

Self-supporting tests in lattice joists subject to negative bending

Ensaaios de autoportância em vigotas treliçadas sujeitas a flexão negativa



I. S. STORCH^a
storch.engcivil@gmail.com

J. G. S. DOBELIN^a
joslaine.dobelin@ucb.org.br

L. C. BATALHA^a
leticia.cbatalha@hotmail.com

A. L. SARTORTI^a
artur.sartorti@ucb.org.br

Abstract

During the construction of bridges, cantilever roofs and eaves, assembling formworks and scaffold that will support the slabs is a point of difficulty in the construction phase. Therefore, it is relevant the study of the lattice joists which serve as self-supporting formwork, supporting its weight, the weight of the fresh concrete, the weight of workers and the weight of concreting equipment. The analysis of the bearing capacity of lattice joists subject to negative bending with base concrete opening enables checking the maximum span that each lattice truss model bears, either cantilevered or between continuous spans with reduced or no scaffold. The concrete opening enables the monolithism between the slab and its support. This paper presents the results of tests on lattice joist with concrete opening. By the results analysis, formulations for designing the spacing between prop lines were found. The results are promising and indicate great possibilities of using lattice joists with concrete opening over the supports (beams), in order to optimize the slab shuttering.

Keywords: self-supporting, shuttering, negative bending, lattice joist, mini lattice panel, buckling.

Resumo

Em construção de pontes, marquises e beirais, uma das dificuldades encontradas é a montagem de formas e escoramento que darão apoio à laje na fase construtiva. Portanto, apresentam-se relevantes os estudos de vigotas treliçadas que servem como formas autoportantes, suportando, além de seu peso, o peso do concreto fresco, de operários e equipamentos de concretagem. A análise da capacidade portante das vigotas treliçadas sujeitas à flexão negativa com abertura no concreto da base, possibilita a verificação do vão máximo que cada modelo de armadura treliçada suporta em balanço ou entre vãos contínuos com reduzido ou nenhum escoramento. A abertura de concretagem possibilita o monolitismo entre a laje e o seu apoio. Neste artigo são apresentados os resultados de ensaios em vigotas treliçadas com abertura de concretagem na base. Com a análise dos resultados realizada foram encontradas as formulações que permitem o dimensionamento do espaçamento entre linhas de escora. Adianta-se que os resultados encontrados são promissores e indicam grandes possibilidades da utilização de vigotas treliçadas com abertura de concretagem sobre os apoios (vigas), com o objetivo de otimizar o cimbramento da laje.

Palavras-chave: autoportância, cimbramento, momento negativo, vigota treliçada, minipanel treliçado, flambagem.

^a Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenharia Civil, Engenheiro Coelho, SP, Brasil.

1. Introdução

Após a implantação das primeiras máquinas de eletrosoldagem, surgiram no Brasil as lajes com armaduras treliçadas, fabricadas com aço CA 60. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 14862 [1], armadura treliçada é uma peça pré-fabricada com forma espacial prismática, constituída por dois fios de aço na base e um fio de aço no topo, formando respectivamente os banzos inferior e superior, interligados por eletrofusão a dois fios de aço diagonais denominados sinusóides, com espaçamento regular conhecido como passo e mundialmente padronizado em 20 cm. As treliças são identificadas por um código TR, seguido por dois dígitos que representam a altura da mesma em centímetros. Os três últimos dígitos representam respectivamente os diâmetros do banzo superior, dos sinusóides e dos banzos inferiores, em milímetros. A ABNT NBR 14859-1 [2] regulamenta a fabricação das vigotas pré-moldadas treliçadas (VT) com seção de concreto formando uma placa, também denominada base ou sapata. A armadura treliçada, que é parcialmente embutida na base de concreto proporciona uma peça leve e de fácil manuseio, exigindo menos componentes de cimbramento de acordo com a capacidade portante de cada modelo (SARTORTI [3]). As vigotas podem ou não conter armaduras de reforço, dependendo da necessidade estrutural. Esses componentes construtivos são normatizados pela ABNT NBR 14859-1 [2]; ABNT NBR 14859-2 [4]; ABNT NBR 14860-1 [5]; ABNT NBR 14860-2 [6]; ABNT NBR 14862 [1] e ABNT NBR 15696 [7], que reportam à ABNT NBR 6118 [8]. A Figura 1A ilustra a seção transversal de uma vigota treliçada. A junção de duas ou mais armaduras treliçadas dão origem a minipainéis (Figura 1B), e painéis treliçados (Figura 1C).

Gaspar [10], em seus estudos, concluiu que a capacidade de resistência da vigota treliçada na fase construtiva, levando em consideração o momento positivo, é determinada principalmente pela flambagem do banzo superior, que por sua vez é caracterizado pelo diâmetro de sua armadura e pela rigidez da diagonal. Portanto, com o aumento das cargas, o banzo superior vai progressivamente se comprimindo na flexão positiva (momento fletor tracionando a região inferior da vigota), podendo chegar à instabilidade ou flambagem. Ele afirma ainda que, para que a estrutura não chegue ao seu limite resistente e seja causada a ruína, é necessária a montagem de cimbramento, assim minimizando a solicitação dos elementos. Terni *et al* [11] realizaram pesquisas com a ajuda de programas computacionais para analisar esse comportamento das barras superiores.

Sartorti *et al* [3], com o objetivo de prover material acerca do cálculo da distância entre as linhas de escoras, realizaram estudos experimentais com ensaios de flexão positiva e cisalhamento em vigotas treliçadas sujeitas a flexão positiva, tornando o processo construtivo mais econômico, garantindo a segurança e ainda visando uma construção sem problemas advindos da execução. Os referidos autores concluíram que, além da flambagem da barra superior da vigota treliçada, mais frequente em vigotas com altura de até 20 cm, a ruína também pode ser caracterizada, em vigotas com altura igual ou superior a 25 cm, pela instabilidade nas barras que compõe as diagonais.

Em outro material publicado, Sartorti *et al* [9] afirmam que, para o cálculo da estrutura no estado limite último para a autoportância, devem ser consideradas algumas situações como a flambagem da barra superior em consequência do momento fletor positivo, a flambagem das barras inferiores em consequência do momento

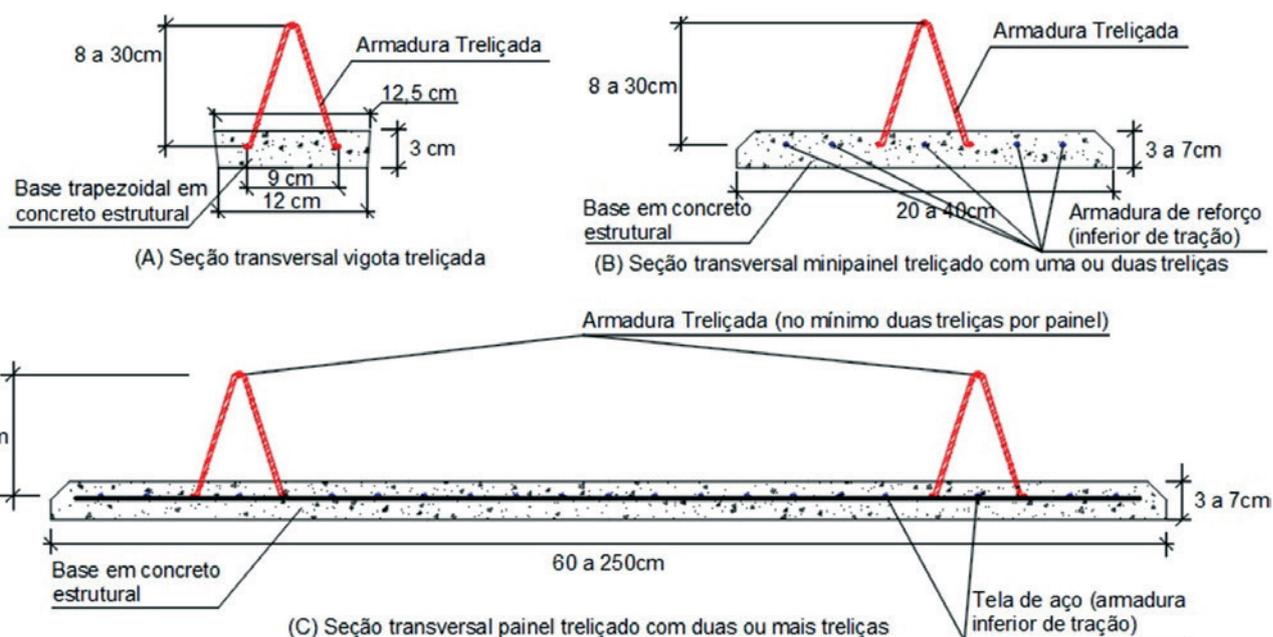


Figura 1
Tipos de elementos treliçados e suas composições

Fonte: Adaptado de SARTORTI *et al* [9]

