

Utilização de vigas treliçadas para composição de pontes mistas madeira-concreto

Victor Marcuz de Moraes⁽¹⁾, José Antônio Matthiesen⁽²⁾

Trabalho recebido em 25/7/2007 e aprovado para publicação em 11/8/2009.

Resumo

Ao longo dos anos, inúmeras pesquisas vêm consolidando as estruturas mistas de madeira e concreto como uma técnica perfeitamente aplicável na transposição de pequenos obstáculos que cortam estradas vicinais. Normalmente, este sistema é constituído por vigas de madeira que são conectadas a uma laje de concreto, fazendo com que os dois materiais trabalhem conjuntamente na resistência aos esforços. Essas estruturas apresentam várias vantagens em relação às pontes somente de madeira ou de concreto armado, entretanto, o vão a ser vencido é limitado pelo comprimento das peças de madeira. Para tentar solucionar este problema e aumentar a aplicabilidade deste tipo de estrutura, propõe-se a utilização de um novo esquema estrutural, onde as vigas simples de madeira são substituídas por vigas treliçadas. Este trabalho tentou comprovar a eficiência deste novo sistema através de análise experimental, com a construção de um modelo físico reduzido na escala 1:4, baseado no projeto de uma ponte mista com vão livre de 16 metros. O modelo foi instrumentado e ensaiado em laboratório com aplicação de forças simulando a passagem de um veículo em diversas posições. A análise experimental provou a funcionalidade do sistema proposto, tendo, o modelo, apresentado um comportamento estrutural plenamente satisfatório.

Palavras-chave: Ponte mista. Madeira-concreto. Vigas treliçadas. Modelo reduzido.

⁽¹⁾ Mestre em Engenharia Civil. R. Itororó, 155, CEP: 16200-790. Birigui - SP, Brasil. Tel: +55 18 3642-3781. E-mail: mmvictor5@hotmail.com

⁽²⁾ Prof. Dr. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista (FEIS/UNESP). Al. Bahia, 550, CEP: 15385-000. Ilha Solteira - SP, Brasil. Tel: +55 18 3742-1214. E-mail: matth@dec.feis.unesp.br

1 Introdução

As pontes mistas de madeira e concreto constituem uma técnica já bastante estudada pelo meio acadêmico brasileiro e vêm ganhando cada vez mais espaço entre os projetistas e construtores de pontes em estradas vicinais do interior do Brasil.

Geralmente, o tabuleiro misto é composto por vigas roliças ou serradas de madeira que são conectadas a uma laje de concreto armado. A conexão entre os materiais se faz, na maioria das vezes, por intermédio de pinos metálicos de cisalhamento, que são colados ou cravados na madeira através de pré-furação e fazem com que as vigas e a laje trabalhem solidariamente na resistência aos esforços solicitantes.

Nas situações onde é aplicável, este esquema estrutural apresenta, comprovadamente, maiores rigidez, capacidade de carga e vida útil em relação a uma ponte de madeira e, também, maior facilidade construtiva, menor peso próprio e menor custo em relação a uma ponte de concreto armado. Por isso, é da maior relevância ampliar a gama de situações onde se possa aplicar essa técnica.

O problema encontrado nas pontes mistas atuais é que o vão dessas estruturas é limitado pelo comprimento das peças de madeira, cujos valores máximos, em geral, ficam em torno de 6 metros para vigas serradas e 12 metros para vigas roliças. Neste contexto, o presente trabalho propõe um novo sistema estrutural de pontes mistas, para vencer vãos da ordem de 15 a 20 metros, constituído por vigas treliçadas de madeira conectadas à laje de concreto armado.

O tabuleiro pode ser executado utilizando, como pré-laje, painéis treliçados pré-moldados auto-portantes, que são colocados na direção transversal da ponte, ligando uma viga treliçada à outra em toda a sua extensão, evitando-se escoramentos e, conseqüentemente, reduzindo o tempo e os custos de construção.

2 Metodologia

O presente trabalho trata da análise experimental de um tabuleiro misto composto por vigas treliçadas de madeira e laje de concreto. Esta análise foi feita a partir de ensaios em um modelo reduzido de tabuleiro misto, em escala 1:4, construído com base em um projeto de ponte mista com 16 m de vão, uma faixa de tráfego e duas passagens laterais para pedestres.

O sistema estrutural proposto, mostrando o método construtivo idealizado para o protótipo, pode ser visto na Figura 1.

