

Beam-slab connection in precast bridge decks with pockets filled out with high-performance concrete and shear key

Ligação viga-laje em tabuleiros de pontes pré-moldadas empregando nichos preenchidos com concreto de alto desempenho e chave de cisalhamento

D. L. ARAÚJO ^a
dlaraujo@eec.ufg.br
M. K. EL DEBS ^b
mkdebs@sc.usp.br

Abstract

This paper deals with the beam-slab shear connection used in composite bridge decks with full precast concrete deck. The connection is shaped by steel bar bent in hoop form, which is inserted in the pocket in slabs, associated with shear key. The connection is formed filling out the pocket with cast-in-place steel fiber reinforced concrete. This paper evaluates the shear strength of the connection using push-out tests. The substitution of plane and smooth connection by connection with shear key and fibers increases the strength of connection by up to 250%. Expressions to design the interface between precast beam and slab using the connection with shear key are proposed. Those expressions consider the influence of concrete strength, connector diameter and the presence of fibers. Finally, an example of the design of the beam-slab connection in a highway precast concrete bridge deck shows the application of the proposed expressions. © 2005 IBRACON. All rights reserved.

Keywords: shear connection; precast concrete; steel fiber reinforced concrete; bridge deck design.

Resumo

Neste trabalho são estudados conectores de cisalhamento viga-laje para tabuleiros de pontes formados por viga e laje pré-moldadas de concreto. Os conectores são formados por vergalhões de aço dobrados em forma de laço inseridos em nichos existentes na laje pré-moldada. A ligação é realizada preenchendo os nichos com concreto reforçado com fibras metálicas. O objetivo do trabalho é avaliar a resistência dessa ligação com chave de cisalhamento através de ensaios de cisalhamento direto. Foi observado aumento de 250% na resistência da ligação quando a ligação plana e lisa foi substituída por outra com chave de cisalhamento e fibras. São propostas expressões para avaliação da resistência da ligação com chave de cisalhamento que consideram a resistência do concreto, o diâmetro do conector e a presença de fibras metálicas na ligação. Ao final é mostrado um exemplo de aplicação dessas expressões no dimensionamento da interface de um tabuleiro de ponte pré-moldada rodoviária. © 2005 IBRACON. All rights reserved.

Palavras-chave: ligação de cisalhamento; concreto pré-moldado; concreto reforçado com fibras metálicas; projeto de pontes.

^a Federal University of Goiás, Escola de Engenharia Civil - UFG. Praça Universitária, s/n, Setor Universitário, CEP: 74605-220, Goiânia, GO, Brazil. Fax: + 55 62 3521 1863

^b São Paulo University, Escola de Engenharia de São Carlos - USP. Av. Trabalhador São-Carlense, 400, Centro, CEP: 13566-590, São Carlos, SP, Brazil.

1 Introdução

A associação de elementos pré-moldados com concreto moldado no local é uma das aplicações mais comuns da pré-moldagem, recebendo a denominação de peças compostas. Essa associação tem sido utilizada com sucesso na construção de pontes, onde as vigas longitudinais do tabuleiro são pré-moldadas e a laje é moldada no local. Algumas das principais vantagens do emprego das peças compostas sobre os sistemas unicamente em concreto moldado no local são a maior rapidez na execução da obra e a redução de fôrmas e cimbramentos. Essas vantagens podem ser maximizadas se a laje também for pré-moldada (Figura 1).

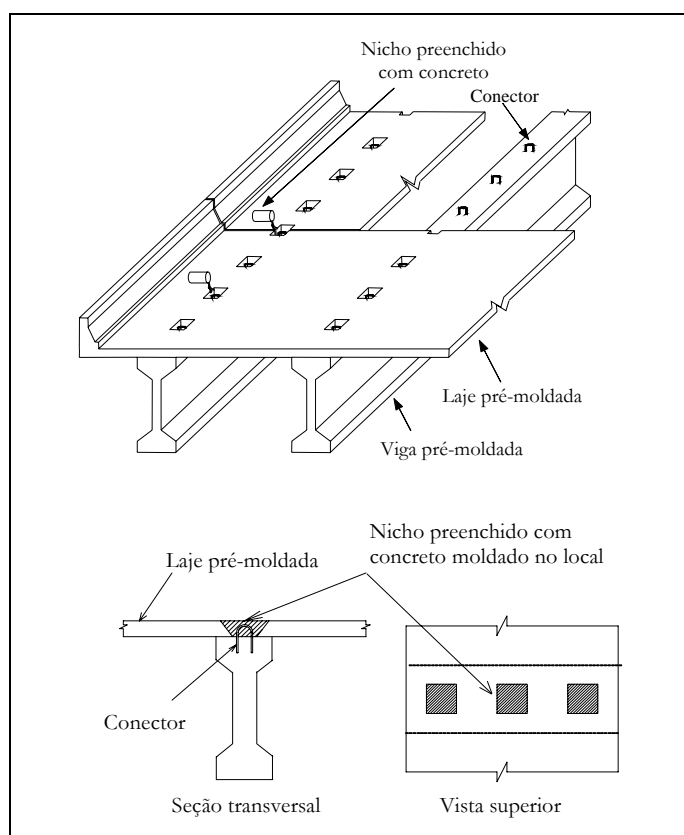


Figura 1 - Ligação viga-laje em tabuleiros de pontes compostas pré-moldadas.

A forma de ligação entre viga e laje comumente empregada em tabuleiros de pontes pré-moldadas consiste na associação de conectores metálicos com concreto moldado no local. Os conectores, formados por vergalhões de aço dobrados em forma de laço, são deixados na viga pré-moldada durante sua moldagem, e durante a montagem da estrutura eles são inseridos em nichos existentes na laje pré-moldada. Posteriormente, a ligação é realizada pelo preenchimento dos nichos com concreto moldado no local.

Apesar dessa ligação ser usual na construção de pontes, ainda não existem indicações seguras para o seu dimensionamento. Pode-se realizar o dimensionamento fazendo uma analogia com as vigas compostas formadas por viga metálica e laje de concreto pré-moldada, uma vez que neste tipo de estrutura a transferência de esforços pela interface também é feita de forma discreta por conectores

de cisalhamento [1 - 7]. As conclusões, entretanto, não podem ser aplicadas diretamente à ligação viga-laje em pontes pré-moldadas, uma vez que as ligações, nessa estrutura, consistiam de pinos soldados à viga metálica. Outra forma de dimensionar a ligação viga-laje é por meio de avaliações experimentais que fornecem a resistência da ligação para cada caso específico.

Neste trabalho, a ligação apresentada na Figura 1 é modificada através da confecção de uma chave de cisalhamento na face superior da viga pré-moldada (Figura 2). As chaves de cisalhamento aumentam a resistência ao cisalhamento da interface, uma vez que além das parcelas de resistência proporcionadas pela armadura transversal e pelo atrito na superfície de contato, elas proporcionam uma parcela adicional devido à resistência ao cisalhamento do concreto da chave [8, 9]. Também é proposto o emprego na ligação de concreto de alta resistência reforçado com fibras metálicas. A partir de ensaios de cisalhamento direto realizados pelos autores são desenvolvidas expressões para avaliar a resistência da ligação, considerando a influência da resistência do concreto moldado nos nichos, do diâmetro do conector e da adição de fibras metálicas. Estas foram adicionadas apenas nas ligações com chave de cisalhamento, uma vez que nas ligações planas elas tendem a não apresentar bom desempenho por não estarem ancoradas em ambos os lados do plano de cisalhamento.

Ao final do trabalho é mostrado um exemplo de aplicação das expressões propostas no dimensionamento da ligação viga-laje de uma ponte pré-moldada rodoviária.

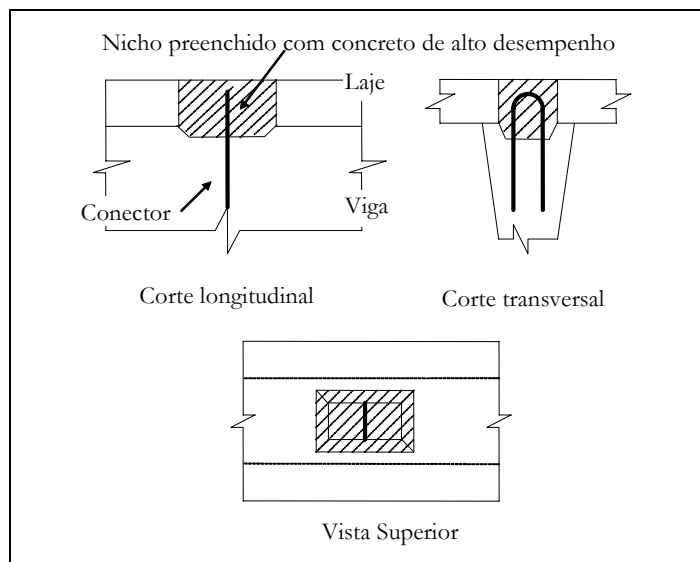


Figura 2 - Ligação viga-laje modificada pela confecção de chave de cisalhamento.

2 Programa Experimental

2.1 Descrição dos ensaios

Foram realizados vinte e cinco ensaios de cisalhamento direto, seis com superfície de contato plana e dezenove com chave de cisalhamento. As variáveis analisadas nos ensaios foram: forma da superfície de contato, resistência do concreto moldado nos nichos, volume de fibras adicionadas

à ligação e diâmetro do conector. Na Tabela 1 são mostradas as principais características dos corpos-de-prova ensaiados.

Tabela 1 - Ensaios de cisalhamento direto realizados.