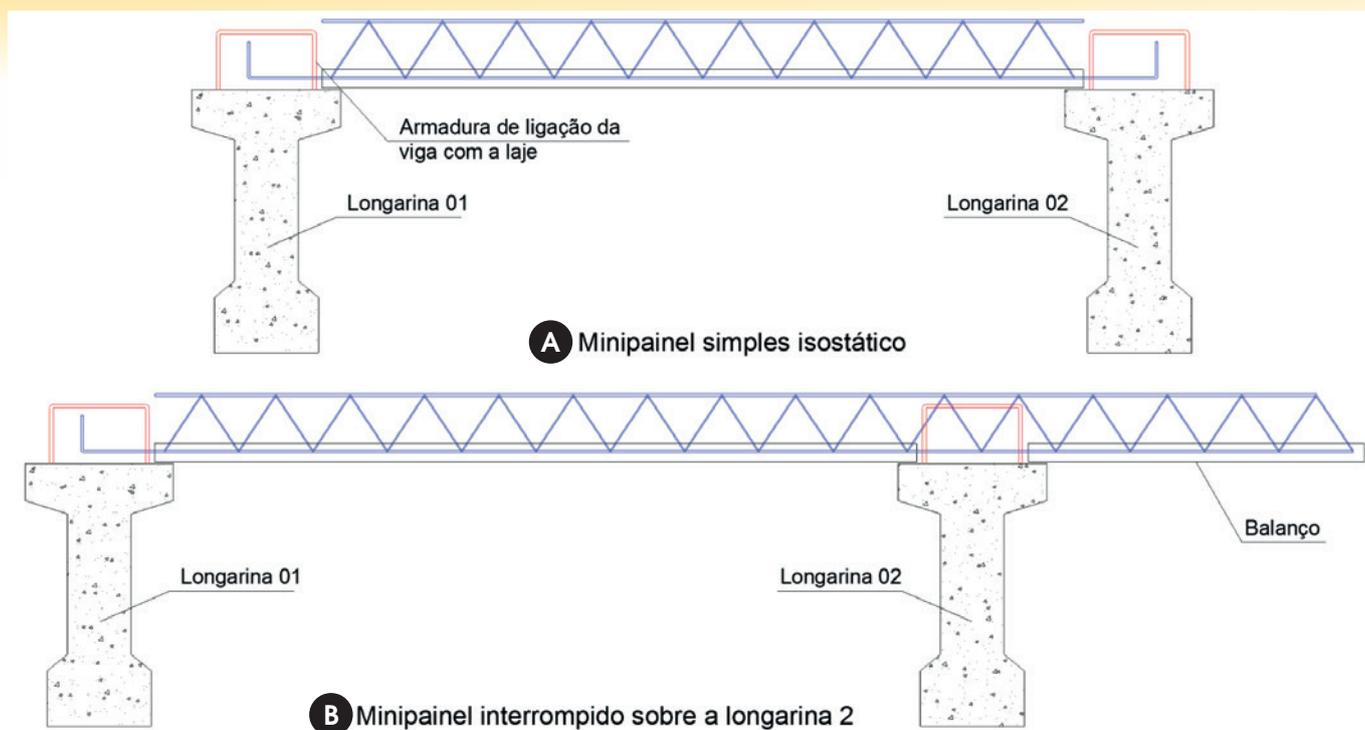


Figura 2
Tipos usuais de mini painéis utilizados em tabuleiros de pontes

Fonte: SARTORTI et al [9]

fletor negativo (momento fletor tracionando a região superior da vigota treliçada), a flambagem dos sinusóides gerada pelo esforço cisalhante, a ruptura por excesso de deformação plástica nas barras tracionadas e a ruptura do nó soldado em consequência do esforço cisalhante. Já para o cálculo desses elementos, levando em consideração os estados limites de serviço, é necessário o estudo do seu deslocamento vertical.

Na construção de pontes e viadutos, a montagem de formas e dos elementos de escoras que suportarão a execução da laje do tabuleiro se apresentam como desafios. Para este fim, a utilização dos elementos treliçados torna-se interessante, pois sua base de concreto funciona como forma autoportante para a laje. A armadura, que compõe esses elementos, ajuda a combater os esforços solicitantes de serviço da ponte. A utilização dessas peças treliçadas excluem também equipamentos para seu deslocamento, facilitando o manuseio. Todos esses fatores geram economia e sustentabilidade.

A utilização desses dispositivos autoportantes em pontes pode ocorrer comumente de duas formas: Simplesmente apoiado, conforme a Figura 2A, ou com descontinuação da vigota de concreto que se localiza sobre o apoio, tornando possível a junção monolítica entre a longarina da ponte e o tabuleiro, conforme a Figura 2B. Sendo assim, esta pesquisa foi realizada com o objetivo de expandir o conhecimento sobre a vigota treliçada autoportante, estudando o comportamento desses elementos quando submetido à flexão negativa e abertura de concretagem sobre o apoio (Figura 2B). Assim sendo, analisou-se o comportamento das barras que compõem o banzo inferior e sinusóides, aferindo o máximo carregamento que é possível de ser aplicado em uma vigota até ser atingido o Estado Limite de Serviço de Deslocamento Excessivo e o Estado Limite Último de Instabilidade de algum componente da armação treliçada. Determinou-se o comprimento de flambagem real que é necessário para o cálculo do vão máximo em balanço ou entre apoios sem escoramento.

Tabela 1
Características das armaduras treliçadas

Código da treliça	Altura (cm)	Armaduras treliçadas		
		Diameter of the bars (mm)		
		Superior	Sinusóide	Inferior
TR 06 644	6	6	4,2	4,2
TR 08 644	8	6	4,2	4,2
TR 10 644	10	6	4,2	4,2
TR 12 644	12	6	4,2	4,2
TR 16 745	16	7	4,2	5
TR 20 745	20	7	4,2	5
TR 25 756	25	7	5	6
TR 30 856	30	8	5	6

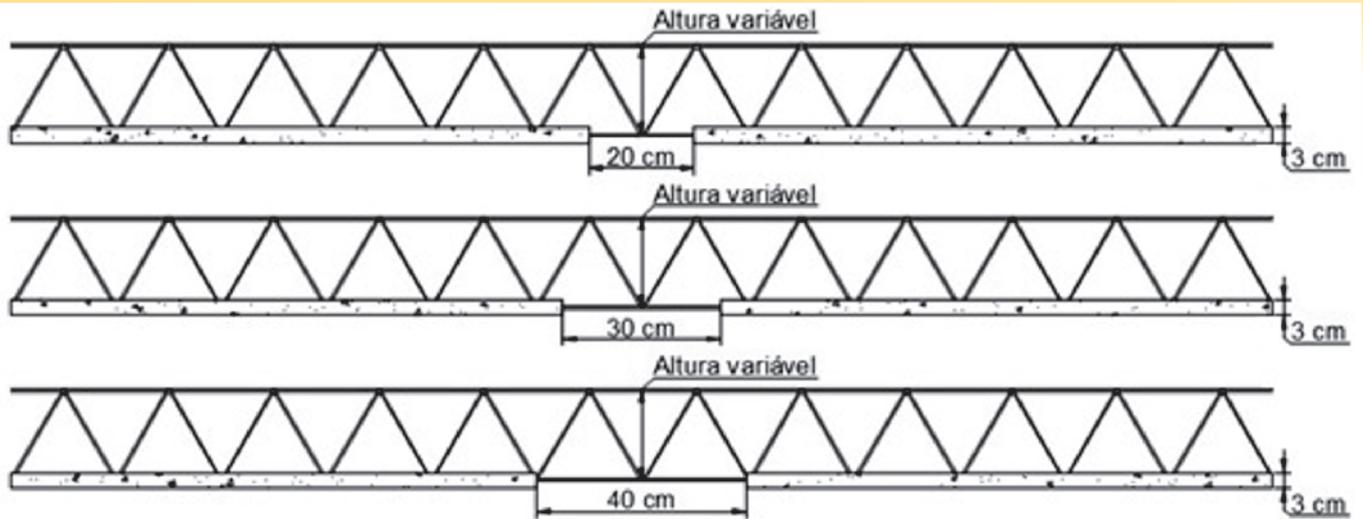


Figura 3
Seção longitudinal dos modelos de vigotas treliçadas com comprimento total de 240 cm, na região central está indicada a abertura de concretagem

Fonte: Autores

2. Características do ensaio de flexão negativa

Descrevem-se neste item as principais características do programa experimental.

2.1 Vigotas treliçadas

Os modelos de treliças utilizados na confecção das vigotas estão descritos na Tabela 1, e as seções transversal e longitudinal estão

representadas nas Figuras 1A e 3, respectivamente. Cada altura de treliça (6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 e 30 cm) possui nove exemplares, sendo três deles com interrupções no concreto de 20 cm, três com interrupções de 30 cm e três com interrupções de 40 cm, totalizando 72 vigotas treliçadas.

As bases de concreto das vigotas foram moldadas com cimento CP V-ARI, compondo o traço em massa de concreto auto-adensável 1:1,526:2,589:0,555:0,375% sendo respectivamente cimento: areia fina: brita 0: água: superplastificante em volume. A seção transversal das bases possuem 12 cm de largura, 3 cm de

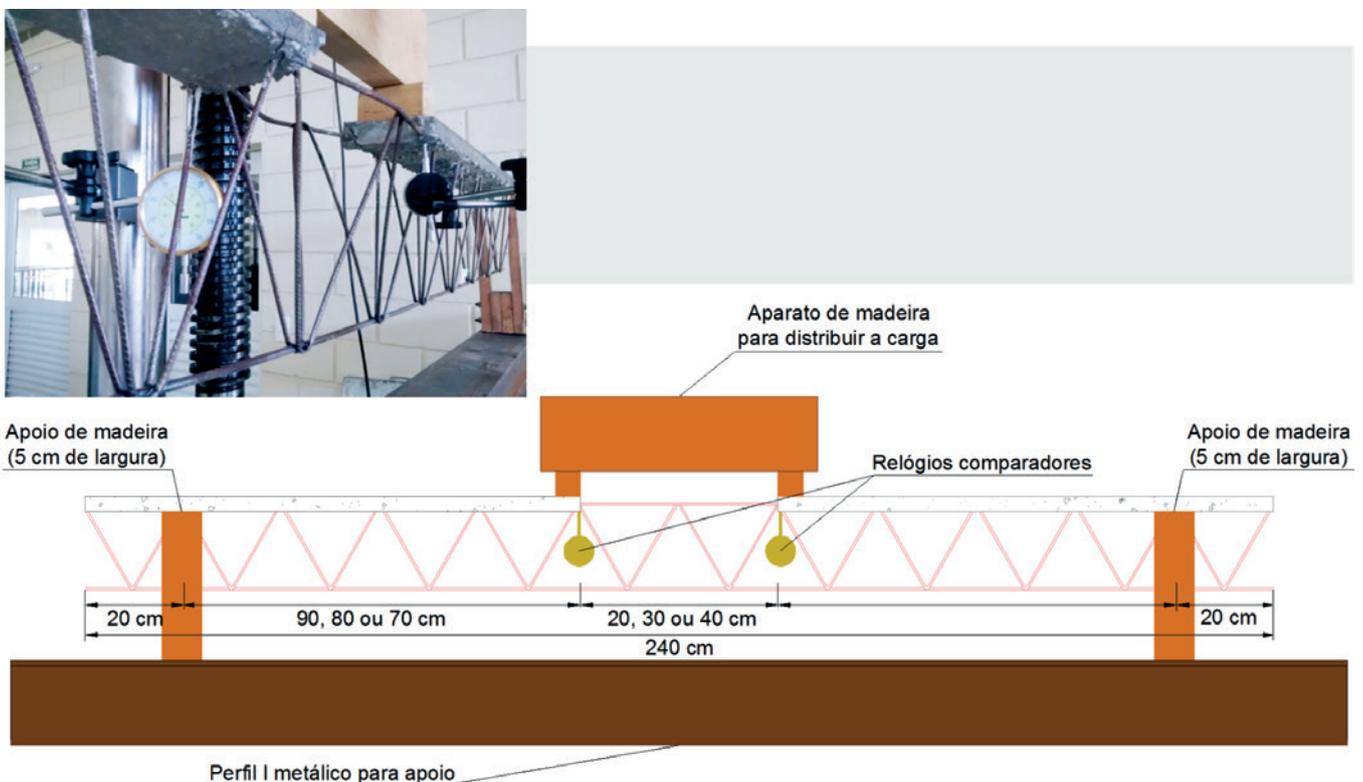


Figura 4
Posicionamento da vigota, dos dispositivos para ensaio de flexão e dos relógios comparadores