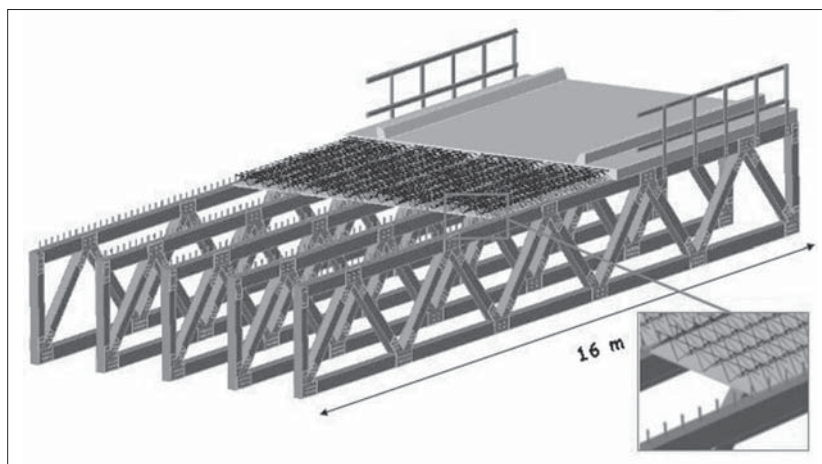


Figura 1 – Esquema estrutural proposto

2.1 Método de cálculo

O projeto do protótipo foi baseado no método de cálculo proposto pelo Eurocode 5/93, que versa sobre seções compostas de madeira. Este método determina a rigidez equivalente da seção transversal mista, $(EI)_{ef}$, levando em consideração, além das características físicas dos materiais e geométricas da seção, o módulo de deslizamento da ligação.

Nas equações que se seguem, os termos A_c , I_c , E_c , A_w , I_w e E_w correspondem à área, momento de inércia (em relação ao CG de cada peça) e módulo de elasticidade das peças de concreto e de madeira, respectivamente. Os demais termos correspondem às dimensões e tensões normais observadas na Figura 2.

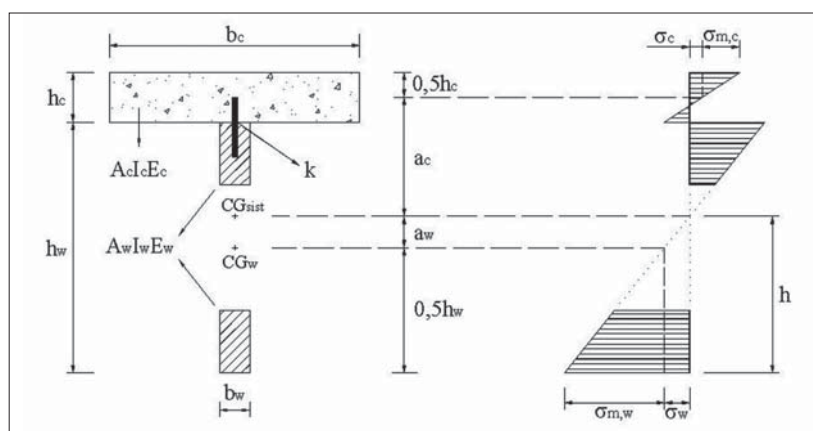


Figura 2 – Seção de cálculo e tensões normais na viga mista.

Os valores de a_w e a_c são dados por:

$$a_w = \frac{y_c E_c A_c (h_c + h_w)}{2[y_c E_c A_c + y_w E_w A_w]} \quad a_c = \frac{(h_c + h_w)}{2} - a_w$$

onde: y_c : fator parcial da mesa, sendo: $y_c = \left[1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{k L^2} \right]^{-1}$;

y_w : fator parcial da alma, sendo: $y_w = 1$;

s : distância entre conectores;

k : módulo de deslizamento da conexão;

L : vão teórico da viga.

O módulo de deslizamento da conexão no estado limite de serviço e no estado limite último é calculado por:

$$k_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5} d}{20} \quad k_u = \frac{2}{3} k_{ser}$$

onde: ρ_k : densidade característica do material (kg/m^3);

d : diâmetro do conector (mm).

Para seções mistas de madeira e concreto, a densidade característica a ser utilizada é:

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k,c} \rho_{k,w}}$$

A rigidez efetiva da seção mista fica, portanto:

$$(EI)_{ef} = E_c I_c + y_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + y_w E_w A_w a_w^2$$

Com base nos parâmetros calculados anteriormente, procede-se ao cálculo das tensões nas peças de madeira e concreto, para um determinado momento fletor atuante M :

$$\sigma_c = y_c E_c a_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_{m,c} = 0,5 E_c h_c \frac{M}{(EI)_{ef}}$$

$$\sigma_w = y_w E_w a_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_{m,w} = 0,5 E_w h_w \frac{M}{(EI)_{ef}}$$

No cálculo do momento fletor atuante na viga mista, utilizou-se o Método de Engesser-Courbon. Este método determina a parcela de força absorvida por cada treliça que compõe a seção transversal do tabuleiro quando uma determinada força é aplicada em qualquer ponto desta seção.

Para efeito de dimensionamento das ligações, os esforços nas diagonais foram calculados diretamente das equações da resistência dos materiais (equilíbrio de nós).

2.2 O modelo experimental

O modelo experimental foi construído na escala 1:4, com a utilização de cinco vigas treliçadas e com as seguintes dimensões, conforme Figura 2: $b_c = 35$ cm; $h_c = 5$ cm; $b_w = 4$ cm; $h_w = 51$ cm. As dimensões das peças das treliças eram: 2 cm x 6 cm (banzos) e 2 cm x 5 cm (diagonais e montantes).