Traço ^(a)	ϕ_s (mm) ^(b)	V_f (%) ^(c)	Campo de Prova ^(d)
Traço 1	10	-	PL-M1-10-0
	12.5	-	PL-M1-12.5-0
	8	-	PR-M1-8-0
	10	-	PR-M1-10-0
	0	-	C-M1-0-0
	8	-	C-M1-8-0
	10	-	C-M1-10-0
	12.5	-	C-M1-12.5-0
Traço 2	12.5	1.50	C-M1-12.5-1.50
	8	-	C-M2-8-0
	8	0.75	C-M2-8-0.75
	8	1.50	C-M2-8-1.50
	10	-	C-M2-10-0
	10	0.75	C-M2-10-0.75
	10	1.50	C-M2-10-1.50
	12.5	-	C-M2-12.5-0
	12.5	0.75	C-M2-12.5-0.75
	12.5	0.75	C-M2-12.5-0.75-b
12.5	0.75	C-M2-12.5-0.75-c	
12.5	1.50	C-M2-12.5-1.50	
Traço 3	12.5	-	PL-M3-12.5-0
	8	-	PR-M3-8-0
	8	-	C-M3-8-0
	10	-	C-M3-10-0
	12.5	1.50	C-M3-12.5-1.50

(a) A resistência a compressão do concreto empregado na ligação variou de 50 MPa a 100 MPa; (b) diâmetro do conector; (c) as fibras usadas eram do tipo DRAMIX RL-45/30 BN com ganchos nas extremidades; (d) na nomenclatura dos corpos-de-prova, a primeira letra representa o tipo de superfície (Plana Lisa, Plana Rugosa ou com Chave), as duas letras seguintes representam o traço empregado na ligação, o número seguinte o diâmetro do conector e o último número o volume de fibras adicionadas à ligação.

O corpo-de-prova utilizado para solicitar a ligação apenas a esforços de cisalhamento consistia de três peças pré-moldadas: uma peça central, simulando a viga pré-moldada, e duas peças laterais, simulando a laje pré-moldada. O conector era formado por um vergalhão de aço dobrado em forma de laço. A ligação entre as peças laterais e a peça central era feita através da concretagem dos nichos existentes nas peças laterais. Na Figura 3 são mostradas as dimensões do corpo-de-prova utilizado no ensaio. Essas dimensões foram definidas a partir das recomendações da BS 5400 [10] e das dimensões internas do equipamento disponível no laboratório para ensaio. Este tipo de corpo-de-prova é representativo da situação real,

uma vez que as dimensões da ligação ensaiada são semelhantes às dimensões das ligações normalmente encontradas em pontes pré-moldadas de concreto.

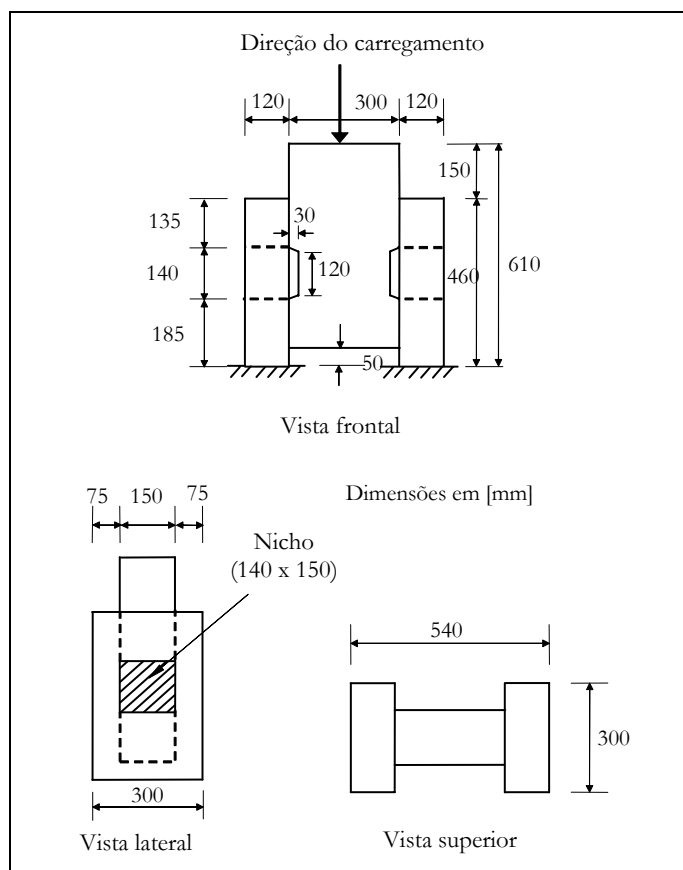


Figura 3 - Dimensões dos corpos-de-prova de cisalhamento direto ensaiados.

Os corpos-de-prova foram moldados em duas etapas. Na primeira etapa foram moldadas as peças laterais, com os nichos, e as peças centrais, deixando-se exposta parte do conector (Figura 4). Após dois dias, as peças foram desmoldadas e uma das peças laterais foi posicionada sobre a peça central. Antes disso, porém, foi passada uma fina camada de graxa sobre a superfície da peça central para retirar o atrito entre as peças pré-moldadas. Depois de posicionada a peça lateral, o nicho foi calafetado de modo a evitar a fuga de nata para fora da região da ligação, o que poderia alterar os resultados de resistência da ligação. Em seguida, a superfície de contato entre os dois concretos foi limpa com ar comprimido para retirar impurezas e partículas soltas. O nicho foi, então, umedecido, evitando que ficasse água livre, o que provocaria redução da resistência do concreto moldado no nicho. A ligação entre as peças pré-moldadas foi finalmente realizada através da concretagem do nicho, sendo mantida sob cura com espuma encharcada com água durante 24 horas (Figura 5). Depois desse período, o corpo-de-prova foi virado, sendo a ligação da segunda peça lateral realizada seguindo a mesma metodologia.

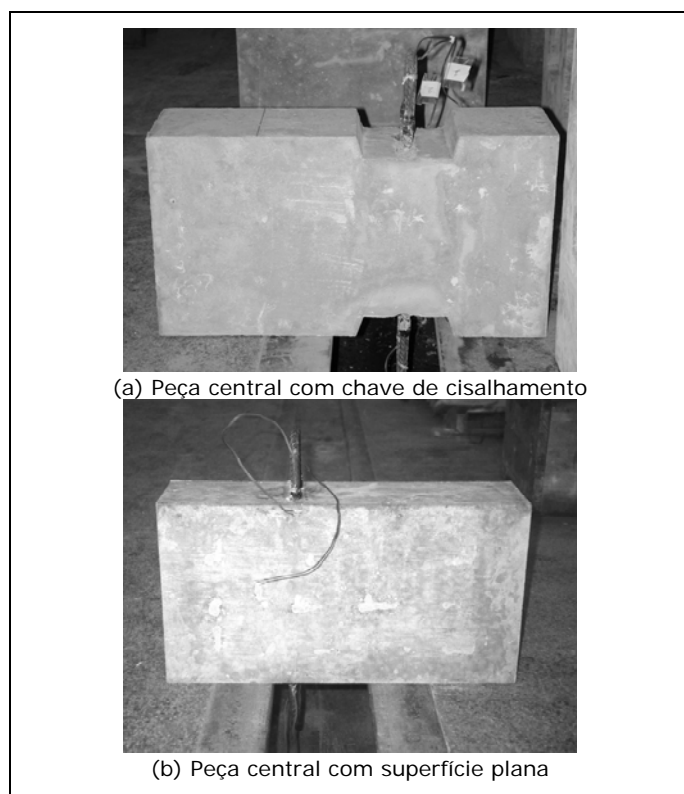


Figura 4 - Detalhe das peças centrais dos corpos-de-prova de cisalhamento direto.

Em três corpos-de-prova a superfície da ligação era plana e lisa, isto é, não foi feito nenhum tratamento na superfície da peça central de modo a torná-la rugosa, enquanto em outros três corpos-de-prova a superfície da ligação era plana e rugosa. Nestes corpos-de-prova, a rugosidade foi garantida pela colagem de pequenas tiras de isopor com 5 mm de espessura por 20 mm de largura e espaçadas de 20 mm (Figura 6). Dessa forma, foi garantida a rugosidade mínima recomendada pela NBR 9062 [11] de 5 mm a cada 30 mm.

O corpo-de-prova C-M1-0-0 foi confeccionado sem o conector na ligação. O objetivo desse ensaio era quantificar a contribuição do concreto na resistência da ligação. Foi aplicado um adesivo epóxi na superfície da peça pré-moldada antes da concretagem do nicho de modo a garantir a aderência entre a chave de cisalhamento e a peça central pré-moldada. Dessa forma, foi possível garantir que a ruptura ocorresse por cisalhamento na chave e não pela perda de aderência entre o concreto moldado no nicho e o concreto pré-moldado.

O ensaio foi realizado, com controle de deslocamento, sete dias após a concretagem da segunda ligação, empregando-se uma prensa servo-controlada (Figura 7). A velocidade de carregamento empregada, antes de atingida a resistência da ligação, variou de 0,001 mm/s a 0,006 mm/s. A menor velocidade foi empregada nos corpos-de-prova com a ligação confeccionada sem fibras, enquanto a maior velocidade foi empregada nos corpos-de-prova com fibras. Depois de caracterizada a ruptura da ligação, a velocidade de carregamento foi gradualmente aumentada até o final do ensaio.