Figura 5
Corpo de prova posicionado e sendo solicitado para o ensaio

altura e possui 240 cm de comprimento. Para as 72 vigotas foram necessárias quinze misturas em betoneira, devido a capacidade do equipamento utilizado. De cada mistura foram retirados três corpos de prova cilíndricos de concreto, exceto a última em que foram retirados seis corpos de prova, para determinação do módulo de elasticidade dinâmico e da sua resistência característica à compressão axial.

2.2 Configuração dos ensaios de flexão

Os ensaios de flexão negativa foram realizados nas peças aos 50 dias de idade. Os equipamentos utilizados foram: cervo hidráulico universal de ensaios, capacidade 1000 kN, para aplicação das cargas; relógios comparadores, com curso de 50 mm, precisão 0,01mm; suportes magnéticos para relógios comparadores; viga de aço para suporte; dispositivos de madeira para aplicação da carga. Para submeter as vigotas à flexão negativa, as mesmas foram posicionadas com o banzo superior voltado para baixo e colocadas sobre dispositivos de madeira que serviram como apoios móveis localizados a 20 cm das extremidades da vigota. Estes dispositivos foram apoiados sobre uma viga de aço de perfil I. Para a distribuição da força aplicada pela prensa em dois pontos, foram utilizados elementos de madeira com 5 cm de lado posicionados nas extremidades da interrupção do concreto. A escolha por apoios de 5 cm de lado justifica-se pelo fato de este ser um valor usual do apoio da sapata de concreto da vigota treliçada na estrutura de apoio em casos reais. O deslocamento vertical devido à carga do atuador foi aferido por dois relógios comparadores (R1 e R2) nos pontos de aplicação da carga, sendo que eles sempre foram posicionados na mesma região em lados opostos das vigotas, conforme ilustra

a Figura 4. Não foram aferidos isoladamente os deslocamentos somente devidos ao peso próprio. O esquema estático das vigotas ensaiadas está representado na Figura 4.

3. Resultados dos ensaios

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios dos corpos de prova de concreto e também dos ensaios a flexão negativa.

3.1 Corpos de prova de concreto

Os corpos de prova cilíndricos de concreto de cada mistura em betoneira tiveram seu módulo de elasticidade e resistência à compressão ensaiados aos 50 dias de idade.

O módulo de elasticidade foi medido com um ensaio não destrutivo de resposta acústica do corpo de prova quando este é submetido a uma excitação de impulso, sendo então o módulo de elasticidade dinâmico. Para tanto, foi utilizado o equipamento Sonelastic®. O funcionamento do Sonelastic® é de simples entendimento e, por possibilitar ensaios não destrutivos, os mesmos podem ser repetidos inúmeras vezes.

Para ter-se uma compreensão do funcionamento do Sonelastic® podem ser idealizadas as seguintes etapas:

- Os corpos de prova têm sua massa e geometria medidas e cadastradas pelo programa computacional próprio do Sonelastic®;
- Posteriormente, o corpo de prova é posicionado sobre fios nos pontos nodais de ressonância flexional a $0,224L$ da extremidade do corpo, sendo L o comprimento do corpo de prova;
- Com um impactador de massa pré-estabelecida, o corpo de prova é solicitado a um impacto que gera um som;
- O som do impacto é captado por um receptor acústico convencional (microfone). No som emitido pelo corpo de prova, estão contidas ao menos duas frequências naturais do corpo (flexional e longitudinal);
- Para a identificação das frequências naturais do corpo de prova, o programa computacional realiza uma Transformada Rápida de Fourier (FFT – Fast Fourier Transform);
- Com as frequências naturais determinadas, utilizam-se as equações da ASTM E1876-1 [12] para a determinação do módulo de elasticidade com a frequência natural flexional ou longitudinal. Salienta-se que o módulo de elasticidade é uma propriedade única do material. A diferença entre flexional e longitudinal reside apenas na forma como cada um é obtido. A Figura 5 ilustra um ensaio sendo realizado. Para maiores esclarecimentos sobre o Sonelastic® recomenda-se a leitura de Sartorti [13].

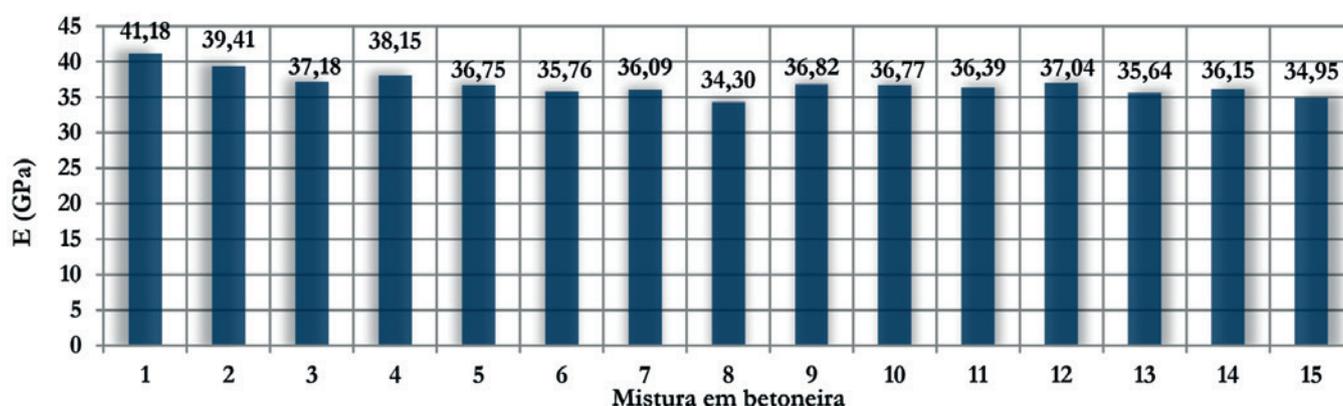


Figura 6
Resultados do módulo de elasticidade de cada betonada

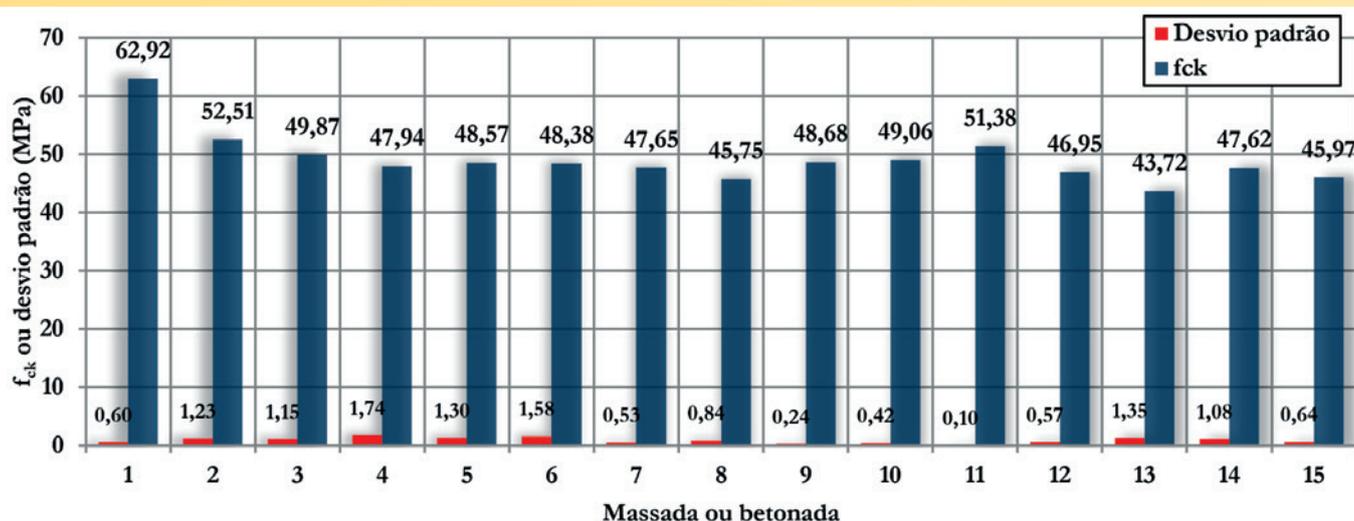


Figura 7

Resultado do f_{ck} e do desvio padrão de cada betonada de cada betonada

Os valores obtidos para os módulos de elasticidade são aproximadamente 20% a 40% maiores que os valores dos módulos de elasticidade obtidos por meio de ensaios estáticos, segundo Mehta e Monteiro [14]. Uma grande vantagem observada nos ensaios dinâmicos é a pouca variabilidade dos resultados, algo que contrasta fortemente com os ensaios estáticos. A Figura 6 ilustra os resultados obtidos para módulo de elasticidade dinâmico para o concreto de cada betonada¹.

Os ensaios de compressão axial nos corpos de prova têm os resultados apresentados na Figura 7. Cada corpo de prova possui uma resistência f_{ci}. A média para os corpos de prova é o valor de f_{cm}. Fusco [15] indica a formulação para a determinação da resistência característica de um concreto ensaiado (Equação 1).

