



ANÁLISE DE ESTRUTURA DE PISO MISTO FORMADO POR VIGAS TRELIÇADAS  
EM PERFIS FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Rio de Janeiro  
Setembro de 2019

ANÁLISE DE ESTRUTURA DE PISO MISTO FORMADO POR VIGAS TRELIÇADAS  
EM PERFIS FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ  
COIMBRA DE PÓS GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Eduardo de Miranda Batista, DSc.

---

Prof<sup>a</sup>. Arlene Maria Cunha Sarmanho, DSc

---

Prof. Alexandre Landesmann, DSc.

---

Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso, DSc

---

Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, DSc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2019

Leal, Luiz Alberto Araújo de Seixas

Análise de Estrutura de Piso Misto Formado por Vigas Treliçadas em Perfis Formados a Frio e Lajes Pré-Moldadas de Concreto / Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XIII, 161 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 149-152.

1. Treliças Mistas. 2. Sistemas para Pisos Mistos. 3. Conectores de Cisalhamento. 4. Perfis Formados a Frio. 5. Conectores TWP. 6. Conectores TWC. 7. Conectores TWVP. I. Batista, Eduardo de Miranda. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## **Agradecimentos**

Aos meus pais (Luiz Alberto e Graça), minhas avós (Glória e Viète) e aos meus amados irmãos (Maurício, Jurema e Priscila) pelo apoio incondicional de sempre e por serem os grandes responsáveis pelo meu desenvolvimento pessoal e profissional. Impossível seria chegar até aqui sem tê-los por perto e sem poder desfrutar do amor de todos vocês.

A Dani, Quim e Darwin pelo carinho, compreensão, apoio e por tantas outras coisas mais. Percorrer esta trajetória ao lado de vocês me trouxe muita tranquilidade e é muito bom poder viver a vida com vocês por perto. À família Souza Gordilho, com quem tive o prazer enorme de conviver nos últimos anos e de aproveitar toda a energia positiva.

Não poderia deixar de agradecer também aos meus primos (Adriane, Marcella e Evaldo) e aos meus tios (Idma e Marcelo) por terem me recebido tão bem em diversos momentos ao longo dos últimos anos. Sem dúvidas, fizeram com que eu me sentisse em casa.

Ao meu orientador, Prof. Eduardo de Miranda Batista, pelo suporte, pelos conselhos e por toda a confiança depositada para que eu pudesse melhorar cada dia mais. Estar respaldado pela sua experiência garante a tranquilidade necessária para a continuidade da minha pesquisa.

Ao Grupo GypSteel, pela confiança no desenvolvimento do trabalho e por todo o suporte financeiro disponibilizado ao longo destes anos. Sem a colaboração de vocês, certamente nada disto seria possível. Em especial, não poderia deixar de reforçar os meus agradecimentos ao Gustavo, Helena, Fernando e Rogério por poder contar sempre com a boa vontade e prestatividade de vocês.

Aos funcionários (em especial, Santiago, Flávio e Anísio) e amigos do LABEST, pelas discussões e pelos bons momentos que marcaram a minha trajetória até o momento. À CAPES pelo apoio financeiro, fundamental para o desenvolvimento deste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc).

## ANÁLISE DE ESTRUTURA DE PISO MISTO FORMADO POR VIGAS TRELIÇADAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal

Setembro/2019

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Programa: Engenharia Civil

As construções compostas por estruturas mistas de aço e concreto têm sido amplamente utilizadas no intuito de garantir consumo otimizado de materiais, elevada capacidade resistente e aumento da rigidez dos elementos estruturais. Diversas pesquisas científicas buscam alternativas que garantam uma interação eficiente entre ambos e, ao mesmo tempo, permitam o aproveitamento das melhores características associadas ao aço e concreto. Neste contexto, o presente trabalho têm como objetivo principal a investigação experimental e o desenvolvimento de um sistema estrutural composto por vigas treliçadas de chapa dobrada, associadas às lajes unidirecionais de concreto armado, no intuito de avaliar o comportamento estático e dinâmico de pisos mistos no que diz respeito aos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS). Adicionalmente, são apresentadas três novas soluções inovadoras para conectores de cisalhamento, constituídos por elementos de chapas finas e conectados às vigas treliçadas através de parafusos autoatarraxantes. O comportamento estrutural da ligação entre aço e concreto foi avaliado através de ensaios de *push-out*, de acordo com as recomendações estabelecidas pelo Eurocode 4, e através dos ensaios de flexão em escala real. Os resultados experimentais revelam que os conectores são adequados, em termos de capacidade resistente e capacidade de deformação (ductilidade), para garantir a interação total entre as treliças metálicas e as lajes unidirecionais de concreto. Além disto, os dados obtidos através dos ensaios em escala real evidenciam que o aproveitamento do comportamento misto possibilita um aumento considerável de capacidade resistente e rigidez à flexão em relação às treliças isoladas de aço.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc).

ANALYSIS OF COMPOSITE FLOOR STRUCTURE COMPOSED BY TRUSSED BEAMS  
WITH COLD-FORMED MEMBERS AND PREFABRICATED CONCRETE SLABS

Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal

September/2019

Advisor: Eduardo de Miranda Batista

Department: Civil Engineering

The steel and concrete composite constructions are widely adopted in order to guarantee optimized material consumption, improved resistant capacity and flexural stiffness associated to the structural members. Several scientific researches aim at alternatives to ensure an efficient interaction between both materials and, at the same time, allow the exploitation of the better structural qualities related to steel and concrete. In this context, the main objective of the present work is associated to the experimental investigation and development of floor systems, composed by thin-walled trussed beams and one-way prefabricated concrete slabs, in order to evaluate the static and dynamic behavior of composite floors in terms of Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS). Additionally, three new innovative solutions for shear connectors, constituted by thin-walled elements, connected to the trussed beams by means of self-drilling screws. The structural behavior of the connection between steel and concrete was investigated through push-out tests, according to the recommendations established by the Eurocode 4, and full-scale bending tests. The experimental results indicated that the connectors are adequate, in terms of resistant capacity and deformation capacity (ductility), to ensure full interaction between the steel trusses and the one-way concrete slabs. Furthermore, the experimental data, obtained from the full-scale tests revealed that the composite behavior produces a considerable benefit associated to bending capacity and flexural stiffness, compared to bare steel trusses.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 JUSTIFICATIVAS.....	4
1.4 METODOLOGIA .....	5
1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	7
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	8
2.1 PERFIS FORMADOS A FRIO.....	8
2.2 VIGAS TRELIÇADAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO.....	9
2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO E ENSAIOS DE <i>PUSH-OUT</i> .....	22
2.4 CONECTORES PARA VIGAS MISTAS FORMADAS A FRIO .....	37
3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS PARA AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DOS CONECTORES .....	45
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	45
3.2 ENSAIOS DE QUALIFICAÇÃO DO CONCRETO.....	46
3.3 CARACTERÍSTICAS ASSOCIADAS AOS ENSAIOS DE <i>PUSH-OUT</i> .....	47
3.4 ETAPA DE FABRICAÇÃO DOS PROTÓTIPOS DE <i>PUSH-OUT</i> .....	48
3.5 INSTRUMENTAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ENSAIOS .....	50
3.6 CONECTOR <i>THIN-WALLED PERFOBOND</i> (TWP).....	52
3.6.1 FORMULAÇÕES ANALÍTICAS PARA CONECTORES TWP.....	53
3.6.2 ENSAIO DE <i>PUSH-OUT</i> CORRESPONDENTE AO CONECTOR TWP .....	55
3.7 CONECTOR <i>THIN-WALLED CHANNEL</i> (TWC).....	58
3.7.1 FORMULAÇÕES ANALÍTICAS PARA CONECTORES TWC.....	59
3.7.2 ENSAIO DE <i>PUSH-OUT</i> CORRESPONDENTE AO CONECTOR TWC.....	61
3.8 CONECTOR <i>THIN-WALLED VERTICAL POST</i> (TWVP).....	63
3.8.1 FORMULAÇÕES ANALÍTICAS PARA CONECTORES TWVP .....	66
3.9 AVALIAÇÃO FINAL DO COMPORTAMENTO DOS CONECTORES .....	
TWP .....	68
3.10 AVALIAÇÃO FINAL DO COMPORTAMENTO DO CONECTOR TWC .....	71
4. ENSAIOS EXPERIMENTAIS PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS EM ESCALA REAL.....	73
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	73
4.2 ENSAIOS DE QUALIFICAÇÃO DO AÇO E DO CONCRETO.....	75
4.3 SISTEMA ESTRUTURAL COMPOSTO POR CONECTORES <i>THIN-WALLED PERFOBOND</i> (TWP).....	77
4.4 SISTEMA ESTRUTURAL COMPOSTO POR CONECTORES <i>THIN-WALLED CHANNEL</i> (TWC).....	100

4.5	SISTEMA ESTRUTURAL COMPOSTO POR CONECTORES <i>THIN-WALLED VERTICAL POST</i> (TWVP) .....	115
5.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO.....	131
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	131
5.2	MODELOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE.....	131
5.3	MODELOS PARA PREVISÃO DO MOMENTO DE INÉRCIA EFETIVO .....	134
5.4	DISCUSSÃO SOBRE MOMENTO DE INÉRCIA DO PROTÓTIPO TWP.....	135
5.5	DISCUSSÃO SOBRE MOMENTO DE INÉRCIA DO PROTÓTIPO TWC .....	136
5.6	DISCUSSÃO SOBRE MOMENTO DE INÉRCIA DO PROTÓTIPO TWVP .....	137
5.7	MODELOS PARA AVALIAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA .....	138
6.	CONCLUSÃO .....	144
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	144
6.2	RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE <i>PUSH-OUT</i> .....	144
6.3	MOMENTO RESISTENTE ASSOCIADO AOS ENSAIOS EM ESCALA REAL ....	145
6.4	MOMENTO DE INÉRCIA EFETIVO DOS PROTÓTIPOS .....	146
6.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	147
	APÊNDICE A .....	153
	APÊNDICE B .....	156

## LISTA DE SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

$A_b$	Área de seção transversal (em $\text{mm}^2$ ) do parafuso autoatarraxante
$A_{ctr}, A_{bs}, A_{bi}$	Áreas de concreto transformada, do banzo superior e do banzo inferior, respectivamente. A área de concreto transformada é obtida a partir do produto entre a largura reduzida $b_{ef}/\eta$ e a espessura da laje $t_c$
$A_o$	Amplitude do movimento produzido pelo impacto do “calcanhar”, em polegadas.
$A_{n,bi}$	Área líquida da seção transversal do banzo inferior
$A_t$	Área total da seção transformada, dada a partir do somatório das áreas $A_c$ , $A_{bs}$ e $A_{bi}$
$A_i \cdot y_i^2$	Produto entre a área de cada elemento (laje e banzos) da seção e o quadrado das respectivas distâncias $y_i$
$A_{tr}$	Área total de seção das armaduras transversais, em $\text{mm}^2$
$C_r$	Coefficiente que varia em função do tipo de treliça adotada (composta por cantoneiras ou por barras redondas nas diagonais).
$D$	Percentual do amortecimento crítico
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_{s2}$	Módulo de rigidez do aço adotado para tensões acima do patamar de escoamento
$EI$	rigidez à flexão da viga treliçada mista, dada a partir do módulo de elasticidade do aço e das propriedades geométricas da seção homogeneizada.
$F_{90+}$	Percentual de 90% da força máxima, associada aos ensaios de <i>push-out</i> , após o colapso do protótipo
$I_{treI}$	Momento de inércia da treliça de aço isolada

$I_{ef}$	Momento de inércia efetivo da treliça de aço isolada
$I_{efm}$	Momento de inércia efetivo da treliça mista
$I_{tm}$	Momento de inércia da seção homogeneizada
$I_x$	Momento de inércia da seção transversal
$I_{x0}$	Momento de inércia da laje de concreto, do banzo superior e do banzo inferior, em relação ao eixo (paralelo ao eixo $x$ ) que passa pelo centroide de cada elemento
$L$	Vão livre das treliças de aço
$L_{cs}$	comprimento do conector $U$
$M_a, M_b$	Momentos fletores (valor nominal) correspondentes ao início do escoamento do banzo inferior e ao esmagamento do concreto, respectivamente
$M_{R2}$	Momento resistente associado ao Modelo-2
$M_{R3}$	Momento resistente associado ao Modelo-3
$M_{R4}$	Momento resistente associado ao Modelo-4
$P$	força total aplicada pelo atuador hidráulico, assim como o peso próprio das vigas de distribuição
$P_{m\acute{a}x}$	Força máxima associada aos protótipos de <i>push-out</i>
$P_{Rd}$	Capacidade resistente de cálculo de 1 (um) conector de cisalhamento
$P_{Rk}$	Capacidade resistente característica do conector
$Q_{Rd}$	Capacidade resistente de cálculo de 1 (um) conector de cisalhamento.
$Q_{Rk}$	Capacidade resistente característica de 1 (um) conector de cisalhamento.
$S$	Espaçamento entre as treliças de aço

## LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$a_p$	Aceleração de pico do pavimento
$b_{ef,1}, b_{ef,2}$	Larguras efetivas da laje de concreto
$b_{sc}, b_p$	Largura do conector TWP e à largura da chapa de reforço, em mm
$b_{ef}$	Largura colaborante da laje de concreto
$d_1, d_2$	Distâncias entre o eixo da viga em questão e os eixos das vigas adjacentes à esquerda e à direita, respectivamente
$f_c$	Resistência à compressão do concreto, em MPa
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_n$	Frequência natural fundamental, associada ao 1º modo, em Hz.
$f_{yb}$	Tensão limite de escoamento do aço que compõe os parafusos autoatarraxantes (em N/mm <sup>2</sup> )
$f_u$	Tensão de ruptura do aço, correspondente ao banzo inferior
$f_{ut}$	Tensão última medida experimentalmente para o material que compõe o conector
$g$	Aceleração gravitacional
$h_{sc}, t_{sc}$	Altura e espessura do conector de cisalhamento, em milímetros
$n, d$	Quantidade e o diâmetro dos furos realizados na superfície do conector, em mm
$q$	carregamento uniformemente distribuído, produzido pelo peso próprio do protótipo
$t_c$	Espessura total da laje de concreto
$t_{fcs}$	Espessura da mesa do conector, posicionada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma (Conector U)
$t_{wcs}$	Espessura da alma do conector U
$y$	profundidade da linha neutra elástica da seção transversal mista, a partir do referencial estabelecido no topo da laje
$y_{ctr}, y_{bs}, y_{bi}$	Distância entre o topo da laje de concreto e o centroide de cada um dos elementos que compõem a seção

$y_{p2}$	Profundidade da linha neutra plástica, a partir do referencial estabelecido no topo da laje, referente ao Modelo-2. A contribuição do banzo superior é desprezada
$y_{p3}$	Profundidade da linha neutra plástica, a partir do referencial estabelecido no topo da laje, referente ao Modelo-3. A contribuição do banzo superior é considerada
$y_{p4}$	Profundidade da linha neutra plástica, a partir do referencial estabelecido no topo da laje, referente ao Modelo-4. A contribuição do banzo superior é desprezada e a tensão de ruptura do banzo inferior é adotada
$x_1, x_{n+1}$	correspondem ao valor da resposta da estrutura em em dois instantes de tempo distintos

## LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

$\eta$	Razão entre o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) e o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ )
$\beta$	Taxa de amortecimento definida para o pavimento
$\gamma_V$	Coefficiente de segurança para ligações submetidas ao cisalhamento, adotado geralmente com valor de 1,25
$\delta$	decaimento logarítmico, numericamente igual à taxa de amortecimento da estrutura;
$\delta_{CD}$	valor correspondente ao “escorregamento” médio, associado à relação força vs deslocamento.
$\delta_{l,máx}$	Deslocamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico na direção longitudinal, referente ao ensaio de <i>push-out</i>
$\delta_{l,80}$	Deslocamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico na direção longitudinal, correspondente a um estágio de carregamento de 80% da força máxima (antes do colapso do protótipo)
$\delta_{PP}$	valor estimado do deslocamento correspondente ao peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição
$\delta_{t,máx}$	Deslocamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico na direção transversal, referente ao ensaio de <i>push-out</i>
$\delta_{t,80}$	Deslocamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico na direção transversal, correspondente a um estágio de carregamento de 80% da força máxima (antes do colapso do protótipo)
$\delta_{V7}$	valor médio de deslocamentos adquiridos pelos flexímetros centrais

$\delta_{uk}$	Capacidade de deformação característica
$\delta_u$	Deslocamento relativo entre aço e concreto (direção longitudinal), correspondente ao ensaio de <i>push-out</i>
$\delta_1, \delta_2$	deslocamentos correspondentes aos carregamentos uniformemente distribuído e com forças concentradas em dois pontos intermediários
$\epsilon_{bi}, \epsilon_y$	representam a deformação específica final do banzo inferior (considerando o efeito do peso próprio) e a deformação específica correspondente ao início do escoamento (obtida a partir dos ensaios de qualificação)
$\epsilon_c$	deformação específica do concreto, num dado estágio de carregamento
$\epsilon_{c2}$	deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, admitida como 2,0 ‰ (equivalente a 2000 $\mu\text{str}$ ) para concretos de classe C50 ou inferior. $n$ é um fator igual a 2,0, para concretos de classe C50 ou inferior
$\xi$	taxa de amortecimento modal
$\sigma_c$	Tensão atuante na seção transversal da laje de concreto
$\sigma_y, \sigma_u$	representam as tensões limite de escoamento e de ruptura, obtidos através de ensaios de qualificação do aço adotado em cada um dos protótipos

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A associação entre diferentes materiais estruturais tem sido utilizada na Engenharia ao longo dos séculos no intuito de possibilitar uma série de benefícios como, por exemplo, uma maior eficiência da estrutura, menor consumo de matéria prima para a construção e capacidade de vencer maiores vãos. Outra vantagem da referida associação é a redução de custos construtivos, fator este que é bastante relevante em tempos modernos de alta competitividade.

Construído em 1770, o *Pantheon* de Paris é um retrato que ilustra os aspectos positivos da atuação conjunta entre materiais distintos. A associação de pedras naturais e barras de ferros permitiu um aumento no espaçamento dos pilares e, portanto, maiores vãos para os elementos estruturais de viga.

O embutimento do ferro através de aberturas nos blocos de pedra e o posterior preenchimento do furo com argamassa de cal viabilizou a interação entre os elementos e permitiu o aproveitamento de uma série de benefícios. É válido destacar que, quaisquer que sejam os materiais estruturais especificados para uma determinada construção, o comportamento misto é observado apenas quando existe um elemento de solidarização entre eles.

Outro tipo de construção bastante empregada atualmente, em escala mundial, e que pode ser tipificada no contexto das estruturas compostas por materiais distintos é a viga mista de aço e concreto. Neste sistema estrutural, a seção transversal pode ser caracterizada por um perfil metálico e uma laje de concreto na aba superior da viga, constituindo um elemento com ganhos significativos de rigidez à flexão, capacidade resistente e menos susceptíveis aos problemas relacionados à vibração causada pela atividade humana.

Tais vantagens foram observadas ao longo do tempo por diversos autores, abrangendo um período que vem desde a década de 20, com estudos preliminares realizados no Canadá e que serviram de base para avaliação do comportamento estrutural destes elementos.

Um marco histórico que contribuiu para os avanços nas pesquisas relacionadas às vigas mistas de aço e concreto é a 2ª Guerra Mundial. Ao final deste período, a Alemanha buscou nas pesquisas uma forma para garantir dimensionamentos mais econômicos e eficientes dos elementos estruturais, visto que o país precisava se reconstruir após devastante fase da sua recente história.

Em paralelo ao desenvolvimento de pesquisas alemãs, os Estados Unidos foram responsáveis por relevantes publicações que vieram a impulsionar o emprego das vigas mistas. Exemplo disto pode ser visto na primeira norma técnica que aborda as pontes mistas, publicada em 1944 pela *American Association of State Highway Officials (AASHO)*.

Novamente, é relevante destacar o papel fundamental desempenhado por elementos solidarizantes que permitem a atuação conjunta entre os materiais. No presente trabalho, conforme poderá ser visto nos capítulos subsequentes, a solidarização ocorrerá através de dispositivos mecânicos, intitulados conectores de cisalhamento, responsáveis pela transmissão dos esforços atuantes na interface entre os perfis de aço e as lajes de concreto.

Nas vigas mistas de aço e concreto, existem diversos tipos de conectores amplamente utilizados nas construções e que foram estudados através de inúmeras pesquisas e ensaios experimentais. Neste contexto, é possível destacar aqueles recomendados pela norma brasileira de estruturas de aço e mistas de aço e concreto ABNT NBR 8800:2008: (a) conectores tipo pino com cabeça (*Stud bolts*) e (b) perfis U (laminados ou formados a frio).

Estudos mais recentes, desenvolvidos nas últimas duas décadas, têm demonstrado o interesse em particular por novos tipos de soluções estruturais mistas, compostas por perfis formados a frio, em virtude da eficiência destes elementos. Eficiência esta traduzida por uma maior relação entre a capacidade resistente e o peso próprio da estrutura.

Avanços relativos ao comportamento estrutural dos sistemas mistos com perfis formados a frio estão sendo reportados atualmente e compreendem distintos tipos de materiais a serem associados ao aço como, por exemplo, placas de gesso para fechamentos verticais, lajes de concreto e painéis de bambu destinados aos pisos das construções (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Viga mista composta por perfis formados a frio e painel de bambu  
(Fonte: Li *et al*, 2012)

Neste trabalho, especial atenção será dada ao sistema estrutural treliçado misto, composto pelos perfis de chapas dobradas (banzos, diagonais e montantes) associados a lajes de concreto, solidarizados no intuito de aproveitar as vantagens oferecidas pela atuação conjunta entre

diferentes materiais, bem como visando minimizar eventuais aspectos negativos de cada elemento que compõe a seção transversal, conforme poderá ser visto adiante.

A atuação associada entre os dois materiais anteriormente citados permite o desenvolvimento de uma estrutura eficiente e bastante leve, onde a presença da laje colaborante de concreto aumenta rigidez e capacidade resistente da seção transversal, além de reduzir a susceptibilidade de ocorrência de instabilidades locais, distorcionais e globais sobre os perfis formados a frio. Na literatura estrangeira, este tipo de solução tem sido denominado como *lightweight floors*, evidenciando o baixo peso próprio da construção.

A Figura 1.2 ilustra alguns tipos de seções transversais para as vigas mistas compostas por perfis formados a frio. Note que inúmeras possibilidades podem ser adotadas como elementos mistos formados por perfis de chapas dobradas simples ou ainda pela adoção de perfis compostos.

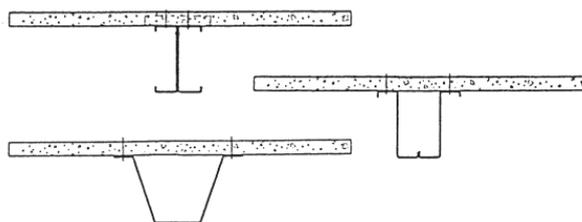


Figura 1.2 – Seções transversais mistas compostas por perfis formados a frio  
(Fonte: Hanaor, 2000)

Visando avaliar o comportamento estrutural e estabelecer procedimentos consistentes para projetos, duas linhas de pesquisa estão sendo bastante desenvolvidas atualmente e serão tratadas com maiores detalhes nos capítulos subsequentes: (a) conectores de cisalhamento para uma associação eficiente entre os materiais e (b) idealização de um novo sistema construtivo treliçado misto.

## 1.2 OBJETIVOS

Os pisos mistos compostos pela associação de seções de aço formadas a frio e lajes de concreto consistem numa solução estrutural recente e com poucas publicações sobre o comportamento dos elementos. Um dos reflexos negativos desta realidade é a pouca utilização do referido sistema nos projetos de estruturas e construções em geral.

O objetivo principal do presente trabalho é desenvolver (a) um sistema estrutural composto por vigas treliçadas de chapa dobrada associadas às lajes unidirecionais de concreto armado e (b) 3 (três) soluções inovadoras de conectores de cisalhamento, concebidos para

garantir a interação entre o banzo superior das treliças e o concreto. Neste contexto, ensaios experimentais e avaliações analíticas serão realizadas no intuito de avaliar o comportamento estático e dinâmico do referido piso misto quanto aos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS).

Acredita-se que existem, pelo menos, 3 (três) aspectos ainda pouco estudados e que serão enfatizados ao longo deste trabalho: (a) ligação entre o banzo superior de aço e a laje de concreto, (b) desempenho das vigas mistas formadas a frio para verificações relativas ao Estado Limite de Serviço – Deslocamentos Excessivos (ELS–DE) e (c) comportamento de elementos estruturais na iminência do esgotamento da capacidade resistente.

A ligação entre a treliça metálica e o concreto é fundamental para garantir o comportamento misto do elemento estrutural, bem como para a viabilidade econômica do sistema construtivo. Sob o ponto de vista técnico, o elemento de solidarização deve ter adequada capacidade resistente e ductilidade compatíveis com requisitos mínimos estabelecidos por normas técnicas, conforme será visto adiante.

Quanto à viabilidade econômica, impende destacar que este requisito não necessariamente é verificado meramente pela conformidade das vigas treliçadas mistas em relação aos ELU e ELS. É preciso que o sistema estrutural seja observado sob o ponto de vista de fabricação, montagem e disponibilidade de seções transversais. Dessa forma, três tipos de conectores de cisalhamento serão estudados durante a etapa experimental para a identificação da melhor alternativa.

Pode-se afirmar ainda que outro objetivo pretendido pelo presente trabalho é contribuir com dados experimentais que permitam esclarecer algumas incertezas relacionadas ao comportamento estrutural de treliças mistas, tais como (a) contribuição do banzo superior, (b) modelo analítico mais realista para avaliação dos sistemas treliçados mistos e (c) desempenho da ligação entre aço formado a frio e lajes unidirecionais de concreto.

