores, evidenciando uma melhor interação aço-concreto que os demais.
- Ainda em comparação com os modelos experimentais ensaiados por De Nardin & El Debs (2009), os resultados deste trabalho mostram que, em comparação com o modelo sem conector, os modelos com conectores, por possuírem armadura longitudinal e estribos, apresentaram uma melhora maior em termo de escorregamento relativo.

## 5 AGRADECIMENTO

Os autores agradecem à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pelo apoio financeiro concedido na forma de Bolsa de Mestrado.

## 6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2003**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro. (2003).

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, p. 342-350, 2009.

EUROCODE 4. Design of composite steel and concrete structures. **ENV1994-1-1 – Part 1-1**: General rules and rules for buildings. Brussels. 2004.

KINDMANN, R.; BERGMANN, R.; CAJOT, L.-G.; SCHLEIEH, J.B. Effect of Reinforced Concrete Between the Flanges of the Steel Profile of Partially Encased Composite Beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 27, p.107-122, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). NBR 8800:2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Procedimento. **NBR 8800**. Rio de Janeiro, 2008.