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s \tag{1}$$

Sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias, com a probabilidade de 5% de ser ultrapassada no sentido desfavorável; f_{cm} a resistência média à compressão do concreto, calculada por média simples;

s o desvio padrão calculado através de $s = f_{cm} \cdot \delta$; δ a variância determinada pela Equação 2 com N = número de corpos de prova do lote.

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{1}{N}\right) \cdot \sum_{i=1}^N \left[\frac{(f_{ci} - f_{cm})}{f_{cm}}\right]^2} \tag{2}$$

São observadas algumas diferenças nos valores do f_{ck} entre as massadas mesmo tendo sido utilizado o mesmo traço. Entre as possibilidades para este fato, os autores destacam o número

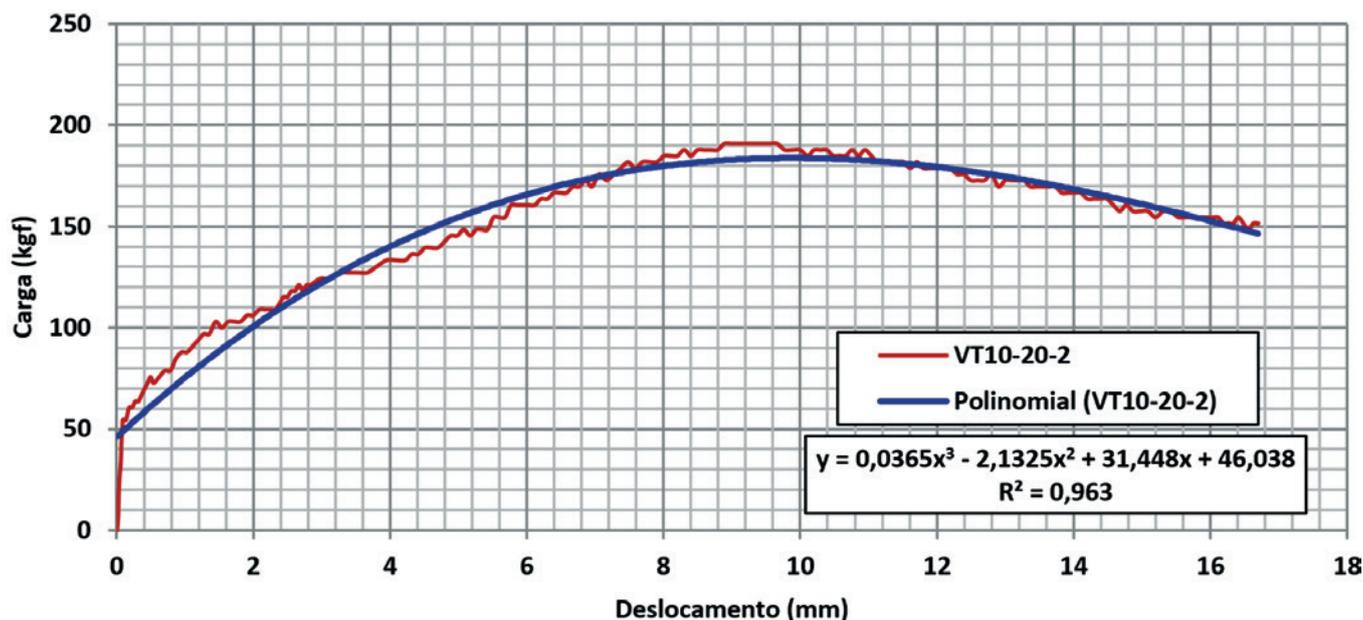
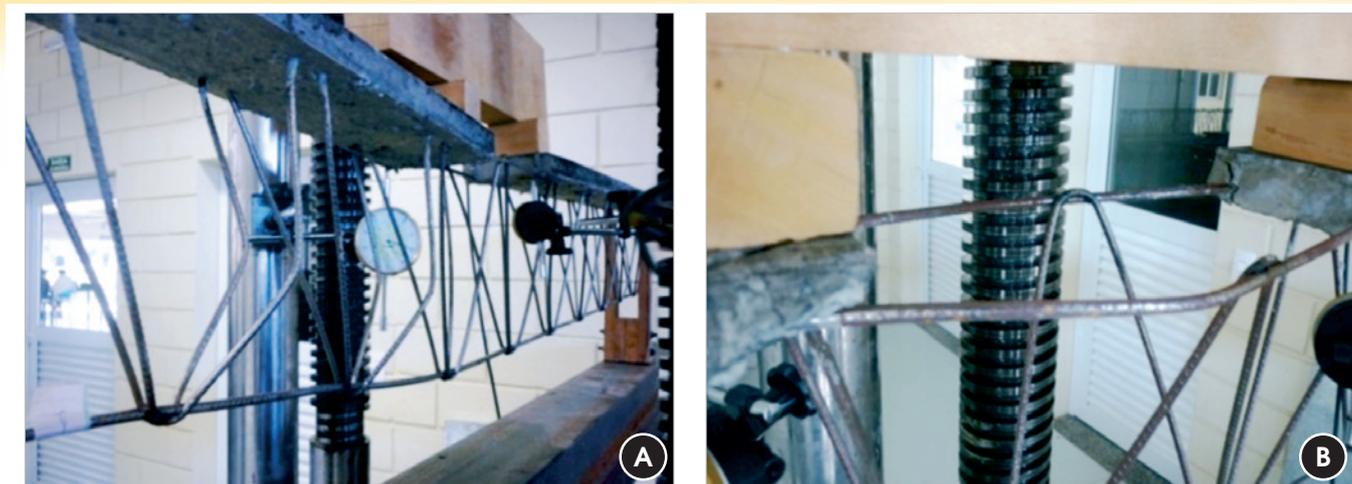


Figura 8

Gráfico de força aplicada versus deslocamento vertical da vigota VT 20-30-2 (vigota com treliça de altura 10 cm; abertura de concretagem de 20 cm; segundo dos três exemplares ensaiados nestas condições)

¹ Termo utilizado neste artigo para definir um ciclo completo de fabricação do concreto em uma betoneira.

**Figura 9**

Modos de ruína: (A) flambagem das diagonais; (B) flambagem do banzo inferior

Tabela 2

Resultados dos ensaios de flexão negativa (Parte 1)

Modelo	pp (kN)	PD (kN)	F _{ruína} (kN)	F _{limite} (kN)	Modo de ruína
VT 06 20 1	0,2085	0,036	1,5758	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 06 20 2	0,2085	0,036	1,4242	1,0303	Flambagem do banzo inferior
VT 06 20 3	0,2150	0,036	1,4545	1,0303	Flambagem do banzo inferior
VT 06 30 1	0,1925	0,036	1,3333	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 06 30 2	0,1935	0,036	1,3030	0,9697	Flambagem do banzo inferior
VT 06 30 3	0,1905	0,036	1,2727	0,9697	Flambagem do banzo inferior
VT 06 40 1	0,1905	0,036	1,2727	1,0909	Flambagem do banzo inferior
VT 06 40 2	0,1785	0,036	1,3636	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 06 40 3	0,1850	0,036	1,0303	0,8485	Flambagem do banzo inferior
VT 08 20 1	0,2175	0,036	1,6667	1,4242	Flambagem do banzo inferior
VT 08 20 2	0,1990	0,036	1,6970	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 08 20 3	0,2090	0,036	1,9394	1,4545	Flambagem do banzo inferior
VT 08 30 1	0,1970	0,036	1,3939	1,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 08 30 2	0,1940	0,036	1,4242	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 08 30 3	0,1775	0,036	1,3636	1,0909	Flambagem do banzo inferior
VT 08 40 1	0,1965	0,036	1,3939	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 08 40 2	0,1815	0,036	1,1818	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 08 40 3	0,1910	0,036	1,3030	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 10 20 1	0,2200	0,036	1,7273	1,3636	Flambagem do banzo inferior
VT 10 20 2	0,2175	0,036	1,9091	1,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 10 20 3	0,2085	0,036	1,6061	1,4545	Flambagem do banzo inferior
VT 10 30 1	0,2230	0,036	1,3636	1,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 10 30 2	Descartado devido a falha na leitura dos dados				
VT 10 30 3	0,2055	0,036	1,4242	1,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 10 40 1	0,1940	0,036	1,2727	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 10 40 2	0,1650	0,036	1,5152	1,4242	Flambagem do banzo inferior
VT 10 40 3	0,1955	0,036	1,3030	1,2424	Flambagem do banzo inferior
VT 12 20 1	0,1935	0,036	2,2121	1,6061	Flambagem do banzo inferior
VT 12 20 2	0,2000	0,036	2,0606	1,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 12 20 3	0,1865	0,036	1,8788	1,6061	Flambagem do banzo inferior
VT 12 30 1	0,1935	0,036	1,3636	1,3636	Flambagem do banzo inferior
VT 12 30 2	0,1745	0,036	1,5455	1,5152	Flambagem do banzo inferior
VT 12 30 3	0,1880	0,036	1,7273	1,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 12 40 1	0,1755	0,036	1,5455	1,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 12 40 2	0,1940	0,036	1,2121	1,1515	Flambagem do banzo inferior
VT 12 40 3	0,1955	0,036	1,2121	1,1515	Flambagem do banzo inferior

reduzido de corpos de prova para cada massada (limitação de equipamentos disponíveis) e que no dia da concretagem a temperatura ambiente estava elevada e a umidade do ar baixa. Portanto,

com a variação de tempo para aplicação e moldagem dos corpos de prova entre as massadas parte da água de amassamento pode ter sido perdida para a atmosfera, contribuindo nas diferenças.