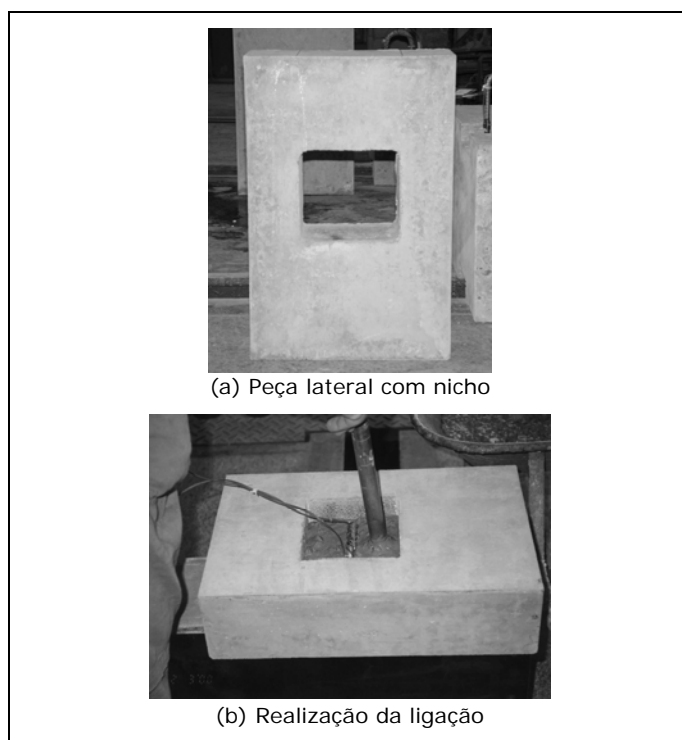


Figura 5 - Detalhe da peça lateral e realização da ligação.

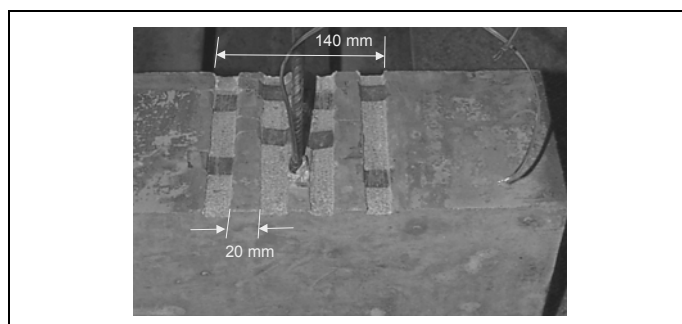


Figura 6 - Corpo-de-prova com superfície plana e rugosa (5 mm x 20 mm).

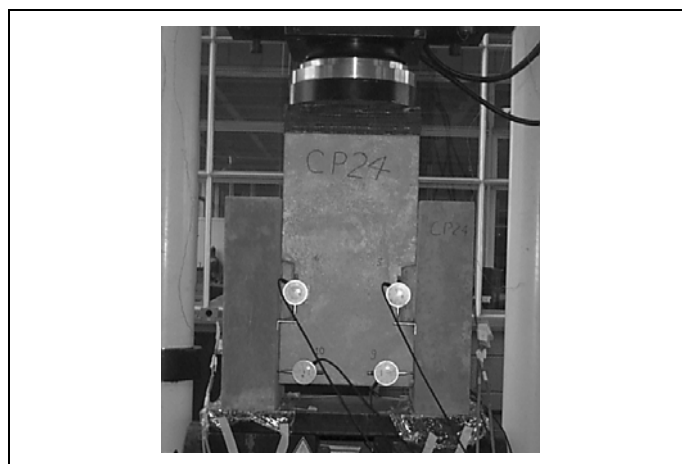


Figura 7 - Corpo-de-prova sendo ensaiado.

Tabela 2 - Relação de materiais para confecção de um metro cúbico de concreto sem fibras.

Traço	Cimento (kg)	Fumo de sílica (kg)	Areia (kg)	Agregado graúdo (kg)	fator	Superplastificante (%)
1	380	38	631	1132	0.56	1.50 ^(a)
2	460	46	616	1104	0.42	1.80 ^(a)
3	640	64	563	1011	0.32	2.20 ^(a)
4	345	-	759	1173	0.55	0.37 ^(a)

^(a) Em porcentagem do peso de cimento.

Tabela 3 – Resistências à compressão e à tração em concretos com e sem fibras.

Traço	Volume de Fibras (%)	Resistência à compressão – f_{cm} (MPa)	Resistência à tração indireta – $f_{ct,sp}$ (MPa)	Resistência à tração na flexão – $f_{ct,fl}$ (MPa)
1	0	45.0	3.2	3.96
	0.75	52.2	5.1	4.04
	1.50	48.9	6.0	4.01
2	0	73.3	3.5	5.83
	0.75	73.1	5.0	5.99
	1.50	73.1	8.1	7.80
3	0	93.7	4.7	6.80
	0.75	99.3	6.2	6.93
	1.50	101.5	8.9	8.59

2.2 Características dos materiais empregados

Foram empregados três traços diferentes para a realização da ligação das peças pré-moldadas, com resistência à compressão variando de 50 MPa a 100 MPa. Na Tabela 2 é mostrada a relação de material necessária para a confecção de um metro cúbico de concreto. Nessa tabela, os traços de 1 a 3 foram utilizados para efetuar as ligações e o traço 4 foi utilizado para confeccionar as peças pré-moldadas. Foi empregado cimento de alta resistência inicial, o que proporcionou a realização dos ensaios sete dias após a moldagem da segunda ligação. Ao concreto empregado na ligação foi adicionado fumo de sílica na proporção de 10% do peso do cimento. A areia e a brita foram obtidas na região, sendo que a brita apresentava um diâmetro máximo de 19 mm. Também foi adicionado superplastificante de modo a melhorar a trabalhabilidade da mistura. No caso do concreto empregado na ligação, sua quantidade foi definida de modo a obter um concreto com adequada trabalhabilidade que permitisse uma fácil execução da ligação das peças pré-moldadas. Desse modo, a quantidade de superplastificante mostrada na Tabela 2 foi aumentada na medida em que foram adicionadas fibras à mistura.

As fibras metálicas empregadas eram do tipo DRAMIX RL-45/30 BN com ganchos na extremidade. Elas apresentavam comprimento de 30 mm, diâmetro de 0,62 mm (relação de forma igual a 48) e uma resistência a tração mínima de 1250 MPa. Foram usados dois volumes de fibras, isto é, 0,75% e 1,50%, o que correspondem a uma quantidade de, aproximadamente, 60 kg e 120 kg de fibras por metro cúbico de concreto, respectivamente. As fibras foram adicionadas no final do processo de mistura dos traços, sendo a mistura homogeneizada por mais um minuto.

A adição das fibras não alterou a resistência à compressão do concreto, porém aumentou tanto a sua resistência à tração indireta quanto a resistência à tração na flexão (Tabela 3). Elas também proporcionaram um aumento na ductilidade do material, sendo esse aumento mais significativo nos traços de resistência mais elevada. Maiores detalhes sobre a influência das fibras no comportamento do concreto podem ser obtidos nas referências [12] e [13].

O aço empregado na confecção das peças pré-moldadas e dos conectores possuía um nítido patamar de escoamento. A tensão média de escoamento, medida a partir de ensaios de tração na armadura, era de 553 MPa, e o módulo de elasticidade médio era de 210 GPa.

2.3 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Na Figura 8 são mostradas curvas da força na ligação em função do deslizamento médio relativo entre as peças pré-moldadas para os casos de ligação com chave de cisalhamento e ligação plana com superfícies lisa e rugosa. Analisando essa figura, observa-se que a execução da chave de cisalhamento aumentou em 250% a força última da ligação quando comparada à ligação com superfície plana e lisa. A garantia de rugosidade na superfície de contato da ligação proporcionou um aumento de 165% na força última da ligação e uma energia absorvida até o pico de resistência 22 vezes maior quando comparada com a superfície lisa.

Na Tabela 4 são mostradas a resistência a compressão do concreto e a tensão normal ao plano de cisalhamento, segundo a teoria atrito-cisalhamento, obtida pelo produto da taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento (ρ) pela tensão de escoamento do aço (f_y). Por esta teoria,

uma interface rugosa é substituída por uma série de pequenos dentes inclinados sem atrito. Ao se aplicar uma força paralela à interface, uma das partes desliza sobre a outra, afastando-se e tracionando a armadura transversal à interface que reage aplicando uma força normal. A resistência da interface é então avaliada pelo produto dessa força normal por um coeficiente de atrito aparente [14]. Na tabela também é mostrada a tensão de cisalhamento última da ligação (τ_u), obtida pela divisão da resistência da ligação pela área do nicho (140 mm x 150 mm).

Tabela 4 - Resistência do concreto e tensão última da ligação.

Campo-de-prova	Resistência do concreto		ρf_y (MPa)	τ_u (MPa)
	f_{cm} (MPa)			
	Pré-Moldado	Nichos		
PL-M1-10-0	52.30	54.75	4.13	3.41 ^a
PL-M1-12.5-0	58.50	75.45	6.46	5.21 ^a
PR-M1-8-0	55.30	53.75	2.65	9.17
PR-M1-10-0	52.30	54.75	4.13	9.07
C-M1-0-0	53.58	55.10	0	9.34
C-M1-8-0	47.40	54.00	2.65	10.99
C-M1-10-0	47.40	54.00	4.13	11.91
C-M1-12.5-0	51.06	48.01	6.46	12.38
C-M1-12.5-1.50	51.60	55.75	6.46	17.06
C-M2-8-0	73.49	83.80	2.65	13.63
C-M2-8-0.75	84.61	88.60	2.65	15.24
C-M2-8-1.50	73.08	80.00	2.65	16.44
C-M2-10-0	67.63	72.81	4.13	15.07
C-M2-10-0.75	66.79	71.87	4.13	17.29
C-M2-10-1.50	66.79	72.07	4.13	18.28
C-M2-12.5-0	73.49	83.80	6.46	16.64
C-M2-12.5-0.75	53.58	80.92	6.46	22.00
C-M2-12.5-0.75-b	53.58	80.92	6.46	21.59
C-M2-12.5-0.75-c	84.61	88.60	6.46	24.74
C-M2-12.5-1.50	67.63	71.35	6.46	21.88
PL-M3-12.5-0	51.50	97.60	6.46	6.17 ^a
PR-M3-8-0	55.30	91.20	2.65	10.26
C-M3-8-0	51.06	96.76	2.65	14.76
C-M3-10-0	51.06	96.76	4.13	16.46
C-M3-12.5-1.50	51.60	96.35	6.46	20.08

(a) No caso de superfície lisa, a força última da ligação foi tomada no instante da ruptura da aderência entre o concreto moldado no nicho e o concreto pré-moldado.