### **1.3 JUSTIFICATIVAS**

As construções compostas por perfis formados a frio e caracterizadas, portanto, por uma elevada resistência e eficiência estrutural, têm se tornado populares desde a última década em função de uma série de benefícios (XU, 2011). O emprego deste tipo de solução em edificações residenciais e comerciais é atrativo ainda em função das facilidades de fabricação, bem como em decorrência do rápido processo de montagem da estrutura (KYVELOU *et al*, 2015).

Diversos autores observaram, ao longo dos últimos anos, que a associação dos perfis de chapa dobrada e outros materiais, como placas de madeira e lajes de concreto, pode gerar vantagens ainda maiores em termos estruturais como, por exemplo, aumento da rigidez à flexão (XU & TANGORRA, 2006; KYVELOU *et al*, 2015).

Embora os aspectos positivos relativos à atuação conjunta entre os dois materiais sejam conhecidos, tais benefícios não têm sido sistematicamente levados em consideração durante a etapa de projeto em face à pequena quantidade de publicações técnicas sobre o assunto (KYVELOU *et al*, 2015).

A realidade descrita no parágrafo anterior pode ser encarada como uma justificativa para o desenvolvimento de ensaios experimentais ao longo do presente trabalho. Não apenas no sentido de aumentar a quantidade de dados obtidos através de experimentos em escala real, mas também visando a publicação de procedimentos consistentes para serem adotados no dimensionamento estrutural.

A segunda justificativa para a escolha do tema refere-se ao desempenho e critérios de cálculo das vigas treliçadas mistas compostas por perfis formados a frio, em termos de capacidade resistente e rigidez à flexão. Ao longo da última década, muitas pesquisas sobre sistemas treliçados têm sido reportadas em países como Estados Unidos e Canadá, referente ao comportamento estrutural de treliças mistas compostas por perfis laminados (dupla cantoneira, perfis cartola, dentre outros), mas poucas informações são apresentadas envolvendo perfis de chapa dobrada.

A terceira justificativa está relacionada ao fato de que, através da concepção de 3 (três) alternativas inovadoras de conectores de cisalhamento, uma melhora significativa no comportamento estrutura das treliças de aço poderá ser observada, em termos de capacidade resistente, rigidez à flexão e sensibilidade às vibrações produzidas pela atividade humana.

#### **1.4 METODOLOGIA**

A metodologia a ser desenvolvida pelo presente trabalho, no intuito de estudar o comportamento das treliças mistas compostas por perfis de chapas dobradas e lajes unidirecionais de concreto, pode ser dividida em 3 (três) etapas distintas: (a) ensaio de *push-out* para avaliação do comportamento estrutural dos conectores, (b) ensaio de flexão do protótipo em escala real para avaliação da capacidade resistente, rigidez à flexão e outros

parâmetros e (c) ensaio dinâmico do protótipo em escala real para determinação das frequências naturais e taxa de amortecimento do sistema treliçado

Destaca-se que as referidas etapas que definem a metodologia serão realizadas e devidamente instrumentadas com recursos do Laboratório de Estruturas (LABEST) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), no intuito de avaliar a resposta estrutural das treliças mistas e da ligação entre aço e concreto.

Durante a primeira fase da pesquisa, correspondente aos ensaios de *push-out*, os protótipos compostos por 1 (um) perfil de aço central e 2 (duas) lajes maciças de concreto, serão submetidos a carregamentos sucessivamente aplicados, através de um atuador hidráulico. A instrumentação a ser adotada é constituída por flexímetros para avaliação dos deslocamentos relativos entre aço e concreto, correspondentes às direções vertical (longitudinal) e horizontal (transversal).

A partir dos resultados experimentais, é possível caracterizar os diferentes tipos de conectores em termos de capacidade portante e ductilidade (capacidade de deformação). Além disto, a realização dos ensaios permite identificar os mecanismos de colapso associados a cada tipo de conector.

Na segunda fase, serão realizados os ensaios dinâmicos em protótipos construídos com comprimento total de 7.800 mm e caracterizados pelo vão livre aproximadamente da ordem de 7.600 mm. As condições de contorno na extremidade dos sistemas treliçados mistos, idealizados para os ensaios em questão, são do tipo simplesmente apoiadas.

Os parâmetros dinâmicos da estrutura serão avaliados, tais como frequência natural para os distintos modos de vibração, taxa de amortecimento e aceleração máxima do sistema estrutural. A transmissão dos carregamentos será realizada através de impactos, sucessivamente aplicados por meio de martelo com extremidade de borracha.

Na terceira fase, relacionada ao ensaio de flexão, será avaliado o comportamento estrutural de 3 (três) protótipos em escala real em termos de capacidade resistente, rigidez à flexão e deslizamento relativo entre aço e concreto. É importante ressaltar que cada protótipo será construído com uma solução distinta de conector de cisalhamento, possibilitando um comparativo entre as diferentes soluções idealizadas por esta pesquisa.

A partir dos resultados experimentais, será possível observar, dentre outros aspectos, as curvas que correlacionam a força aplicada e as respostas da estrutura (deformações e deslocamentos), mecanismos de colapso e ductilidade dos protótipos.

## 1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está subdividido 5 (cinco) capítulos adicionais, contemplando a apresentação dos dados experimentais obtidos e a discussão dos resultados correspondentes aos ensaios de *push-out*, dinâmicos e de flexão.

No Capítulo 2, será apresentada uma revisão bibliográfica relacionada aos sistemas treliçados mistos de aço e concreto, incluindo a evolução histórica, os modelos analíticos e principais resultados de pesquisas científicas. Além disto, importantes aspectos relacionados aos conectores de cisalhamento serão discutidos, identificando-se diferentes tipos de elementos e suas aplicações, formulações para estimativa da capacidade resistente da ligação entre aço e concreto e procedimentos para realização dos ensaios de *push-out*.

No Capítulo 3, serão mencionados os principais aspectos relacionados ao procedimento de fabricação e ensaios experimentais dos protótipos de *push-out*. Dentre as etapas retratadas, estão inclusas a montagem dos perfis rígidos destinados à transmissão do carregamento produzido pelo atuador, a preparação das fôrmas de madeira, sequência para concretagem da laje de concreto e posicionamento dos protótipos para realização dos ensaios no LABEST.

Além disto, serão apresentados os dados experimentais obtidos e os principais parâmetros para avaliação do comportamento estrutural das ligações entre aço e concreto (capacidade resistente, ductilidade e relações entre força aplicada e deslocamentos relativos).

No Capítulo 4, serão apresentados os resultados experimentais dos ensaios de flexão, incluindo os detalhes de fabricação das estruturas, instrumentação adotada, características relacionadas ao sistema de introdução dos carregamentos. Os resultados experimentais serão apresentados através de curvas que correlacionam a força aplicada e as diferentes respostas da estrutura (deformações e deslocamentos), possibilitando a avaliação consistente acerca do comportamento das vigas treliçadas mistas.

No Capítulo 5, será estabelecido um comparativo entre os resultados experimentais e as estimativas realizadas através de procedimentos analíticos recomendados pela literatura técnica. Dentre outros aspectos, serão enfatizados parâmetros como o momento fletor resistente e rigidez à flexão.

O Capítulo 6 descreve as conclusões da pesquisa, incluindo recomendações preliminares para o estudo de vigas treliçadas mistas, compostas por perfis de chapas finas, e sugestões para realização de trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 PERFIS FORMADOS A FRIO

Os perfis formados a frio (PFF) são elementos fabricados a partir de um processo industrializado de dobramento de chapas planas, realizado por dobradeiras ou perfiladeiras, e que apresentam geometrias distintas, concebidas em função da finalidade do elemento estrutural. No segmento de construção, o emprego de tais componentes tem se tornado cada vez mais frequente para inúmeras aplicações como, por exemplo, sistemas construtivos treliçados de cobertura e vigas mistas compostas por perfis de aço formados a frio e lajes de concreto.

O uso dos perfis de chapa dobrada nas construções, foi iniciado por volta de 1850 em países com Estados Unidos e Grã-Bretanha. No início do século 20, entre as décadas de 20 e 30, o emprego dos referidos componentes era bastante restrito, em função das poucas publicações que tratavam sobre o comportamento estrutural. (Dubina *et al*, 2012)

Segundo Dubina et al (2012), uma das primeiras obras a adotar os perfis formados a frio como estrutura para edifícios foi o Virginia Baptist Hospital, na cidade de Lynchburg, Virgínia (EUA). A edificação foi concebida por um sistema de alvenaria estrutural e pavimentos sustentados por seções compostas por perfis tipo duplo U enrijecidos, formando uma geometria tipo I.

Apenas cerca de 20 anos depois, a empresa Luston Corporation foi responsável pela construção de 2.500 casas utilizando um sistema construtivo composto por perfis formados a frio para composição das paredes, sustentação dos pisos e para componentes secundários em Albany, Nova Iorque. Pouco tempo depois, inúmeras casas foram construídas, utilizando a mesma solução, por veteranos da 2ª Guerra Mundial. (Dubina *et al*, 2012)

Nesse contexto, dentre as razões que podem justificar o uso mais frequente dos perfis de chapa dobrada, destacam-se: (a) industrialização do processo de fabricação, (b) redução de perdas, (c) facilidades de montagem, (d) maior conhecimento dos fundamentos teóricos associados ao comportamento dos elementos e (e) otimização no consumo de aço.

A processo de industrialização no segmento da construção é um importante aspecto no sentido de garantir a viabilidade do emprego do aço nas obras, tendo em vista que o mercado apresenta-se cada vez mais competitivo e com prazos de execução significativamente menores. É válido destacar também que a fabricação dos elementos estruturais formados a frio através de perfiladeiras reduz bastante as perdas de material e a necessidade execução de emendas entre os perfis.

Em relação à etapa de montagem, a utilização de PFF pode se tornar vantajosa em situações com acessibilidade reduzida para guindastes e gruas. Em decorrência do peso próprio reduzido dos referidos componentes, se comparados às seções laminadas convencionais de aço, as atividades de içamento e posicionados dos perfis de chapa dobrada representa um ponto positivo.

Diante dos benefícios associados aos perfis formados a frio e em função de resultados de pesquisas experimentais, analíticas e numéricas, há uma crescente evolução no conhecimento teórico acerca do comportamento estrutural dos referidos elementos.

Segundo Dubina *et al* (2012), a primeira versão da norma americana AISI (*American Iron and Steel Institute*) foi publicada em 1946 e vem sendo atualizada constantemente, baseada em resultados de pesquisa, até a versão atual. Na versão de 2004, foi incluído o procedimento analítico fundamentado no Método da Resistência Direta (MRD), intitulado na literatura estrangeira como *Direct Strength Method* (DSM).

Na Europa, procedimentos para a análise de perfis de chapa fina foram publicados em 1987, pelo ECCS (*European Convention for Constructional Steelwork*). Mais recentemente, em 2006, as recomendações associadas aos PFF foram incluídas no *Eurocode 3*. (Dubina *et al*, 2012)

Outra publicação de relevância, vigente na Austrália e Nova Zelândia (AS/NZS4600), foi revisada em 2005 e apresenta uma abordagem baseada no Método dos Estados Limites para análise e dimensionamento de componentes de chapas finas.

## **2.2 VIGAS TRELIÇADAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

As vigas treliçadas mistas de aço e concreto são utilizadas em construções de pisos de edifícios e para composição de pontes e viadutos de grandes vãos. O emprego de soluções estruturais mistas, compostas por treliças de aço e lajes de concreto, é indicado em função da elevada capacidade resistente, rigidez à flexão e otimização no consumo de materiais.

Em relação ao aumento da capacidade portante, a associação entre os elementos resistentes de aço e a laje possibilita um aumento considerável no momento de inércia da seção transversal, redução nos esforços solicitantes atuantes nos componentes metálicos e um consumo mais racional dos materiais, justificado pelo aproveitamento das melhores características associadas a cada material, ou seja, o concreto comprimido e o aço tracionado.

Os sistemas estruturais mistos, a serem estudados neste presente trabalho, apresentam-se quase três vezes mais resistentes e quatro vezes mais rígidos, quando comparados com as treliças metálicas isoladas (sem a contribuição da laje). Maiores detalhes serão observados nos capítulos subsequentes.

Dentre outros benefícios associados às vigas treliçadas, destaca-se a possibilidade de passagem de instalações através dos componentes diagonais, o que contribui favoravelmente para a redução da altura do “entre-fôrro” e, conseqüentemente, da altura da edificação.

Nos sistemas estruturais tradicionais, compostos por vigas de alma cheia, é comum que sejam realizadas aberturas para a passagem de tubulações, o que naturalmente aumenta o custo de fabricação da estrutura. Além disto, a depender das características dos furos, as vigas mistas podem estar sujeitas a uma redução na capacidade resistente e na rigidez à flexão.

Embora o emprego das vigas treliçadas mistas esteja associado a uma série de benefícios, existem também alguns aspectos negativos a serem considerados antes da escolha por este tipo de sistema construtivo. Dentre as desvantagens associadas às treliças mistas, destacam-se: (a) custo mais elevado de fabricação da estrutura, (b) maior dificuldade de manutenção e (c) menor quantidade de informações, relacionadas ao comportamento estrutural, disponíveis na literatura técnica.

A fabricação dos sistemas treliçados, de maneira geral, está associada a um custo mais elevado em relação às vigas laminadas de alma cheia. De fato, em decorrência do maior número de peças para composição das treliças, a fabricação deste tipo de elemento envolve uma quantidade mais elevada de cortes e um processo mais lento.

É importante ressaltar ainda que, diferentemente das vigas laminadas tipo I, as treliças requerem o posicionamento e montagem dos banzos, diagonais e, eventualmente, das chapas de ligação. Adicionalmente, deve-se levar em consideração os custos adicionais correspondentes aos parafusos (ou cordões de solda) para conexão entre os elementos treliçados.

Quanto aos custos mais elevados de manutenção, as vigas treliçadas apresentam uma superfície lateral constituída por uma maior quantidade de frestas e outros pontos possíveis para acúmulo de impurezas e sais, o que naturalmente propicia a ocorrência de corrosão pontual do aço.

Além disso, a presença de ligações entre os banzos e diagonais, em algumas situações, pode dificultar, ou até mesmo impossibilitar, o acesso à manutenção. As vigas de alma cheia, compostas por perfis com chapas mais largas e mais acessíveis ao tratamento anticorrosivo,

podem representar uma alternativa melhor para ambientes fortemente agressivos sob o ponto de vista da corrosão.

Outro aspecto que pode ser considerado como negativo refere-se à pequena quantidade de publicações e de recomendações normativas para avaliação do comportamento das vigas treliçadas mistas em termos de (a) capacidade resistente, (b) rigidez à flexão para verificações relacionadas ao Estado Limite de Serviço (ELS), (c) efeitos da excentricidade dos nós, (d) tipos de conectores de cisalhamento e seus respectivos mecanismos de colapso, (e) parâmetros dinâmicos para análise de vibrações em pisos, (f) desempenho estrutural dos componentes sob altas temperaturas, dentre outros.

A norma brasileira de estruturas de aço (ABNT NBR 8800:2008), por exemplo, apresenta poucas informações (Anexo O) sobre as treliças mistas, estabelecendo que o mecanismo resistente da seção transversal é composto pela laje de concreto e pelo banzo inferior. Sem maiores justificativas, despreza a contribuição do banzo superior para determinação da capacidade portante e dos deslocamentos das vigas treliçadas.

Além disso, é importante ressaltar que as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 são válidas exclusivamente para treliças mistas biapoizadas e com interação completa entre a laje e o banzo superior. Em situações onde a interação parcial (escorregamento relativo entre aço e concreto) seja requerida, não há previsão normativa.

Outras normas internacionais de relevância, como ANSI/AISC A360:2016 e EN 1994-1-1:2004 (*Eurocode 4*), não abordam sobre as treliças mistas. As recomendações relacionadas ao assunto, que regulamentam os projetos em território americano, são apresentadas pelo *Steel Joist Institute* (SJI). Através de diversas publicações, são apresentados aspectos históricos e considerações para a avaliação do comportamento das vigas treliçadas mistas.

### 2.2.1 ASPECTOS HISTÓRICOS

As primeiras pesquisas envolvendo treliças de aço associadas às lajes de concreto foram realizadas na década de 60, através dos ensaios experimentais publicados por Lembeck (1965) e Wang & Kaley (1967). Na pesquisa desenvolvida por Lembeck (1965), foram realizados 2 ensaios de flexão em treliças convencionais (sem a contribuição da laje) e 3 ensaios em treliças mistas.

Cada um dos ensaios realizados era composto por duas treliças com vão de 20 ft (6 metros), espaçamento entre eixos de 2 ft (610 mm) e laje de concreto com fôrma de aço com

altura de 2 ½" (64 mm). Os banzos eram compostos por cantoneiras laminadas duplas e os conectores de cisalhamento, destinados à ligação entre aço e concreto, eram constituídos por 2 (dois) componentes das próprias treliças ensaiadas: (a) diagonais compostas por barras redondas com diâmetro de 1/2" e (b) aba vertical das cantoneiras que compõem o banzo superior.

É válido destacar que ambos os componentes foram parcialmente imersos na laje de concreto. A aba vertical da cantoneira foi envolvida pela laje ao longo de todo o comprimento longitudinal, ao passo que as barras redondas foram imersas apenas na região dos nós superiores da treliça.

O mecanismo de colapso observado esteve relacionado à ruptura na região de apoio, impedindo a avaliação mais precisa sobre a capacidade resistente do sistema estrutural. Foram relatadas ainda, na iminência do colapso, a existência de trincas na face superior da laje e de pequenos deslizamentos (desprezáveis) entre aço e concreto.

Os ensaios realizados por Wang & Kaley (1967) envolveram 4 (quatro) protótipos, sendo que um dos experimentos (Protótipo nº 01) avaliou o comportamento das treliças isoladas, sem a contribuição mista. Os protótipos nº 02 e nº 04 foram construídos com o mesmo tipo de treliça (banzos com perfis cartola e diagonais com barras redondas) em relação ao Protótipo nº 01, porém havia a laje de concreto com 64 mm de altura para avaliação do comportamento misto.

O protótipo nº 03, por sua vez, foi caracterizado por uma laje com fôrma de aço e com sistema treliçado semelhantes aos demais experimentos, porém com pequenas variações nas dimensões de seção transversal dos banzos e diagonais. A ligação entre a laje e o banzo superior foi realizada exclusivamente através de solda por pontos (*Plug Weld*).

É válido ressaltar que, em todos os casos, o consumo de aço associado ao banzo inferior foi maior em relação ao banzo superior. Outros sistemas compostos por vigas treliçadas seguem a mesma premissa, no intuito de garantir uma maior capacidade resistente e rigidez à flexão, após o endurecimento do concreto.

Os resultados obtidos indicaram que as forças aplicadas nas treliças mistas foram 87% (Protótipo nº 4) a 126 % (Protótipos nº 2 e 3) maiores em relação ao protótipo exclusivamente composto pelo aço. Além disto, os experimentos mistos apresentaram uma redução de deslocamentos, em relação ao Protótipo nº 1, de 33% a 61%, demonstrando que a rigidez é consideravelmente maior a partir da associação entre aço e concreto.

Em seguida, na década de 70, Tide & Galambos (1970) realizaram uma bateria de 5 (cinco) ensaios de flexão para avaliação do comportamento estrutural de sistemas treliçados

mistos e o desempenho de conectores constituídos por pinos com diâmetro de 3/8" e altura de 2". A laje adotada foi maciça (com espessura de 76 mm) e o mecanismo de colapso observado, em todos os casos, foi de ruptura do banzo inferior.

Outros ensaios experimentais em escala real foram conduzidos por Azmi (1972), onde os conectores eram compostos por *Stud Bolts* (pino com cabeça) com diâmetros de 1/2" (protótipos I e VI) e 3/4" (protótipo IV). Os componentes estruturais eram constituídos por seção transversal de chapa dobrada, em formato Y, e o mecanismo de colapso associado aos experimentos I e VI refere-se à ruptura do banzo inferior. O protótipo IV, por sua vez, sofreu ruptura por flambagem das diagonais próximas aos apoios de extremidade.

Além disso, Azmi (1972) testou 3 protótipos com soldagem por pontos, conectando a fôrma de aço que compõe a laje e o banzo superior das treliças, formado a partir de dupla cantoneira laminada. O vão livre da estrutura adotado foi de 50 ft (15,24 m) e diferentes seções transversais para os banzos foram utilizadas (perfil cartola laminado, perfil cartola de chapa dobrada e dupla cantoneira laminada).

Na década de 70, foram publicados os resultados experimentais dos ensaios de flexão realizados por Robinson & Fahmy (1978), referentes ao comportamento estrutural de vigas treliçadas mistas com interação parcial entre o banzo e a laje de concreto. O colapso dos protótipos avaliados ocorreu em decorrência da flambagem do banzo superior, antes do início do escoamento do banzo inferior.

A pesquisa em questão é uma das poucas publicações que abordam a interação parcial (escorregamento relativo entre ambos os materiais) em sistemas treliçados mistos e o desenvolvimento de metodologia para avaliação estrutural nestas condições.

Na década de 80, foram ensaiados 4 (quatro) protótipos através das pesquisas realizadas por Leon & Curry (1988) e Alsamsam (1988), na Universidade de Minnesota. A laje com fôrma de aço incorporada (tipo *Steel Deck*) era caracterizada por uma espessura de 51 mm e o vão livre das vigas treliçadas mistas totalizava 10,97 m (36 ft). Os resultados indicaram que a expressão analítica para determinação do momento resistente é coerente com os dados experimentais.

Na década de 1990, uma série de ensaios de flexão foram realizados para diferentes configurações de sistemas treliçados de aço e concreto. Na Universidade de Nebraska-Lincoln, Patras & Azizinimini (1991) publicaram os resultados experimentais de 2 (dois) protótipos em escala real, com vão livre de 36 ft (10,97 m) e altura das treliças de 12" (305 mm, aproximadamente).

Os banzos eram compostos por dupla cantoneira (soldadas e com formato tipo T) e as diagonais eram constituídas por cantoneiras simples. A laje de concreto utilizada possui fôrma de aço e possui altura total de 100 mm. Quanto ao mecanismo de colapso, pode-se afirmar que ocorreu por conta do esgotamento da capacidade portante dos conectores, antes que fosse alcançado o momento resistente da viga treliçada.

Brattland & Kennedy (1992) realizaram ensaios em 2 treliças com vão de 11,5 m e laje com fôrma de aço incorporada com 76 mm de altura. O mecanismo de colapso observado esteve associado ao esgotamento da capacidade resistente dos conectores, antes que o banzo superior pudesse alcançar a tensão última de ruptura do aço.

Nos últimos 40 anos, segundo dados apresentados por Samuelson (2002), muitas pesquisas foram realizadas utilizando conectores tipo pino com cabeça (*Stud bolts*), lajes com fôrma de aço (*Steel deck*) e banzos constituídos por dupla cantoneira laminada. Observa-se também que a maioria das investigações foi realizada a partir do desenvolvimento de sistemas construtivos treliçados e por uma iniciativa conjunta entre as empresas e as universidades nos Estados Unidos e no Canadá, com destaque para a Universidade de Minnesota, Universidade de Nebraska-Lincoln e Instituto Politécnico da Virgínia.

## 2.2.2 MODELOS ANALÍTICOS PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

Os modelos analíticos para avaliação dos sistemas construtivos compostos por vigas treliçadas mistas foram desenvolvidos a partir de resultados experimentais em escala real, de simulações computacionais e de procedimentos usualmente adotados para as vigas de alma cheia. Neste contexto, é possível destacar 4 (quatro) modelos de análise, em função da distribuição de forças na seção transversal.

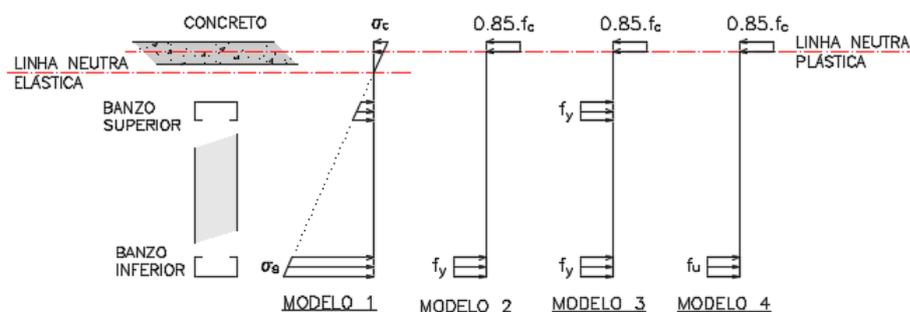


Figura 2.1 – Modelos analíticos para avaliação estrutural das vigas treliçadas mistas

A Figura 2.1 ilustra os modelos analíticos usualmente adotados para avaliação do comportamento da estrutura em regime elástico (Modelo-1) e regime plástico (Modelos 2, 3 e 4). O Modelo-1 considera uma distribuição linear de forças na seção transversal mista e é coerente para situações onde os banzos de aço e a laje de concreto não alcançaram o início da plastificação.

A partir da homogeneização da seção, as propriedades geométricas, tais como área, profundidade da linha neutra elástica, momento de inércia e módulo resistente elástico, podem ser obtidas. Os mecanismos resistentes considerados para o referido modelo incluem a laje, banzo superior e banzo inferior.