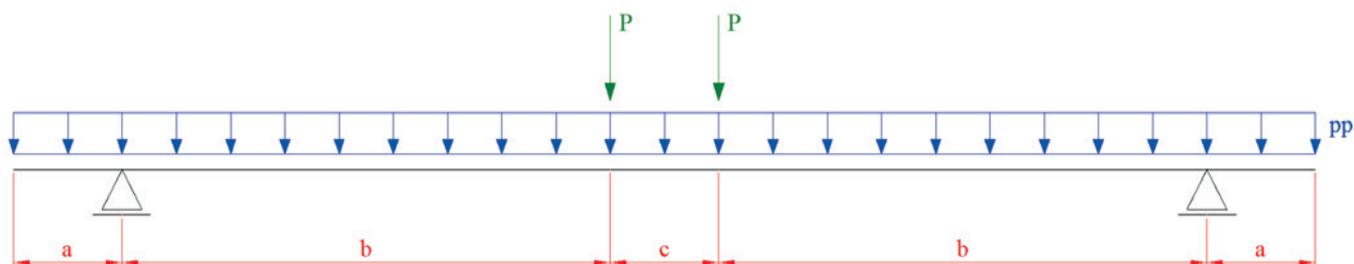


Figura 10
Esquema estático das vigotas treliçadas ensaiadas

Fonte: Autores

Tabela 2
Resultados dos ensaios de flexão negativa (Parte 1)

Modelo	pp (kN)	PD (kN)	F _{ruína} (kN)	F _{limite} (kN)	Modo de ruína
VT 16 20 1	0,2110	0,036	4,1212	2,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 16 20 2	0,2060	0,036	3,5758	2,2424	Flambagem do banzo inferior
VT 16 20 3	0,2140	0,036	3,8788	2,6061	Flambagem do banzo inferior
VT 16 30 1	0,2140	0,036	2,6061	2,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 16 30 2	0,2255	0,036	2,3030	2,2424	Flambagem do banzo inferior
VT 16 30 3	0,2165	0,036	2,5455	2,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 16 40 1	0,1990	0,036	2,1515	2,1515	Flambagem do banzo inferior
VT 16 40 2	0,2045	0,036	2,1818	2,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 16 40 3	0,2060	0,036	2,2727	2,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 20 20 1	0,2290	0,036	3,2727	2,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 20 20 2	0,2325	0,036	3,0000	2,0909	Flambagem do banzo inferior
VT 20 20 3	0,2365	0,036	3,6667	2,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 20 30 1	0,2005	0,036	3,0000	3,5758	Flambagem do banzo inferior
VT 20 30 2	0,1915	0,036	3,4242	2,6970	Flambagem do banzo inferior
VT 20 30 3	0,2115	0,036	2,9394	2,6667	Flambagem do banzo inferior
VT 20 40 1	0,1840	0,036	2,5455	2,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 20 40 2	0,2055	0,036	2,2424	2,1212	Flambagem do banzo inferior
VT 20 40 3	0,1970	0,036	2,0606	1,8485	Flambagem do banzo inferior
VT 25 20 1	Descartado devido a falha na leitura dos dados				
VT 25 20 2	0,2305	0,036	6,6970	2,5758	Flambagem das diagonais
VT 25 20 3	0,2365	0,036	6,9697	3,0909	Flambagem das diagonais
VT 25 30 1	0,2250	0,036	6,6667	3,0000	Flambagem do banzo inferior
VT 25 30 2	0,2225	0,036	4,9091	3,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 25 30 3	0,2395	0,036	6,4545	2,7576	Flambagem do banzo inferior
VT 25 40 1	0,2240	0,036	4,8788	3,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 25 40 2	0,2295	0,036	4,7879	3,4545	Flambagem do banzo inferior
VT 25 40 3	0,2300	0,036	4,9697	3,0000	Flambagem do banzo inferior
VT 30 20 1	0,2365	0,036	6,0606	3,5758	Flambagem das diagonais
VT 30 20 2	0,2325	0,036	6,3939	3,2727	Flambagem das diagonais
VT 30 20 3	0,2375	0,036	5,8788	3,5152	Flambagem das diagonais
VT 30 30 1	0,2435	0,036	6,3636	3,3030	Flambagem do banzo inferior
VT 30 30 2	0,2220	0,036	6,4242	3,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 30 30 3	0,2170	0,036	6,3939	3,9091	Flambagem das diagonais
VT 30 40 1	0,2165	0,036	5,0000	3,4848	Flambagem do banzo inferior
VT 30 40 2	0,2160	0,036	4,9394	3,9394	Flambagem do banzo inferior
VT 30 40 3	0,2140	0,036	5,1818	4,0000	Flambagem do banzo inferior

pp – peso próprio; PD – peso dos dispositivos de ensaio; F_{limite} – força relativa à flecha de 4 mm (ℓ/500); F_{ruína} – força que provoca flambagem de algum componente da treliça ou ruptura da solda de um nó.

3.2 Resultados dos ensaios de flexão negativa nas vigotas treliçadas

Cada ensaio de flexão negativa gerou uma curva da força aplicada versus deslocamento vertical, como o ilustrado na Figura 8. Em cada ensaio foram obtidos dois parâmetros fundamentais. O primeiro é a força máxima resistida pela vigota e o segundo é a força correspondente à flecha limite.

A Figura 9 ilustra a flambagem das barras das diagonais e a flambagem do banzo inferior. A ruína foi identificada visualmente. Os resultados obtidos nos ensaios de flexão negativa nas vigotas treliçadas estão sintetizados na Tabela 2.

4. Análise dos resultados

A análise dos resultados obtidos nos ensaios das vigotas treliçadas, tem como objetivo a determinação do comprimento de flambagem real dos elementos que apresentaram a ruína durante os ensaios (ver Tabela 2).

Com a determinação dos comprimentos de flambagem reais, é possível aplicar os resultados em projetos de vigotas, minipainéis e painéis treliçados, com abertura de concretagem, solicitados a um momento negativo na região dessa abertura. Para tanto, seja o esquema estático das vigotas ensaiadas conforme ilustrado na Figura 10.

Seja a a medida fixa de 20 cm nos ensaios realizados; b a medida que depende do valor de c , e nos ensaios vale $b = 120 - a - 0,5c$; c a medida do comprimento da abertura de concretagem, que nos ensaios pode assumir o valor de 20, 30 ou 40 cm;

pp a ação do peso próprio da vigota treliçada, e vale para os ensaios o Peso Próprio indicado na Tabela 2 dividido por 240 cm; P : valor da força do atuador ($F_{ruína}$) mais o valor do peso dos dispositivos de ensaio (PD) (Tabela 2) dividido por 2.

Do esquema estático da Figura 10, podem ser obtidos os esforços máximos de momento fletor e força cortante que solicitam uma vigota nesta situação. As Equações 3 e 4 apresentam os valores do máximo momento fletor negativo $M_{máx}$ (no meio da vigota) e da máxima cortante $V_{máx}$ (junto ao lado interno de qualquer um dos apoios).

$$M_{máx} = \frac{pp \cdot c^2}{8} + \left[P + pp \cdot \left(a + b + \frac{c}{2} \right) \right] \cdot b - pp \cdot a \cdot \left(\frac{a}{2} + b \right) \quad (3)$$

$$V_{máx} = P + pp \cdot \left(b + \frac{c}{2} \right) \quad (4)$$

A análise dos resultados é dividida em três grupos. No primeiro são tratadas as vigotas que tiveram sua ruína caracterizada pela flambagem do banzo inferior da treliça na região da abertura de concretagem. No segundo grupo, são tratadas as vigotas que apresentaram ruína através da flambagem das diagonais. Finalmente no terceiro grupo são discutidos os resultados referentes aos deslocamentos (flecha).

4.1 Ruína por flambagem do banzo inferior

O momento fletor máximo e as forças internas resultantes na treliça podem ser visualizados na Figura 11.

Seja h a altura da treliça; R_c a resultante de compressão no banzo inferior; R_t a resultante de tração no banzo superior.

A resultante de compressão no banzo inferior R_c é obtida através da Equação 5.

$$R_c = \frac{M_{máx}}{h} \quad (5)$$

Como o banzo inferior da armadura treliçada possui duas barras, a força de compressão que atua em uma barra do banzo inferior (F_c) é dada pela Equação 6.

$$F_c = \frac{R_c}{2} \quad (6)$$

A carga crítica de Euler (P_{cr}) para peças comprimidas é obtida pela Equação 7.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,teórico}^2} \quad (7)$$

Seja E_c o módulo de elasticidade do aço da treliça que vale 21000 kN/cm²; $l_{e,teórico}$ o comprimento de flambagem teórico da barra; $I_{\phi,inf}$ a inércia de uma barra do banzo inferior obtida pela Equação 8.

$$I_{\phi,inf} = \frac{\pi \cdot \phi_{inf}^4}{64} \quad (8)$$

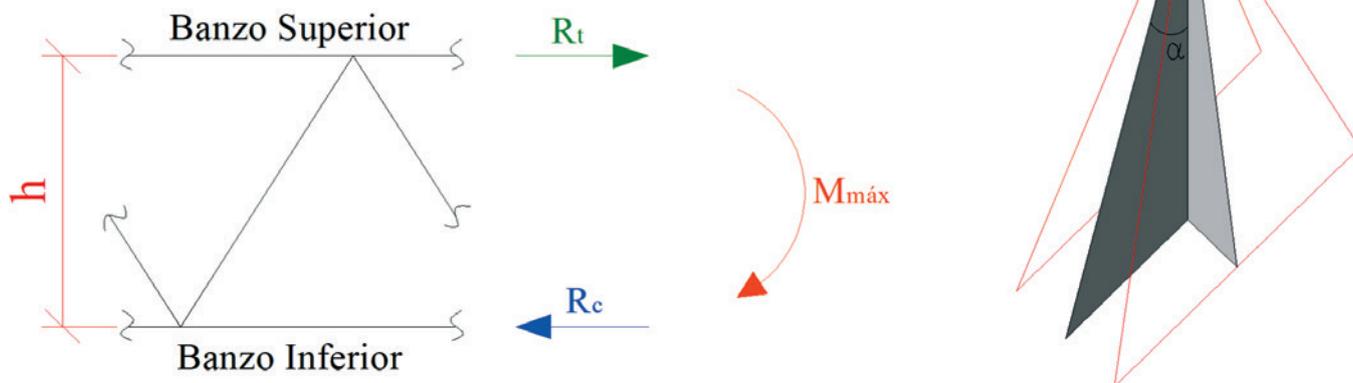


Figura 11
Momento fletor e forças resultantes internas na treliça

Fonte: Autores

Sendo ϕ_{inf} o diâmetro de uma das barras do banzo inferior da treliça. O engastamento promovido pela solda nos nós da treliça e o engastamento das barras na base de concreto tendem a alterar o comprimento de flambagem das partes da treliça solicitadas a forças de compressão. O banzo inferior possui comprimentos teóricos de flambagem iguais a 20, 30 e 40 cm que são os valores das aberturas de concretagem. Fazendo-se a força F_c ser igual a P_{cr} é possível ser obtido o comprimento de flambagem real ($l_{e,real}$) do elemento da treliça (Equação 9).

$$l_{e,real} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{F_c}} \quad (9)$$

A Tabela 3 apresenta os resultados de $l_{e,real}$ para as vigotas treliçadas que tiveram sua ruína caracterizada pela flambagem do banzo inferior.