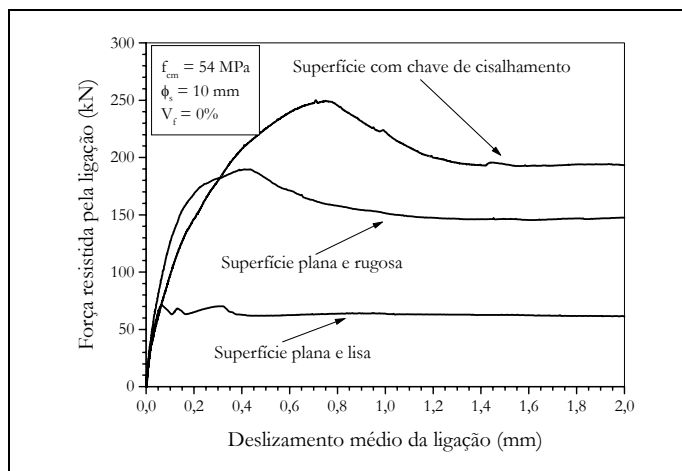


Figura 8 - Deslizamento da ligação com conector de 10 mm.

3 Expressões para avaliação da resistência da ligação viga-laje

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, foram determinadas expressões para avaliação da resistência da ligação com chave de cisalhamento. Essas expressões foram obtidas a partir de regressões lineares, correlacionando a tensão de cisalhamento última dividida pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto moldado no nicho com a tensão normal ao plano de cisalhamento (ρf_y). Foram obtidas, assim, expressões semelhantes à de Bakhoum [15] baseadas na teoria atrito-cisalhamento. Para as ligações sem adição de fibras, foi obtida a seguinte expressão:

$$\tau_u = 1,270\sqrt{f_{cm}} + 0,798\rho f_y \leq 1,8\sqrt{f_{cm}} \quad (1)$$

sendo f_{cm} a resistência média à compressão do concreto moldado no nicho. Para as ligações com adição de fibras foi obtida a seguinte expressão:

$$\tau_u = 1,388\sqrt{f_{cm}} + 1,415\rho f_y \leq 2,6\sqrt{f_{cm}} \quad (2)$$

sendo f_{cm} a resistência média à compressão do concreto moldado no nicho. A expressão (2) é válida para volumes de fibras de até 1,5%. Em ambas as expressões, a tensão última resulta em MPa. Maiores detalhes sobre o procedimento de obtenção dessas expressões podem ser encontrados na referência [16].

Essas expressões foram aplicadas para avaliar a resistência dos corpos-de-prova ensaiados. A razão entre a resistência obtida pela expressão (1) e os valores experimentais dos corpos-de-prova sem fibras apresentou valor médio de 1,000 com desvio padrão de 0,038. No caso dos ensaios com adição de fibras à ligação, a razão entre os valores obtidos pela expressão (2) e os valores experimentais apresentou valor médio de 1,018 com desvio padrão de 0,081.

As expressões (1) e (2) são escritas em função da resistência média dos materiais, fornecendo a resistência média da ligação. Para aplicação em projeto, estas expressões precisam ser modificadas de modo a levar em conta a segurança da ligação. Uma das metodologias de

segurança nas estruturas são os chamados métodos semiprobabilísticos. Nestes métodos, aliam-se conceitos de probabilidade com valores determinísticos. As ações, com valores probabilísticos ou determinísticos, são majoradas por coeficientes de ponderação enquanto as resistências, com valores probabilísticos, são minoradas [17].

A primeira modificação proposta nessas expressões é a substituição dos valores médios das resistências dos materiais por seus valores característicos. A resistência de cálculo da ligação, para a combinação última de ações, é obtida minorando as resistências características dos materiais pelos coeficientes recomendados pela NBR 8681, ou seja, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$ [17]. Além desses coeficientes, são introduzidos outros dois coeficientes, ϕ e γ_{fad} , que levam em consideração a probabilidade de falha das expressões (1) e (2) e a redução de resistência proporcionada pela fadiga do material, respectivamente.

O coeficiente ϕ leva em consideração a probabilidade de falha das expressões empíricas, isto é, a probabilidade da resistência da ligação ser inferior ao valor calculado por essas expressões. Para se obter o valor desse coeficiente foi empregado o conceito de índice de confiabilidade (β) que representa a margem de segurança de um evento ter sucesso, ou seja, indica quão longe uma estrutura está de seu estado limite para uma determinada configuração de carregamento e resistência. O índice de confiabilidade é calculado a partir da probabilidade de falha do evento, neste caso definida pelo fato da resistência avaliada pela expressão empírica ser superior à resistência experimental da ligação. Como não se dispõe de resultados experimentais em quantidade suficiente para definir uma função de distribuição de probabilidade, foi admitido que a resistência da ligação segue uma distribuição normal.

Se for desejado que a resistência da ligação avaliada pelas expressões empíricas tenha uma probabilidade de 95% de ser igual ou menor que os valores obtidos de ensaios ($p_f = 5\%$), o coeficiente de minoração da resistência a ser aplicado é calculado por:

$$\phi = 1 - \beta \cdot \delta \quad (3)$$

sendo $\beta = 1,65$ ($p_f = 5\%$) e $\delta = S/M$ o coeficiente de variação. S e M são o desvio padrão e a média, respectivamente, da relação entre a resistência calculada pelas expressões empíricas e os resultados obtidos dos ensaios. Logo obtém-se $\phi = 0,94$ para a ligação sem fibras e $\phi = 0,87$ para a ligação com fibras. Esses valores são superiores ao recomendado em alguns trabalhos ($\phi = 0,83$) para a determinação da resistência característica de peças de concreto ensaiadas em laboratório, e pode ser obtido da expressão (3) usando $\delta = 0,1$ e $\beta = 1,7$ [18]. Neste trabalho optou-se por usar o valor de $\phi = 0,83$ tanto para as ligações com fibras quanto para as ligações sem fibras. Na Figura 9 alguns resultados experimentais são comparados com a expressão (2) e com esta expressão minorada pelo coeficiente ϕ . Nota-se que, como era de se esperar, os valores previstos pela expressão empírica minorada pelo coeficiente ϕ são sempre inferiores aos resultados experimentais.

As estruturas de pontes são submetidas a milhares de ciclos de carregamento e descarregamento durante sua vida útil,

sendo fundamental o dimensionamento dos elementos estruturais ao fenômeno da fadiga. Não há resultados experimentais que avaliem a redução da resistência por fadiga dessa ligação. Sendo assim, optou-se por empregar recomendações de ligações semelhantes. A FIP, em 1982 [19], publicou algumas recomendações para o projeto de ligações entre concretos moldados em idades diferentes. Dentre elas, há a que sugere reduzir pela metade a parcela da resistência estática da ligação proporcionada pelo concreto quando a mesma é submetida a esforços repetidos. Esta recomendação vale para ligações baseadas na teoria atrito-cisalhamento, que foi empregada na dedução das expressões empíricas deste trabalho. Portanto, optou-se por empregar $\gamma_{fad} = 2$ nas ligações sem adição de fibras.

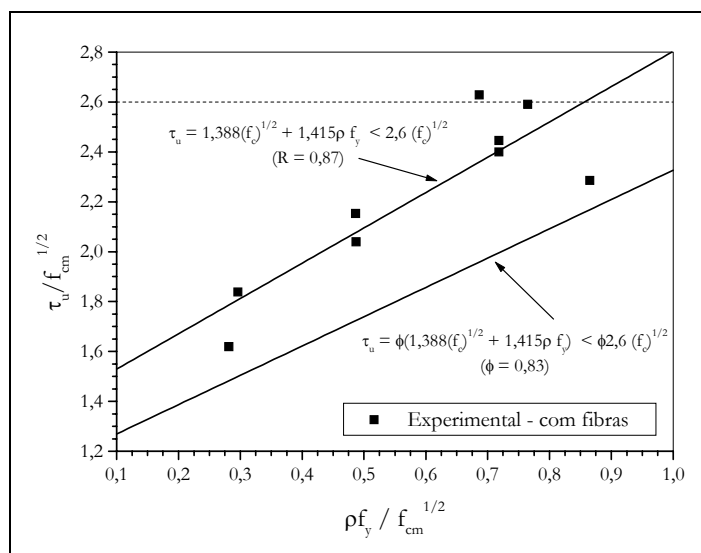


Figura 9 - Resistência da ligação com chave de cisalhamento e fibras por equações empíricas.

A adição de fibras à ligação reduz sua perda de rigidez e aumenta sua resistência à fadiga, aqui definida como o maior carregamento que pode ser aplicado à ligação de modo que não ocorra a ruptura da mesma após um milhão de ciclos de carregamento e descarregamento. Normalmente, esta resistência é definida como uma porcentagem da resistência estática da ligação. A maioria dos trabalhos existentes trata da fadiga do concreto reforçado com fibras quando submetido à flexão, alguns quando submetido a esforços de compressão e poucos quando submetidos a esforços de cisalhamento. De modo geral, observa-se que as fibras não aumentam a resistência à fadiga do concreto quando submetido a esforços de compressão [20]. Quando submetido a esforços de flexão ou de cisalhamento, as fibras permitem que o concreto alcance uma resistência à fadiga de 90% de sua resistência estática [21, 22]. Neste trabalho optou-se pelas observações da referência [23], obtidas de ensaios à flexão, que verificou que concretos com resistência à compressão de 120 MPa suportam um milhão de ciclos com resistência à fadiga de 73% de sua resistência estática. Esta conclusão foi obtida de ensaios com fibras de maior relação de forma que a empregada neste trabalho. Porém, outros trabalhos mostraram que a relação de forma das fibras tem pouca influência na resistência à fadiga [24]. Optou-se, portanto,

por usar $\gamma_{fad} = 1,4$ nas ligações com adição de fibras ($\gamma_{fad} \approx 1/0,73$).