É importante ressaltar ainda dois aspectos associados ao modelo em questão: (a) é geralmente adotado para avaliar o desempenho das vigas, treliçadas ou de alma cheia, em termos de deslocamentos e vibrações e (b) algumas referências bibliográficas costumam desprezar a contribuição do banzo superior. A ABNT NBR 8800:2008, por exemplo, indica que a área do banzo superior seja desprezada para avaliação do momento resistente positivo e das flechas (item O.1.1.2).

O Modelo-2, adotado pelas normas ANSI/SJI 200:2015 e ABNT NBR 8800:2008, está associado a uma distribuição plástica de forças na seção transversal, despreza a contribuição do banzo superior e, geralmente, é adotado para avaliar a capacidade portante das vigas treliçadas mistas. Os mecanismos resistentes incluem a laje de concreto comprimida e o banzo inferior tracionado.

A obtenção da linha neutra plástica é realizada a partir do equilíbrio de forças na seção e da adoção dos modelos constitutivos rígido-plástico (concreto) e elástico-perfeitamente plástico (aço). É importante ressaltar que a norma brasileira de aço estabelece que a linha neutra deverá estar situada na laje de concreto.

O Modelo-3 também considera uma distribuição plástica de forças na seção e inclui a contribuição do banzo superior para avaliação do momento fletor resistente. O modelo em questão é coerente com estruturas que apresentam uma elevada capacidade de deformação (ductilidade).

É importante ressaltar que as vigas mistas, compostas por perfis compactos de alma cheia, geralmente são dimensionadas a partir das mesmas premissas relativas ao Modelo-3, ou seja, plastificação total da seção transversal e comportamento dúctil associado à estrutura.

O Modelo-4, por sua vez, considera que a seção transversal das vigas treliçadas mistas, na iminência do colapso, está sujeita à ação de força de ruptura no banzo inferior (seção líquida)

e força de compressão na laje de concreto. Portanto, a área do banzo superior das treliças é desprezada na determinação do momento resistente.

Esclarecidos os detalhes associados a cada um dos modelos analíticos, é possível desenvolver as expressões para determinação do momento resistente e da profundidade estimada da linha neutra plástica. Além disto, em função da homogeneização da seção transversal através do Modelo-1, a rigidez à flexão das vigas treliçadas mistas pode ser analisada.

### 2.2.3 AVALIAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE

O momento resistente das vigas treliçadas mistas pode ser avaliado através das equações de equilíbrio de forças e de momentos na seção transversal. Baseado nos modelos apresentados, é possível determinar expressões analíticas em função das características geométricas da laje de concreto e da treliça metálica.

A seção transversal das treliças mistas é composta pelo banzo superior, banzo inferior e pela área comprimida de concreto. A determinação da contribuição da laje perpassa, num primeiro momento, pela avaliação da largura colaborante em função do vão livre e do espaçamento entre as vigas treliçadas.

Conforme recomendações estabelecidas por normas técnicas internacionais, como ANSI/SJI 200:2015, a largura colaborante ( $b_{ef}$ ) pode ser obtida a partir da soma das larguras efetivas  $b_{ef,1}$  e  $b_{ef,2}$ , indicadas na Figura 2.2.

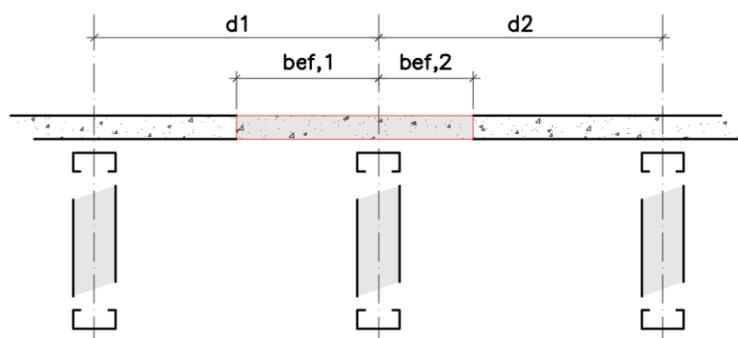


Figura 2.2 – Determinação da largura colaborante da laje de concreto comprimida

As dimensões  $b_{ef,1}$  e  $b_{ef,2}$  podem ser obtidas a partir do menor valor entre  $1/8$  do vão livre e metade da distância entre eixos das treliças, dada pelos valores  $d_1$  e  $d_2$ . Observa-se, na Figura 2.2, que a largura colaborante da laje não necessariamente está centralizada em relação ao eixo

da treliça em questão. Seções assimétricas podem ser observadas quando o espaçamento entre as vigas não é uniforme ou quando a viga estiver localizada no bordo do pavimento.

A obtenção da capacidade resistente associada ao Modelo-1 pode ser realizada a partir da (a) homogeneização da seção transversal, (b) determinação da profundidade da linha neutra elástica e do momento de inércia teórico.

A homogeneização pode ser feita a partir da razão entre o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) e o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ). Em seguida, a área de concreto poderá ser transformada numa área equivalente de aço, no intuito de permitir a avaliação das propriedades geométricas das treliças mistas.

$$\eta = E_s/E_{cs} \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$y = (A_{ctr} \cdot y_{ctr} + A_{bs} \cdot y_{bs} + A_{bi} \cdot y_{bi})/A_t \quad \text{Eq. 2.2}$$

$$I_x = \sum I_{x0} + \sum A_i \cdot y_i^2 + A_t \cdot y^2 \quad \text{Eq. 2.3}$$

onde:

$\eta$  é a razão entre o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) e o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ).

$y_{ctr}$ ,  $y_{bs}$  e  $y_{bi}$  correspondem à distância entre o topo da laje de concreto e o centroide de cada um dos elementos que compõem a seção.

$A_{ctr}$ ,  $A_{bs}$  e  $A_{bi}$  representam as áreas de concreto transformada, do banzo superior e do banzo inferior, respectivamente. A área de concreto transformada é obtida a partir do produto entre a largura reduzida  $b_{ef}/\eta$  e a espessura da laje  $t_c$ .

$A_t$  é a área total da seção transformada, dada a partir do somatório das áreas  $A_c$ ,  $A_{bs}$  e  $A_{bi}$ .

$y$  é a profundidade da linha neutra elástica da seção transversal mista, a partir do referencial estabelecido no topo da laje.

$I_x$  é o momento de inércia da seção transversal.

$\sum I_{x0}$  é o somatório dos momentos de inércia da laje de concreto, do banzo superior e do banzo inferior, em relação ao eixo (paralelo ao eixo  $x$ ) que passa pelo centroide de cada elemento.

$\sum A_i \cdot y_i^2$  é o somatório do produto entre a área de cada elemento (laje e banzos) da seção e o quadrado das respectivas distâncias  $y_i$ .

As equações 2.2 e 2.3 retratam a profundidade da linha neutra elástica e o momento de inércia da seção transversal. A partir destas informações, é possível definir o momento

resistente das vigas treliçadas mistas, referente ao Modelo-1, pelo critério do início da plastificação do aço ou de esmagamento do concreto.

$$M_a = f_y \cdot I_x / (h - y) \quad \text{Eq. 2.4}$$

$$M_b = (0,85 \cdot f_{ck} / \eta) \cdot I_x / y \quad \text{Eq. 2.5}$$

onde:

$M_a$  e  $M_b$  são os momentos fletores (valor nominal) correspondentes ao início do escoamento do banzo inferior e ao esmagamento do concreto, respectivamente.

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão.

O momento fletor resistente  $M_{R1}$ , associado ao Modelo-1, pode ser determinado a partir do menor dentre os valores  $M_a$  e  $M_b$ , apresentados nas equações 2.4 e 2.5, respectivamente. É válido destacar que este modelo apresenta uma abordagem baseada na distribuição de tensões em regime elástico.

O momento resistente, relativo ao Modelo-2, pode ser obtido a partir da determinação da linha neutra plástica (Eq. 2.6) e do somatório de momentos produzidos pelas forças atuantes na seção (Eq. 2.7). Conforme mencionado anteriormente, o modelo constitutivo do aço é “elástico, perfeitamente plástico”, ao passo que o modelo associado ao concreto é “rígido plástico”.

$$y_{p2} = A_{bi} \cdot f_y / (0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{ef}) \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$M_{R2} = A_{bi} \cdot f_y \cdot y_{bi} - b_{ef} \cdot y_{p2} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot y_{p2} / 2 \quad \text{Eq. 2.7}$$

onde  $y_{p2}$  é a profundidade da linha neutra plástica, a partir do referencial estabelecido no topo da laje, referente ao Modelo-2. A contribuição do banzo superior é desprezada.

A expressão para avaliação do momento resistente ( $M_{R3}$ ), associado ao Modelo-3, por sua vez, inclui a contribuição do banzo superior. Neste sentido, admitindo que a linha neutra plástica esteja posicionada na laje de concreto e que os banzos são constituídos pelo mesmo tipo de aço, as equações podem ser reescritas, conforme indicado a seguir.

$$y_{p3} = (A_{bi} \cdot f_y + A_{bs} \cdot f_y) / (0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{ef}) \quad \text{Eq. 2.8}$$

$$M_{R3} = A_{bi} \cdot f_y \cdot y_{bi} + A_{bs} \cdot f_y \cdot y_{bs} - b_{ef} \cdot y_{p3} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot y_{p3} / 2 \quad \text{Eq. 2.9}$$

onde  $y_{p3}$  é a profundidade da linha neutra plástica, a partir do referencial estabelecido no topo da laje, referente ao Modelo-3. A contribuição do banzo superior é considerada.

Por fim, baseado nas mesmas premissas de equilíbrio de forças e avaliação dos momentos produzidos pelos componentes efetivos na seção transversal, é possível determinar o momento resistente ( $M_{R4}$ ), referente ao Modelo-4. Considerando que a linha neutra plástica esteja posicionada na laje e desprezando a área do banzo superior, a expressão analítica pode ser obtida.

$$y_{p4} = (A_{n,bi} \cdot f_u) / (0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{ef}) \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$M_{R4} = A_{n,bi} \cdot f_u \cdot y_{bi} - b_{ef} \cdot y_{p4} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot y_{p4} / 2 \quad \text{Eq. 2.11}$$

onde:

$y_{p4}$  é a profundidade da linha neutra plástica, a partir do referencial estabelecido no topo da laje, referente ao Modelo-4. A contribuição do banzo superior é desprezada e a tensão de ruptura do banzo inferior é adotada.

$A_{n,bi}$  é a área líquida da seção transversal do banzo inferior.

$f_u$  é a tensão de ruptura do aço, correspondente ao banzo inferior.

#### 2.2.4 AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ À FLEXÃO PARA VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

A avaliação da rigidez à flexão das vigas treliçadas mistas pode ser realizada a partir das características geométricas e estruturais, associadas ao aço e concreto. Na literatura técnica, poucas referências bibliográficas abordam o tema de forma consistente e embasada em investigações experimentais e computacionais. A norma americana ANSI/SJI 200:2015, uma das principais referências para avaliação de treliças mistas, não apresenta recomendações acerca da rigidez à flexão do referido sistema estrutural.

A norma brasileira de aço apresenta breves recomendações para determinação do momento de inércia da seção mista, baseadas nas propriedades geométricas do sistema construtivo antes e depois do concreto alcançar 75% da resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ), adotada em projeto. Em outras palavras, a rigidez pode ser analisada a partir das seções compostas (a) apenas pelos banzos e (b) pela associação entre a treliça e a laje de concreto.

No anexo O.1.2.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, é recomendado que, caso análises mais rigorosas não sejam realizadas, o momento de inércia efetivo ( $I_{ef}$ ) do sistema treliçado, antes do concreto alcançar 75% da resistência característica ( $f_{ck}$ ), pode ser adotado com valor de 85% do momento de inércia “ $I_{trel}$ ”, correspondente a uma seção formada apenas pelos banzos superior e inferior.

A justificativa apresentada pela referida norma para redução em 15% está atrelada ao efeito das deformações por cisalhamento. Muitos autores comentam que efeito mencionado é dado pelo fato da alma das vigas treliçadas ser vazada, tornando o elemento estrutural mais flexível. Além disso, a excentricidade dos nós das treliças, associados às ligações entre banzos e diagonais, pode reduzir a rigidez da estrutura.

O momento de inércia efetivo da seção mista, para carregamentos atuantes após o concreto alcançar 75% de  $f_{ck}$ , pode ser obtido em função do momento de inércia da seção homogeneizada ( $I_{trm}$ ), formada pela laje comprimida e pelo banzo inferior, reduzido em 15% de  $I_{trel}$ .

Em relação ao efeito de fluência e fissuração do concreto (efeitos de longa duração), admite-se que é possível levá-lo em consideração a partir da redução no momento de inércia da seção transversal homogeneizada. Neste caso, a razão modular ( $\eta$ ) poderá ser, simplificada, multiplicada por 3 para definição das propriedades geométricas.

É importante destacar, em relação ao procedimento analítico sugerido pela ABNT NBR 8800:2008, que consiste na redução de efetividade em 15% do momento de inércia da seção composta apenas pelos banzos, pode ser adotado com ressalvas.

A partir do trabalho desenvolvido por Kitterman (1994), baseado em análises computacionais, observou-se que o momento de inércia das treliças isoladas varia entre 65% e 87% e que a referida propriedade geométrica pode ser expressa pela razão entre o vão livre ( $L$ ) e a altura das treliças ( $D$ ).

$$I_{ef} = [62,45 + 0,84 \cdot L/D] \cdot [I_{trel}/100] \quad \text{Eq. 2.12}$$

A Eq. 2.12 retrata o momento de inércia efetivo para seções compostas apenas pelos banzos e foi avaliada para treliças principais (*Girders*) e secundárias (*Joists*) com relação  $L/D$  compreendida entre 10 e 24. Observe que, sistemas com menor razão entre o vão livre e a altura, haverá uma maior perda de efetividade da seção.

Outros autores apresentaram formulações complementares para avaliação do comportamento das treliças. Segundo Band (1996), a efetividade (percentual) dos sistemas

treliçados, compostos por cantoneiras e por barras redondas, pode ser expressa pelas equações 2.13 e 2.14.

$$I_{ef}/I_{trel} = 84,55 \cdot (1 - e^{-0,28(L/D)})^{2,8} \quad (6 \leq L/D \leq 24) \quad \text{Eq. 2.13}$$

$$I_{ef}/I_{trel} = 72,1 + 0,725 \cdot (L/D) \quad (10 \leq L/D \leq 24) \quad \text{Eq. 2.14}$$

As expressões foram estabelecidas a partir de análises computacionais e de ensaios experimentais em escala real. Conforme mencionado por Band (1996), foram realizados 10 ensaios de flexão pela *Nucor Research and Development* no intuito de avaliar o momento de inércia efetivo.

Esclarecidos alguns aspectos relacionados ao procedimento analítico adotado pela norma brasileira de aço e ao comportamento de treliças metálicas isoladas (sem a contribuição da laje de concreto), a avaliação das vigas treliçadas mistas pode ser realizada também a partir das recomendações do *AISC Design Guide 11* (2016).

Segundo a referida publicação, o momento de inércia das treliças mistas de aço e concreto, para verificações relacionadas ao comportamento dinâmico da estrutura, pode ser avaliado em função das características da seção mista e da seção constituída apenas pelos banzos, conforme equação indicada a seguir.

$$I_{efm} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{trel}} + \frac{1}{I_{trm}}} \quad \text{Eq. 2.15}$$

$$\gamma = 1/C_r - 1 \quad \text{Eq. 2.16}$$

$$C_r = 0,90 \cdot (1 - e^{-0,28(L/D)})^{2,8} \leq 0,90 \quad \text{Eq. 2.17}$$

$$C_r = 0,721 + 0,00725 \cdot (L/D) \leq 0,90 \quad \text{Eq. 2.18}$$

onde  $C_r$  é um coeficiente que varia em função do tipo de treliça adotada (composta por cantoneiras ou por barras redondas nas diagonais).

Observe que o coeficiente  $C_r$ , indicado nas equações 2.17 e 2.18, representa a avaliação da efetividade de treliças de aço isoladas e é derivado das equações 2.13 e 2.14, apresentadas por Band (1996).

Diante do exposto, é importante destacar três aspectos à determinação da rigidez de sistemas treliçados: (a) poucas expressões analíticas, (b) incertezas relacionadas ao estágio de carregamento adotado e (c) validade das equações para diferentes tipos de vigas treliçadas

Na literatura técnica, poucas publicações abordam, de forma consistente, a obtenção do momento de inércia efetivo para vigas treliçadas mistas e para avaliação do comportamento da estrutura em termos de deslocamentos. A ABNT NBR 8800:2008 aborda o tema de forma sucinta, sem indicar possíveis restrições no emprego do procedimento analítico.

Outro aspecto que merece atenção especial refere-se ao estágio de carregamento adotado para validação das expressões analíticas. Na pesquisa realizada por Band (1996), por exemplo, baseada em investigações experimentais e análises computacionais, não fica bem definido qualquer parâmetro associado à intensidade da carga aplicada.

Por fim, uma dúvida relacionada às expressões apresetadas refere-se à validade do procedimento para diferentes tipos de seções transversais e geometrias de treliças (*Warren, Pratt*, dentre outras). Nas pesquisas realizadas por Kitterman (1994), Band (1996), dentre outras importantes publicações, o objeto de estudo está associado a sistemas construtivos bem definidos e bastante adotados em países como Estados Unidos e Canadá. As vigas treliçadas são compostas, em muitos casos, por cantoneiras laminadas e barras redondas.

## **2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO E ENSAIOS DE *PUSH-OUT***

### **2.3.1 GENERALIDADES**

O ensaio de *push-out* é um tipo de investigação experimental que visa determinar o comportamento da ligação existente entre os materiais que compõem a viga mista em termos de capacidade resistente e ductilidade, dentre outros aspectos.

Os elementos da referida ligação são, usualmente, denominados “conectores de cisalhamento”, tendo em vista que existem tensões cisalhantes atuando no plano de interface entre os dois materiais. As tensões estão associadas às forças orientadas na direção longitudinal que se desenvolvem na viga mista na configuração deformada.

É válido ressaltar ainda que existem forças perpendiculares ao plano de interface que tendem a separar verticalmente a laje e a viga. A Figura 2.3 ilustra a distribuição de forças atuantes sobre os conectores de cisalhamento e, conforme comentado, pode-se observar a presença de forças longitudinais (Figura 2.3a) e forças transversais (Figura 2.3b).

Em função das inúmeras possibilidades de conectores que podem ser empregados no sistema misto, o ensaio de *push-out* é largamente utilizado em escala mundial e bastante referenciado por diversos pesquisadores como Kim *et al* (2013), Cândido Martins *et al* (2010), dentre outros.

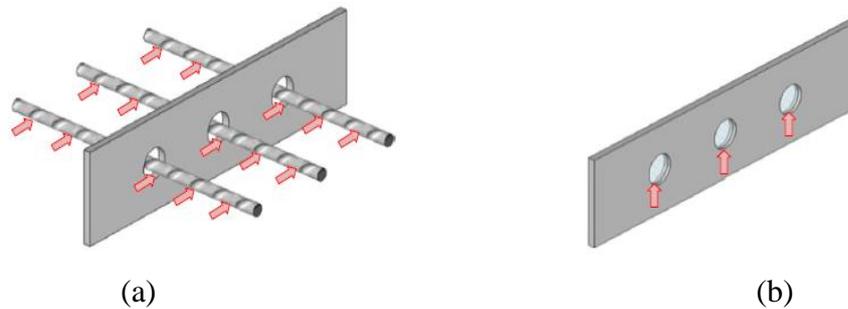


Figura 2.3 – Distribuição de forças para conectores tipo *Perfobond* (FONTE: KIM *et al*, 2013)

No trabalho desenvolvido por Kim *et al* (2013), por exemplo, o objeto de estudo é um novo tipo de conector com características geométricas similares ao *Perfobond*, porém com mecanismos de transferência de esforços distintos.

Nota-se que a inclinação da chapa metálica (Figura 2.4) que forma o conector promove um aumento da área de contato entre o aço e a laje de concreto, permitindo, em termos teóricos, a elevação da capacidade resistente do elemento estrutural.

Através dos resultados extraídos pelo ensaio de *push-out*, foi possível concluir que os conectores *Perfobond* em formato Y apresentaram maior ductilidade e capacidade resistente se comparados aos tradicionais conectores *Perfobond* (Figura 2.4). Portanto, segundo Kim *et al* (2013), são adequados para utilização como elemento de ligação na interface aço e concreto em vigas mistas, embora ainda não haja normatização disponível para esta solução.

Um tipo de conector de cisalhamento amplamente utilizado nas construções mistas de aço e concreto é formado pelo perfil “U simples”. Conforme destacado por autores como Baran & Topkaya (2014) e Pashan & Hosain (2009), apresenta-se como uma alternativa de fácil soldagem e que permite uma redução no número de conectores utilizados sobre a viga metálica se comparado a outros tipos de soluções.

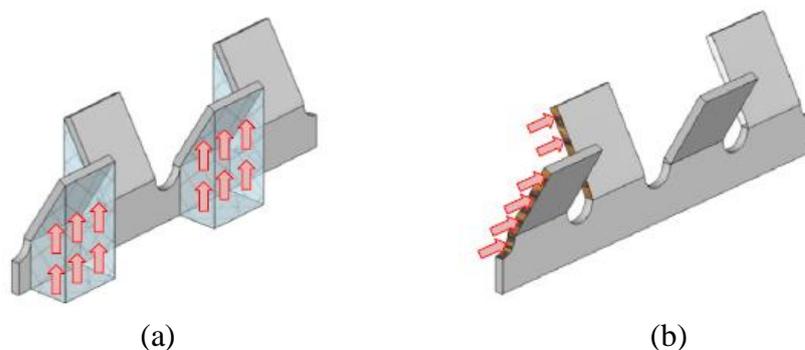


Figura 2.4 – Distribuição de forças para conectores tipo *Perfobond* em formato Y (Fonte: KIM *et al*, 2013)

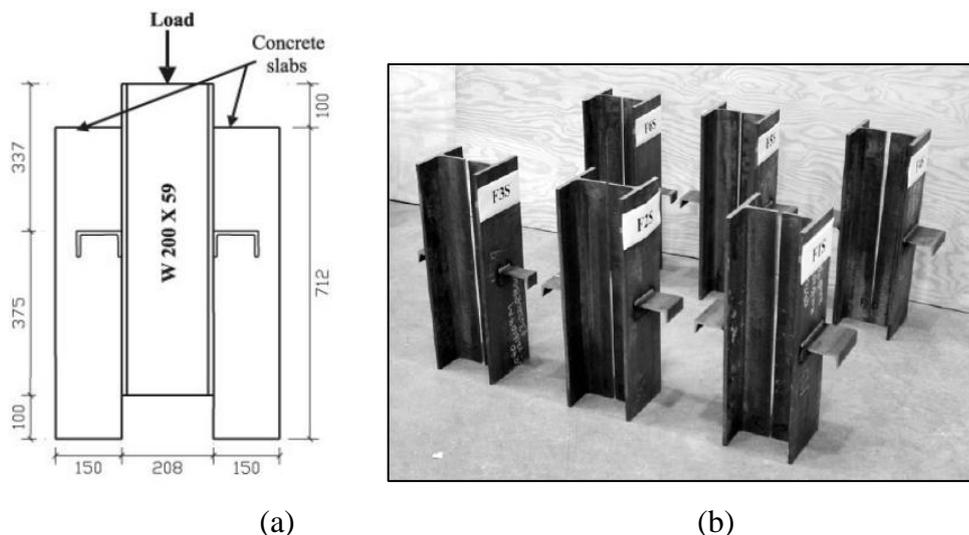


Figura 2.5 – Conectores de cisalhamento tipo “U Simples” (Fonte: Pashan & Hosain, 2009)

A Figura 2.5 ilustra os corpos de prova com conectores tipo “U simples” empregados nos ensaios de *push-out* desenvolvidos por Pashan & Hosain (2009). Vale destacar que, nesta solução, as peças em formato U são soldadas por cordões transversais na viga metálica através de equipamentos usuais utilizados em construções de aço.

Em relação ao comportamento estrutural, pode-se afirmar ainda que, assim como o *Perfobond*, os perfis “U simples” apresentam uma geometria capaz de absorver as tensões normal e de cisalhamento que atuam sobre os conectores de vigas mistas.

A norma brasileira de estruturas de aço e mistas de aço e concreto ABNT NBR 8800:2008 indica, no Anexo O, item O.4.2.2, que os conectores tipo “U simples” representam uma alternativa para solidarização entre lajes de concreto e vigas metálicas. A capacidade resistente do referido elemento, baseado em ensaios experimentais de *push-out*, pode ser expressa por:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad \text{Eq.2.32}$$

onde:

$t_{fcs}$  é a espessura da mesa do conector, posicionada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

$t_{wcs}$  é a espessura da alma do conector U;

$L_{cs}$  é o comprimento do conector U;

A expressão definida anteriormente é válida para conectores tipo U, cuja mesa é soldada sobre o perfil metálico e cujo plano da alma posicionado perpendicularmente em relação ao eixo longitudinal da viga mista (ABNT NBR 8800:2008).

Testes experimentais desenvolvidos por diversos autores, como Pashan (2006), retratam a relevância de parâmetros de cálculo relacionados à espessura da mesa, espessura da alma e comprimento do perfil U para avaliação da capacidade resistente do conector. Segundo Pashan (2006), a orientação dos perfis U não afeta significativamente a definição da força máxima que pode ser aplicada ao referido elemento estrutural.

### 2.3.2 PADRONIZAÇÃO DOS PROTÓTIPOS

Os testes experimentais para avaliação da ligação existente entre os materiais que compõem o sistema estrutural misto têm objetivos bem definidos no intuito de determinar a capacidade resistente, ductilidade dos conectores, modos de ruptura, dentre outros aspectos.