Ao ser observada a Tabela 3, percebe-se que a relação entre o comprimento de flambagem real pelo comprimento de flambagem teórico foi menor que 1. Isto indica que existe um enrijecimento das barras inferiores das treliças que pode ser atribuído a dois fatores. O primeiro é relativo aos nós soldados das treliças. Uma treliça eletrossoldada não possui nós perfeitamente articulados como admitido na mecânica clássica. O segundo ponto é o engastamento das barras do banzo inferior na base de concreto.

Tabela 3

Valores de $\lambda_{e,real}$ para as vigotas com ruína pela flambagem do banzo inferior

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 06 20 1	6,88	20	0,34	0,35
VT 06 20 2	7,19	20	0,36	
VT 06 20 3	7,12	20	0,36	
VT 06 30 1	7,65	30	0,25	0,26
VT 06 30 2	7,72	30	0,26	
VT 06 30 3	7,81	30	0,26	
VT 06 40 1	8,04	40	0,2	0,21
VT 06 40 2	7,83	40	0,2	
VT 06 40 3	8,82	40	0,22	
VT 08 20 1	7,74	20	0,39	0,38
VT 08 20 2	7,70	20	0,39	
VT 08 20 3	7,24	20	0,36	
VT 08 30 1	8,65	30	0,29	0,29
VT 08 30 2	8,58	30	0,29	
VT 08 30 3	8,78	30	0,29	
VT 08 40 1	8,91	40	0,22	0,23
VT 08 40 2	9,62	40	0,24	
VT 08 40 3	9,19	40	0,23	
VT 10 20 1	8,51	20	0,43	0,42
VT 10 20 2	8,14	20	0,41	
VT 10 20 3	8,81	20	0,44	
VT 10 30 1	9,70	30	0,32	0,32
VT 10 30 2	Descartado			
VT 10 30 3	9,56	30	0,32	
VT 10 40 1	10,38	40	0,26	0,25
VT 10 40 2	9,68	40	0,24	
VT 10 40 3	10,27	40	0,26	
VT 12 20 1	8,38	20	0,42	0,43
VT 12 20 2	8,64	20	0,43	
VT 12 20 3	9,04	20	0,45	
VT 12 30 1	10,71	30	0,36	0,34
VT 12 30 2	10,18	30	0,34	
VT 12 30 3	9,65	30	0,32	
VT 12 40 1	10,49	40	0,26	0,28
VT 12 40 2	11,61	40	0,29	
VT 12 40 3	11,60	40	0,29	

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 16 20 1	10,22	20	0,51	0,53
VT 16 20 2	10,94	20	0,55	
VT 16 20 3	10,51	20	0,53	
VT 16 30 1	13,03	30	0,43	0,44
VT 16 30 2	13,77	30	0,46	
VT 16 30 3	13,17	30	0,44	
VT 16 40 1	14,70	40	0,37	0,36
VT 16 40 2	14,59	40	0,36	
VT 16 40 3	14,32	40	0,36	
VT 20 20 1	12,71	20	0,64	0,63
VT 20 20 2	13,24	20	0,66	
VT 20 20 3	12,04	20	0,60	
VT 20 30 1	13,67	30	0,46	0,45
VT 20 30 2	12,86	30	0,43	
VT 20 30 3	13,78	30	0,46	
VT 20 40 1	15,25	40	0,38	0,40
VT 20 40 2	16,11	40	0,40	
VT 20 40 3	16,77	40	0,42	
VT 25 20 1	Não se aplica			
VT 25 20 2				
VT 25 20 3				
VT 25 30 1	15,01	30	0,50	0,53
VT 25 30 2	17,39	30	0,58	
VT 25 30 3	15,23	30	0,51	
VT 25 40 1	17,97	40	0,45	0,45
VT 25 40 2	18,13	40	0,45	
VT 25 40 3	17,81	40	0,45	
VT 30 20 1	Não se aplica			
VT 30 20 2				
VT 30 20 3				
VT 30 30 1	16,79	30	0,56	0,56
VT 30 30 2	16,74	30	0,56	
VT 30 30 3	16,78	30	0,56	
VT 30 40 1	19,47	40	0,49	0,49
VT 30 40 2	19,59	40	0,49	
VT 30 40 3	19,14	40	0,48	

Tabela 4

Valores de $\lambda_{e,real}$ para as vigotas treliçadas que tiveram sua ruína caracterizada pela flambagem das diagonais

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 25 20 1	Descartado			0,40
VT 25 20 2	10,99	27,30	0,40	
VT 25 20 3	10,78	27,30	0,39	
VT 25 30 1	11,02	27,30	0,40	0,43
VT 25 30 2	12,77	27,30	0,47	
VT 25 30 3	11,18	27,30	0,41	
VT 25 40 1	12,81	27,30	0,47	0,47
VT 25 40 2	12,92	27,30	0,47	
VT 25 40 3	12,69	27,30	0,46	

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 30 20 1	10,67	31,94	0,33	0,33
VT 30 20 2	10,40	31,94	0,33	
VT 30 20 3	10,82	31,94	0,34	
VT 30 30 1	10,41	31,94	0,33	0,33
VT 30 30 2	10,38	31,94	0,33	
VT 30 30 3	10,41	31,94	0,32	
VT 30 40 1	11,71	31,94	0,37	0,37
VT 30 40 2	11,78	31,94	0,37	
VT 30 40 3	11,52	31,94	0,36	

As treliças com alturas de 25 e 30 cm não apresentam ruína no banzo inferior quando a abertura é de apenas 20 cm. Nestes casos, a flambagem da diagonal é preponderante.

4.2 Ruína por flambagem das diagonais

A cortante máxima que solicita uma vigota treliçada mobiliza forças de compressão nas diagonais. A força de compressão em uma diagonal da treliça Q é dada pela Equação 10.

$$Q = \frac{V_{máx}}{4 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta} \tag{10}$$

Sendo α e β ângulos da treliça, dados respectivamente pelas Equações 11 e 12.

$$\alpha = \arctg\left(\frac{10}{h}\right) \tag{11}$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{z}{2 \cdot h}\right) \tag{12}$$

Sendo h a altura da treliça em centímetros; z a abertura entre as barras do banzo inferior em centímetros. Nas treliças ensaiadas esta abertura vale sempre 9 cm.

Novamente, igualando-se a força Q com a carga crítica de Euler P_{cr} (Equação 7), obtêm-se o comprimento de flambagem real da diagonal $l_{e,real,d}$ da treliça que é dado pela Equação 13.

$$l_{e,real,d} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,dig}}{Q}} \tag{13}$$

Sendo $I_{\phi,dig}$ o momento de inércia de uma barra diagonal dado pela Equação 14.

$$I_{\phi,dig} = \frac{\pi \cdot \phi_{dig}^4}{64} \tag{14}$$

Em que ϕ_{dig} é o diâmetro da diagonal.

O comprimento de flambagem teórico de uma diagonal $l_{e,teórico,d}$ é obtido pela Equação 15 em centímetros.

$$l_{e,teórico,d} = \sqrt{\left(\frac{z}{2}\right)^2 + h^2 + 100} \tag{15}$$

Novamente pode ser realizada a relação entre o comprimento real de flambagem e o comprimento teórico.

A Tabela 4 apresenta os resultados das treliças que apresentaram flambagem das diagonais em algum modelo ensaiado. Nesta tabela, são desprezadas as vigotas que não tiveram este modo de ruína em nenhum corpo de prova. Portanto, somente as treliças com alturas de 25 e 30 cm possuem seus resultados apresentados. Observou-se que as demais alturas não possuem flambagem das diagonais para o esquema estático proposto nos ensaios.

Ao ser observada a Tabela 4, verifica-se que o efeito de engastamento dos nós soldados e das diagonais na base de concreto diminui significativamente o comprimento de flambagem das diagonais.

4.3 Deslocamentos

O cálculo da flecha torna-se particularmente complexo na análise dos resultados, devido a parte da viga ensaiada possuir uma seção composta aço-concreto e uma região com apenas a treliça. Inicialmente foram obtidos os valores dos momentos de inércia da seção homogeneizada e da seção apenas da treliça através das Equações 16 a 22.