Portanto, a resistência de cálculo da ligação com chave de cisalhamento pode ser avaliada pela seguinte expressão:

$$F_{lig,d} = A_n \tau_{u,d} \quad (4)$$

sendo A_n a área do nicho. Para chaves sem adição de fibras, a tensão de cisalhamento última vale:

$$\tau_{u,d} = \phi \left(\frac{1,270}{\gamma_{fad}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} + 0,798 \rho \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \leq 1,8 \frac{\phi}{\gamma_{fad}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (5)$$

Para chaves com adição de fibras até o volume máximo de 1,5%, a tensão de cisalhamento última vale:

$$\tau_{u,d} = \phi \left(\frac{1,388}{\gamma_{fad}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} + 1,415 \rho \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \leq 2,6 \frac{\phi}{\gamma_{fad}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (6)$$

Com relação à ligação plana e rugosa, não há resultados experimentais suficientes para a determinação de uma

expressão empírica. Neste caso, sugere-se o emprego das expressões desenvolvidas por Tassios e Vintzeleou para interfaces rugosas entre peças pré-moldadas de concreto [25]. Os autores propuseram um modelo baseado na teoria atrito-cisalhamento e na contribuição da resistência ao corte da armadura transversal à interface. Maiores detalhes sobre este modelo e sobre sua aplicação à ligação plana e rugosa deste trabalho podem ser encontrados na referência [26].

Com o objetivo de permitir comparações, são mostradas na Tabela 5 as resistências de algumas ligações obtidas por essas expressões variando o diâmetro do conector. Também são mostrados os valores obtidos pela FIP [19] para superfície intencionalmente rugosa. A resistência do concreto moldado no nicho foi adotada constante em 65 MPa e a dimensão adotada para o nicho foi de 180 mm x 180 mm. Na Figura 10 é mostrada a variação da resistência da ligação em função da taxa de armadura empregando as expressões (5) e (6).

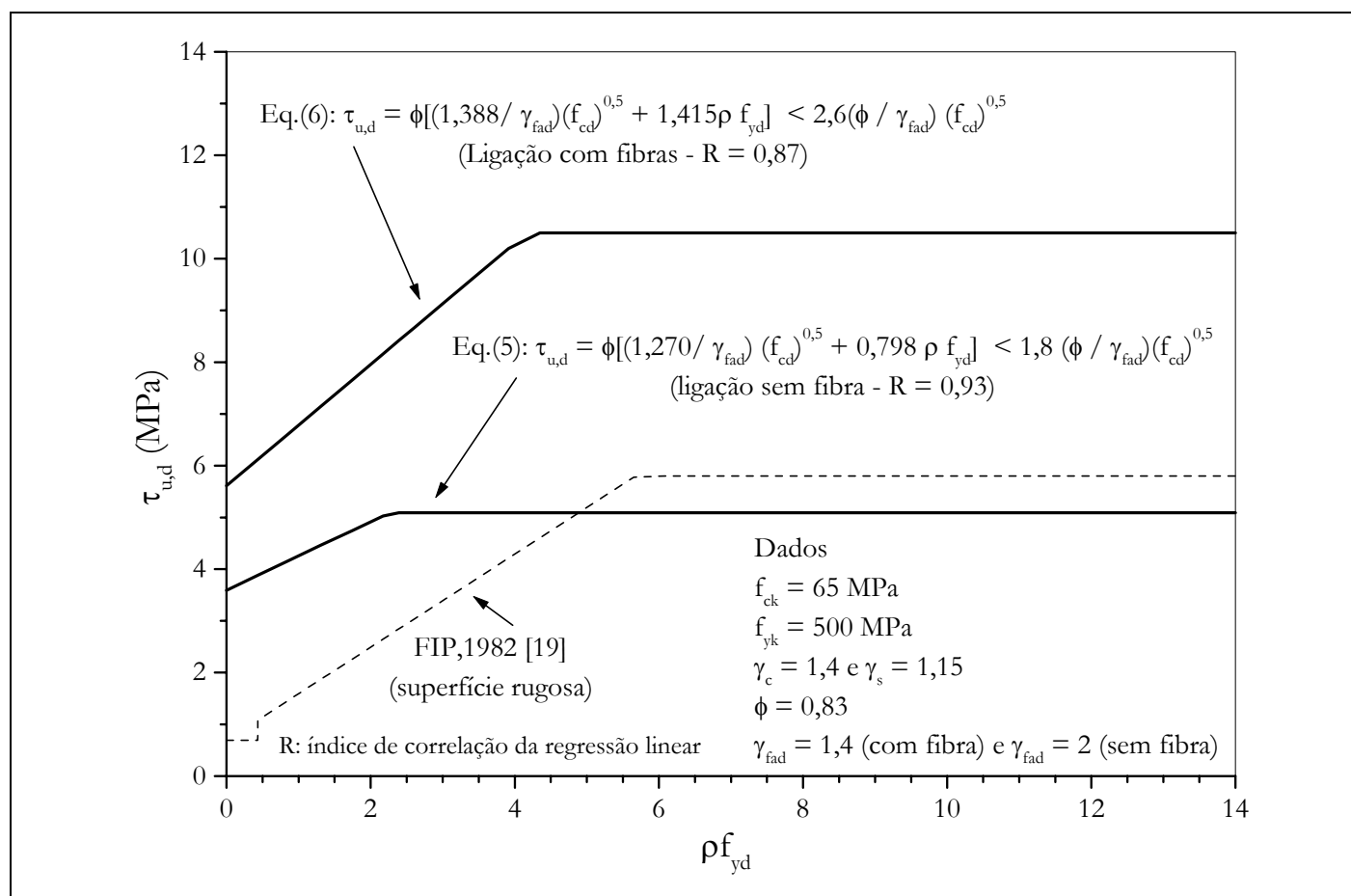


Figura 10 - Resistência de cálculo da ligação com chave de cisalhamento em função da taxa de armadura.

4 Exemplo de aplicação

4.1 Dados do Projeto

A seguir é apresentado um exemplo de associação de viga pré-moldada com laje pré-moldada. Trata-se da estrutura

típica de uma ponte rodoviária da classe 45 [27]. Ela é constituída por sete vãos simplesmente apoiados de 29 m de comprimento cada e possui uma largura total de 14 m. A superestrutura é formada por cinco longarinas de concreto ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$), pré-moldadas e protendidas, quatro

transversinas, sendo duas de apoio e duas intermediárias, e a laje moldada no local. Cada vão foi tratado isoladamente, ou seja, não foi admitida continuidade do tabuleiro. Originalmente essa estrutura foi dimensionada com laje moldada no local. Para efeito de exemplificação, a laje foi admitida pré-moldada com as mesmas dimensões da laje moldada no local. Na Figura 11 são mostrados alguns detalhes da geometria dessa ponte.

O objetivo desse exemplo é mostrar a aplicação das expressões empíricas mostradas no item anterior. Para tanto, é necessário o conhecimento dos esforços na interface, provenientes do carregamento externo, que são função do esquema construtivo adotado.

Tabela 5 - Resistência da ligação viga-laje (nicho com 180 mm x 180 mm e $f_{ck} = 65$ MPa).

Ligação	Volume de fibras (%)	Diametro do conector (mm) ^(b)	Resistência de cálculo da ligação- $F_{lig,d}$ (kN)	FIP ^(c) (kN)
Chave	0.75	1 ϕ 12.5 $\rho = 0.00759$	307.0	118.7
		1 ϕ 10 $\rho = 0.00485$	261.9	83.9
		1 ϕ 8 $\rho = 0.00310$	233.0	61.8
Chave	0	1 ϕ 12.5 $\rho = 0.00759$	164.9	118.7
		1 ϕ 10 $\rho = 0.00485$	161.6	83.9
		1 ϕ 8 $\rho = 0.00310$	145.3	61.8
Plana e rugosa ^(a)	0	1 ϕ 12.5	100.8	109.6
		1 ϕ 10	80.7	74.9
		1 ϕ 8	79.9	52.7

(a) Na superfície plana e rugosa, foi utilizada a resistência do menor concreto na ligação, neste caso a da peça pré-moldada admitida igual a 30 MPa. Foi empregado, também, $\gamma_{rad} = 2$; (b) aço com $f_{yk} = 500$ MPa; (c) resistência calculada segundo a FIP [17] para superfície intencionalmente rugosa (categoria 2) submetida à fadiga: $\tau_{ad} = 0,2 f_{ctd} + 0,9 \rho f_{yd} \leq 0,125 f_{ctd}$

Após a colocação das longarinas e execução das transversinas, os painéis de concreto são apoiados sobre as longarinas e a ligação é realizada através do preenchimento dos nichos com concreto de alto desempenho. Nesse processo construtivo, as transversinas são desligadas da laje para facilitar a execução do tabuleiro. A segunda fase de protensão nas longarinas é feita após o concreto do nicho alcançar a resistência necessária para garantir a transferência de esforços pela interface. De acordo com essa sequência, os esforços que atuam na seção composta são a segunda fase de protensão da longarina, o peso próprio dos elementos acessórios (g_3) e o carregamento móvel (q). Esses são os esforços que devem ser transferidos pela interface. Neste exemplo foram considerados apenas os esforços provenientes do peso próprio e do carregamento móvel. Os esforços provenientes da segunda fase de protensão agem em sentido contrário aliviando a

solicitação na interface. Por simplicidade, eles foram desconsiderados.