Nesse contexto, existem uma série de recomendações normativas e padronizações que devem ser observadas durante a preparação dos corpos de prova e execução dos ensaios. Um dos procedimentos mais usuais no âmbito de pesquisa, como pode ser visto nos trabalhos de Kim *et al* (2013), Cândido Martins *et al* (2010), Ahn *et al* (2010) e Zheng *et al* (2016), refere-se às recomendações do *Eurocode 4* (2004).

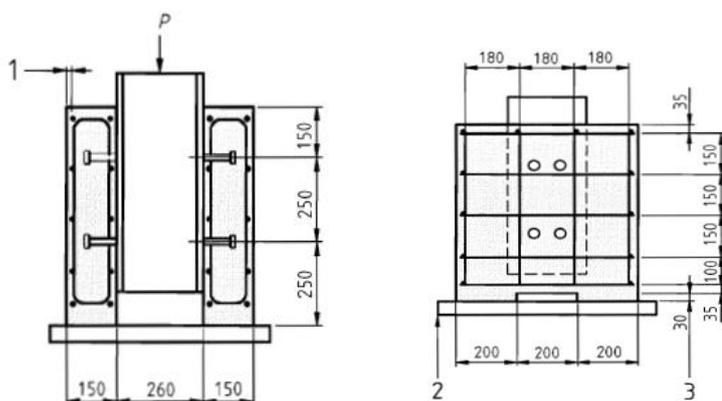


Figura 2.6 – Corpos de prova do ensaio padrão de *push-out* segundo *Eurocode 4* (FONTE: CEN, EN 1994-1-1: *Eurocode 4*, 2004)

A norma europeia, destinada ao projeto de estruturas mistas de aço e concreto, estabelece as características básicas para corpos de prova de um ensaio padrão de *push-out*, conforme ilustrado pela Figura 2.6.

As recomendações são válidas para conectores destinados às vigas mistas compostas por perfis de aço convencionais e lajes com espessura uniforme puramente constituída por concreto.

Ou ainda, nos casos onde haja presença de lajes com fôrma de aço incorporada (*Steel Deck*). Segundo o *Eurocode 4* (2004), em outras situações, testes específicos devem ser conduzidos durante o programa experimental.

Na Figura 2.6, é possível observar que deve ser adotado um cobrimento de 15 mm para o posicionamento das armaduras de aço imersas pelo concreto. A representação gráfica indicativa deste requisito aparece como o numeral “1”. Outros detalhes referem-se à (a) presença de uma camada de regularização, (b) características das armaduras de aço no interior do concreto e (c) dimensões do perfil metálico.

No que tange à camada de regularização, nota-se que, conforme indicado pela Figura 2.6, deve ser construída uma camada de regularização no intuito de garantir uma uniformidade das tensões normais atuantes sobre a laje de concreto. A adoção desta medida é importante para evitar que desvios construtivos ou desnivelamento da superfície de apoio possa influenciar negativamente nos resultados finais.

Em relação às dimensões das armaduras de aço, o *Eurocode 4* (2004) estabelece barras de aço nervuradas com 10,0 mm de diâmetro, caracterizadas por alta aderência e compostas por materiais cuja tensões limite de escoamento está compreendida entre 450 e 550 MPa.

A Figura 2.7 evidencia a etapa de preparação dos corpos de prova para ensaios de *push-out* em consonância com as recomendações do *Eurocode 4* (2004). As armaduras da laje maciça de concreto são dispostas nas duas direções e são constituídas por barras com 10,0 mm de diâmetro.

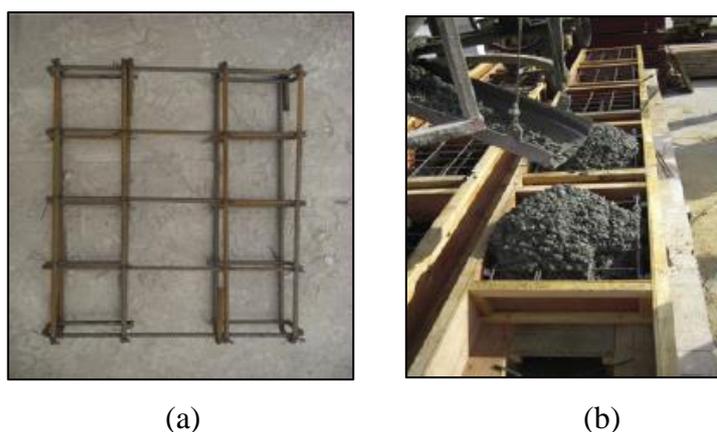


Figura 2.7 – Preparação de corpo de prova para ensaio de *push-out* (Fonte: AHN *et al*, 2010)

Pode-se observar ainda que a Figura 2.7b ilustra o processo de concretagem dos experimentos, desenvolvido com a peça disposta horizontalmente e, portanto, em condições mais próximas possíveis daquelas encontradas nas vigas mistas. É válido destacar que este

requisito é determinado pelo *Eurocode 4* (2004), item B.2.3, e visa garantir que os ensaios experimentais reproduzam as situações reais.

No que se refere escolha do perfil metálico ensaiado, a norma europeia recomenda o emprego de perfis tipo HE260B, cujas dimensões totalizam 254x254x89 kg/m. No entanto, algumas pesquisas recentes relacionados ao comportamento dos conectores de cisalhamento demonstram que outros tipos de seção transversal (Figura 2.8) têm sido utilizados, em função das peculiaridades de cada ensaio.

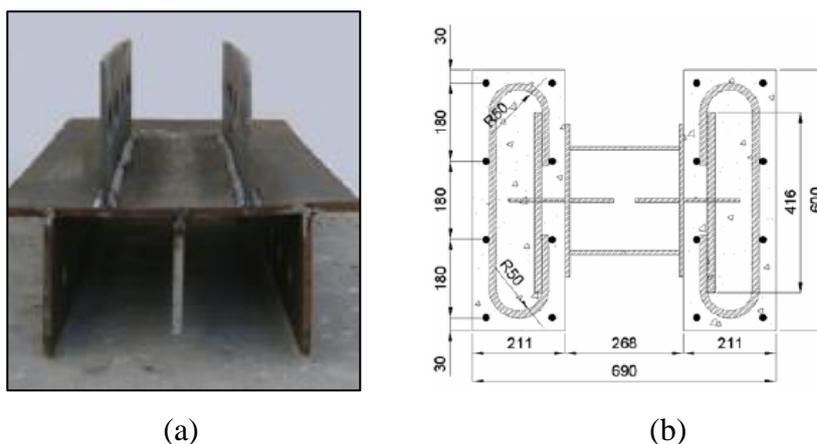


Figura 2.8 – Representação de um ensaio *push-out* com conectores tipo *Perfobond* (Fonte: Ahn *et al*, 2010)

### 2.3.3 RELAÇÃO ENTRE FORÇA E DESLOCAMENTO

A relação existente entre a força atuante em cada conector e o deslocamento relativo aço/concreto é um dos aspectos mais importantes num ensaio de *push-out* (MALITE, 1993). Durante a execução do ensaio experimental, os corpos de prova são instrumentados no intuito de, dentre outros fatores, observar o comportamento da curva força vs deslocamento.

Baseado nos resultados extraídos, os conectores de cisalhamento são classificados como flexíveis ou rígidos. Os conectores flexíveis são aqueles que apresentam uma menor rigidez e uma maior capacidade de redistribuição de esforços atuantes na interface entre o aço e o concreto.

Pode-se afirmar que, em função de tais características, o procedimento de cálculo dos conectores flexíveis pode ser simplificado, admitindo uma distribuição de esforços de cisalhamento constantes ao longo da interface aço e concreto. Decorrente direta da idealização de uniformidade dos esforços, os conectores geralmente são distribuídos com espaçamento constante ao longo do comprimento da viga (MALITE, 1993).

Costuma-se admitir que os elementos estruturais inicialmente mais solicitados, ao alcançar a sua capacidade resistente, permitem que os demais conectores absorvam o carregamento adicional (MALITE, 1993).

Conforme mencionado por outros autores, como Malite (1993), um conector flexível num estágio de carregamento próximo à resistência máxima, pode continuar a deformar-se sem que ocorra a ruptura. Os conectores rígidos, por outro lado, são aqueles que evidenciam deslocamentos menos acentuados quando comparados aos flexíveis. O comportamento dos dois tipos de conectores, em termos de relação entre força e deslocamento, apresenta maiores distinções quando estão próximos da ruptura ou em regime último (MALITE, 1993).

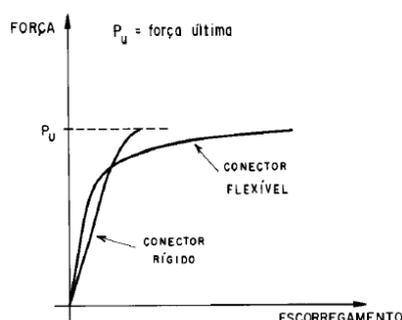


Figura 2.9 – Comportamento dos conectores rígidos e flexíveis (Fonte: MALITE, 1993)

Observa-se que o comportamento dos conectores rígidos e flexíveis estão relativamente semelhantes num estágio de carregamento inferior à força máxima (Figura 2.9). No entanto, nota-se que, no instante da ruptura, os conectores rígidos apresentam níveis de deslocamento pequenos.

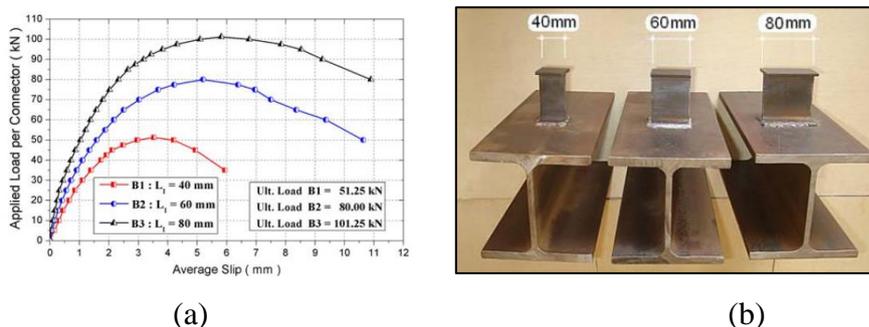


Figura 2.10 – Relação entre força e deslocamento relativo (Fonte: Mazoz *et al*, 2013)

Os conectores rígidos são caracterizados ainda por uma ruptura frágil e repentina, sem mostrar indicativos de que a ligação entre o aço e o concreto está próxima da força limite. Neste sentido, não ocorre uma redistribuição plena dos esforços de cisalhamento para os conectores

menos solicitados em função da insuficiente capacidade de deformação dos referidos elementos.

A Figura 2.10 ilustra o comportamento de três conectores com características geométricas semelhantes, mas com distinções no comprimento dos cordões de solda. Note que, para um mesmo valor de força atuante, o conector com cordão de 40 mm apresenta deslocamentos maiores que os demais e pode ser caracterizado, portanto, como mais flexível.

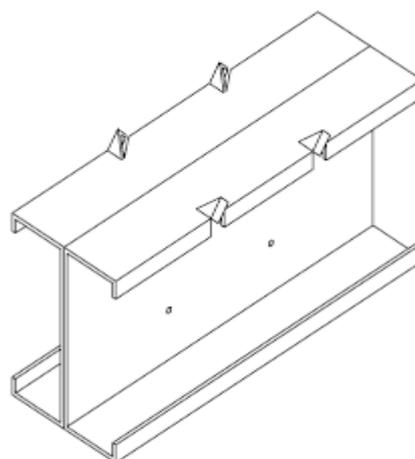
Além da observação dos deslocamentos para um mesmo patamar de força, uma alternativa para tipificação da rigidez do conector é através da inclinação da curva em relação ao eixo horizontal. Neste sentido, a classificação dos elementos estruturais de ligação aço-concreto apresenta uma relação direta entre inclinação e rigidez.

A curva descrita pela cor preta na Figura 2.10a, por exemplo, possui uma inclinação mais acentuada em relação às demais e, portanto, evidencia que o conector com cordão de solda de 80 mm de comprimento é mais rígido que os outros dois tipos ensaiados por Mazoz *et al* (2013) num dado estágio de carregamento.

Na Figura 2.11, observa-se conectores de cisalhamento para perfis formados a frio, compostos por segmentos recortados da mesa superior da viga mista. No trabalho desenvolvido por Irwan *et al* (2009), avalia-se o comportamento de elementos intitulados *Lakkavalli and Liu bent-up* (LYLB) e *bent-up triangular tab shear transfer* (BTTST) em termos de capacidade resistente e ductilidade, representados pela Figura 2.11a e Figura 2.11b, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 2.11 – Conectores de cisalhamento para perfis formados a frio (Fonte: Irwan *et al*, 2009)

Através dos resultados extraídos dos ensaios experimentais de *push-out* e da relação força atuante no conector em função do escorregamento relativo entre o aço e o concreto, Irwan *et al* (2009) esclarece que os elementos triangulares apresentam melhores resultados em termos de esforços máximos se comparados ao LYL B.

#### 2.3.4 DUCTILIDADE

Durante a realização dos ensaios para avaliação do comportamento dos conectores, um aspecto bastante importante refere-se à ductilidade dos componentes estruturais que promovem a interação entre a laje de concreto e o perfil metálico.

O *Eurocode 4* (2004) define que os conectores podem ser classificados como dúcteis quando apresentam uma capacidade de deformação característica mínima, suficiente para que a hipótese de redistribuição das tensões seja válida.

A capacidade de deformação característica ( $\delta_{uk}$ ) é dada em função do valor reduzido de deslocamento relativo ( $\delta_u$ ) entre o perfil metálico e a laje de concreto, parâmetro observado de forma contínua durante o procedimento experimental (Figura 2.12). Maiores detalhes sobre a obtenção da variável  $\delta_{uk}$  serão vistos mais adiante, no subitem que trata sobre os procedimentos recomendados pelo *Eurocode 4* (2004).

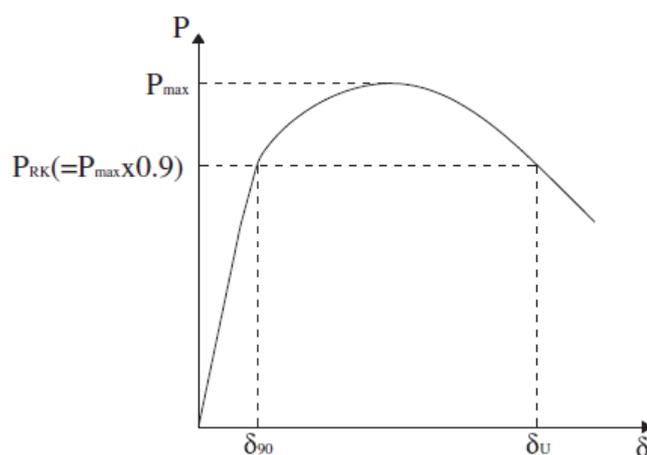


Figura 2.12 – Curva força vs deslocamento (Fonte: KIM *et al*, 2013)

O valor mínimo associado a  $\delta_{uk}$  para que o conector seja considerado dúctil é de 6 milímetros. Caso este valor seja efetivamente observado durante os ensaios, conforme mencionado anteriormente, admite-se que os elementos de solidarização entre aço e concreto sejam distribuídos de maneira uniforme e seja válida a redistribuição de esforços.

Na Figura 2.10, pode-se notar que um dos ensaios experimentais desenvolvidos por Mazoz *et al* (2013) não está em conformidade no que tange aos requisitos estabelecidos pelo *Eurocode 4* (2004) quanto ao escorregamento mínimo para que o conector possa ser classificado como dúctil. Tendo em vista que o deslocamento característico  $\delta_{uk}$  é dado por 90% do deslocamento relativo  $\delta_u$ , nota-se que o conector composto pelo perfil I com 40 mm de largura não atende aos limites impostos pela norma europeia ( $\delta_{uk} < 6\text{mm}$ ).

### 2.3.5 INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS

A instrumentação dos ensaios experimentais de *push-out* é bastante importante para avaliação do comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento. De maneira geral, os ensaios experimentais para atestar as características da ligação entre vigas de aço e lajes de concreto envolvem o emprego de transdutores de deslocamento e, em alguns casos, extensômetros de resistência elétrica e rosetas.

Os transdutores de deslocamento (flexímetros) visam aferir a movimentação relativa entre os dois materiais, isto é, aço e concreto. Baseado em investigações realizadas por autores diversos (VIANNA *et al*, 2013; IRWAN *et al*, 2009; KIM *et al*, 2011), sabe-se que os deslocamentos ocorrem nas direções longitudinal e transversal do protótipo analisado.

Os deslocamentos na direção longitudinal têm sido aferidos em todos os trabalhos relatados até aqui e com objetivo claro de permitir a representação da curva força vs deslocamento.



Figura 2.13 – Transdutores de deslocamento dispostos apenas na direção longitudinal (Fonte: KIM *et al*, 2011)

Foram observados trabalhos técnicos, no entanto, que não realizaram a aferição dos deslocamentos transversais entre o aço e concreto. Observe na Figura 2.13, ilustrativa da

investigação experimental conduzida por Kim *et al* (2011), que é evidente o emprego de transdutores de deslocamento apenas para medição do escorregamento (longitudinal) entre os dois materiais.

Em relação aos demais instrumentos, os extensômetros de resistência elétrica, assim como as rosetas, são dispostos no intuito de obter informações acerca das tensões e deformações específicas existentes em alguns pontos definidos sobre os elementos estruturais.

A definição da disposição dos referidos sensores na investigação experimental é dada em função, dentre outros fatores, do tipo de conector e dos mecanismos resistentes. Na Figura 2.14a, por exemplo, é evidenciado o conector *Perfobond* com duas linhas horizontais de furos para passagem de barras redondas e contendo cinco extensômetros de resistência elétrica dispostos ao longo da altura.

Uma das justificativas para o posicionamento da instrumentação, por parte de Vianna *et al* (2013), é permitir a representação das tensões atuantes na seção transversal do conector (Figura 2.15).

Outro aspecto abordado por Vianna *et al* (2013), refere-se às tensões atuantes em barras transversais inseridas entre os furos do conector *Perfobond*. Na Figura 2.14b, são representados dois extensômetros de resistência elétrica, denominados por SG5 e SG6, colocados nas referidas barras.

Após a realização dos ensaios, Vianna *et al* (2013) pôde notar que as barras redondas dispostas em furos mais próximos do perfil metálico apresentam maiores deformações específicas e, portanto, são mais solicitadas se comparadas às armaduras inseridas nos furos superiores (Figura 2.15).

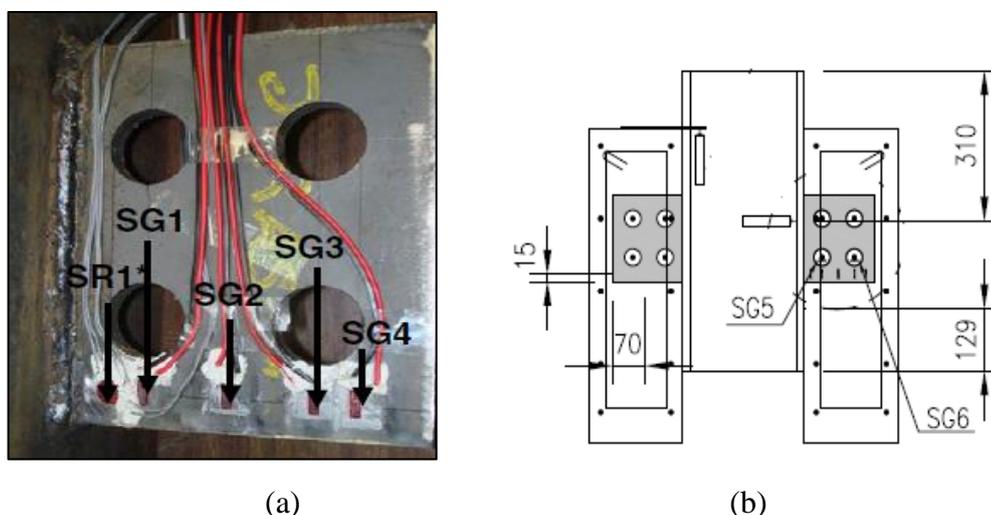


Figura 2.14 – Ensaio com conectores *Perfobond* (Adaptado de VIANNA *et al*, 2013)

O exemplo anterior ilustra uma instrumentação específica empregada nos ensaios visando esclarecer alguns aspectos do comportamento estrutural não evidentes nos experimentos convencionais.

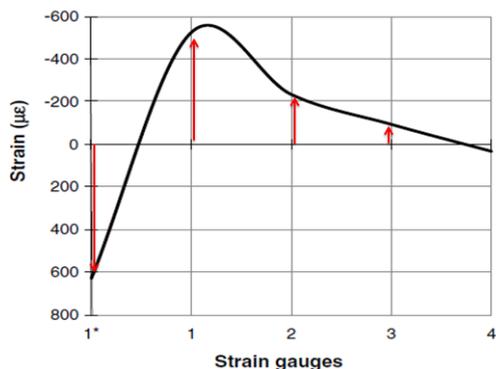


Figura 2.15 – Distribuição de tensões ao longo da altura de conectores *Perfobond* (Adaptada de VIANNA *et al*, 2013)

Na Figura 2.16, é ilustrada uma vista superior do ensaio experimental de *push-out*, instrumentado com todos os equipamentos anteriormente relatados, isto é, com transdutores de deslocamento para aferição dos deslocamentos relativos longitudinal e transversal, extensômetros de resistência elétrica e rosetas (VIANNA *et al*, 2013).

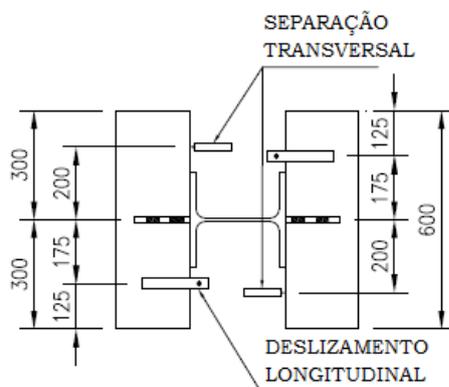


Figura 2.16 – Instrumentação do ensaio *push-out* com transdutores de deslocamento (Adaptada de VIANNA *et al*, 2013)

Durante a realização dos testes, os sensores dispostos nas duas lajes do protótipo enviam sinais em tempo real para equipamentos de recepção de dados e, posteriormente, são transformados em gráficos força vs deslocamento longitudinal, força vs deslocamento transversal, força vs deformação específica das barras redondas e distribuição de tensões ao longo da altura do conector.

Embora não esteja evidente, Vianna *et al* (2013), assim como outros pesquisadores, incluiu na instrumentação um transdutor de deslocamento para controle nas proximidades do atuador hidráulico, responsável pela transmissão de forças para o experimento.

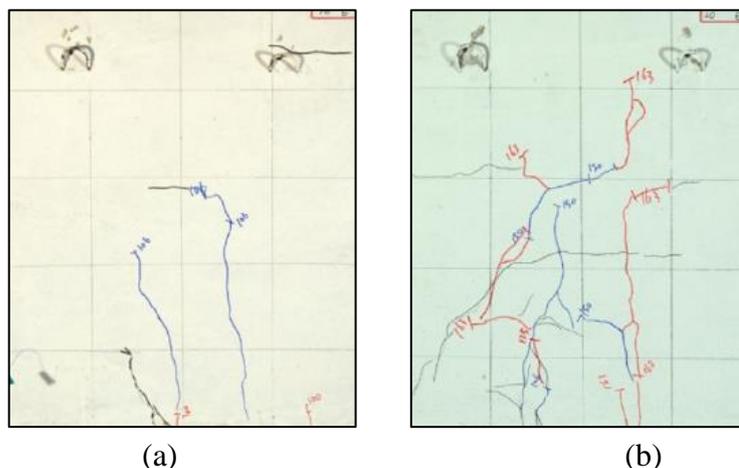


Figura 2.17 – Configuração das trincas no concreto após a ruptura (Fonte: Kim *et al*, 2013)

Esclarecidos alguns aspectos relativos à instrumentação dos protótipos de *push-out*, impende destacar a importância da configuração deformada dos elementos estruturais ao longo dos ensaios. O entendimento dos mecanismos resistentes dos conectores pode ser plenamente concretizado após observação da disposição das trincas no concreto e/ou deslocamentos nos componentes metálicos.

Na Figura 2.17, Kim *et al* (2013) ilustra a configuração das trincas na laje de concreto após o colapso do protótipo experimental para um conector “tipo Y” (a) sem reforço e (b) com reforço através de barras redondas transversais.

Observando a ausência de trincas horizontais no experimento sem reforço (Figura 2.17a), Kim *et al* (2013) mencionou a perda de efetividade do concreto na transferência do carregamento em comparação ao protótipo reforçado (Figura 2.17b).

### 2.3.6 PROCEDIMENTO BASEADO NO *EUROCODE* 4 (EN 1994-1-1:2004)

O procedimento de testes experimentais baseado no *Eurocode* 4 (2004) é uma referência importante para o desenvolvimento de estudos acerca da capacidade resistente da ligação entre o aço e concreto para vigas mistas. A padronização das características dos protótipos, as condições de aplicação do carregamento e critérios para avaliação dos resultados são alguns dos aspectos abordados pela norma europeia.

As características dos protótipos sugeridas pelo *Eurocode 4* (2004) foram mencionadas com maiores detalhes anteriormente. Em relação às condições de aplicação da força, pode-se destacar que o esforço deve ser concentrado e introduzido gradualmente até 40% do limite estimado de ruptura.

Em seguida, deve-se executar 25 ciclos de carregamento e descarregamento num intervalo compreendido entre 5% e 40% da força estimada de colapso. A Figura 2.18 representa graficamente o procedimento sugerido pelo *Eurocode 4* (2004).