O concreto apresentou resistência característica à compressão e módulo de elasticidade, respectivamente, iguais a 42,9 MPa e 36.678 MPa. A madeira utilizada foi a Itaúba (*Mezilaurus itauba*), que apresentou resistência característica à compressão e módulo de elasticidade, respectivamente, iguais a 57,6 MPa e 24.500 MPa. No modelo, os painéis treliçados foram simulados através de peças de madeira compensada.

Nas ligações, foram utilizados parafusos com diâmetro de 5 mm e chapas metálicas com espessura de aproximadamente 1 mm. Os conectores utilizados foram extraídos de barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 4,2 mm. Eles possuíam 6,5 cm de comprimento e eram cravados 3,0 cm na madeira mediante pré-furação com diâmetro de 4,0 mm. O espaçamento na região do apoio (até 1,5 m) era 5 cm, e no restante do tabuleiro, 10 cm.

O modelo foi instrumentado com extensômetros elétricos para avaliação das tensões na laje e nas peças de madeira. Também foram colocados relógios comparadores em baixo de cada treliça, no meio do vão, para medição das flechas. O modelo experimental pode ser visto na Figura 3.

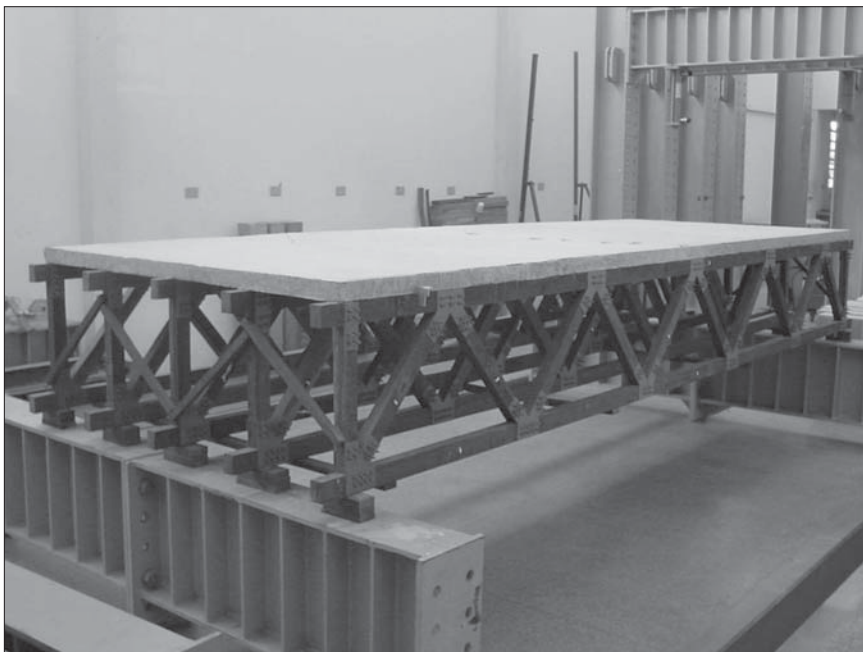


Figura 3 – Modelo experimental

2.3 Teoria da semelhança e dos modelo físicos

Para que um modelo possa representar o protótipo, isto é, para que os resultados obtidos em ensaios com modelos possam ser estendidos aos protótipos, é preciso que haja semelhança, a começar pela semelhança geométrica (Carneiro 1993).

A teoria da semelhança é o conjunto dos princípios a serem obedecidos a fim de projetar, construir, operar e interpretar os sistemas (modelos) a partir dos quais se deseja prever o comportamento de outros sistemas (protótipos). Em linhas gerais, pode-se dizer que esta teoria se presta a determinar as relações entre as magnitudes das grandezas no modelo e no protótipo, ou seja, busca determinar os fatores de escala.

Os fatores de escala resultantes para o caso estudado, considerando modelo e protótipo constituídos pelos mesmos materiais, foram:

Escala geométrica: 1:4

Escala de tensões: 1:1

Escala de forças: 1:16

Escala de pesos específicos: 1:0,25

A partir da última relação, observa-se que para existir semelhança completa, os materiais do modelo deveriam ser quatro vezes mais pesados que os materiais do protótipo. Esse problema, apresentado pela primeira vez por Galileu em sua Teoria da Fraqueza dos Gigantes, pode ser minimizado com a colocação de massas adicionais

no modelo, de maneira a representar o acréscimo de peso próprio que seus elementos deveriam possuir (Carneiro 1993).

Nos ensaios experimentais, a força adicional aplicada no modelo para representar o seu peso próprio foi imposta de maneira concentrada, juntamente com o carregamento a ser analisado. Essa metodologia é mais fácil de ser executada e simula uma situação mais crítica do que o caso real, onde este carregamento deveria estar distribuído sobre toda a estrutura.