Características da seção homogeneizada aço-concreto

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \tag{16}$$

$$x = \frac{\left[\frac{\phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - \frac{\phi_{BS}}{2} + c_{nom}\right) + \frac{\phi_{BL}^2}{2} \cdot \left(\frac{\phi_{BL}}{2} + c_{nom}\right)\right] \cdot \pi \cdot \alpha_e + \frac{h_s^2 \cdot b_s}{2}}{\left(\frac{\phi_{BS}^2}{4} + \frac{\phi_{BL}^2}{2}\right) \cdot \pi \cdot \alpha_e + h_s \cdot b_s} \tag{17}$$

$$I_H = \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BL}^4}{32} +$$

$$\left[\frac{\phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h + c_{nom} - x - \frac{\phi_{BS}}{2}\right)^2 + \frac{\phi_{BL}^2}{2} \cdot \left(x - \frac{\phi_{BL}}{2} - c_{nom}\right)^2\right] \cdot \pi \cdot \alpha_e + \frac{h_s^3 \cdot b_s}{12} + h_s \cdot b_s \cdot \left(x - \frac{h_s}{2}\right)^2 \tag{18}$$

As variáveis indicadas nas Equações 16 e 18 estão ilustradas na Figura 12: x é a posição do centro de gravidade da seção homogeneizada, em relação à base; I_H o momento de inércia da seção homogeneizada; ϕ_{BS} o diâmetro do fio do banzo superior; ϕ_{BI} o diâmetro dos fios do banzo inferior; h a altura da treliça; c_{nom} o cobrimento dos fios inferiores, sempre igual a 1,5 cm nos ensaios; b_s é a largura inferior da base de concreto, sempre igual a 12 cm nos ensaios; h_s a altura da base de concreto, sempre igual a 2,5 cm nos ensaios; α_e a razão entre módulos de elasticidade do aço E_s , estimado em 21000 kN/cm², e do concreto, módulo secante E_{cs} , estimado pela Equação 19.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \tag{19}$$

Sendo E_{ci} o módulo de elasticidade estático tangente na origem. Conforme comentado, este módulo é aproximadamente 20 a 40% menor do que o módulo de elasticidade dinâmico. Assim sendo, no presente artigo, os valores do módulo de elasticidade da Tabela 1 foram reduzidos em 30% para correlacionar o módulo dinâmico com o estático; α_i : um fator que depende da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} (MPa), dado pela Equação 20.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \tag{20}$$

Características da seção somente composta pelos fios da treliça:

$$x_1 = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_{BI}^3}{4} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)}{\frac{\pi \cdot \phi_{BI}^2}{2} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4}} \tag{21}$$

$$I_s = \left[\frac{\pi \cdot \phi_{BS}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - x_1 - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)^2 \right] + \tag{22}$$

$$2 \cdot \left[\frac{\pi \cdot \phi_{BI}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BI}^2}{4} \cdot \left(x_1 - \frac{\phi_{BI}}{2} \right)^2 \right]$$

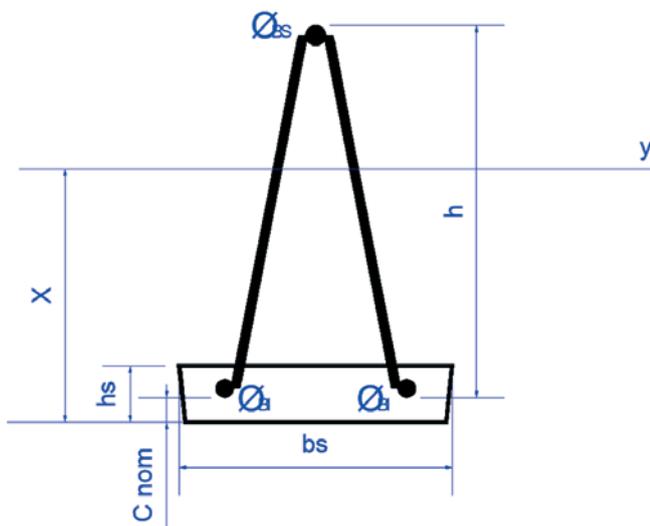


Figura 12
Seção transversal da vigota

Fonte: Autores

As variáveis indicadas nas Equações 21 e 22 estão ilustradas na Figura 13: x_1 é a posição do centro de gravidade da seção, em relação à base; I_s o momento de inércia da seção composta pelos fios de aço; ϕ_{BS} o diâmetro do fio do banzo superior; ϕ_{BI} o diâmetro dos fios do banzo inferior; h a altura da treliça. Tomando-se em consideração a Figura 10, observa-se que nos trechos a e b a inércia é I_H , já no trecho c a inércia vale I_s . A flecha experimental foi tomada nos pontos de aplicação da carga P. Assim, a Equação 23 apresenta o valor teórico da flecha nesse ponto.

$$a_p = - \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}} \cdot \left[\begin{aligned} & - \frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{6} - \frac{pp \cdot b^4}{24} + \frac{R \cdot b^3}{6} + \\ & \frac{pp \cdot a^2 \cdot b}{2} + \frac{pp \cdot a \cdot b^2}{2} + \frac{pp \cdot b^3}{6} - \frac{R \cdot b^2}{2} + \\ & + b \cdot \left[\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}}{(E_s \cdot I_s)_{teórico}} \cdot \left(- \frac{pp \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b \cdot c}{2} + \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{pp \cdot c^2 \cdot (a + b)}{8} - \frac{pp \cdot c^3}{48} + \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{F_{lim} \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b \cdot c}{2} + \frac{R \cdot c^2}{8} \right) \right] \end{aligned} \right] \tag{23}$$

Reescrevendo, tem-se a Equação 24:

$$a_p = - \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}} \cdot \left[\frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} + \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{3} + \frac{pp \cdot b^4}{8} - \frac{R \cdot b^3}{3} \right] + \tag{24}$$

$$- \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}} \cdot \left(- \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^2 \cdot c}{2} - \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a + b)}{8} + \right.$$

$$\left. - \frac{pp \cdot b \cdot c^3}{48} - \frac{F_{lim} \cdot b \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b^2 \cdot c}{2} + \frac{R \cdot b \cdot c^2}{8} \right)$$

$$R = \frac{F_{lim}}{2} + pp \cdot \left(a + b + \frac{c}{2} \right) \tag{25}$$

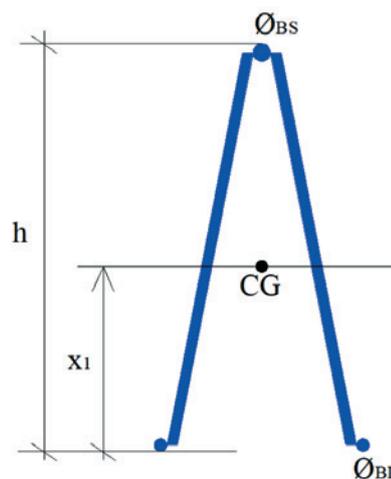


Figura 13
Posição do centro de gravidade da armadura treliça

Fonte: Autores

Em que $(E_{cs} \cdot I_H)$ é o produto de rigidez teórico da viga homogeneizada e $(E_s \cdot I_s)_{teórico}$ o produto de rigidez teórico da seção de aço. Se a flecha a_p for igualada com a flecha limite a_{lim} tem-se a Equação 26.

$$a_{lim} = \frac{l}{500} = \frac{2.100}{500} = 0,40cm = a_p$$

$$(E_{cs} \cdot I_H)_{real} = \frac{\left[-\frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{3} - \frac{pp \cdot b^4}{8} + \frac{R \cdot b^3}{3} \right]}{\left(0,40 + \frac{1}{(E_s \cdot I_s)_{teórico}} \cdot \left(-\frac{pp \cdot b \cdot c(a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^2 \cdot c}{2} - \frac{pp \cdot b \cdot c^2 \cdot (a + b)}{8} - \frac{pp \cdot b \cdot c^3}{48} - \frac{F_{lim} \cdot b \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b^2 \cdot c}{2} + \frac{R \cdot b \cdot c^2}{8} \right) \right)} \quad (26)$$

Sendo $(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$ o produto de rigidez médio da vigota ensaiada

Tabela 5

Resultados das análises das flechas

Modelo	Betonada	$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$	$\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{real}}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}}$	Média
VT 06 20 1	14	155321,61	0,68	0,67
VT 06 20 2	15	153670,84	0,67	
VT 06 20 3	15	153898,86	0,67	
VT 06 30 1	14 e 15	109085,05	0,48	0,47
VT 06 30 2	14	106071,52	0,46	
VT 06 30 3	14	106001,81	0,46	
VT 06 40 1	14	81921,97	0,36	0,35
VT 06 40 2	15	81117,07	0,36	
VT 06 40 3	13 e 14	76077,79	0,33	
VT 08 20 1	13	244466,56	0,64	0,63
VT 08 20 2	13	225608,62	0,59	
VT 08 20 3	13	246429,20	0,65	
VT 08 30 1	13	163054,65	0,43	0,42
VT 08 30 2	13	164707,40	0,43	
VT 08 30 3	13	156758,64	0,41	
VT 08 40 1	12	125388,10	0,33	0,32
VT 08 40 2	12	118529,19	0,31	
VT 08 40 3	12	118798,22	0,31	
VT 10 20 1	8	292534,04	0,51	0,51
VT 10 20 2	8	288632,99	0,50	
VT 10 20 3	8	302612,31	0,53	
VT 10 30 1	9	212033,91	0,37	0,36
VT 10 30 2	9	Descartado		
VT 10 30 3	9	211147,67	0,36	
VT 10 40 1	10	159338,07	0,27	0,28
VT 10 40 2	10	171124,24	0,29	
VT 10 40 3	10	161330,79	0,28	
VT 12 20 1	11	364945,36	0,44	0,45
VT 12 20 2	11 e 12	369795,56	0,45	
VT 12 20 3	12	364380,21	0,44	
VT 12 30 1	11	252972,47	0,31	0,33
VT 12 30 2	11	267979,65	0,33	
VT 12 30 3	11	280947,89	0,34	
VT 12 40 1	10	195258,00	0,24	0,23
VT 12 40 2	10 e 11	180423,56	0,22	
VT 12 40 3	10	180503,02	0,22	

que deverá ser utilizado para o cálculo da flecha. Este produto de rigidez médio é diferente do produto de rigidez teórico devido à fissuração do concreto. A Tabela 5 traz os resultados da análise das flechas. Observa-se pela Tabela 5 que o produto de inércia real $(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$ é bem menor do que o teórico. A descontinuidade da base de concreto na abertura de concretagem e a fissuração do concreto explicam esta redução. Nos cálculos teóricos a posição da linha neutra resulta aproximadamente no meio da sapata de concreto, o que indica que o concreto sofre fissuração.

5. Aplicação dos resultados

Como comentado no item 1, na montagem de uma laje em balanço que possua abertura de concretagem sobre o apoio (geralmente uma viga), existe a necessidade de se conhecer a capacidade resistente da vigota treliçada durante a fase construtiva, na qual ela deverá resistir sozinha o peso do concreto fresco, dos operários e do equipamento de concretagem.