Concluído o estágio de carga e descarga, os incrementos de força externa transmitida ao protótipo de *push-out* devem considerar que a carga estimada de colapso seja alcançada após um intervalo mínimo de 15 minutos. Desta forma, pode-se controlar a taxa de variação do deslocamento do atuador hidráulico em função dos dados aqisitados durante os ciclos realizados no início do ensaio.

O *Eurocode 4* (2004) estabelece ainda que o escorregamento relativo entre o aço e concreto seja medido de maneira contínua, estendendo-se pelo menos até o descarregamento de 20% da força de ruptura. Recomenda-se ainda que o deslocamento relativo transversal seja aferido em posição próxima aos conectores de cisalhamento.

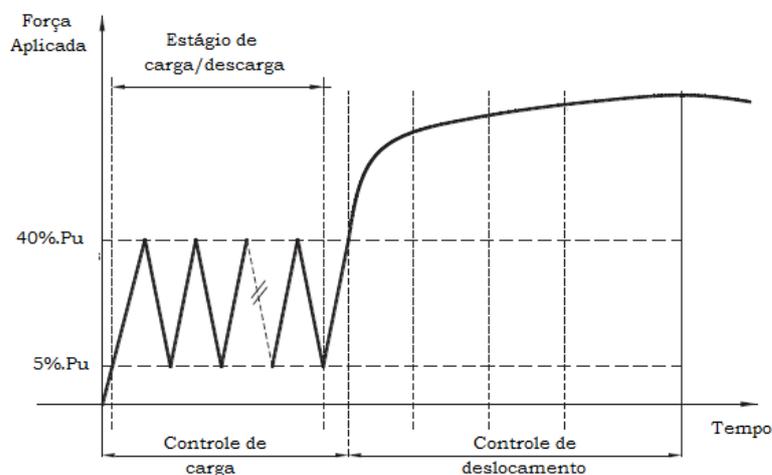


Figura 2.18 – Ciclos de carga e descarga para ensaios de *push-out* (Adaptada de VIANNA *et al*, 2013)

Observando pesquisas desenvolvidas por outros autores (VIANNA *et al*, 2013; IRWAN *et al*, 2009; KIM *et al*, 2011), é evidente que a velocidade de aplicação dos carregamentos e de controle dos deslocamentos varia em função das características e particularidades de cada ensaio de *push-out*. A estimativa da força de colapso é principal condicionante para a definição de tal parâmetro experimental.

No estágio inicial de carga e descarga dos ensaios realizados por Irwan *et al* (2009), por exemplo, foi utilizado controle de deslocamento relativo longitudinal de 0,0095 mm/s, bastante diferente se comparado ao valor de 0,05 mm/s adotado por Kim *et al* (2011).

Esclarecidas as características principais relativas à aplicação de força sobre os protótipos, vale mencionar alguns critérios adotados pelo *Eurocode 4* (2004) quanto à avaliação dos resultados experimentais.

Dispondo de, pelo menos, três resultados do ensaio de *push-out*, cujos resultados individuais da força última não variem em mais de 10% do valor médio, o procedimento proposto pela norma europeia para determinação da capacidade resistente dos conectores é dado em função da resistência característica e pode ser expresso por:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V}$$

onde,

$f_u$  é a tensão última mínima especificada do material que compõe o conector.

$f_{ut}$  é a tensão última medida experimentalmente para o material que compõe o conector.

$P_{Rd}$  é a capacidade resistente de cálculo do conector.

$P_{Rk}$  é a capacidade resistente característica do conector.

$\gamma_V$  é o coeficiente de segurança para ligações submetidas ao cisalhamento, adotado geralmente com valor de 1,25.

A capacidade resistente característica do conector deve ser avaliada como a força última, obtida através dos ensaios experimentais, reduzida em 10%. Não se pode deixar de lembrar que a referida força é dada em função da razão entre carga máxima do *push-out* e o número de conectores presentes na ligação entre o aço e o concreto.

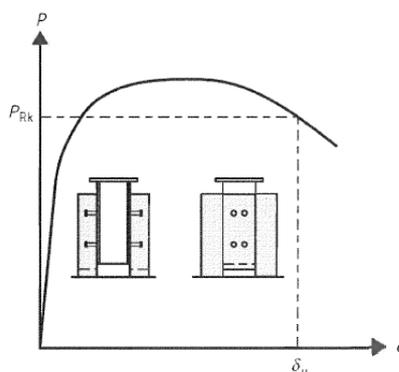


Figura 2.19 – Definição do deslocamento relativo longitudinal máximo (Fonte: *Eurocode 4* (EN 1994-1-1:2004))

Outro parâmetro relevante para caracterização dos conectores de cisalhamento refere-se ao deslocamento relativo longitudinal do protótipo, denominado na literatura estrangeira como *slip capacity* e representado por “ $\delta_u$ ”.

O deslocamento relativo longitudinal máximo do protótipo é medido experimentalmente por transdutores de deslocamento e é dado, conforme ilustrado na Figura 2.19, pelo valor  $\delta_u$  associado à capacidade resistente característica. No intuito de determinar o deslocamento relativo longitudinal característico dos protótipos ensaiados, representado por  $\delta_{uk}$ , deve-se reduzir em 10% o menor dos resultados obtidos para  $\delta_u$ .

Conforme mencionado anteriormente, o deslocamento característico  $\delta_{uk}$  é utilizado para classificação dos conectores quanto à ductilidade (*Eurocode 4*). O valor mínimo para que os referidos elementos possam ser considerados dúcteis é de 6 mm.

## 2.4 CONECTORES PARA VIGAS MISTAS FORMADAS A FRIO

Nos últimos anos, diversos pesquisadores têm demonstrado interesse em estudos relacionados aos conectores de cisalhamento destinados a vigas mistas compostas por perfis formados a frio. Os trabalhos realizados Hsu *et al* (2014), Lakkavalli & Liu (2006), Ahrajri *et al* (2016) e Irwan *et al* (2009) representam alguns exemplos de pesquisas que utilizaram vigas de chapas dobradas associadas às lajes de piso.

Inúmeras vantagens associadas aos perfis formados a frio justificam o crescimento do emprego deste tipo de elemento em sistemas mistos como, por exemplo, a possibilidade de redução do peso próprio, eficiência estrutural e facilidade de manuseio das ferramentas de trabalho (HSU *et al*, 2014).

Ainda vale destacar que a associação entre lajes de concreto, ou eventualmente de outros materiais, pode minimizar, ou até eliminar, problemas de instabilidade local das chapas que compõem a seção transversal dos perfis formados a frio.

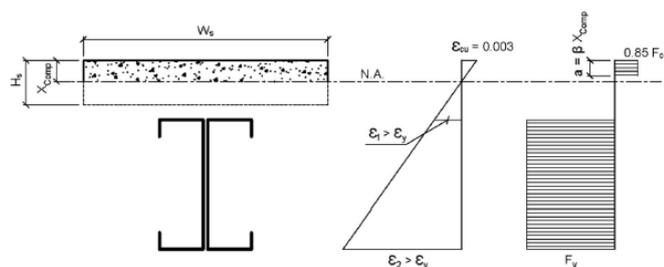


Figura 2.20 – Distribuição de tensões/deformações para seções de aço plenamente tracionadas (Fonte: HSU *et al*, 2014)

Tabela 2.1 – Contribuições recentes sobre vigas mistas compostas por perfis formados

n°	Ano	Autor (es)	Tipo de viga mista	Características
01	1993	Oehlers, D.J	Viga retangular	Chapas de aço incorporadas com reentrâncias para formação de vigas de aço e concreto
02	2000	Hanaor, A.	Viga T com laje maciça de concreto	Ensaio de <i>push-out</i> com conectores tipo U parafusados sobre o perfil metálico.
03	2001	Oliveira, L.A.F.	Viga T com laje treliçada unidirecional	Sistema estrutural com vigas de aço e lajes treliçadas de concreto, solidarizados através de parafusos e de perfis U.
04	2002	Shun-ichi Nakamura, P.E	Viga $\pi$ destinada a tabuleiro de pontes	Chapas de aço incorporadas ao concreto com formato trapezoidal formando “vigas $\pi$ ” para pontes
05	2006	Lakkavalli, B.S & Liu, Y.	Viga T com laje maciça de concreto	Perfis U enrijecidos de chapas finas imersos na laje de concreto.
06	2007	Bremer, C.F	Viga T com laje maciça de concreto	Conectores tipo pino com rosca interna e conectores tipo U simples laminados soldados sobre a mesa da viga metálica
07	2009	Irwan <i>et al.</i>	Viga T com laje maciça de concreto	Vigas mistas compostas por perfis formados a frio com recortes na mesa para solidarização aço/concreto.
08	2013	Wehbe <i>et al.</i>	Viga retangular	Perfis de chapa dobrada e região maciça de concreto solidarizados através de pinos
09	2014	Hsu <i>et al.</i>	Viga T com laje <i>Steel Deck</i>	Vigas mistas compostas por perfis formados a frio e lajes tipo <i>Steel Deck</i>
10	2016	Alhajri <i>et al.</i>	Viga T com laje maciça de concreto	Conectores de cisalhamento compostos por pinos rosqueados na mesa superior dos perfis formados a frio

Na Figura 2.20, é evidenciada a distribuição de tensões e deformações de algumas vigas mistas ensaiadas experimentalmente por Hsu *et al* (2014). Note que a presença da linha neutra plástica (tracejada) na laje de concreto garante uma maior eficiência aos perfis, tendo em vista que todas as fibras do aço estão tracionadas e, portanto, não são susceptíveis à instabilidade local.

Na Figura 2.21, é possível observar a viga mista composta por perfis de chapa dobrada de aço e concreto através dos estudos experimentais desenvolvidos por Oehlers (1993). Neste caso, o perfil metálico atua como elemento com adequada capacidade resistente à tração, ao passo que o concreto tem a finalidade de absorção dos esforços de compressão.

A interação entre os dois materiais ocorre em função da presença de mossas nas chapas vertical e horizontal de aço, garantindo um intertravamento com o concreto. Uma das vantagens observadas por Oehlers (1993) no emprego deste sistema estrutural refere-se à dupla finalidade do perfil formado a frio, atuando como elemento resistente da seção transversal e, também, como fôrma para a delimitação do concreto.

A solução estrutural foi idealizada a partir das lajes com fôrma de aço incorporada, cuja aderência entre aço e concreto também ocorre em função das môssas fabricadas na chapa metálica.



Figura 2.21 – Viga retangular mista de aço e concreto (FONTE: OEHLERS, 1993)

Na Figura 2.22, pode ser vista uma viga mista de aço e concreto composta por perfis Z de chapa dobrada e por uma capa de concreto maciça com 50 mm de espessura, formando um sistema estrutural constituído por painéis pré-fabricados.

Na pesquisa desenvolvida por Hanaor (2000), diversos ensaios de *push-out* foram desenvolvidos no intuito de avaliar novas soluções para conectores de cisalhamento, tendo em vista que as chapas finas que compõem a viga metálica não permitem a soldagem de elementos tipo pino com cabeça (*Stud Bolts*).

Nesse contexto, Hanaor (2000) promoveu testes com conectores solidarizados ao perfil metálico através de parafusos autoatarraxantes, de ligações soldadas e de chumbadores fixados em placas pré-fabricadas de concreto. Além disto, um modelo em escala real, conforme seção transversal descrita na Figura 2.22, foi estudado para avaliar o desempenho do elemento estrutural e permitiu concluir que o sistema estrutural apresenta, dentre outros aspectos, elevada ductilidade.

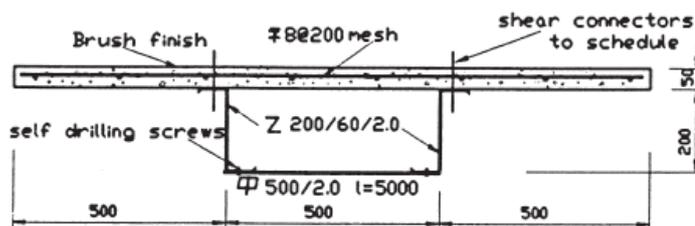


Figura 2.22 – Viga mista composta por perfis Z de chapa dobrada (FONTE: HANAOR, 2000)

Na Figura 2.23, evidencia-se os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça parafusados sobre a mesa superior da seção composta por dois perfis U enrijecidos. Na pesquisa realizada por Oliveira (2001), a solução para fixação dos pinos na superfície da viga metálica foi garantida através da introdução de rebites com rosca interna.

A alternativa permitiu o emprego dos pinos com cabeça como elemento de solidarização entre o aço e a laje de concreto sem utilizar ligações soldadas, procedimento geralmente adotado para perfis mais compactos.

Observando agora a Figura 2.24, nota-se o desenvolvimento de um sistema estrutural composto por chapas dobradas e laje maciça, formando uma viga mista tipo  $\pi$ . A interação entre ambos os materiais foi garantida através de pinos com cabeça, adequado para evitar deslizamento relativo por cisalhamento longitudinal e separação vertical por tração transversal.



Figura 2.23 – Conector tipo pino com cabeça rosqueado sobre a mesa superior (FONTE: OLIVEIRA, 2001)

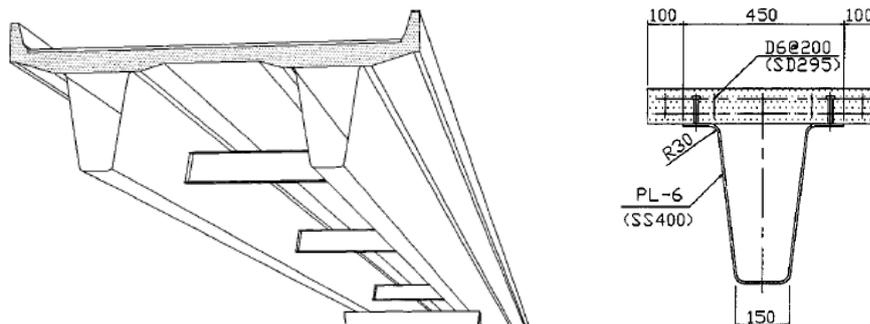


Figura 2.24 – Viga mista tipo  $\pi$  para tabuleiros de pontes (FONTE: Shun-ishi Nakamura, 2002)

A espessura do aço estrutural utilizado nas investigações experimentais conduzidas por Shun-ishi Nakamura (2002) equivale a 6 mm. As tensões limite de escoamento e de ruptura, relativas ao aço ensaiado, equivalem 338 MPa e 455 MPa, respectivamente.

Tendo em vista uma maior espessura utilizada nos protótipos, nota-se que, diferentemente das soluções descritas por Oehlers (1993) e Oliveira (2001), a soldagem dos conectores não representa uma dificuldade construtiva, muito menos comportamento inadequado em termos de capacidade resistente.

Nos ensaios a serem desenvolvidos por este presente trabalho, por exemplo, torna-se inviável a adoção de alternativas soldadas, em decorrência da pequena espessura dos perfis de chapa dobrada, totalizando 1,25 mm.

Na Figura 2.25, ilustrativa dos ensaios experimentais realizados por Lakkavalli & Liu (2006), foram empregadas chapas de pequena espessura, compreendidas num intervalo entre 1,5 e 1,9 mm. As investigações visavam avaliar o comportamento de perfis U enrijecidos associados a lajes maciças de concreto.

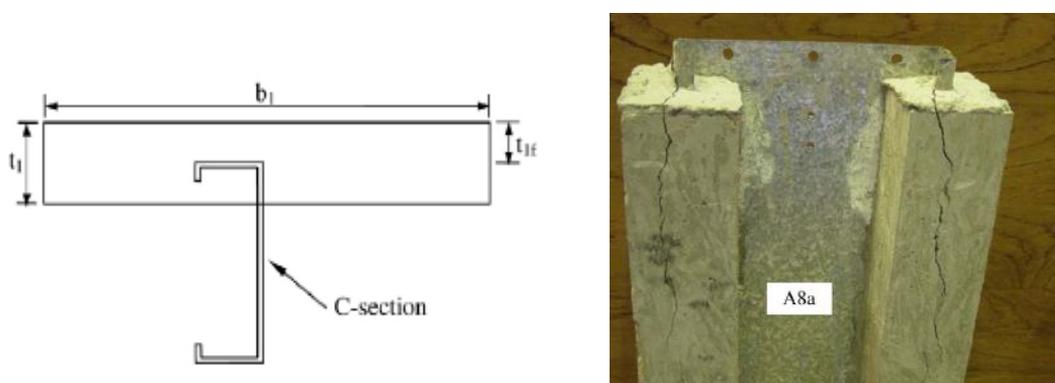


Figura 2.25 – Viga mistas de aço e concreto com mesa do perfil formado a frio imersa na laje (FONTE: LAKKAVALLI & LIU, 2006)

Distintas soluções para conectores de cisalhamento foram estudadas, tais como (a) parafusos autoatarraxantes, (b) rasgos na mesa dos perfis e (c) furos também executados na mesa dos perfis. Em todos os casos, a mesa superior da viga metálica formada a frio foi concretada na região interna da laje maciça de concreto. Dentre as opções avaliadas, a alternativa com rasgos no perfil foi a que apresentou melhor desempenho estrutural (LAKKAVALLI & LIU, 2006).

Na Figura 2.26, as pesquisas experimentais desenvolvidas por Bremer (2007) empregam um tipo de conector similar ao que foi adotado por Oliveira (2001). Note que o conector em questão é do tipo pino com cabeça, cuja fixação com a viga metálica ocorre através de rebites com rosca interna.

A diferença básica entre as duas pesquisas refere-se ao tipo de laje empregada. Em Bremer (2007), tais conectores foram ensaiados em associação às lajes com fôrma de aço incorporada, ao passo que no trabalho realizado por Oliveira (2001) houve emprego de lajes treliçadas unidirecionais.

É importante mencionar que a seção transversal metálica utilizada por Bremer (2007) consiste num duplo U enrijecido com dimensões 175x65x25x2,00 mm. A fixação dos pinos com cabeça sextavada foi garantida através de pistola, conforme destacado na Figura 2.26.

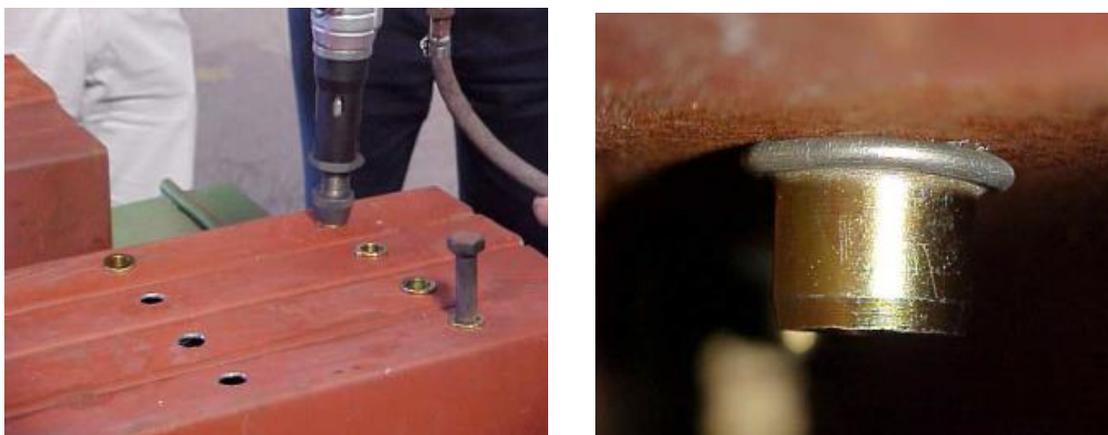


Figura 2.26 – Conectores rebitados na mesa superior do perfil formado a frio (FONTE: BREMER, 2007)

Na Figura 2.27, pode-se observar o conector de cisalhamento adotado por Irwan *et al* (2009), obtido através de rasgos na mesa superior da viga de aço formada a frio. Note que a inclinação do elemento estrutural permite o desenvolvimento de mecanismos para evitar o cisalhamento atuante no plano horizontal e separação entre os materiais na direção vertical.

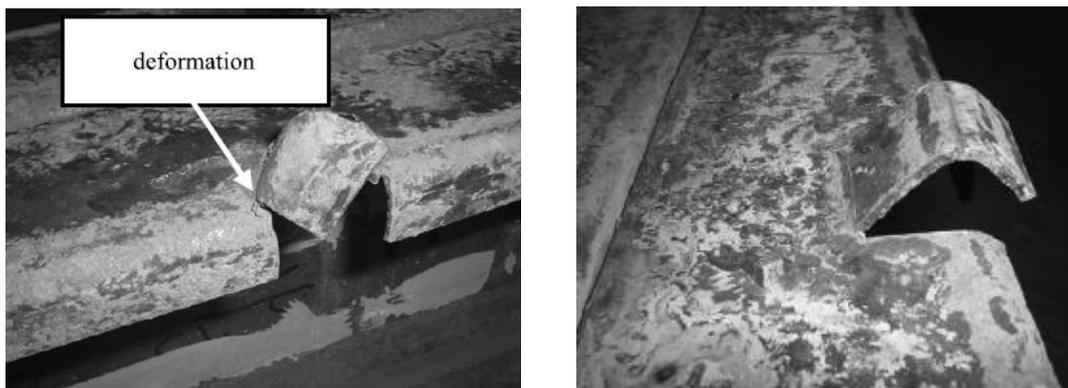


Figura 2.27 – Interação entre aço/concreto garantida através de “rasgos” na mesa do perfil (FONTE: Irwan *et al*, 2009)

Na pesquisa em questão, foram conduzidos apenas ensaios de *push-out*, não havendo quaisquer informações sobre o comportamento dos conectores em modelos em escala real. Na investigação experimental, as espessuras das chapas empregadas foram 1,9 mm e 2,4 mm.

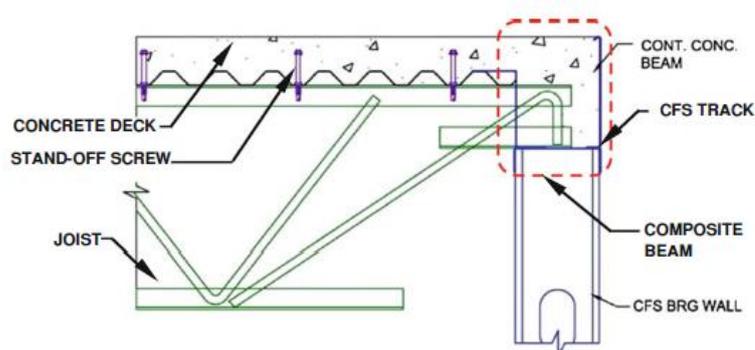


Figura 2.28 – Viga retangular solidarizada com perfil formado a frio (FONTE: WEHBE *et al*, 2013)

Na Figura 2.28, observa-se a presença de dois sistemas estruturais mistos. A treliça metálica solidarizada, através de parafusos, a uma laje com fôrma de aço incorporada e uma viga retangular de concreto, destacada em “vermelho”, atuando em conjunto com um dos elementos de chapa dobrada presentes na região de apoio.

Nos ensaios realizados por Wehbe *et al* (2013), o objetivo era avaliar o comportamento misto entre a viga de concreto maciça, disposta sobre as paredes de apoio da treliça metálica, e um perfil formado a frio. A interação entre os materiais foi garantida através de pino com cabeça e permitiu o desenvolvimento de uma viga retangular de concreto com perfil de aço incorporado.

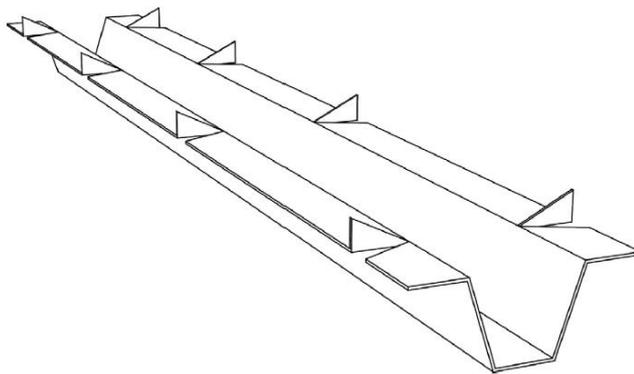


Figura 2.29 – Interação entre aço/concreto garantida pela fixação de seção trapezoidal, através de parafusos autoatarraxantes, na mesa do perfil (FONTE: Hsu *et al*, 2014)



Figura 2.30 – Viga composta por associação entre perfis U enrijecidos com pinos parafusados na mesa superior (FONTE: ALHAJRI *et al*, 2016)

### 3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS PARA AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DOS CONECTORES

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo 3, serão abordadas as características e o planejamento desenvolvido para avaliação experimental da capacidade resistente de três tipos de conectores, destinados a sistemas treliçados mistos de aço e concreto (Figura 3.1). Em todos os casos, os referidos elementos são fixados em vigas treliçadas por meio de parafusos autoatarraxantes de aço  $\varnothing 4,8$  x 19 mm.