O peso do modelo foi estimado em 8,9 kN. Portanto, para representar o peso próprio da ponte, deve ser imposta no modelo uma força de 26,7 kN. Dessa forma, aplicada uma força no modelo, a força equivalente no protótipo pode ser calculada subtraindo-se 26,7 kN da força aplicada e, multiplicando-se o resultado por 16, que é o fator de escala para forças concentradas.

3 Resultados e discussões

3.1 Determinação da rigidez das treliças

Antes da montagem do tabuleiro, as treliças foram ensaiadas isoladamente à flexão para determinação da sua rigidez equivalente. Elas foram posicionadas de maneira a ficarem bi-apoiadas e submetidas a um carregamento concentrado no meio do vão.

A rigidez equivalente à flexão das vigas treliçadas foi obtida a partir da equação da flecha para vigas bi-apoiadas (por isso o uso do termo *equivalente*), aplicando-se o valor experimental médio da relação linear força/flecha. O valor da rigidez equivalente obtido dessa maneira foi 23.885.333 kN·cm².

3.2 Carregamentos pontuais sobre tabuleiro

Foram realizados carregamentos pontuais no tabuleiro com o objetivo de analisar a contribuição lateral das treliças adjacentes quando o carregamento é aplicado sobre uma única treliça. A partir dos perfis transversais de deslocamento, pôde-se calcular a distribuição transversal da força aplicada proporcionada pela laje de concreto. Essa distribuição foi quantificada calculando-se a parcela da força que cada treliça absorve. Foi adotada a hipótese de que a relação entre essa parcela e a flecha alcançada pela treliça seja linear, levando em consideração a rigidez individual de cada treliça e também da mesa de concreto.

Para carregamentos sobre as treliças de extremidade, observou-se a inversão de esforços na borda oposta do tabuleiro. Para os carregamentos nas treliças centrais, foi observada uma boa distribuição transversal do carregamento dada pela laje de concreto. A Tabela 1 mostra os resultados desta análise. Observa-se que a treliça 3 é a peça central e que não foram realizados carregamentos sobre a treliça 2.

Tabela 1 – Coeficientes de contribuição lateral para carregamentos concentrados sobre as treliças

Parcelas de P	Posição da força P			
	T1	T3	T4	T5
P _{T1}	0,70	0,13	0,03	-0,16
P _{T2}	0,38	0,19	0,11	-0,02
P _{T3}	0,20	0,34	0,27	0,20
P _{T4}	-0,07	0,20	0,29	0,37
P _{T5}	-0,22	0,14	0,29	0,61

3.3 Carregamento distribuído sobre as treliças

Este tipo de carregamento foi realizado com o objetivo de comparar a rigidez do modelo com a rigidez das treliças e da laje trabalhando isoladamente, ou seja, visou quantificar o ganho de rigidez proporcionado pelo sistema de conexão.

A rigidez da laje foi obtida a partir das dimensões da sua seção transversal e do módulo de elasticidade do concreto; e a rigidez do tabuleiro foi calculada a partir da equação da flecha para vigas, utilizando-se a flecha média atingida pelas treliças em cada nível de carregamento. Esta equação pôde ser utilizada porque a força foi aplicada de maneira distribuída, sobre todas as treliças do modelo.

A soma da rigidez das treliças e da laje de concreto, que configuram a rigidez mínima que o tabuleiro deveria apresentar, resultou em 124.928.365 kN·cm². Já o valor da rigidez obtido através dos dados experimentais foi 213.339.415 kN·cm².

Dessa forma, pode-se afirmar que o sistema de conexão implicou num aumento de rigidez médio de 70% em relação aos deslocamentos verticais. Isso significa que a estrutura atinge flechas, aproximadamente, 40% menores do que ocorreriam em uma estrutura sem sistema de conexão.

3.4 Simulação do eixo de um veículo

Esse experimento foi realizado com a aplicação de forças em dois pontos da seção transversal central do modelo ($L/2$), espaçados de 50 cm, simulando um eixo de veículo. Este eixo foi colocado em duas posições: no centro da seção, que representa a condição mais freqüente de uso da ponte; e faceando o guarda-rodas, que representa a situação mais desfavorável de uso.

Para ambos os casos de carregamento, a situação mais crítica foi observada no banzo inferior das treliças. Os perfis transversais de deslocamentos e os gráficos de tensão no banzo inferior das treliças 3, 4 e 5 são mostrados nas Figuras 4 e 5.