4.2 Solicitação nas ligações

Os esforços solicitantes nas longarinas devido à carga móvel foram obtidos empregando o trem-tipo da NBR-7188 [27]. Na Tabela 6 são apresentados os esforços na seção do meio do vão da longarina de extremidade para os carregamentos g_1 (peso próprio da viga pré-moldada), g_2 (peso próprio da laje e das transversinas), g_3 (peso próprio do revestimento e do guarda-corpo) e móvel. Esses esforços foram obtidos do sistema construtivo com laje moldada no local. No caso do sistema construtivo com laje pré-moldada, a flange superior da viga pré-moldada foi reduzida para melhor apoiar a laje, porém não resultou em alterações significativas nos esforços devido ao peso próprio.

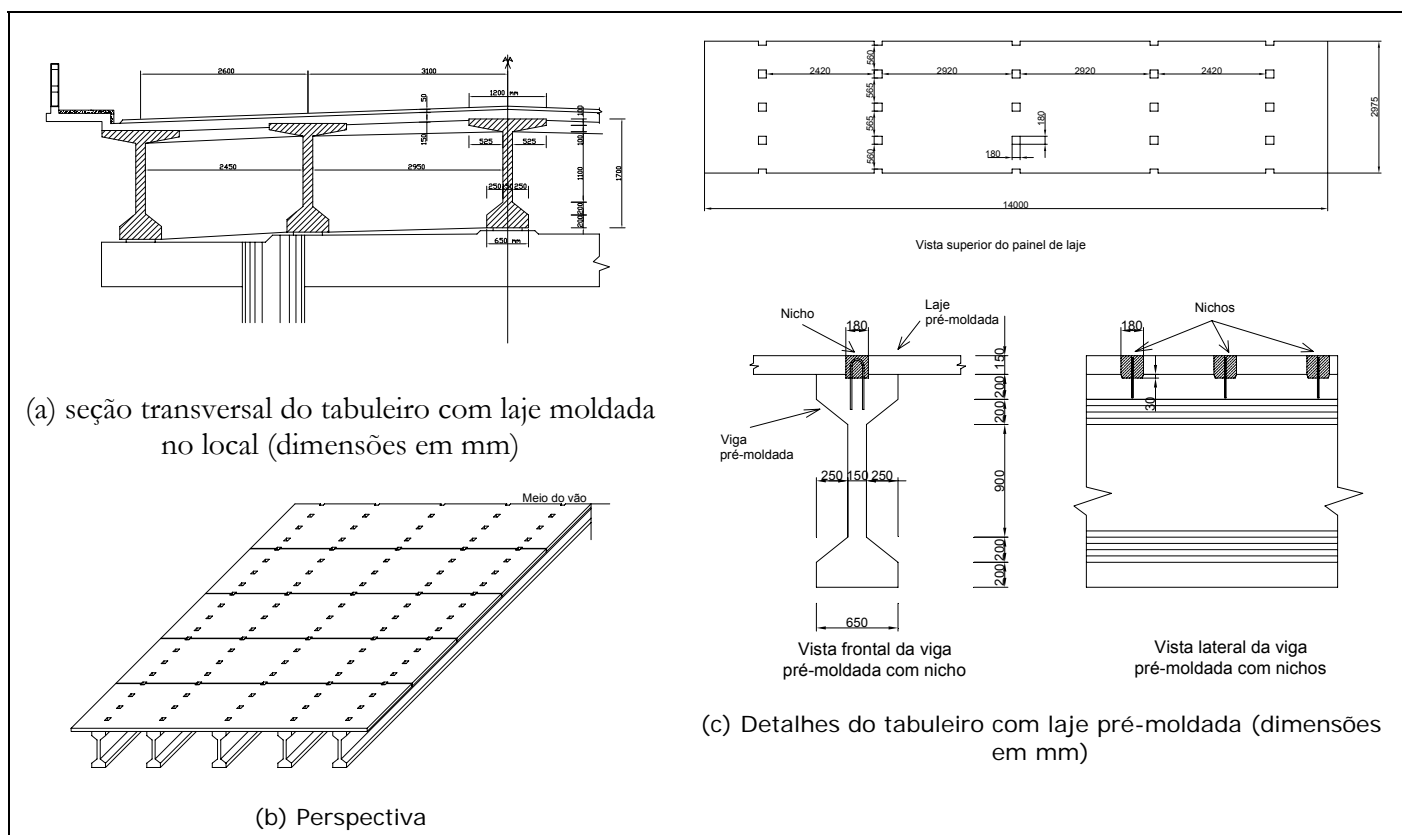


Figura 11 - Tabuleiro de ponte com viga e laje pré-moldadas.

Tabela 6 - Momento fletor e força cortante no meio do vão da longarina de extremidade.

Carregamento	Momento fletor (kN.m)	Força Cortante (kN)
g_1	1495	205.1
g_2	1606	220.3
g_3	510	70.0
q	3143	446.8

Os esforços na interface viga-laje foram avaliados empregando a seguinte expressão simplificada:

$$\tau = \frac{V}{0,9bd} \quad (7)$$

sendo V a força cortante, b a largura da interface e d a altura útil da viga composta. Essa expressão é função da força cortante na seção. Sendo assim, os esforços na interface seguem uma distribuição semelhante ao da força cortante ao longo do vão. Na Tabela 7 é mostrada a tensão de cisalhamento na interface em cada uma das seções de cálculo da longarina mais solicitada, a de extremidade. Para a largura da interface foi adotado o valor de 180 mm. Diferente da solução com laje moldada no local em que os esforços são transmitidos por toda a face superior da viga pré-moldada, na solução com laje pré-moldada os esforços são transmitidos pelas ligações discretas ao longo do vão. Dessa forma, a largura da interface foi definida igual à largura do nicho, que, por sua vez, foi admitida aproximadamente igual à largura da alma da viga pré-moldada. A altura útil da viga composta, 1,73 m, foi obtida

a partir da distribuição da armadura no meio do vão, sendo admitida constante ao longo do vão.

Definida a solicitação na interface, o próximo passo consistiu na escolha do tipo de ligação e do espaçamento dos nichos na interface. Há várias maneiras de dimensionar a ligação. Neste trabalho optou-se por inicialmente adotar o espaçamento e as dimensões dos nichos e a partir daí definir o diâmetro do conector, a resistência do concreto e o tipo de ligação que garantisse à ligação uma resistência superior à solicitação na interface. A escolha inicial do espaçamento e das dimensões dos nichos foi feita com o intuito de padronizar as dimensões da laje pré-moldada, o que facilitaria a sua produção em série. Foi adotado um espaçamento de 720 mm entre nichos, o que significa colocar, aproximadamente, quatro nichos entre seções de cálculo. Dessa forma, cada painel de laje poderia ter, por exemplo, 2,90 m de largura. Quanto às dimensões do nicho, uma delas foi adotada aproximadamente igual à largura da alma da viga pré-moldada (180 mm). A outra dimensão foi adotada também com 180 mm, uma vez que nos resultados de ensaios disponíveis as duas dimensões do nicho eram sempre próximas, não havendo comprovação experimental que as expressões empíricas deduzidas possam ser diretamente aplicadas em nichos com outras relações entre os lados. Na Tabela 7 também é mostrada a máxima força que cada ligação, entre duas seções de cálculo adjacentes, deve resistir bem como a sua máxima variação em função da ação da carga móvel. A força na ligação foi obtida multiplicando a tensão de cisalhamento na interface em cada seção de cálculo pela largura da interface e pelo espaçamento entre nichos. No caso do trecho próximo ao apoio, compreendido entre as seções 4 e 5, a

força cortante foi reduzida em função do efeito de arco que surge próximo ao apoio. Dessa forma, a tensão de cisalhamento usada no cálculo da força transmitida para a ligação junto ao apoio foi aquela da seção situada a uma distância igual à altura da viga pré-moldada, isto é, 1,70 m ($\tau = 1674,5 \text{ kN/m}^2$).

Tabela 7 - Tensão de cisalhamento na interface da viga composta de extremidade.

Seção	5	4	3	2	1	0
V_{g3} (kN)	0	14.0	28.0	42.0	56.0	61.8
$V_{q,max}$ (kN)	158.0	205.8	258.8	316.6	379.3	407.5
$V_{q,min}$ (kN)	-158.0	-114.5	-76.0	-43.3	-14.7	0
τ (kN/m ²)	563.8	784.3	1023.3	1279.5	1553.2	1674.5
F_{lig} (kN) ^(a)	73.1	101.6	132.6	165.8	201.3	217.0
ΔF_{lig} (kN) ^(b)	146.1	148.1	154.8	166.4	182.2	188.4

^(a) F_{lig} : maximum shear force in each connection obtained from $F_{lig} = \tau \times b \times e$, where $e = 720 \text{ mm}$ is the distance between the pockets and $b = 180 \text{ mm}$ is the interface width; ^(b) ΔF_{lig} : variation of the force on connection.

Tabela 8 – Possibilidades de conectores na ligação viga-laje com superfície plana e rugosa.