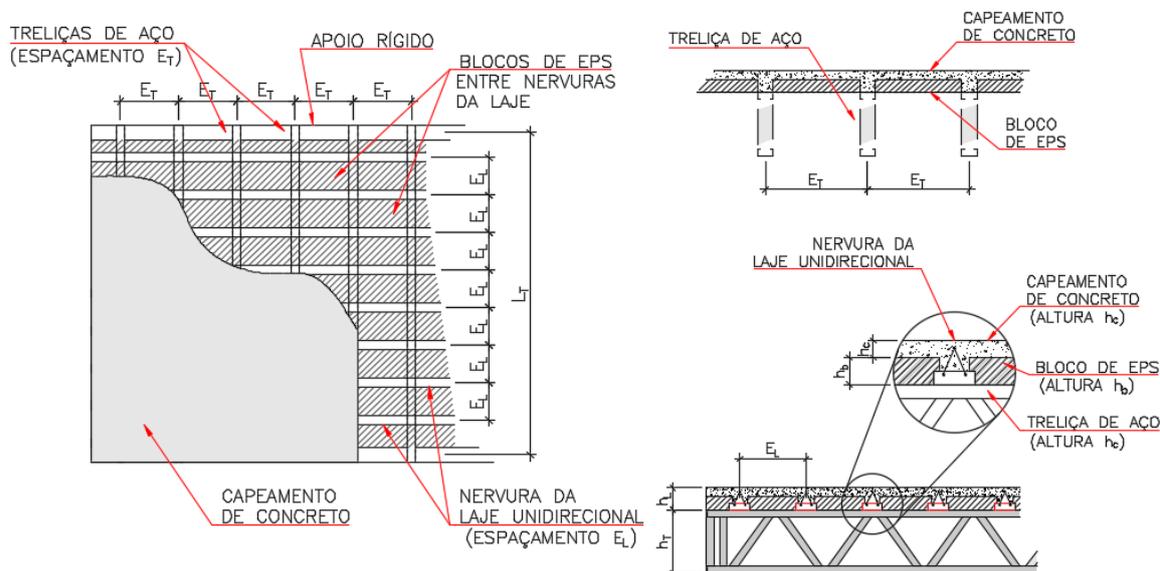


Figura 3.1 – Características gerais do sistema treliçado misto de aço e concreto

Na Figura 3.2, são apresentados os três tipos de conectores idealizados para composição das vigas treliçadas mistas de aço e concreto: (a) *Thin-Walled Perfobond* (TWP), (b) *Thin-Walled Channel* (TWC) e (c) *Thin-Walled Vertical Post* (TWVP).

O conector TWP, apresentado por Leal & Batista (2017, 2019a), é constituído pela associação de duas chapas dobradas (espessura de 0,95 mm) em formato “Z”, uma chapa de reforço posicionada sobre o banzo superior das treliças e duas barras transversais de  $\varnothing 4,8$  x 300 mm.

Os conectores TWVP (Batista & Leal, 2019), por sua vez, são compostos pela associação do montante do sistema treliçado, de uma barra transversal de  $\varnothing 4,8$  x 400 mm e uma cantoneira de reforço com espessura de 0,95 mm. Nos sistemas de pisos mistos, o montante das treliças

“atravessa” o rasgo no banzo superior e permanece no interior da laje após a etapa de concretagem, conforme será visto com maiores detalhes no capítulo subsequente.

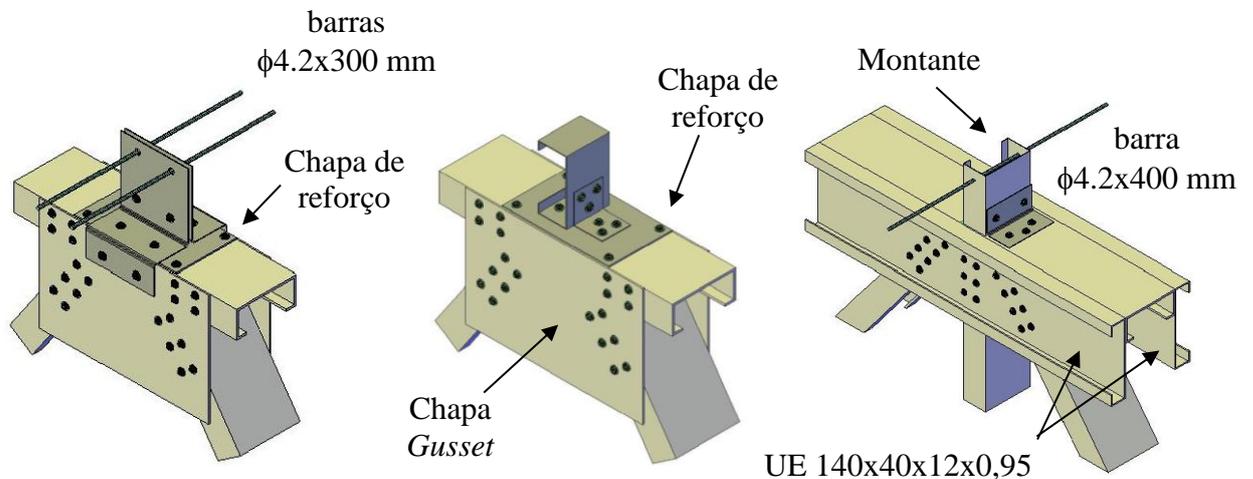


Figura 3.2 – Representação dos conectores de cisalhamento: (a) TWP, (b) TWC e (c) TWVP

### 3.2 ENSAIOS DE QUALIFICAÇÃO DO CONCRETO

Os ensaios de qualificação do concreto, utilizado nos protótipos de *push-out*, foram realizados de acordo com as recomendações estabelecidas pela norma brasileira ABNT NBR 5739:2018, respectivamente. A Figura 3.3 retrata as características do corpo de prova cilíndrico (diâmetro de 100 mm), adotado para os ensaios de compressão do concreto. A regularização da superfície de contato entre o concreto e o atuador hidráulico foi realizada através de capeamento com enxofre.

A Tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de compressão do concreto, incluindo a força máxima ( $P_{máx}$ ) aplicada aos corpos de prova. Os dados obtidos indicaram significativa variação (COV de 19%) e resistência à compressão média do concreto é de 18,9 MPa.

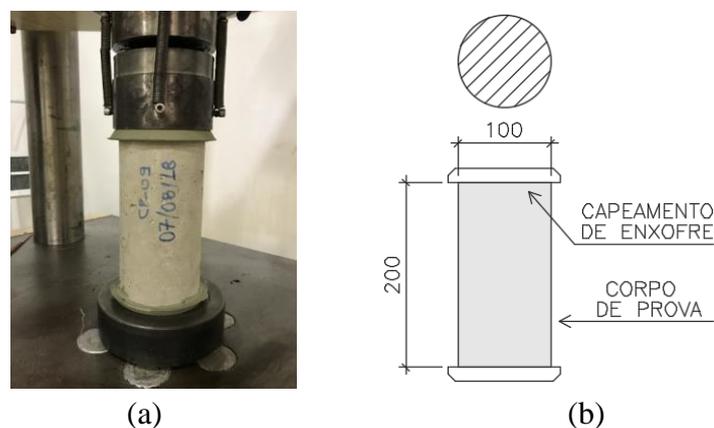


Figura 3.3 – Corpo de prova cilíndrico, utilizado para o ensaio de compressão do concreto

Tabela 3.1 – Resultados do ensaio de compressão do concreto

CP	Idade	P <sub>máx</sub>	Ac	f <sub>c</sub>
	[dias]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]
CP-1	81	133,8	78,5	17,0
CP-2		113,9		14,5
CP-3		200,0		25,5
CP-4		166,2		21,2
CP-5		145,2		18,5
CP-6		129,2		16,5
Média	-	148,1	-	18,9
Desv Pad	-	28,2	-	3,6
COV	-	19,0%	-	19,0%

Os ensaios de qualificação do aço, para avaliação das características dos conectores de cisalhamento e dos parafusos autoatarraxantes, adotados nos protótipos de *push-out*, não foram realizados.

### 3.3 CARACTERÍSTICAS ASSOCIADAS AOS ENSAIOS DE *PUSH-OUT*

Os ensaios de *push-out* foram realizados para avaliação do comportamento dos conectores TWP e TWC, em conformidade com as recomendações estabelecidas pelo *Eurocode 4*. Em função das particularidades associadas à reduzida espessura dos conectores e ao meio de ligação adotado (parafusos autoatarraxantes), foram necessárias algumas adaptações nos protótipos em relação às dimensões da laje de concreto e ao perfil rígido para transmissão das forças produzidas pelo atuador hidráulico.

O objetivo dos ensaios é avaliar, através de experimentos de cisalhamento direto (*push-out*), a capacidade resistente, a ductilidade e a viabilidade para utilização dos conectores TWP e TWC para composição de sistemas treliçados mistos de aço e concreto.

A investigação experimental em questão foi conduzida em oito protótipos, sendo quatro unidades para cada tipo de conector (TWP e TWC). Na Figura 3.4, observa-se que cada um dos protótipos é composto por duas lajes maciças de concreto, um perfil rígido central (duplo U enrijecido 100x50x17x3,00) e quatro conectores de cisalhamento (duas unidades para cada laje).

É importante ressaltar que a laje maciça adotada para o ensaio de *push-out* é diferente daquela idealizada para o sistema em escala real (laje treliçada unidirecional). A diferença nas características da laje pode influenciar a avaliação dos conectores sob vários aspectos, tais como

a carga de colapso e mecanismos de ruptura. No entanto, a opção pela laje maciça é justificada pelo fato de que a grande maioria dos ensaios de *push-out*, realizados no âmbito de pesquisa, adotam este tipo de elemento.

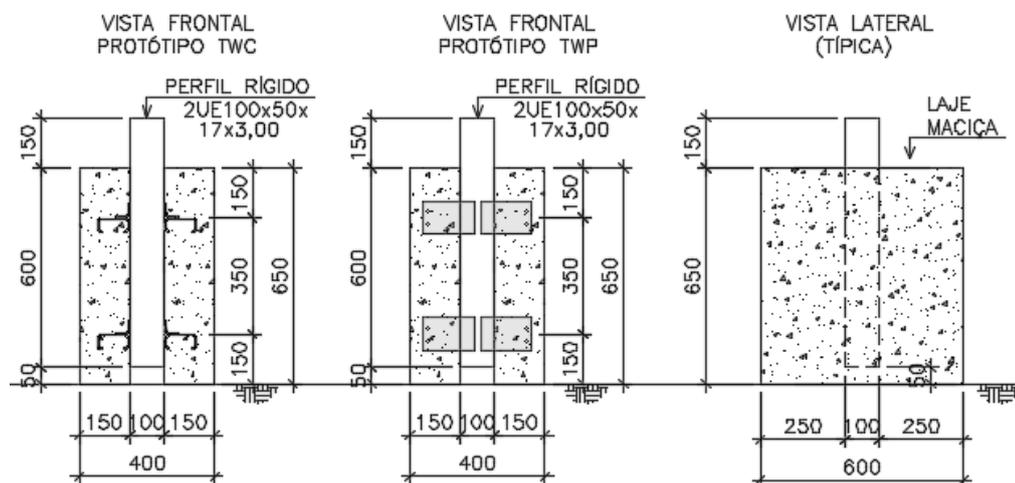


Figura 3.4 – Características geométricas associadas aos protótipos de *push-out*

### 3.4 ETAPA DE FABRICAÇÃO DOS PROTÓTIPOS DE *PUSH-OUT*

A fabricação dos protótipos de *push-out* foi realizada em 3 (três) etapas distintas: (a) soldagem dos perfis U enrijecidos e fixação dos conectores, (b) montagem das fôrmas de madeira e (c) concretagem dos protótipos.

A soldagem dos elementos U enrijecidos foi necessária para composição do perfil rígido (tubular) e foi realizada através de cordões de solda intermitentes, com comprimento de 100 mm e espaçamento de 375 mm. Além disto, foram adotados eletrodos revestidos E6013, cuja tensão nominal de ruptura totaliza 414 MPa (60 ksi).

A fixação dos conectores, por sua vez, foi realizada a partir da pré furação das paredes da seção transversal do perfil rígido, através de brocas de aço rápido de 5/32” e furadeira de bancada. Em seguida, os conectores TWP e TWC foram posicionados e fixados no perfil duplo U enrijecido por meio de parafusos autoatarraxantes  $\varnothing 4,2 \times 19$  mm (Figura 3.5).

É válido ressaltar que foram observadas dificuldades para fixação dos conectores TWC, sendo necessário flexionar a mesa superior do perfil U enrijecido. Por conta disto, o posicionamento dos parafusos autoatarraxantes não pôde ser garantido com precisão.

Em relação à montagem das fôrmas de madeira, foram adotadas placas de madeira tipo OSB (*Oriented Strand-Board*) com espessura de 15 mm, cujas medidas internas correspondem às dimensões das lajes de concreto dos protótipos.

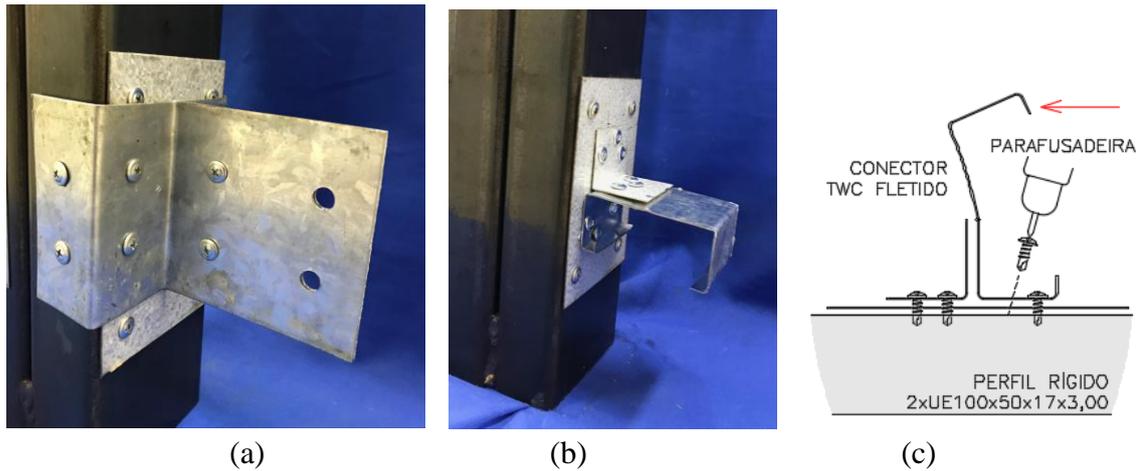


Figura 3.5 – Fixação dos conectores no perfil rígido (duplo U enrijecido)

A montagem das fôrmas foi realizada na posição vertical, de maneira que as lajes dos protótipos fossem concretadas em apenas uma etapa. Observa-se que a face superior da laje foi aberta para o lançamento e adensamento do concreto (Figura 3.6). Na Figura 3.7, são apresentadas as armaduras de aço adotadas para a laje, de acordo com as recomendações estabelecidas pelo *Eurocode 4*.

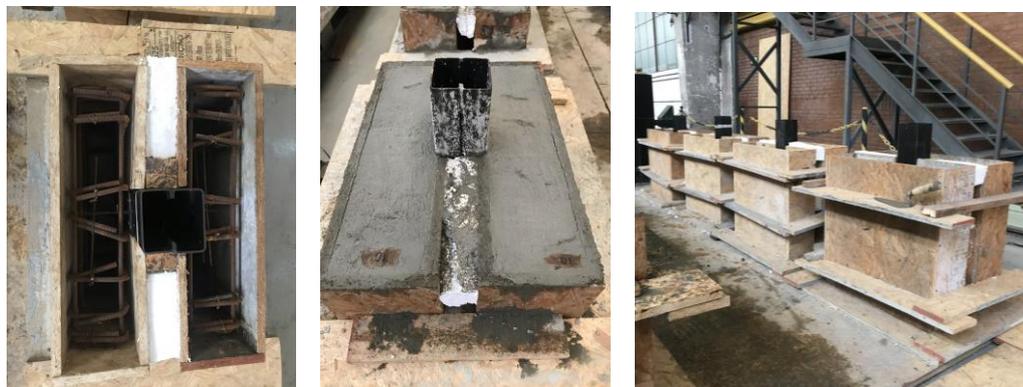


Figura 3.6 – Detalhes das fôrmas de madeira, dos travamentos laterais adotados e da etapa de concretagem

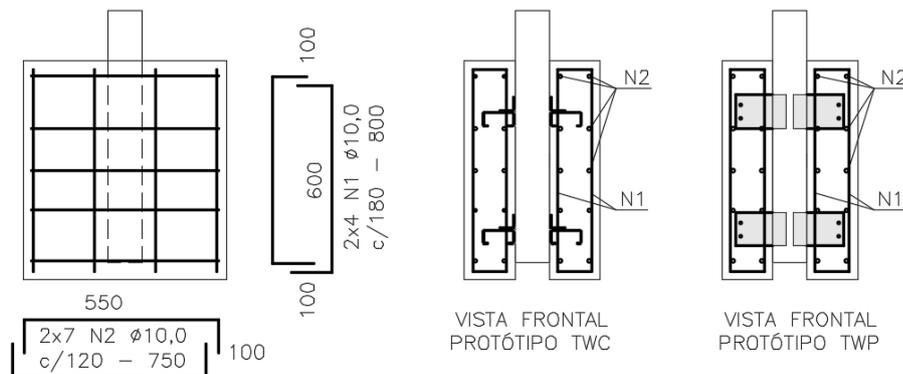


Figura 3.7 – Detalhe de armação adotada para as lajes dos protótipos TWP e TWC

Antes da realização da concretagem dos protótipos, foi aplicado na superfície do perfil rígido um material desmoldante (graxa), no intuito de evitar a aderência entre aço e concreto. O mesmo material desmoldante foi aplicado nas faces internas das fôrmas de madeira.

Cada traço utilizado é caracterizado por 0,11 m<sup>3</sup> de areia, 0,10 m<sup>3</sup> de brita, 23,4 litros de água e 50 kg de cimento CII-Z. A mistura dos materiais, feita através de betoneira elétrica, foi iniciada com a brita e metade da quantidade de água. Em seguida, foram introduzidas a quantidade especificada de areia, o saco de 50 kg de cimento e o restante de água.

Após o lançamento do concreto, com auxílio de carrinho de mão e uma pá, o adensamento foi realizado através de vibrador mecânico (Modelo BOSCH). A vibração foi efetuada para cada camada de 20 cm de concreto lançado, ou seja, cada laje foi submetida ao adensamento em três ciclos. Por fim, após o preenchimento completo das fôrmas de madeira, foi dado um acabamento superficial na face superior da laje, por meio de “colher de pedreiro”.

### **3.5 INSTRUMENTAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ENSAIOS**

A instrumentação adotada para os ensaios de caracterização dos conectores é bem simples e composta exclusivamente por flexímetros. A aquisição de dados, neste caso, está associada à medição dos deslocamentos relativos entre o perfil rígido de aço e as lajes de concreto, nas direções longitudinal e transversal.

Para cada ensaio realizado, foram adotados 4 (quatro) flexímetros: (a) V1 e V2, destinados à medição dos deslocamentos relativos na direção vertical (longitudinal) e (b) H1 e H2, responsáveis pela medição dos deslocamentos horizontais (transversais).

Na Figura 3.8, é possível observar a instrumentação adotada e o sistema de aplicação de carga. Os flexímetros foram fixados no topo do perfil rígido de distribuição, através de bases magnéticas. Além disto, observa-se que a extremidade dos sensores foi posicionada sobre uma pequena chapa de aço, colada ao concreto através de resina epóxica (Compound TIX), evitando erros de leitura por conta da irregularidade da face superior da laje.

Outros aspectos que merecem atenção especial referem-se à rótula esférica, posicionada entre o atuador (capacidade de 250 kN) e o topo do perfil rígido, aplicação de cal nas faces laterais dos protótipos e a caracterização do sistema de aquisição de dados e aplicação de força.

Em relação ao posicionamento da rótula no topo do experimento, a medida foi adotada no intuito de evitar excentricidades na aplicação do carregamento. Além disto, o emprego do

referido componente é importante para retificar quaisquer imperfeições de fabricação do protótipo, associadas às lajes (base) e ao perfil rígido (nivelamento do topo).

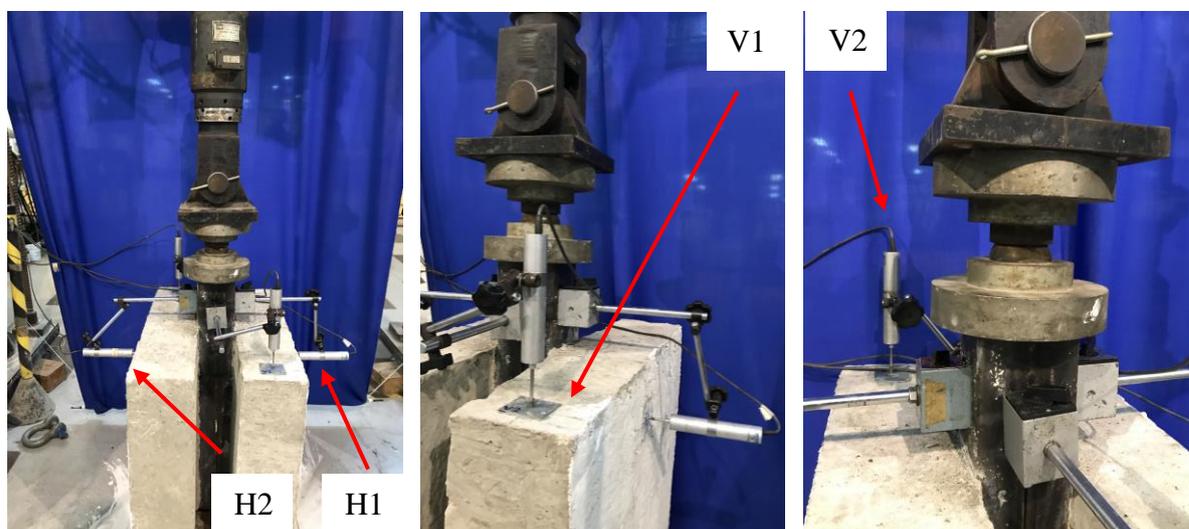


Figura 3.8 – Representação dos flexímetros adotados e do sistema de aplicação de carga

Quanto à aplicação de cal nas faces laterais dos protótipos, o objetivo era avaliar a presença e a evolução das trincas para diferentes estágios de carregamento. No entanto, observou-se que as lajes de concreto não apresentaram trincas, mesmo para um nível de carga próximo ao colapso dos conectores de cisalhamento.

O sistema de ensaios de estruturas MTS garante o controle do carregamento por meio de sistema servo hidráulico (controle de deslocamento) do pistão do atuador hidráulico. O sistema de aquisição de dados é composto por um equipamento *data logger* do fabricante Kyowa com capacidade para 50 canais. Durante a realização dos ensaios experimentais, a frequência de aquisição implementada é de 2 Hz.

A investigação experimental, em todos os casos, foi conduzida em duas etapas: ciclos de carga e descarga, com controle de força aplicada pelo atuador, e ensaio de ruptura com controle de deslocamento do pistão. A etapa de carga e descarga, recomendada pelo *Eurocode 4*, foi realizada num estágio de carregamento entre 5% e 40% da força estimada de colapso dos protótipos e é bastante importante para permitir a acomodação dos distintos elementos da estrutura (em especial, na ligação entre os conectores e a laje de concreto).

Em relação ao ensaio de ruptura dos protótipos, o controle de deslocamento foi estabelecido a partir da velocidade do pistão. A velocidade inicialmente adotada, em todos os casos, foi de 0,005 mm/s por, pelo menos, um intervalo de tempo de 9 minutos.

Em seguida, a velocidade foi sendo gradativamente elevada até um valor máximo de 0,030 mm/s. O aumento na taxa de variação dos deslocamentos demonstrou-se necessária, principalmente em instantes onde a rigidez axial dos experimentos tornou-se gradativamente reduzida.

A duração média desta etapa da investigação experimental totalizou 31 minutos, variando entre 26 e 40 minutos. Segundo recomendações do *Eurocode 4*, o tempo de duração mínimo para o ensaio de ruptura é de 15 minutos.

### 3.6 CONECTOR *THIN-WALLED PERFOBOND* (TWP)

A primeira solução inovadora, idealizada para garantir a interação entre aço e concreto no sistema estrutural treliçado, é o conector *Thin-Walled Perfobond* (TWP), caracterizado pela associação de 2 (dois) elementos de chapas finas dobradas com seção transversal tipo “Z”, cuja espessura de cada componente totaliza 0,95 mm (Figura 3.9). A inovação proposta refere-se ao emprego de parafusos autoatarraxantes, destinados à fixação dos conectores no banzo superior do sistema treliçado, e à reduzida espessura dos componentes.

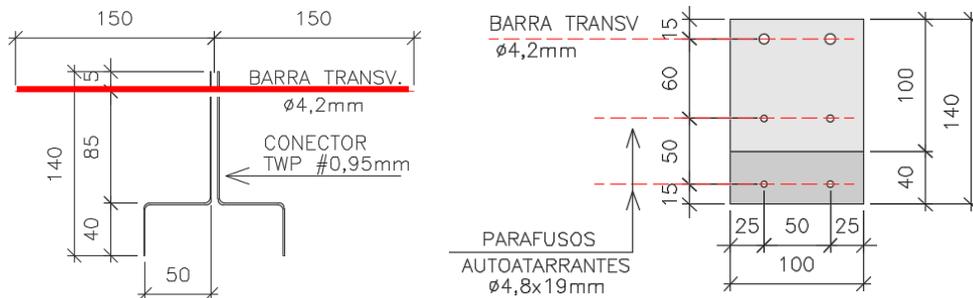


Figura 3.9 – Dimensões dos conectores TWP, adotados para os ensaios de *push-out*: (a) seção transversal e (b) vista longitudinal

A Figura 3.9 retrata as características geométricas dos conectores TWP, adotados para o ensaio de *push-out*, incluindo a seção transversal composta por 2 (dois) elementos tipo Z, a barra transversal de 4,2 mm (comprimento de 300 mm) e a posição dos furos.