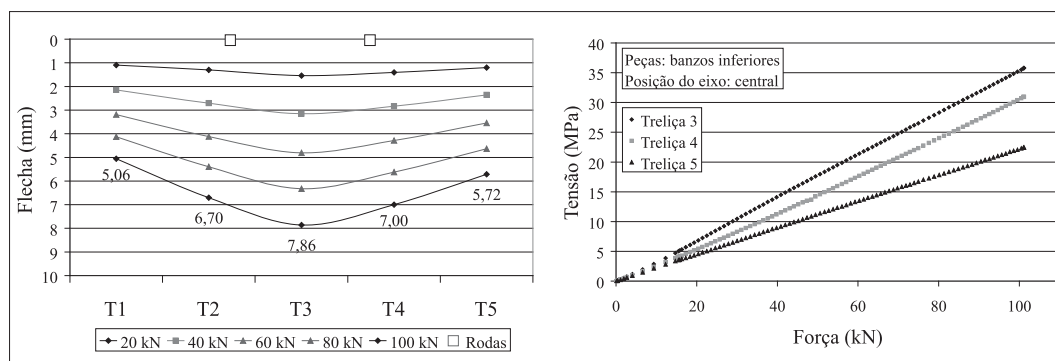


Figura 4 – Flechas e tensões nos bantos inferiores com eixo no centro da seção

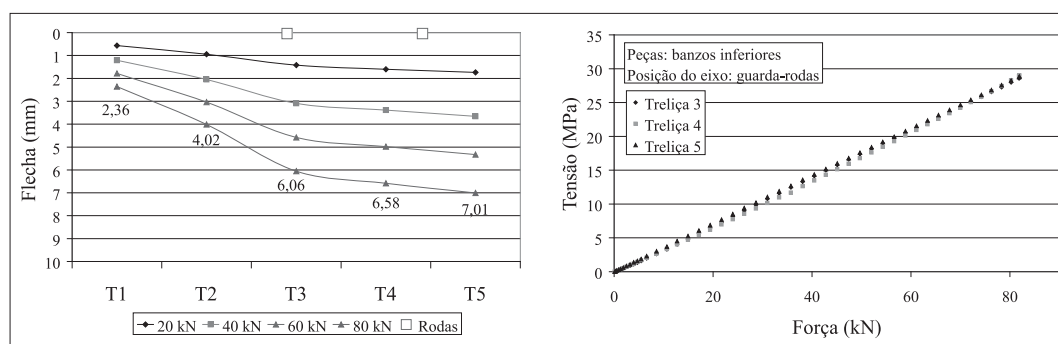


Figura 5 – Flechas e tensões nos bantos inferiores com eixo no guarda-rodas

Tomando como base o carregamento de 80 kN, que representa uma força de aproximadamente 850 kN no protótipo, vemos que as tensões atingidas nas peças mais solicitadas, em ambos os casos de carregamento, resultam da ordem de 28 MPa. Isso mostra que, mesmo para solicitações muito grandes, as tensões ficam bem abaixo da resistência característica da madeira, evidenciando a grande capacidade resistente da estrutura.

As tensões no concreto também ficaram abaixo da sua resistência característica. A região mais solicitada à compressão foi a face superior da laje, próxima à treliça 4, para carregamento com o eixo faceando o guarda-rodas. A tensão atingida quando a força imposta era de 80 kN foi 21 MPa.

Na face inferior da laje, observaram-se elevadas tensões de tração (50 MPa) nas regiões próximas aos pontos de aplicação das forças. Essas tensões ocorrem devido à microfissuração do concreto e não representam o comportamento real da laje.

3.5 Ruptura do modelo experimental

O ensaio de ruptura do modelo experimental foi realizado com aplicação de forças em seis pontos da laje, simulando a atuação de três eixos passando pela região central da ponte. A ruptura ocorreu em uma das peças do banco inferior da treliça 3 para o carregamento de 181 kN.

Os perfis transversais de deslocamentos e os gráficos de tensão no banco inferior das treliças 3, 4 e 5 são mostrados na Figura 6. A Figura 7 mostra o detalhe do ponto de ruptura.