Dimensões do riocho (mm)	Espaçamento (mm)	Solicitação de cálculo na ligação (KN)					Diâmetro do conector e resistência da cálculo da ligação				
		Tercho					Trecho				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Estado limite último ^(a)											
180 x 180	720	303.8	281.8	232.1	185.8	142.4	Não compatível				
	540	227.8	211.4	174.1	139.3	106.8	φ16 mm (222.8 kN)	φ16 mm (222.8 kN)	φ12,5 mm (178.9 kN)	φ10 mm (148.5 kN)	φ8 mm (125.5 kN)
	360	151.9	140.9	116.1	92.9	71.2	φ12,5 mm (178.9 kN)	φ10 mm (148.5 kN)	φ8 mm (125.5 kN)	φ8 mm (125.5 kN)	φ8 mm (125.5 kN)
180 x 270	810	341.8	317.1	261.1	209.0	160.2	Não compatível				
	675	284.8	264.2	217.6	174.1	133.5	φ16 mm (279.4 kN)	φ16 mm (279.4 kN)	φ12,5 mm (228.1 kN)	φ10 mm (190.8 kN)	φ8 mm (163.2 kN)
	540	227.8	211.4	174.1	139.3	106.8	φ12,5 mm (228.1 kN)	φ12,5 mm (228.1 kN)	φ10 mm (190.8 kN)	φ8 mm (163.2 kN)	φ8 mm (163.2 kN)
Estado limite Último de Fadiga ^(b)											
180 x 180	720	188.4	182.2	166.4	154.8	148.1	Não compatível				
	540	141.3	136.7	124.8	116.1	111.1	φ16 mm (146.0 kN)	φ16 mm (146.0 kN)	φ16 mm (146.0 kN)	φ16 mm (146.0 kN)	φ16 mm (146.0 kN)
	360	94.2	91.1	83.2	77.4	74.1	φ12,5 mm (109.2 kN)	φ12,5 mm (109.2 kN)	φ12,5 mm (109.2 kN)	φ10 mm (86.6 kN)	φ10 mm (86.6 kN)
180 x 270	810	212.0	205.0	187.2	174.2	166.6	Não compatível				
	675	176.6	170.8	156.0	145.1	138.8	φ16 mm (174.6 kN)	φ16 mm (174.6 kN)	φ16 mm (174.6 kN)	φ16 mm (174.6 kN)	φ16 mm (174.6 kN)
	540	141.3	136.7	124.8	116.1	111.1	φ16 mm (174.6 kN)	φ16 mm (174.6 kN)	φ16 mm (174.6 kN)	φ12,5 mm (134.1 kN)	φ12,5 mm (134.1 kN)

^(a) $F_{lig,d} = \gamma_r F_{lig}$, com $\gamma_r = 1,4$. Para o cálculo da resistência da ligação foram considerados $\gamma_{rad} = 1,0$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

^(b) $F_{lig,ser} = \Delta F_{lig}$. Para o cálculo da resistência da ligação foram considerados $\gamma_c = 1,4$, $\gamma_s = 1,0$ e $\gamma_{rad} = 2,0$. Apenas a parcela resistente do concreto foi afetada pela fadiga.

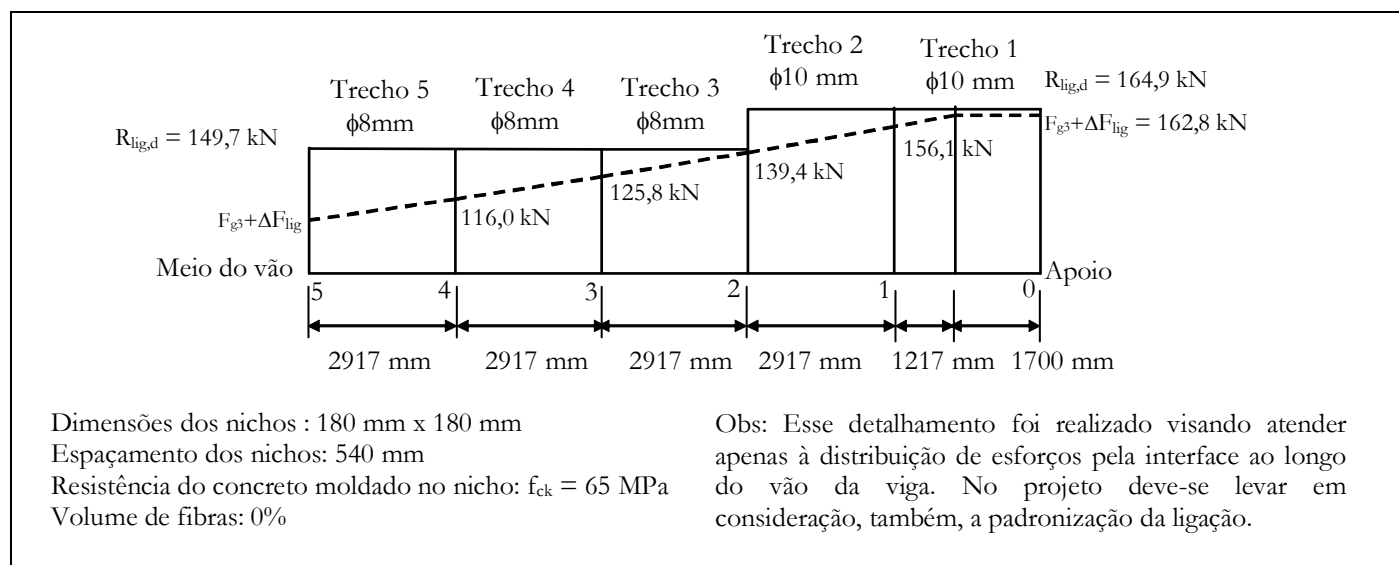


Figura 12 - Diagrama de solicitação e resistência da interface ao longo do vão – ligação com chave de cisalhamento sem fibras e espaçamento entre nichos de 540 mm.

Tabela 9 – Diâmetro dos conectores na ligação viga-laje com chave de cisalhamento.

Nicho (mm)	Espaçamento (mm)	Diâmetro do conector e resistência de cálculo da ligação – Estado Limite Último ^(a)					Diâmetro do conector e resistência de cálculo da ligação – Estado Limite Último de Fadiga ^(b)				
		Trecho					Trecho				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Superfície com chave de cisalhamento e fibra											
180 x 180	720	Ø8 mm (305.7 kN)					Ø8 mm (240.7 kN)				
	540	Ø8 mm (305.7 kN)					Ø8 mm (240.7 kN)				
	360	Ø8 mm (305.7 kN)					Ø8 mm (240.7 kN)				
180 x 270	810	Ø8 mm (432.8 kN)					Ø8 mm (331.5 kN)				
	675	Ø8 mm (432.8 kN)					Ø8 mm (331.5 kN)				
	540	Ø8 mm (432.8 kN)					Ø8 mm (331.5 kN)				
Superfície com chave de cisalhamento sem fibra											
180 x 180	720	Ø12.5 mm (303.4 kN)	Ø8 mm (261.7 kN)			Non compatible					
	540	Ø8 mm (261.7 kN)					Ø8 mm (149.7 kN)				
	360	Ø8 mm (261.7 kN)					Ø8 mm (149.7 kN)				
180 x 270	810	Ø8 mm (378.0 kN)			Ø10 mm (226.5 kN)		Ø8 mm (207.8 kN)				
	675	Ø8 mm (378.0 kN)					Ø8 mm (207.8 kN)				
	540	Ø8 mm (378.0 kN)					Ø8 mm (207.8 kN)				

^(a) Para o cálculo da resistência da ligação foram considerados nas expressões (5) e (6) $\gamma_{fad} = 1,0$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

^(b) Para o cálculo da resistência da ligação foram considerados $\gamma_c = 1,4$, $\gamma_s = 1,0$, $\gamma_{fad} = 1,4$ (ligação com fibra) e $\gamma_{fad} = 2,0$ (ligação sem fibra).

4.3 Dimensionamento da ligação

O dimensionamento é feito de forma a atender ao estado limite último da combinação normal, com a máxima solicitação na ligação (F_{lig}) e a resistência não reduzida pela fadiga, bem como ao estado limite último de fadiga, com a variação da força na ligação (ΔF_{lig}) e a resistência reduzida pela fadiga.

Na Tabela 8 são apresentados os esforços e as possibilidades de conectores que podem ser empregados quando a ligação é plana e rugosa. Na Tabela 9 são apresentados os diâmetros dos conectores quando a ligação é realizada com chave de cisalhamento, com ou sem adição de fibras. Na Figura 12 é ilustrado o caso de ligação com chave de cisalhamento sem fibras. Nessa figura é mostrada, em forma de diagrama, a solicitação e a resistência de cálculo da interface admitindo os nichos espaçados de 540 mm. O detalhamento aqui realizado visou atender apenas à distribuição de esforços pela interface ao longo do vão da viga. No projeto deve-se levar em consideração, também, a padronização da ligação.

Neste exemplo, o emprego da ligação plana e rugosa requereu o emprego de conectores com elevado diâmetro, o que dificulta a execução da ligação. Com o nicho de 180 mm x 180 mm e conector de 16 mm, o máximo espaçamento possível entre nichos foi de 540 mm. Com conector de 16 mm de diâmetro e nicho ampliado para 180 mm x 270 mm, o maior espaçamento possível foi de 675 mm. O dimensionamento da ligação foi definido pelas solicitações no estado limite último de fadiga, sendo menor a armadura necessária para resistir ao estado limite último da combinação normal.

A substituição da ligação plana e rugosa por outra com chave de cisalhamento alterou o detalhamento da ligação. Com a ligação sem fibras, com exceção do caso de nicho com 180 mm x 180 mm e espaçamento de 720 mm, foi possível prover uma ligação que resistisse às solicitações na interface em todas as demais situações. O diâmetro máximo do conector necessário na ligação foi de 10 mm. Com a adição de fibras ao concreto moldado no nicho, foi possível prover uma ligação que atendesse a todas as situações analisadas com um conector de apenas 8 mm de diâmetro. Na ligação sem fibras, o dimensionamento na situação de nichos mais espaçados também foi definido pelas solicitações no estado limite último de fadiga. Com a adição de fibras, a fadiga deixou de ser um fator limitante no dimensionamento da ligação.