Modelo	Betonada	$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$	$\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{real}}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}}$	Média
VT 16 20 1	6	655614,76	0,35	0,34
VT 16 20 2	6	580841,79	0,31	
VT 16 20 3	6	650375,24	0,35	
VT 16 30 1	7	450662,25	0,24	0,25
VT 16 30 2	7	460356,94	0,25	
VT 16 30 3	7	472568,42	0,25	
VT 16 40 1	8	355565,70	0,19	0,19
VT 16 40 2	8	359303,44	0,19	
VT 16 40 3	7	369402,60	0,20	
VT 20 20 1	5	622823,28	0,21	0,21
VT 20 20 2	4	595495,63	0,20	
VT 20 20 3	5	616838,05	0,21	
VT 20 30 1	5	717295,38	0,24	0,21
VT 20 30 2	5	580981,72	0,20	
VT 20 30 3	5	577835,01	0,20	
VT 20 40 1	6	419473,45	0,14	0,13
VT 20 40 2	6	392026,70	0,13	
VT 20 40 3	6	352356,85	0,12	
VT 25 20 1	1	Descartado		0,18
VT 25 20 2	1	757046,84	0,16	
VT 25 20 3	1	885769,99	0,19	
VT 25 30 1	1	702880,20	0,15	0,16
VT 25 30 2	2	822666,67	0,18	
VT 25 30 3	1 e 2	657050,13	0,14	
VT 25 40 1	2	614253,09	0,13	0,13
VT 25 40 2	2	641758,34	0,14	
VT 25 40 3	2	573322,11	0,12	
VT 30 20 1	3	1052186,65	0,13	0,12
VT 30 20 2	3	972026,25	0,12	
VT 30 20 3	3	1036486,34	0,12	
VT 30 30 1	3	809006,88	0,10	0,10
VT 30 30 2	3	876744,26	0,10	
VT 30 30 3	4	932740,84	0,11	
VT 30 40 1	4	857489,47	0,10	0,10
VT 30 40 2	4	768769,84	0,09	
VT 30 40 3	4	778578,07	0,09	

Os modos de ruína observados visualmente nos ensaios foram: flambagem do banzo inferior devido ao momento fletor negativo e flambagem das diagonais por efeito de força cortante. Além destas duas formas, pode ainda ocorrer a ruína do nó soldado da treliça também pelo efeito da força cortante.

Quando uma vigota, minipainel ou painel treliçado é posicionado sobre os apoios e solicitado, surgem valores de momentos fletores e forças cortantes solicitantes. Para os casos de momentos fletores positivos, as equações resistentes podem ser encontradas em Sartorti *et al* [3]. No caso de momentos fletores negativos em regiões com abertura de concretagem, o presente artigo determina as equações para obter momento resistente negativo e força cortante resistente.

5.1 Flambagem do banzo inferior devido ao momento fletor negativo

Tomando-se por base a Figura 11 e o equacionamento já apresentado até o momento, pode-se deduzir as Equações 27 a 30 onde é apresentado o momento fletor resistente negativo.

$$M_{d,res} = P_{CR} \cdot h \tag{27}$$

$$P_{CR} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,real}^2} \tag{28}$$

$$M_{d,res} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,real}^2} \cdot h \tag{29}$$

$$l_{e,real} = l_{e,teórico} \cdot Média \tag{30}$$

Em que P_{CR} é a carga crítica de flambagem do banzo inferior; h é a altura da treliça; E_s é o módulo de elasticidade do aço, admitido com valor de 21000 kN/cm²; $I_{\phi,inf}$ é o momento de inércia da seção transversal do fio inferior da treliça; $l_{e,real}$ é o comprimento de flambagem real do banzo inferior na abertura de concretagem; $l_{e,teórico}$ é o comprimento de flambagem teórico do banzo inferior na abertura de concretagem que pode ser de 20, 30 ou 40 cm e $Média$ é o valor indicado na última coluna da Tabela 3.

A segurança é garantida quando respeitada a condição da Equação 31.

$$M_{d,res} \geq M_{Sd} \tag{31}$$

Sendo M_{Sd} o momento fletor negativo solicitante de cálculo.

5.2 Flambagem das diagonais devida à força cortante

O valor da força normal (Q), que comprime uma diagonal, é dado pela Equação 10. Substituindo-se $V_{máx}$ pela cortante solicitante de cálculo V_{Sd} , tem-se a Equação 32.

$$Q = \frac{V_{Sd}}{4 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta} \tag{32}$$

A força normal crítica ($P_{CR,D}$) de flambagem de uma diagonal é dada pelas Equações 33 e 34.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,dig}}{l_{e,real,d}^2} \tag{33}$$

$$l_{e,real,d} = l_{e,teórico,d} \cdot Média \tag{34}$$

Sendo E_s o módulo de elasticidade do aço, admitido com valor de 21000 kN/cm²; $I_{\phi,dig}$ o momento de inércia da seção de cada diagonal; $l_{e,real,d}$ o comprimento efetivo de flambagem; $l_{e,teórico,d}$ o comprimento teórico e flambagem e $Média$ o valor indicado na última coluna da Tabela 4.

A segurança é garantida quando respeitada a Equação 35.

$$P_{CR,D} \geq Q \tag{35}$$

5.3 Ruína do nó soldado

A força cortante (V) relativa à resistência da solda do nó superior da treliça deve atender à Equação 36, adaptada da ABNT NBR 14862 [1].

$$V = \frac{15 \cdot \pi \cdot \phi_{BS}^2 \cdot h}{4 \cdot l_{nó}} \tag{36}$$

Sendo ϕ_{BS} o diâmetro do fio que constitui o banzo superior da treliça; h a altura da treliça; $l_{nó}$ o comprimento entre nós da treliça, igual a 20 cm; V_{Sd} a força cortante solicitante de cálculo na fase transitória, a segurança está garantida quando for respeitada a Equação 37.

$$V_{Sd} \leq V \tag{37}$$

5.4 Cálculo do deslocamento

Na fase transitória, é recomendável que o deslocamento máximo da vigota seja inferior ao valor do vão dividido por 500 ($l/500$). Os valores do produto de rigidez (EI) devem ser calculados como indicado na Equação 38, e utilizando as Equações 16 a 22.

$$(EI) = (EI)_{teórico} \cdot Média = E_{CS} \cdot I_H \cdot Média \tag{38}$$

Sendo E_{CS} o módulo de elasticidade secante do concreto, calculado com a resistência característica f_{ck} ; I_H o momento de inércia da seção homogeneizada e $Média$ o valor indicado na última coluna da Tabela 5.

6. Conclusões

Para facilitar a construção do tabuleiro da laje de pontes, marquises e beiras, podem ser utilizadas vigotas treliçadas autoportantes que funcionem como formas, capazes de sustentar na fase construtiva seu peso próprio, peso do concreto fresco, operários e equipamentos de concretagem.

O objetivo desta pesquisa foi estudar o comportamento de vigotas treliçadas ao serem solicitadas pela flexão negativa contendo interrupção do concreto da base na região do apoio, utilizando ensaios em laboratório.

Em vigotas com altura de até 20 cm a ruína foi caracterizada pela flambagem do banzo inferior. Nas vigotas com

altura de 25 cm e 30 cm contendo interrupção do concreto de 20 cm, a ruína deu-se pela flambagem das diagonais, as vigotas com altura de 25 cm e 30 cm com abertura no concreto de 30 cm e 40 cm ruíram pela flambagem no banzo inferior.

Para o cálculo do comprimento de flambagem real, esses dois modos de ruína foram analisados separadamente. Concluiu-se que as barras que compõem o banzo inferior e as diagonais são enrijecidas pelos nós eletrossoldados da treliça e pelo engaste na vigota de concreto, resultando na diminuição expressiva do comprimento de flambagem. Com o comprimento de flambagem real, é possível calcular o momento máximo resistente e a cortante máxima resistente, valores importantes para o dimensionamento adequado do vão máximo em balanço sem escoramento ou vão entre apoios.

Para o cálculo do deslocamento na fase de transição, o produto de rigidez (EI) precisa ser calibrado. Verificou-se que $(E_{CS} \cdot I_H)_{real}$ é menor que o teórico, decorrente da descontinuidade do concreto da base e da fissuração do concreto.

As equações para o cálculo do momento resistente, cortante resistente e deslocamento são indicadas no presente artigo, e delas é possível determinar o máximo vão em balanço ou máximo vão entre apoios de uma vigota treliçada com interrupção da concretagem.

Recomendam-se estudos em minipainéis e painéis treliçados para verificar possíveis alterações dos resultados. Entretanto, os resultados dos ensaios apresentados neste artigo indicam uma grande capacidade de carga das peças ensaiadas, fazendo com que as vigotas treliçadas com interrupção no concreto da base sejam indicadas para situações onde se deseja um monolitismo entre as lajes e as vigas otimizando o escoramento, como é o caso esperado em pontes. É ainda importante destacar que os resultados encontrados nesta pesquisa não devem ser extrapolados para alturas e bitolas de treliças não analisadas.

7. Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14862. Armaduras treliçadas eletrossoldadas - Requisitos. Rio de Janeiro. 2002.
- [2] _____. NBR 14859-1. Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [3] SARTORTI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO, L. M. Analysis of the assembling phase of lattice slabs. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Volume 6, Number 4 (August 2013) p. 623-660. São Paulo: IBRACON, 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-2. Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [5] _____. NBR 14860-1. Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [6] _____. NBR 14860-2. Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [7] _____. NBR 15696. Formas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro. 2009
- [8] _____. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- [9] SARTORTI, A. L.; VIZOTTO, I; PINHEIRO, L. M. Utilização de Minipainéis Treliçados para Construção de Tabuleiros de Pontes. Rio de Janeiro: IABSE, 2010.
- [10] GASPAR, R. Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção. São Paulo, 1997. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [11] TERNI, A. W.; MELÃO, A. R.; OLIVEIRA, L. E. A utilização do método dos elementos finitos na análise comportamental da laje treliçada na fase construtiva. Congresso Brasileiro do Concreto, 50. IBRACON. Salvador, 2008.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM E1876-1: Standard test method for dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio by impulse excitation of vibration. Philadelphia, 2005.
- [13] SARTORTI, A. L. Comportamento dinâmico de lajes maciças de concreto leve com pérolas de EPS. 2015. 215p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.
- [14] METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedade e matérias. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [15] FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados. São Paulo: Pini, 2008.