Os conectores TWP apresentam três elementos destinados à absorção dos esforços longitudinais de cisalhamento, tais como (i) contato entre a seção transversal do conector e a laje de concreto, (ii) barra transversais de aço com diâmetro de 4,2 mm e (iii) barras “fictícias” de concreto que se formam no entorno dos furos de 8,0 mm. As armaduras são adequadas também para evitar o descolamento transversal entre aço e concreto.

A fixação entre o TWP e o perfil rígido foi realizada após a execução de pré furos (com broca de aço rápido com diâmetro de 4,0 mm) na superfície do perfil rígido. A espessura de parede de 3,0 mm dificultou a ligação entre os elementos sem a furação prévia.

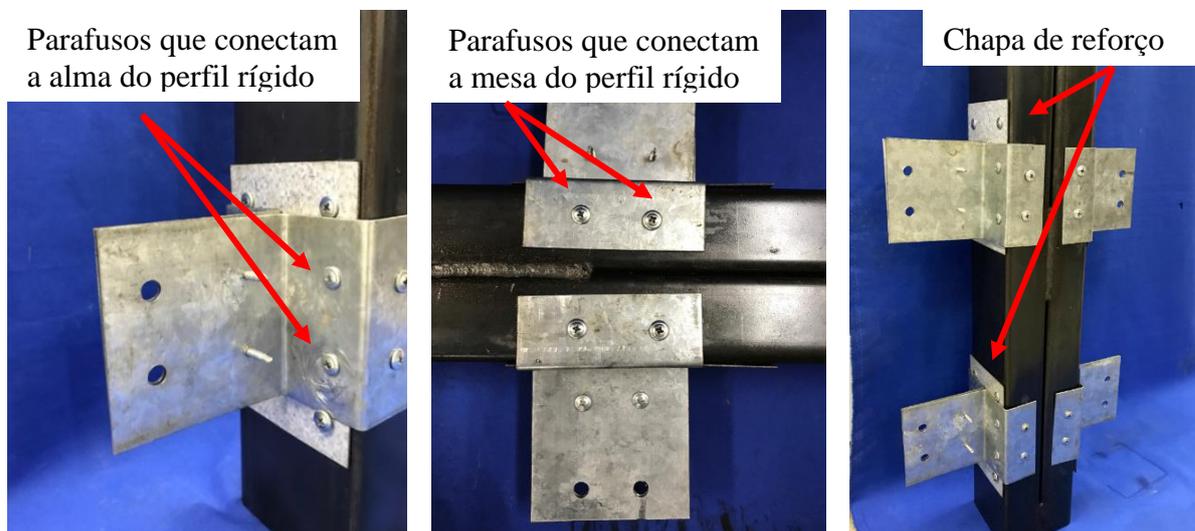


Figura 3.10 – Características do protótipo de *push-out*, correspondente ao conector TWP

Primeiramente, a chapa retangular de reforço (com dimensões 92x200x0,95 mm) foi posicionada sobre o perfil rígido e fixada por meio de quatro parafusos. Em seguida, o componente duplo “Z” foi conectado ao perfil rígido por meio de oito parafusos, sendo que quatro unidades foram dispostas (Figura 3.10).

Foram adotados dois parafusos adicionais para solidarização entre os componentes em formato “Z”, no intuito de garantir uma maior rigidez ao conector. Desta forma, foi consumida uma quantidade total de 14 (quatorze) parafusos de ligação.

### 3.6.1 FORMULAÇÕES ANALÍTICAS PARA CONECTORES TWP

A previsão de capacidade portante dos conectores TWP foi realizada a partir da (a) expressão analítica sugerida por Oguejiofor & Hosain (1997) e (b) das formulações para avaliação do esforço resistente associado a ligações com parafusos autoatarraxantes, recomendadas pela ABNT NBR 14762:2010.

A expressão analítica, adotada para previsão da carga de colapso de conectores Perfobond, será utilizada como um parâmetro para avaliação da capacidade portante do TWP. A Eq. 3.1, descrita a seguir, indica que força resistente é dada em função das características geométricas do conector e das propriedades associadas ao concreto utilizado.

$$Q_{RK} = 4,5 \cdot h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f_c + 0,91 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 3,31 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Eq. 3.1}$$

onde,

$h_{sc}$  e  $t_{sc}$  referem-se à altura e espessura do conector de cisalhamento, em mm;

$A_{tr}$  é a área total de seção das armaduras transversais, em mm<sup>2</sup>;

$f_c$  refere-se à resistência à compressão do concreto, em MPa;

$n$  e  $d$  referem-se à quantidade e o diâmetro dos furos realizados na superfície do conector, em mm;

$$Q_{RK} = \underbrace{4,5 \cdot 100 \cdot 1,9 \cdot 18,9}_{49\%} + \underbrace{0,91 \cdot 27,7 \cdot 600}_{46\%} + \underbrace{3,31 \cdot 2 \cdot 8,0^2 \cdot \sqrt{18,9}}_{5\%} = 33.125N$$

A partir da referida expressão analítica e das características geométricas e dos materiais, é possível estimar que a carga última associada aos conectores TWP totaliza 33,1 kN. Considerou-se que a resistência a compressão média do concreto é de 18,9 MPa e que a tensão limite de escoamento da barra transversal é de 600 MPa.

Em termos geométricos, foi admitida presença de duas armaduras transversais de 4,2 mm, cuja área total é de 27,7 mm<sup>2</sup>, e que o diâmetro dos furos equivale a 8,0 mm. A espessura do conector TWP foi considerada como 1,90 mm, correspondente ao somatório das espessuras de cada componente em formato “Z”.

Em relação à avaliação através das formulações analíticas sugeridas pela ABNT NBR 14762:2010, admitiu-se a possibilidade do mecanismo de colapso associado ao esgotamento da capacidade resistente do metal-base, em situações onde os parafusos estão sujeitos a esforços cortantes.

Na Tabela 3.2, são apresentadas expressões para a determinação da capacidade resistente associada aos parafusos que conectam a alma do perfil rígido (parafuso superior, detalhado na Figura 3.11). Os valores  $t_1$  e  $t_2$  foram determinados através da soma das espessuras do conector e da chapa de reforço e da espessura do perfil rígido, respectivamente. A força resistente característica totaliza 11,1 kN.

Adotando as mesmas expressões para a determinação da capacidade resistente dos parafusos laterais (Figura 3.11), a força característica máxima totaliza 5,6 kN (espessura  $t_1$  igual a 0,95 mm)

Diante do exposto, a força estimada de colapso, considerando a resistência do metal-base, é de 66,5 kN. O valor corresponde a uma quantidade total de quatro parafusos superiores e quatro parafusos laterais.

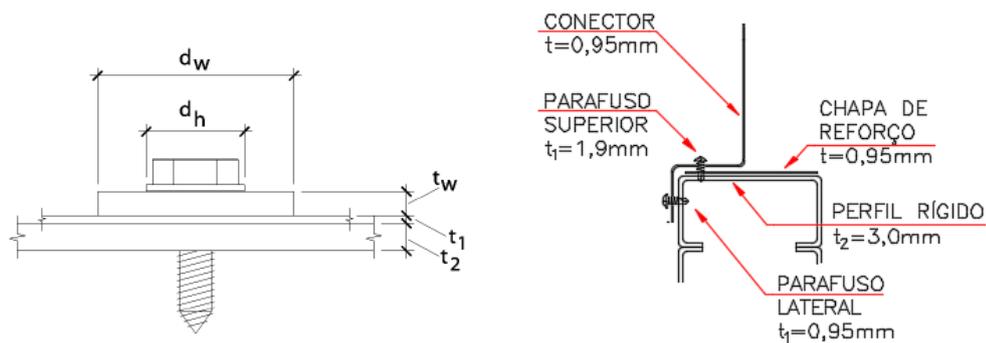


Figura 3.11 – Características geométricas para verificação da ligação entre o conector e o perfil rígido

Tabela 3.2 – Verificação da ligação entre o conector TWP e o perfil rígido (Parafuso superior)

	$t_1$ [mm]	$t_2$ [mm]	$f_u$ [MPa]	$d$ [mm]	Expressão de capacidade resistente	Resultado [kN]	Força Resist [kN]
1	1,90	3,00	450,0	4,80	$F_{c,Rd1} = 4,2 \cdot (t_2^3 \cdot d)^{0,5} \cdot f_{u2} / \gamma$	21,5	11,1
2					$F_{c,Rd2} = 2,7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} / \gamma$	11,1	
3					$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} / \gamma$	17,5	
4	1,90	3,00	450,0	4,80	$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} / \gamma$	11,1	11,1
5					$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} / \gamma$	17,5	

### 3.6.2 ENSAIO DE *PUSH-OUT* CORRESPONDENTE AO CONECTOR TWP

A avaliação da capacidade resistente e ductilidade dos conectores TWP é realizada, no presente trabalho, a partir dos resultados experimentais de 4 (quatro) ensaios de *push-out*. Na Tabela 3.3, são apresentados os dados experimentais, obtidos através dos ensaios realizados, para avaliação do comportamento estrutural dos conectores.

Primeiramente, são identificados a força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), associada a cada um dos protótipos, e os deslocamentos relativos longitudinais ( $\delta_{l,m\acute{a}x}$ ) e transversais ( $\delta_{t,m\acute{a}x}$ ) correspondentes. Além disto, a referida tabela indica a força resistente característica, dada pelo menor valor da força máxima (dentre os quatro protótipos avaliados), reduzida em 10%, de acordo com as recomendações do *Eurocode 4*.

Outro importante aspecto apresentado refere-se aos parâmetros para avaliação da capacidade de deformação (ductilidade) dos conectores. Segundo o critério estabelecido pelo *Eurocode 4*, devem ser determinados, a partir dos resultados experimentais, os deslocamentos

longitudinais ( $\delta_u$ ) correspondentes ao estágio de carregamento de 90% da força máxima ( $F_{90+}$ ), após o colapso dos protótipos (trecho descendente das curvas força/deslocamento).

Tabela 3.3 – Dados para avaliação do comportamento estrutural dos conectores TWP

Protótipo	P <sub>máx</sub> [kN]	$\delta_{l,máx}$ [mm]	$\delta_{t,máx}$ [mm]	PRk [kN]	Avaliação da ductilidade - após a ruptura			Relação entre deslocamentos long e transv - antes da ruptura			
					F90+ [kN]	$\delta_u$ [mm]	$\delta_{uk}$ [mm]	F80- [kN]	$\delta_{l,80-}$ [mm]	$\delta_{t,80-}$ [mm]	$\lambda$ -
TWP-1	193,9	14,7	2,6	160,2	174,5	19,2	16,0	155,1	3,6	0,6	16%
TWP-2	178,1	12,3	3,2		160,2	17,8		142,4	3,7	0,9	25%
TWP-3	209,0	17,3	2,9		188,1	22,9		167,2	3,9	1,1	29%
TWP-4	234,4	15,0	3,3		211,0	18,4		187,5	3,8	1,5	39%
Média	203,8	14,8	3,0	-	183,4	19,6	-	163,1	3,8	1,0	-
Desv Padrão	24,0	2,0	0,3	-	21,6	2,3	-	19,2	0,1	0,4	-
Coef. Var (%)	11,8%	13,8%	11,0%	-	11,8%	11,6%	-	11,8%	3,6%	36,5%	-

A partir dos deslocamentos longitudinais ( $\delta_u$ ), denominados de *slip capacity*, é possível determinar o deslocamento longitudinal característico ( $\delta_{uk}$ ), dado por 90% do menor valor de  $\delta_u$ , dentre os protótipos avaliados (*Eurocode 4*). O valor do deslocamento característico, para que os conectores possam ser considerados dúcteis, é o mínimo de 6,0 mm.

Por fim, a Tabela 3.3 apresenta também a relação ( $\lambda$ ) entre os deslocamentos longitudinais ( $\delta_{l,80-}$ ) e transversais ( $\delta_{t,80-}$ ), correspondentes ao estágio de carregamento de 80% da força máxima, antes da ocorrência do colapso dos protótipos. Segundo recomendações do *Eurocode 4*, a referida relação deve ser menor ou igual a 50%.

Os resultados experimentais demonstram que o valor médio de força máxima, associada aos protótipos TWP, é de 203,8 kN (51,0 kN por conector). Em relação ao deslocamento longitudinal característico ( $\delta_{uk}$ ), o valor representativo é de 16,0 mm, demonstrando que os conectores apresentam adequada capacidade de deformação (ductilidade).

As figuras Figura 3.12, Figura 3.13, Figura 3.14 e Figura 3.15 retratam as curvas força vs deslocamentos relativos (nas direções longitudinal e transversal) para os protótipos avaliados. Em todos os casos avaliados, os resultados obtidos demonstram que os deslocamentos relativos estão bem correlacionados.

É importante ressaltar que não foi possível determinar o instante exato de esgotamento da capacidade resistente dos conectores. Acredita-se que a ligação entre aço e concreto tenha ocorrido no instante em que as curvas “força vs deslocamentos (relativos) V1/V2” apresentam

perda significativa de rigidez. O mecanismo de colapso observado para os protótipos está associado à ruptura da seção líquida do aço no entorno dos parafusos (Figura 3.16).

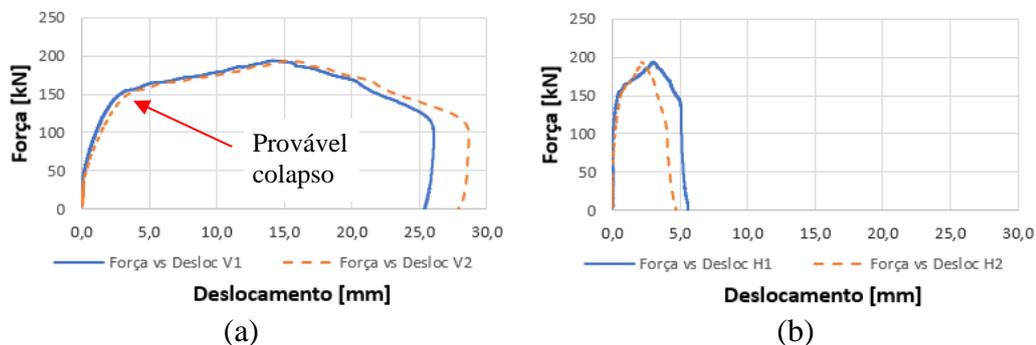


Figura 3.12 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWP-1: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

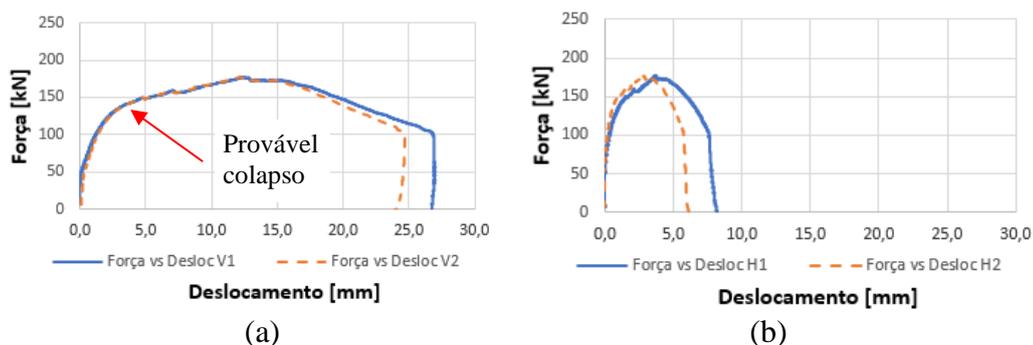


Figura 3.13 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWP-2: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

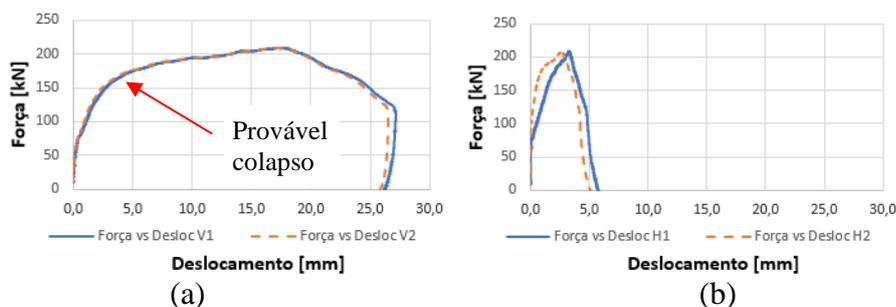


Figura 3.14 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWP-3: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

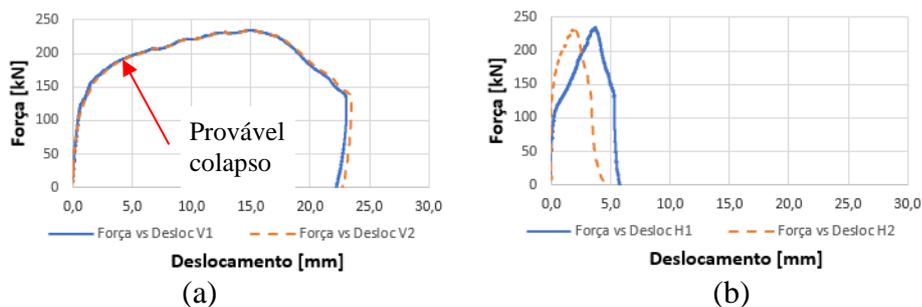


Figura 3.15 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWP-4: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

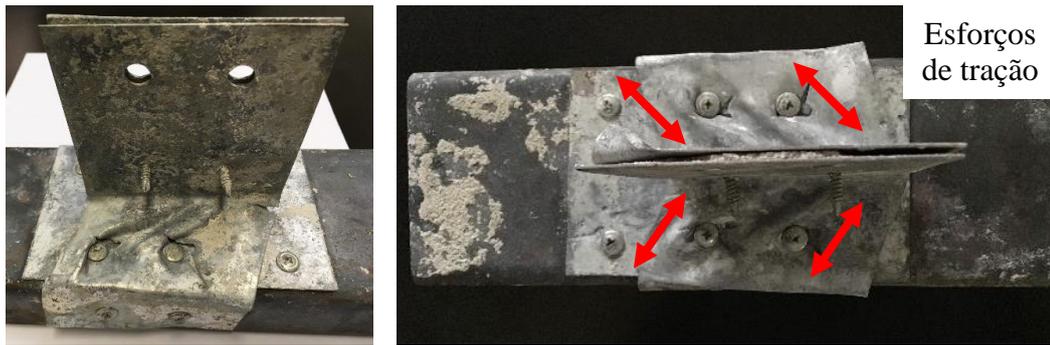


Figura 3.16 – Mecanismo de colapso associado aos conectores TWP nos ensaios de *push-out*

### 3.7 CONECTOR *THIN-WALLED CHANNEL* (TWC)

Os conectores TWC (Figura 3.17) foram idealizados de forma que a ligação entre o referido componente e o banzo superior das treliças de aço fosse realizada através de parafusos autoatarraxantes  $\varnothing 4,8 \times 19$  mm (ponta broca). A solução estrutural consiste no emprego de 3 (três) componentes: (a) perfil U89x40x12x0,95 mm com 60 mm de largura, (b) cantoneira de abas iguais L40x40x0,95 mm com 40 mm de largura e (c) chapa retangular de reforço com dimensões de 92x200 mm (espessura de 0,95 mm).

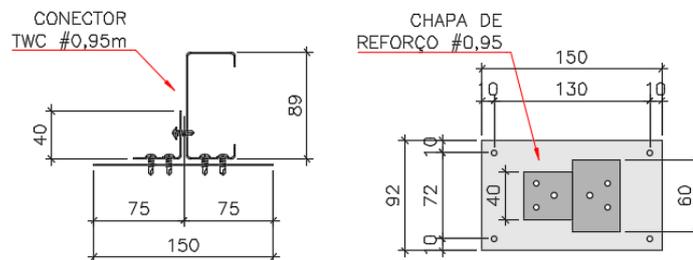


Figura 3.17 – Características geométricas associadas ao conector TWC



Figura 3.18 – Detalhe de ligação entre o conector TWC e o perfil rígido, adotado para o ensaio de *push-out*

Na Figura 3.18, é possível avaliar a ligação entre os conectores TWC e o perfil rígido (formado pelo duplo Ue 100x50x17x,3,00 mm), adotada nos protótipos correspondentes ao ensaio de *push-out*.

No intuito de avaliação do comportamento dos conectores TWC, em termos de capacidade resistente e ductilidade, foram realizados 4 (quatro) ensaios experimentais de *push-out*, em conformidade com as recomendações do *Eurocode 4*.

### 3.7.1 FORMULAÇÕES ANALÍTICAS PARA CONECTORES TWC

A estimativa de capacidade resistente dos conectores TWC será realizada a partir da (a) expressão analítica para determinação da força de cisalhamento da ligação com parafusos autoatarraxantes, (b) força resistente ao rasgamento entre o furo e a borda e (c) através da formulação recomendada pela ABNT NBR 8800:2008 (item O.4), destinadas a avaliação da capacidade resistente de conectores tipo U (laminados ou formados a frio, com espessura maior ou igual a 3 milímetros).

Em relação ao comportamento da ligação através de parafusos autoatarraxantes, a Figura 3.19 retrata as características geométricas para verificação da capacidade resistente. É possível admitir que a espessura  $t_1$ , em contato com a cabeça do parafuso, é de 1,90 mm (equivalente à soma das espessuras do conector TWC e da chapa de reforço de 0,95 mm). A espessura  $t_2$ , por sua vez, foi admitida como 3,00 mm, correspondente ao perfil rígido (Tabela 3.4).

A força resistente característica, associada a apenas um parafuso, é de 12,0 kN. Considerando três parafusos efetivos, a capacidade resistente (estimada) característica da ligação totaliza 35,9 kN.

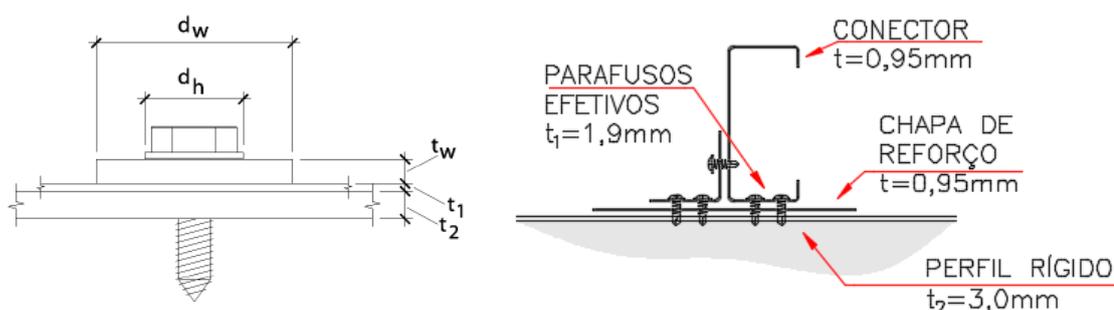


Figura 3.19 – Características geométricas para verificação da ligação entre o conector TWC e o perfil rígido

Tabela 3.4 – Verificação da ligação entre a mesa do conector TWC e o perfil rígido

	$t_1$ [mm]	$t_2$ [mm]	$f_u$ [MPa]	$d$ [mm]	Expressão de capacidade resistente	Resultado [kN]	Força Resist [kN]
1	1,90	3,00	485,0	4,80	$F_{c,Rd1} = 4,2 \cdot (t_2^3 \cdot d)^{0,5} \cdot f_{u2} / \gamma$	16,8	12,0
2					$F_{c,Rd2} = 2,7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} / \gamma$	12,0	
3					$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} / \gamma$	13,7	
4	1,90	3,00	485,0	4,80	$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} / \gamma$	12,0	12,0
5					$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} / \gamma$	13,7	

Outro mecanismo de colapso avaliado refere-se ao rasgamento entre o furo e a borda dos conectores TWC. Observando os detalhes apresentados na Figura 3.20, é possível definir uma distância média de 20 mm entre cada parafuso efetivo e a borda do conector TWC, na direção de atuação da força de cisalhamento.

Nesse sentido, baseada na Eq.3.2 (ABNT NBR 14762:2013), a força resistente estimada ao rasgamento entre o furo e a borda é de 9,2 kN. Portanto, considerando que a ligação é composta por 3 parafusos efetivos, a estimativa de capacidade resistente é 27,6 kN.

$$F_{c,Rk} = t \cdot e \cdot f_u \quad \text{Eq.3.2}$$

$$F_{c,Rk} = 0,095 \cdot 2,0 \cdot 48,5 = 9,2 \text{ kN}$$

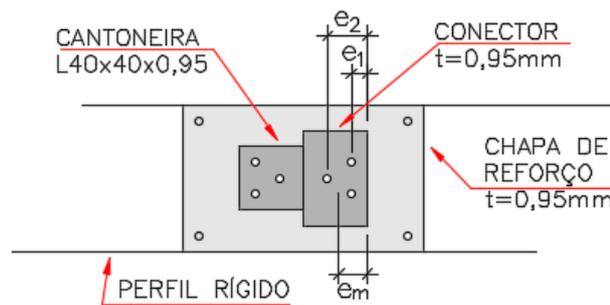


Figura 3.20 – Representação das distâncias entre os furos e a borda do conector TWC

Em relação à estimativa de força resistente através da formulação recomendada pela ABNT NBR 8800:2008, a capacidade portante de cada conector TWC totaliza 24,0 kN (valor característico estabelecido a partir da Eq. 3.3).