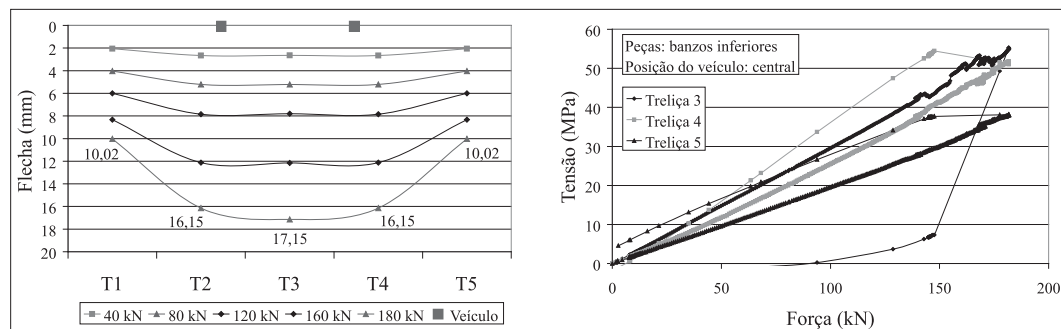


Figura 6 – Flechas e tensões nos bancos inferiores para carregamento de ruptura

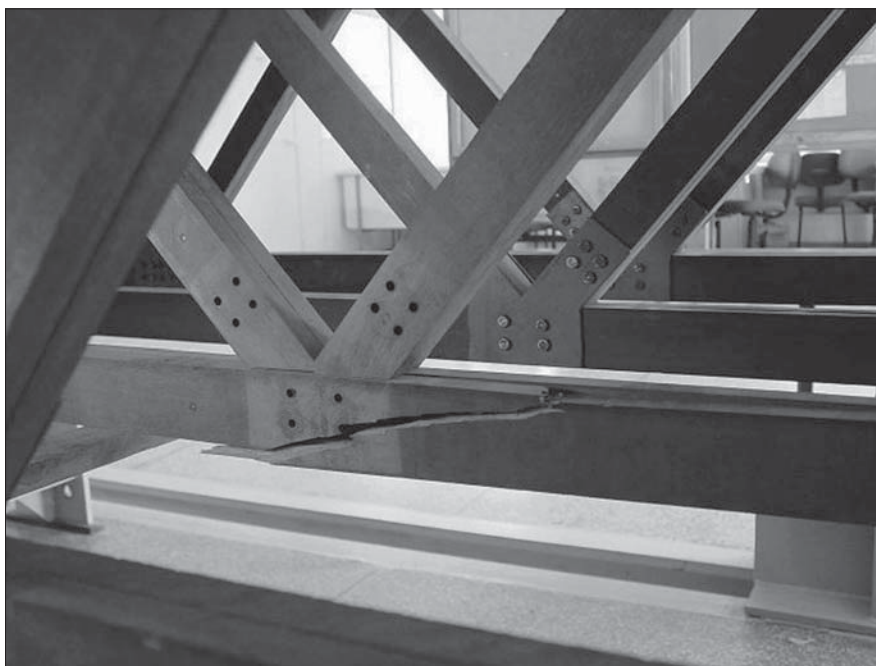


Figura 7 – Ponto de ruptura do modelo experimental

Com relação ao concreto, houve um aumento significativo das tensões na região da treliça 3 após a ruptura, pois a laje passou a resistir ao esforço solicitante sem ajuda da treliça. Notou-se, também, que antes da ruptura da treliça, a face inferior da laje era comprimida, mostrando o bom funcionamento do sistema de conexão. Após a ruptura, essa região passou a ser tracionada.

Após o ensaio onde ocorreu a ruptura de uma das peças do banzo inferior da treliça 3, foi realizado um outro carregamento no modelo para medir a sua capacidade resistente somente com quatro treliças trabalhando. Neste ensaio o carregamento chegou novamente até 180 kN sem que houvesse a ruína total do modelo.

Após este segundo carregamento, foram verificados a ruptura do banzo inferior da treliça 2, no mesmo nó ocorrido com a treliça 3, e um estado de fissuração intenso na laje, com abertura de fissuras na face superior e de trincas na face inferior. As trincas inferiores apareceram no sentido longitudinal do modelo, no meio do vão, próximas aos pontos de aplicação do carregamento, ou seja, próximas às treliças 2 e 4. O estado de fissuração da face superior da laje é mostrado na Figura 8.

Esse estado de fissuração da laje indica a existência de momentos fletores consideráveis nas duas direções: longitudinal e transversal.

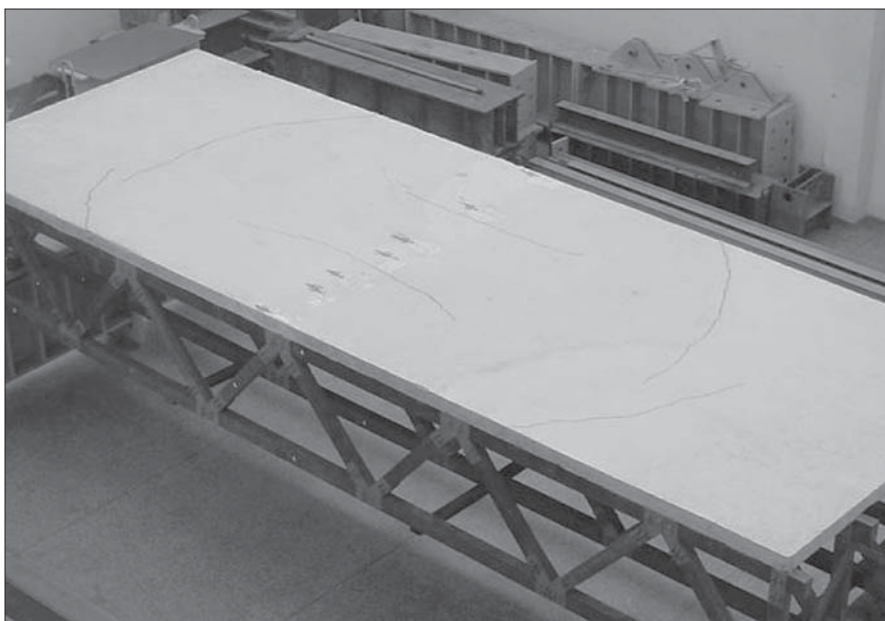


Figura 8 – Fissuras na face superior da laje

O momento fletor longitudinal comprime a face superior da laje no meio do vão e tende a levantar as suas extremidades. Entretanto, os conectores de cisalhamento restringem esse levantamento dos cantos, gerando tensões de tração na face superior a

certa distância do ponto de aplicação da força. Essa região tracionada é marcada pelo aparecimento das fissuras externas mostradas na Figura 8.