O emprego da chave de cisalhamento permitiu um maior espaçamento dos nichos na interface. Além disso, reduziu o diâmetro do conector necessário na ligação, o que pode facilitar o trabalho de montagem na obra. Observa-se, também, que com a adição de fibras ao concreto o nicho de 180 mm x 180 mm mostrou-se adequado, tornando desnecessário o aumento do tamanho do nicho para redução do diâmetro do conector. Deve-se apenas observar que se forem usados espaçamentos muito grandes entre os nichos haverá uma maior concentração de força na ligação, o que pode resultar na ruptura do concreto da viga pré-moldada. A verificação dessa ruptura pode ser feita considerando a atuação do carregamento permanente g_3 e da carga móvel (q) a partir da adaptação do modelo de treliça [28].

Vale ressaltar que o dimensionamento aqui realizado levou em consideração a totalidade da variação da força na ligação provocada pela carga móvel. Segundo a NBR-6118: 2003 [29], esta variação pode ser reduzida pelo coeficiente ψ_1 que leva em consideração o tipo de carregamento aplicado à estrutura e o tipo de elemento estrutural analisado. No caso de vigas principais de pontes rodoviárias, esta norma recomenda para o coeficiente ψ_1 o valor 0,5. Realizando o dimensionamento da ligação com este coeficiente redutor, verifica-se que o emprego da chave de cisalhamento também reduz o diâmetro do conector. Neste caso, porém, a adição de fibras não proporciona alteração no detalhamento da ligação, isto é, tanto a ligação com chave de cisalhamento e fibra quanto a ligação com chave de cisalhamento sem fibra atendem a todas as situações analisadas com um conector de apenas 8 mm de diâmetro.

5 Conclusões

Os resultados apresentados neste trabalho mostram que a confecção da chave de cisalhamento na ligação aumenta significativamente a resistência da ligação quando comparada às ligações com superfície plana e lisa. A garantia de rugosidade na superfície da peça pré-moldada também aumenta sua resistência quando comparado com a superfície lisa. A principal vantagem da ligação com chave sobre a ligação plana e rugosa é a possibilidade do emprego de fibras metálicas que contribuem na resistência e na absorção de energia pela ligação.

Em termos quantitativos, a principal conclusão obtida dos ensaios de cisalhamento direto foi que execução da chave de cisalhamento na ligação aumentou em 250% a sua resistência quando comparada com a ligação com superfície plana e lisa. A garantia de rugosidade na superfície de contato aumentou em 165% a resistência da ligação, também comparada com a superfície lisa. Esses valores foram obtidos dos ensaios com conector de 10 mm e com um concreto moldado no nicho de resistência igual a 50 MPa

A partir dos ensaios foram propostas expressões empíricas para a avaliação da resistência da ligação com chave de cisalhamento. Essas expressões foram modificadas de modo a considerar a segurança da estrutura e em seguida aplicadas no dimensionamento da interface de uma ponte rodoviária com viga e laje pré-moldadas. Esta análise mostrou que é possível empregar a solução com laje pré-moldada a partir da escolha adequada da ligação na interface. No exemplo apresentado o emprego de chaves de cisalhamento com fibras mostrou-se mais adequado por permitir um maior espaçamento dos nichos aliado ao emprego de conectores com menor diâmetro na ligação. Comparando a alternativa proposta com a alternativa usual com superfície plana rugosa, com nichos de 180 mm x 180 mm e espaçamento de 540 mm, nota-se que no trecho de maior solicitação (trecho 1) a armadura passa de $1\phi 16$ mm para $1\phi 8$ mm. Além disso, a confecção da chave de cisalhamento e a adição de fibras ao concreto permitiu aumentar o espaçamento dos nichos para 720 mm.

O emprego das expressões propostas neste trabalho apresenta um avanço no projeto deste tipo de estrutura,

uma vez que não existem critérios de projeto adequados. Sendo assim, a solução com viga e laje pré-moldadas pode ser aplicada com êxito nas situações onde a rapidez da execução da obra seja um fator decisivo, como, por exemplo, em vias de tráfego intenso.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES - e à Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP - pelo financiamento deste trabalho. Agradecem, também, às empresas Camargo Corrêa Cimentos S.A. e Belgo-Mineira Bekaert Arames S.A. pela doação de materiais empregados nos ensaios.

7 Referências Bibliográficas

- [1] SHIM, C.S.; LEE, P.G.; CHANG, S.P.. Design of shear connection in composite steel and concrete bridges with precast decks. *Journal of Constructional Steel Research*, v.57, p.203-219, 2001.
- [2] LAM, D.; ELLIOTT, K.S.; NETHERCOT, D.A.. Designing composite steel beams with precast concrete hollow-core slabs. *Proceedings of the Institutional Engineering Structures & Buildings*, n.140, p.139-149, May, 2000.
- [3] LAM, D.; ELLIOTT, K.S.; NETHERCOT, D.A.. Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. *Proceedings of the Institutional Engineering Structures & Buildings*, n.140, p.127-138, May, 2000.
- [4] ISSA, M.A.; YOUSIF, A.A.; ISSA, M.A.. Experimental Behavior of Full-Depth Precast Concrete Panels for Bridge Rehabilitation. *ACI Structural Journal*, v.97, n.3, May-June, 2000.
- [5] YAMANE, T.; TADROS, M.K.; BADIE, S.S.; BAISHYA, M.C.. Full depth precast, prestressed concrete bridge deck system. *PCI Journal*, v.43, n.3, p.50-66, May-June, 1998.
- [6] ISSA, M.A.; YOUSIF, A.A.; ISSA, M.A.; KASPAR, I.I.; KHAYYAT, S.Y.. Analysis of full depth precast concrete bridge deck panels. *PCI Journal*, v.43, n.1, p.74-85, January-February, 1998.
- [7] LAM, D.; ELLIOTT, K.S.; NETHERCOT, D.A.. Push-off tests on shear studs with hollow-cored floor slabs. *The Structural Engineer*, v.76, n.9, p.167-174, 5 May 1998.
- [8] FROSCH, R.J.. Panel Connections for Precast Concrete Infill Walls. *ACI Structural Journal*, v.96, n.4, July-August 1999.
- [9] ABDUL-WAHAB, H.M.S.. Strength of vertical joints with steel fiber reinforced concrete in large panel structures. *ACI Structural Journal*, v.89, n.4, p.367-374, July-August 1992.
- [10] BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BSI. Steel, concrete and composite bridges. Part 5: code of practice for design of composite bridges - BS 5400: Part 5, London, 1979.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Design and execution of precast concrete structures - NBR 9062. Rio de Janeiro, Brazil, 1985 (Brazilian Code - in Portuguese).
- [12] ARAÚJO, D.L.. Shear between precast beam and precast slab joined by pockets filled with high performance concrete. 2002. São Carlos. PhD Thesis. (Civil Engineering), Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2002. « only available in Portuguese »
- [13] ARAÚJO, D.L.; EL DEBS, M. K.. Application of High Performance Concrete to the Connection between Precast Beam and Precast Slab. In: MALHOTRA, V.M. et al. (Org.). High-performance concrete: performance and quality of concrete structures (Proc. of the 3rd International Conference, Recife, 2002) - SP-207. Farmington Hills, 2002, v.1, p. 339-359.
- [14] BIRKELAND, P.W.; BIRKELAND, H.W.. Connections in precast concrete construction. *Journal of American Concrete Institute*, Proceedings, v.63, n.3, p.345-367, March, 1966.
- [15] BAKHOUM, M.M.. Shear behavior and design of joints in precast concrete segmental bridges. PhD Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass, 1991.
- [16] ARAÚJO, D.L.; EL DEBS, M. K. Strength of shear connection in composite bridges with precast decks using high performance concrete and shear-keys. *Materials and Structures*, v.38, n.276, p.173-181, march 2005.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Actions and safety in the structures - NBR 8681, Rio de Janeiro, Brazil, 2003 (Brazilian Code - in Portuguese).
- [18] JONSSON, E.. Design on the basis of tests. *Betonwerk und Fertigteil-Technik*, v.62, n.1, p.162-174, January 1996.
- [19] FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTÉ. FIP Guide to good practice: Shear at the interface of precast and in situ concrete, 1982
- [20] Yin, W.; Hsu, T.T.C. Fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete in uniaxial and biaxial compression. *ACI Materials Journal*, v.92, n.1, p.1-11, 1995.
- [21] Jun, Z.; Stang, H. Fatigue performance in flexure of fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, v.95, n.1, p.58-67, 1998
- [22] Kwak, K.; Suh, J.; Hsu, C.T.. Shear fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, v.88, n.2, p.155-160, 1991.
- [23] Wei, S.; Jianming, G.; Yun, Y.. Study of the fatigue performance and damage mechanism of steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, v.93, n.3, p.206-212, 1996.
- [24] Naaman, A.E.; Hammoud, H.. Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, v.20, n.5, p.353-363, 1998.
- [25] TASSIOS, T.P.; VINTZELEOU, E.N.. Shear crack stability along a precast reinforced concrete joint. In: CARPINTERI, A., ed. Applications of fracture mechanics to reinforced concrete. Essex, Elsevier Applied Science. p.365-486, 1990.
- [26] ARAÚJO, D.L.; EL DEBS, M.K.. Evaluation of behavior of the connection between precast beam and slab using analytical models. In: Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, 31, 2004, Mendoza. 2004. p. 1-18. « only available in Portuguese »
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Traffic load in highway bridge and pedestrian's footbridge - NBR 7188, Rio de Janeiro, 1984 (Brazilian Code - in Portuguese).
- [28] JUDICE, F.M.S. Longitudinal shear in beams made of prefabricated slabs and girders joined with cast in place shear necks. PhD Thesis. (Civil Engineering). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2002. « only available in Portuguese »
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Design of concrete structures - Proceeding - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003 (Brazilian Code - in Portuguese).