As fissuras longitudinais no centro da face superior encontram-se aproximadamente sobre as trincas presentes na face inferior. Isso prova a ocorrência de um momento fletor significativo na direção transversal, já que a presença de fissuras na face superior indica que a linha neutra estava fora da seção de concreto, fazendo com que a laje ficasse totalmente tracionada nesta direção, ou seja, trabalhando como uma membrana. Esse momento fletor foi agravado no último carregamento devido à falta de contribuição da treliça 3, que já estava parcialmente rompida.

3.6 Comparação método de cálculo – modelo experimental

Com base nos valores das tensões obtidos nos ensaios experimentais e nas equações utilizadas para dimensionamento das vigas mistas, pode-se proceder à análise da aplicabilidade do método de cálculo utilizado para este tipo de estrutura. A comparação fez-se para a situação mais crítica de dimensionamento, ou seja, com o eixo do veículo posicionado faceando o guarda-rodas e para a treliça de extremidade. O carregamento utilizado como referência foi o de 60 kN.

Inserindo os dados do modelo experimental nas equações apresentadas anteriormente, levando em consideração a força atuante na treliça 5 calculada com base no método de Engesser-Courbon, obtêm-se os seguintes resultados:

Rigidez efetiva: $(EI)_{ef} = 70.735.569 \text{ kN}\cdot\text{cm}^2$

Tensão de compressão no concreto: $\sigma_c + \sigma_{m,c} = 5,0 \text{ MPa}$

Tensão de tração na madeira $\sigma_w + \sigma_{m,w} = 25,3 \text{ MPa}$

Através do gráfico da Figura 3, observa-se que a tensão no banzo inferior da treliça 5, para o carregamento de 60 kN, foi de aproximadamente 20 MPa. A tensão na face superior da laje sobre aquela treliça foi de aproximadamente 4,0 MPa.

Dessa forma, verifica-se que os valores calculados e os valores observados experimentalmente guardam compatibilidade, entretanto, há de se aprimorar o método de cálculo para sua utilização em projeto, principalmente no que diz respeito ao módulo de deslizamento da conexão e à rigidez das treliças que, neste caso, foi determinada experimentalmente.

4 Conclusões

A proposta desta pesquisa era comprovar a funcionalidade de um novo sistema estrutural para pontes mistas de madeira e concreto, que fosse pré-moldado, de fácil execução, de baixo custo e capaz de vencer vãos maiores do que os sistemas atualmente em uso.

Com base nos resultados experimentais, pôde-se concluir que o sistema proposto apresentou eficiência satisfatória sob o ponto de vista estrutural, tendo resistido a carregamentos que equivalem a mais de 240 t no protótipo e, portanto, muito superiores ao peso dos veículos que trafegam por essas pontes.

Além disso, ficou comprovada a aplicabilidade das treliças para pontes mistas com vãos dessa ordem, já que seu uso implica numa pequena deformabilidade da estrutura e em custos mais baixos se comparados a outros sistemas capazes de vencer os mesmos vãos, como, por exemplo, vigas de MLC.

Com relação ao custo do tabuleiro, uma estimativa mostrou um custo direto da ordem de US\$ 221/m², supondo sua construção na região de Ilha Solteira – SP. Na composição deste custo, onde já está inclusa a mão-de-obra, a madeira é responsável por 51,5%; as ligações, 23%; a laje de concreto (com utilização de painéis treliçados pré-moldados), 24,5%; e o sistema de conexão, apenas 1%.

Embora o sistema de conexão tenha se mostrado eficiente, proporcionando ganho de rigidez de 70%, o baixo custo e a facilidade construtiva do sistema utilizado indicam a viabilidade da utilização de um maior número de conectores, com vistas a melhorar a transferência de esforços entre a laje e as treliças e, conseqüentemente, aumentar a rigidez do tabuleiro. Outra proposta para otimizar o sistema estrutural proposto é o aumento da seção dos banzos inferiores, principalmente na região central do vão, que mostraram ser os pontos mais sensíveis da estrutura.

Com relação ao método de cálculo utilizado como base para o dimensionamento, apesar de ter fornecido bons indícios das tensões atingidas nas peças, verificou-se a necessidade de outros estudos para implementação de um procedimento analítico mais preciso para utilização em projeto, com ênfase na determinação da inércia das treliças e no módulo de deslizamento da conexão.

Referências

- Calil Junior et. al. (2006). *Manual de projeto e construção de pontes de madeira*. Suprema, São Carlos, SP, Brasil.
- Carneiro, F.L. (1993). *Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos*. UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Ceccotti, A.T. (1995). Timber – concrete composite structure. *Timber Engineering – STEP 2*, Holanda.
- Magalhães, L.N. and Chahud, E. (1998). Análise experimental de vigas “T” compostas madeira/concreto. *Anais do 6º EBRAMEM*, Florianópolis.
- Mascia, N.T. and Soriano, J. (2004). Benefits of timber-concrete composite action in rural bridges. *Materials and structures*, v.37, p.122-128.
- Moraes, V.M. and Matthiesen, J.A. (2008). Aumento da capacidade de carga das pontes de madeira. *Téchne*, n.126, p. 64-68.
- Moraes, V.M. (2007). *Ponte mista de madeira-concreto em vigas treliçadas de madeira*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, SP.
- Pigozzo, J. C. (2004). *Estudos e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em lajes mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes*. Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP.
- Segundinho, P.G.A. and Matthiesen, J. A. (2004). Análise experimental de um modelo reduzido de uma ponte mista de madeira-concreto utilizando vigas de madeira roliça. *Anais do 9º EBRAMEM*, Cuiabá.

Application of trussed beams for composition of timber-concrete composite structures

Abstract

Recently, innumerable researches have consolidated timber concrete composite structures as a perfectly applicable technique in the transposition of small obstacles that cut secondary roads. Normally, this system is constituted of timber beams that are connected to a concrete slab, making the two materials work jointly in stress resistance. These structures present some advantages in relation to timber or reinforced concrete bridges, however, the span that can be overcome is limited by the length of the timber beams. Trying to solve this problem and increase the applicability of this type of structure, a new structural system is suggested, where sawed or round timber beams are replaced by trussed ones. The present work tried to prove the efficiency of this new system through experimental analysis, with the construction of a reduced physical model in scale 1:4, based on the project of a composite bridge with free span of 16 meters. The model was instrumented and tested in laboratory with application of forces simulating a vehicle in diverse positions. The experimental analysis proved the functionality of the suggested structural system, since the model presented a fully satisfactory structural behavior.

Key words: Composite structures. Timber-concrete. Trussed beams. Reduced model.

1 Introduction

In situations where they are applicable, the composite bridges present greater stiffness, load carrying capacity and longer useful life than timber bridges, in addition to the fact they are easier to build, have lower self weight and are less expensive than reinforced concrete bridges. Therefore, it is considerably relevant to extend the number of situations where this technique can be applied.

The drawback encountered in the current composite bridges is that the span of these structures is limited by the length of the timber beams, whose maximum values, in general, are around 6 meters for sawed beams and 12 meters for round beams. In this context, the present work suggests a new structural system of composite bridges, to overcome spans from 15 to 20 meters, built by trussed timber beams that support a reinforced concrete slab.

The slab can be produced using precast self supported trussed panels, which are placed in the transversal direction of the bridge, connecting one trussed beam to the other throughout their extension, preventing props and, consequently, reducing the time and cost of construction.

2 Methodology

This paper presents the experimental study performed on a reduced model of a composite bridge, built by trussed timber beams and concrete slab. The model represents a bridge with free span of 16 m and was built in scale 1:4. The design in which the model was based on was developed using the calculation method suggested by Eurocode 5/93. The proposed structural system can be seen in Figure 1.

The compression strength of the used timber was 57,6 MPa and the truss nodes were screwed using metallic plates. The deck height was 5 cm and the concrete compression strength was 42,9 MPa. The constructed model can be seen in Figure 2.

For test performances and result analyses, the theory of similarity and the physical models were used, which supplied the scale factors of the magnitudes that have influence on the phenomenon.

3 Results and discussion

First, tests with the trusses were carried out to determine their bending stiffness. Afterwards, the deck was submitted to: punctual loads on each truss, to analyze the lateral distribution of the load provided by the slab; distributed loads on all the trusses, to analyze the stiffness gain provided by the connection system; and loadings simulating a vehicle axle on the bridge, to analyze stresses in the elements and measure the vertical displacements.

The average stiffness of the trusses was 23.885.333 kN/cm², the lateral distribution of the forces applied on the deck is presented in Table 1 and the stiffness gain provided by the connection system was 70%, in relation to vertical displacements.

Figures 3 and 4 show the transversal displacement profiles and tensile stresses in the inferior chord of trusses 3, 4 and 5, which are the most requested elements. It was observed that, even for considerable loadings, the stresses in the elements did not reach the materials characteristic strength. Rupture of the model occurred in one of the elements of the inferior chord of truss 3, when loading was 181 km. Figure 5 illustrates the vertical displacements of the trusses and stresses in the chords. Figure 6 shows detail of the rupture.

After the rupture, another test was performed. Rupture of truss 2 and intense fissure of the slab was verified which can be seen in Figure 7. The longitudinal fissures are caused by the transversal bending moment that acts on the model, while the transversal ones are caused by the longitudinal bending moment.

4 Conclusions

Based on the experimental results, it can be concluded that the suggested system presents a satisfactory structural efficiency, since it withstood loadings representing more than 240 t in the prototype. Also, the applicability of the trussed beams for such spans was confirmed.

A price estimate was carried out demonstrating the low total cost of the deck, also indicating the sophistication possibility of the connection system, which presented low relative costs. Another alternative to improve the efficiency of the structural system is to increase the inferior chord dimension, especially in the central region of the span, seeing that it has been proved they are the most sensitive points of the deck.