Considerou-se que a resistência à compressão média do concreto, obtida através de ensaios de qualificação do material, totaliza 18,9 MPa. Além disto, a espessura  $t_{wcs}$  foi admitida com o valor de 1,9 mm, correspondente à soma das espessuras da alma do conector e da aba

vertical da cantoneira de reforço. Quanto ao módulo de elasticidade, foi adotado o módulo secante de 26.090 MPa, em consonância com as recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

$$Q_{RK} = 0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \quad \text{Eq. 3.3}$$

$$Q_{RK} = 0,3 \cdot (0,095 + 0,5 \cdot 0,19) \cdot 6,0 \cdot \sqrt{1,89 \cdot 2.609} = 24,0 \text{ kN}$$

### 3.7.2 ENSAIO DE *PUSH-OUT* CORRESPONDENTE AO CONECTOR TWC

A Tabela 3.5 apresenta os resultados experimentais para avaliação do comportamento estrutural dos conectores TWC. O valor médio da força máxima de colapso dos protótipos em questão totaliza 100,9 kN (25,3 kN por conector) e os resultados demonstraram variações significativas (COV igual a 16,6%).

O deslocamento longitudinal característico, dado por 6,05 mm, demonstra que os referidos conectores atendem ao critério estabelecido pelo *Eurocode 4* para avaliação da capacidade de deformação (ductilidade) do elemento que promove a solidarização entre aço e concreto. Outro aspecto indicado na Tabela 3.5 que atende às recomendações da norma europeia refere-se ao parâmetro  $\lambda$ , inferior a 50% para todos os protótipos avaliados.

Tabela 3.5 – Dados para avaliação do comportamento estrutural dos conectores TWC

Protótipo	F <sub>máx</sub> [kN]	δl,máx [mm]	δt,máx [mm]	PRk [kN]	Avaliação da ductilidade - após a ruptura			Relação entre deslocamentos long e transv - antes da ruptura			
					F90+ [kN]	δu [mm]	δuk [mm]	F80- [kN]	δl,80- [mm]	δt,80- [mm]	λ -
TWC-1	87,7	5,6	1,9	77,5	78,93	7,20	6,05	70,2	2,3	1,1	48%
TWC-2	86,1	6,5	1,7		77,49	13,37		68,9	2,2	0,7	30%
TWC-3	119,4	9,2	1,6		107,46	12,40		95,5	2,6	0,7	26%
TWC-4	110,2	4,7	1,4		99,18	6,73		88,2	2,1	0,8	37%
Média	100,9	6,5	1,6	-	90,8	9,9	-	80,7	2,3	0,8	-
Desv Padrão	16,6	2,0	0,2	-	14,9	3,4	-	13,2	0,2	0,2	-
Coef. Var (%)	16,4%	29,9%	11,3%	-	16,4%	34,7%	-	16,4%	10,3%	25,5%	-

As figuras Figura 3.21, Figura 3.22, Figura 3.23 e Figura 3.24 ilustram as relações força vs deslocamento correspondentes aos protótipos TWC. O mecanismo de colapso (figuras Figura 3.25 e Figura 3.26), associados a todos os protótipos investigados, está relacionado ao rasgamento entre o furo e a borda.

É importante ressaltar que a distância entre os parafusos e a borda dos conectores TWC apresentou variações significativas, decorrentes de dificuldades construtivas durante a etapa de fabricação dos protótipos. Acredita-se que a imprecisão no posicionamento dos parafusos tenha sido responsável pela variação significativa associadas à força máxima ( $P_{máx}$ ).

Após a demolição parcial dos protótipos, observou-se que os três parafusos que promovem a ligação entre a cantoneira e o perfil rígido não atuaram efetivamente (permaneceram íntegros após o colapso do experimento). Acredita-se, portanto, que apenas os três parafusos que conectam o conector TWC ao perfil rígido contribuem efetivamente para a transmissão dos esforços entre o aço e o concreto.

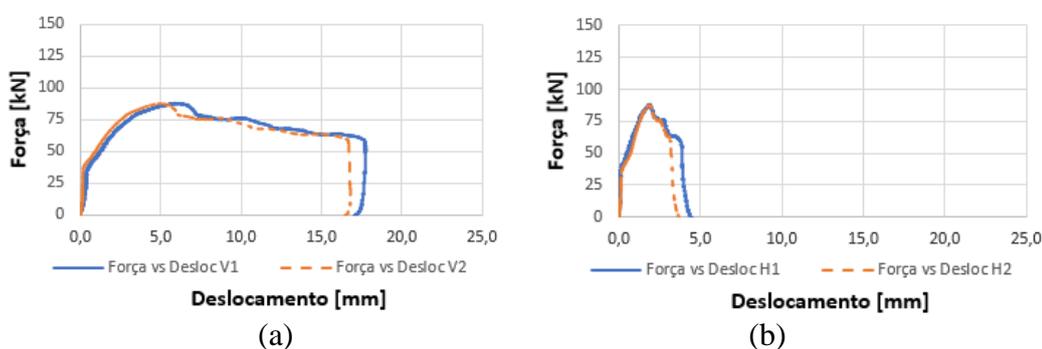


Figura 3.21 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWC-1: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

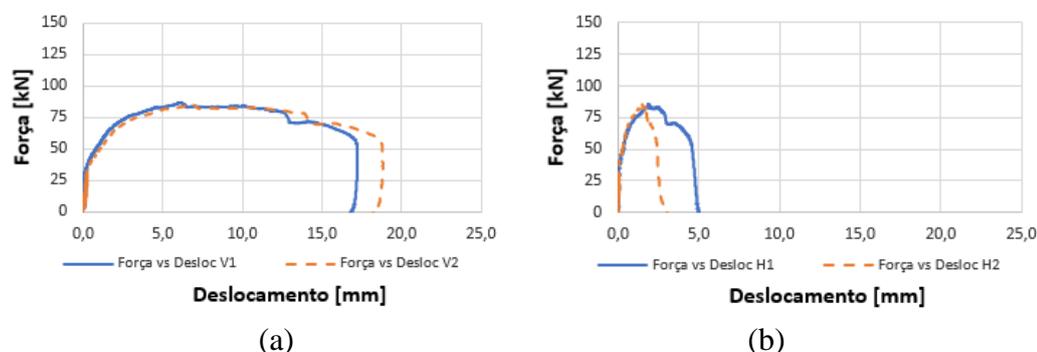


Figura 3.22 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWC-2: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

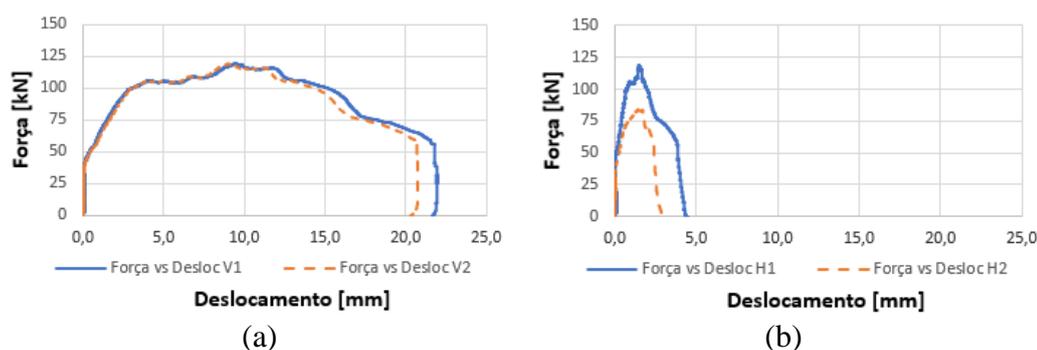


Figura 3.23 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWC-3: (a) V1/V2 e (b) H1/H2

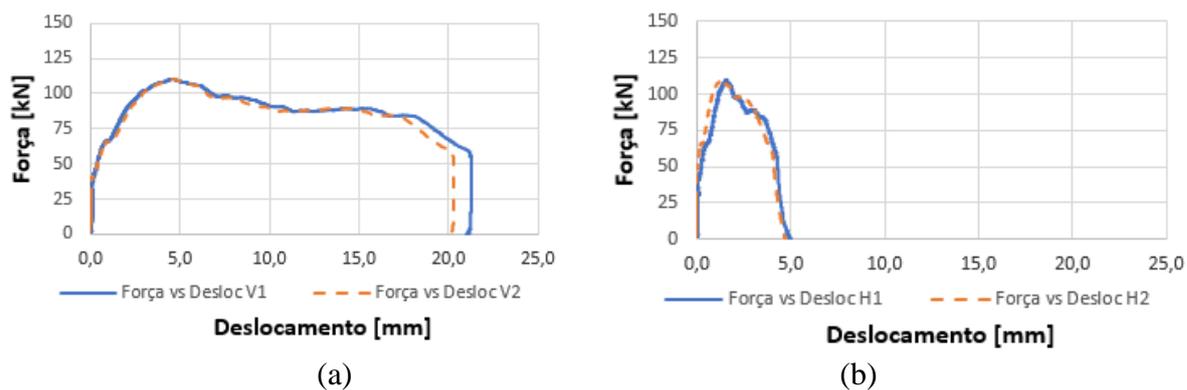


Figura 3.24 – Relação entre força e deslocamento, correspondente ao protótipo TWC-4: (a) V1/V2 e (b) H1/H2



Figura 3.25 – Mecanismo de colapso associado aos conectores TWC nos ensaios de *push-out*



Figura 3.26 – Configuração deformada da cantoneira após a demolição do protótipo

### 3.8 CONECTOR *THIN-WALLED VERTICAL POST* (TWVP)

O conector montante, denominado conector TWVP (*Thin-Walled Vertical Post*), é uma solução inovadora como alternativa para interação entre treliças de aço e lajes de concreto. O referido componente estrutural é constituído pelo montante do sistema treliçado, que permanece

parcialmente imerso à laje para possibilitar a transmissão dos esforços de cisalhamento atuantes.

Durante a etapa de fabricação dos componentes da treliça de aço do sistema estrutural em escala real, o banzo superior é produzido com “recortes” na alma e nos enrijecedores do perfil U89x40x12x0,95 mm. Desta forma, durante a etapa de montagem da estrutura, o montante “atravessa” o banzo recortado e é posicionado de forma que permaneça dentro da laje, após a realização da concretagem.

O conector em questão, conforme indicado na Figura 3.27, é composto por 3 (três) componentes: (a) montante da treliça, constituído pelo perfil U89x40x12x0,95 mm, (b) cantoneira de reforço L40x40x0,95 mm com largura de 89 mm e (c) barra transversal de 4,2 mm.

A armadura de aço (CA60), conforme mencionado na apresentação do conector TWP, tem a finalidade de atuar como mecanismo resistente às forças atuantes na direção longitudinal e transversal (efeito de *up-lifting*). Além disto, através de estudos realizados por diversos pesquisadores, a presença da barra melhora a ductilidade do conector.

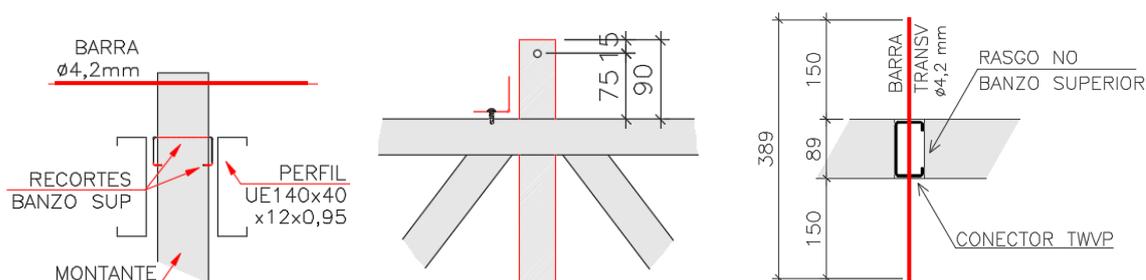


Figura 3.27 – Representação do conector TWVP: (a) vista lateral e (b) vista superior

A cantoneira de reforço, por sua vez, é indicada para elevar a capacidade resistente do conector TWVP, através do aumento da espessura da alma do perfil que compõe o montante da treliça.

A Figura 3.28 apresenta a cantoneira de reforço e a presença da armadura transversal, durante à etapa de montagem das fôrmas para concretagem do protótipo em escala real. Nota-se que a cantoneira é solidarizada ao banzo superior através de 3 (três) parafusos autoatarraxantes.

Esclarecidos os detalhes relacionados ao conector TWVP, é importante ressaltar que o elemento não chegou a ser avaliado através dos ensaios de *push-out*. Embora os protótipos correspondentes ao conector tenham sido parcialmente fabricados, foram identificadas “deficiências” no projeto inicial e a investigação experimental não foi realizada.



Figura 3.28 – Detalhes relacionados ao recorte no banzo superior e à presença de armadura transversal “atravessando” o conector TWVP

Baseados em ensaios preliminares de *push-out* para avaliação do comportamento de conectores TWP, apresentados por Leal & Batista (2017), notou-se que o elemento de transmissão da força aplicada pelo atuador entraria em colapso antes da ruptura da ligação entre aço e concreto. Nos experimentos realizados, havia uma treliça central, composta por perfis U89x40x12x1,25 mm, destinada à distribuição do carregamento para os conectores.

Na Figura 3.29, é possível observar os detalhes do protótipo de *push-out*, destinados aos conectores TWVP, durante a etapa de montagem. Embora reforços laterais tenham sido adotados no projeto inicial para avaliação do comportamento da ligação, o colapso do experimento ocorreria na treliça (flambagem local dos banzos) e, portanto, seria inviável avaliar o desempenho do TWVP.



Figura 3.29 – Protótipos destinados ao ensaio (não realizado) de *push-out* dos conectores TWVP

### 3.8.1 FORMULAÇÕES ANALÍTICAS PARA CONECTORES TWVP

Embora o conector TWVP não tenha sido avaliado através de ensaios de *push-out*, a escolha da solução estrutural para composição dos sistemas treliçadas em escala real foi definida a partir de estimativas de capacidade resistente, obtidas através de formulações analíticas.

Durante a concepção dos conectores TWVP, foi idealizado que o referido elemento estrutural apresenta mecanismos resistentes semelhantes, em termos geométricos, àqueles correspondentes ao TWP e ao TWC. A interface de contato entre o TWVP e a laje de concreto, por exemplo, é parecida com àquela observada para o conector TWC, dada por uma geometria retangular plana.

Quanto ao mecanismo atuante no sentido de evitar o descolamento transversal entre o aço e o concreto, associado ao TWVP, há uma similaridade maior com o conector TWP, uma vez a barra de aço transversal de 4,2 mm, envolvida com “cavilha” de concreto, é designada para esta função.

Diante do exposto, é possível realizar a estimativa de capacidade resistente através da avaliação de 2 (dois) mecanismos de colapso: (a) ruptura na interface entre aço e concreto por forças atuantes na direção longitudinal e (b) ruptura associada à ligação composta por parafusos autoatarraxantes.

Em função das semelhanças geométricas apresentadas entre o TWVP e os demais conectores, a expressão analítica idealizada para estimativa de carga última é baseada nas Eq.3.2 e Eq. 3.3.

$$Q_{Rk} = 0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} + 0,91 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 3,31 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Eq. 3.4}$$

$$Q_{Rk} = 0,3 \cdot (0,5 \cdot 1,9) \cdot 85 \cdot \sqrt{18,9 \cdot 26.030} + 0,91 \cdot 27,7 \cdot 600 + 3,31 \cdot 2 \cdot 8,0^2 \cdot \sqrt{18,9} = 33.957 \text{ N}$$

Observa-se que, na Eq. 3.4, o primeiro termo representa a capacidade resistente nominal sugerida para o conector TWC, ao passo que os demais correspondem à expressão analítica recomendada para o TWP. A espessura adotada para a alma ( $t_{wcs}$ ) totaliza 1,90 mm, dada pelo somatório das contribuições fornecidas pela aba vertical da cantoneira e alma do montante. A espessura da mesa ( $t_{fcs}$ ), por sua vez, foi admitida com o valor nulo.

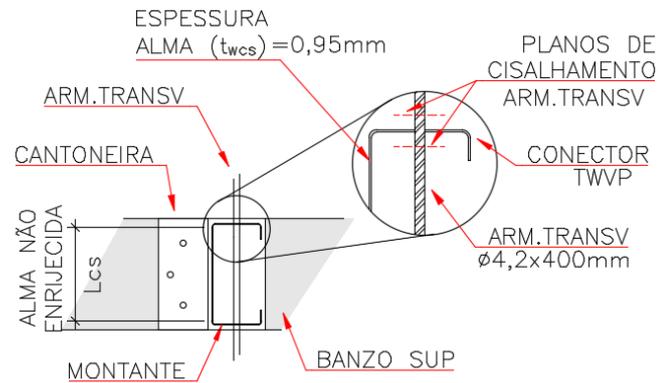


Figura 3.30 – Características geométricas para estimativa da capacidade resistente dos conectores TWVP

Quanto à largura do conector TWVP, representada na Eq. 3.4 por  $L_{cs}$ , foi adotado o valor de 85 mm, correspondente à largura não enrijecida da alma (Figura 3.30). Em relação aos parâmetros associados à armadura de aço transversal e à “cavilha” de concreto, admitiu-se uma área de aço de  $27,7 \text{ mm}^2$  (dois planos de cisalhamento no entorno de cada um dos dois furos, retratados na Figura 3.30), tensão limite de escoamento de 600 MPa e diâmetro de 8,0 mm para os furos, dispostos em ambas as mesas do conector TWVP. A força resistente estimada para o conector TWVP totaliza 34,0 kN, aproximadamente.

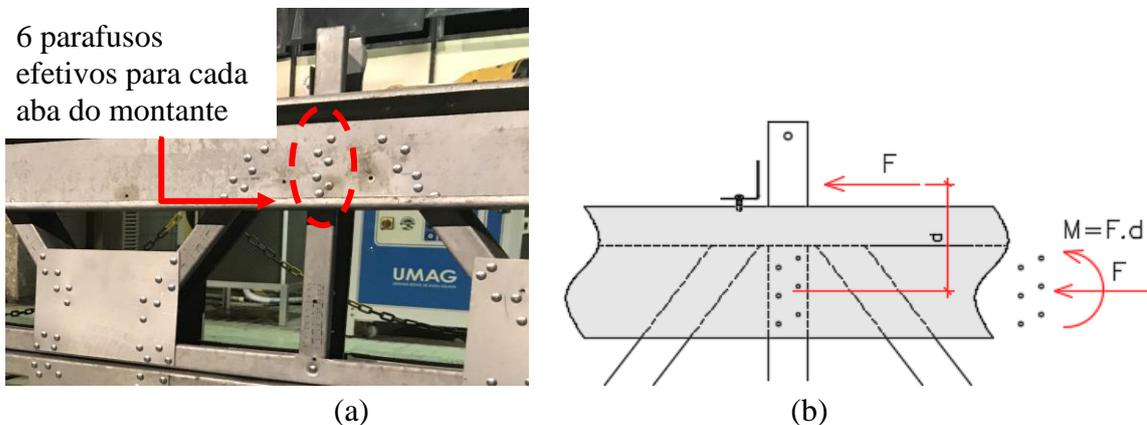


Figura 3.31 – Definição dos parafusos efetivos, correspondente ao conector TWVP

Em relação ao mecanismo de colapso associado à ligação parafusada, será admitido, para efeito de cálculo, que a quantidade de parafusos que atuam efetivamente na transmissão de esforços equivale a 12 (6 unidades em cada uma das mesas do montante).

Na Figura 3.31, é possível observar uma ligação típica entre o montante da treliça e os perfis de reforço lateral. Além disto, nota-se a distribuição aproximada de esforços atuantes nos

parafusos, considerando a excentricidade entre a força de cisalhamento (entre aço e concreto) e o centro geométrico da ligação.

Na Tabela 3.6, são apresentadas as expressões analíticas, recomendadas pela norma brasileira ABNT NBR 14762:2010, para definição da capacidade portante dos parafusos autoatarraxantes, referente à resistência do metal-base.

É possível observar que o menor valor de força resistente, associado a cada parafuso, é de 3,9 kN. Portanto, a ligação em questão, composta por 12 parafusos, possui capacidade resistente nominal de 46,0 kN.

Tabela 3.6 – Verificação da ligação entre o conector TWVP e os perfis laterais de reforço (perfis 2xUe 140x40x12x0,95 mm)

	$t_1$ [mm]	$t_2$ [mm]	$f_u$ [MPa]	$d$ [mm]	Expressão de capacidade resistente	Resultado [kN]	Força Resist [kN]
1	0,95	0,95	450,0	4,80	$F_{c,Rd1} = 4,2 \cdot (t_2^3 \cdot d)^{0,5} \cdot f_{u2} / \gamma$	3,9	3,9
2					$F_{c,Rd2} = 2,7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} / \gamma$	5,6	
3					$F_{c,Rd3} = 2,7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} / \gamma$	5,6	

### 3.9 AVALIAÇÃO FINAL DO COMPORTAMENTO DOS CONECTORES TWP

Os resultados experimentais de *push-out* demonstraram que os conectores de cisalhamento TWP e TWC apresentam ótimo desempenho e capacidade resistente mais elevada em relação às estimativas realizadas através de procedimentos analíticos sugeridos na literatura técnica. Além disto, os referidos elementos apresentaram adequada capacidade de deformação (ductilidade) e, portanto, podem ser considerados adequados para o emprego em vigas mistas de aço e concreto.

Os parâmetros associados aos conectores TWP, apresentados na Tabela 3.3, revelam uma capacidade resistente média consideravelmente maior (cerca de 54%) que a estimativa inicial dada pela Eq. 3.1, cuja força prevista por conector totaliza 33,2 kN. O mecanismo de colapso, associado à falha na interface entre o conector TWP e a laje de concreto, não foi observado durante os ensaios.

Baseado nos resultados obtidos e na configuração deformada dos conectores, algumas hipóteses podem ser admitidas para justificar as diferenças obtidas, tais como: (a) maior área de contato entre o TWP e a laje, (b) presença dos parafusos autoatarraxantes transversais e (c)

existência de uma “espessura fictícia” entre os dois segmentos, em formato Z, que compõem o referido conector de cisalhamento.

A maior área de contato entre aço e concreto é observada pela presença da chapa de reforço e de dois segmentos horizontais associados à seção tipo Z. Nota-se que, durante a previsão de carregamento através da Eq. 3.1, a área de contato entre o conector e a laje é estabelecida a partir do produto “ $h_{sc} \cdot t_{sc}$ ”. Caso o termo levasse em consideração a contribuição exercida pelos componentes adicionais, ora mencionados, a capacidade resistente da ligação seria elevada em 15,5 kN.

$$Q_{Rk} = 4,5 \cdot (h_{sc} + b_{sc} + b_p) \cdot t_{sc} \cdot f_c + 0,91 \cdot (A_{tr} \cdot f_y + A_b \cdot f_{yb}) + 3,31 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Eq. 3.5}$$

onde,

$b_{sc}$  e  $b_p$  referem-se à largura do conector TWP e à largura da chapa de reforço, em mm;

$A_b$  e  $f_{yb}$  referem-se à área de seção transversal (em  $\text{mm}^2$ ) e tensão limite de escoamento do aço (em  $\text{N/mm}^2$ ), referentes ao parafuso autoatarraxante;

$$Q_{Rk} = 4,5 \cdot (100 + 89 + 89) \cdot 0,95 \cdot 18,9 + 0,91 \cdot (27,7 \cdot 600 + 36,2 \cdot 485) + 3,31 \cdot 2 \cdot 8,0^2 \cdot \sqrt{18,9}$$

$$Q_{Rk} = 22.462 (47\%) + 23.112 (49\%) + 1.842 (4\%) = 47.416 \text{ N}$$

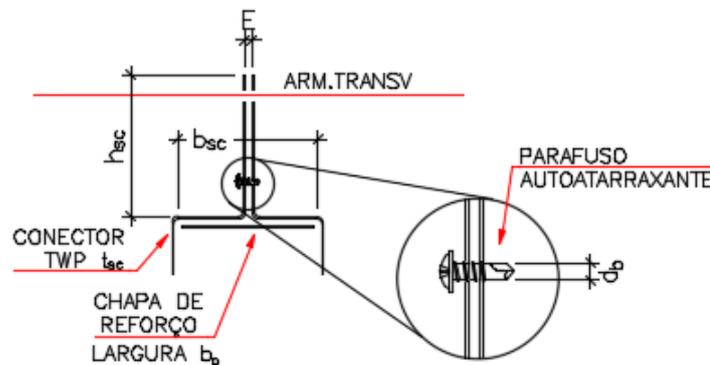


Figura 3.32 – Características geométricas para estimativa da capacidade resistente dos conectores TWP

A Eq. 3.5, descrita anteriormente, representa uma modificação da Eq. 3.1, através da inclusão dos termos correspondentes à largura do conector TWP e da chapa de reforço. Na equação em questão, foi admitido que todos os possuem a mesma espessura de parede.

Além disto, é possível levar em consideração a contribuição dos parafusos autoatarraxantes, destinados à solidarização entre os dois segmentos em formato Z, que

compõem os conectores TWP. Considerando dois parafusos com diâmetro de 4,8 mm e a tensão limite de escoamento nominal do aço de 600 MPa, a força resistente adicional totaliza 19,8 kN.

O terceiro fator, observado nos protótipos TWP, que pode ter influenciado na elevação da capacidade resistente refere-se à presença de um afastamento entre os segmentos verticais dos conectores (distância “E”, indicada na Figura 3.32). A Figura 3.33 ilustra a configuração deformada dos conectores após a demolição das lajes. Observa-se que os dois perfis em formato Z, que compõem os conectores, não apresentam um contato pleno e que existe uma certa quantidade de concreto que preenche o espaço vazio.

Acredita-se que o referido afastamento e o preenchimento das “frestas” com concreto contribuam para a criação de uma “espessura fictícia” e, portanto, para a elevação da capacidade portante dos conectores.

Em relação aos deslocamentos transversais, é possível afirmar que os conectores TWP atenderam, em todos os ensaios experimentais realizados, o critério mínimo recomendado pelo *Eurocode 4*. Na Tabela 3.3, é apresentada a relação entre os deslocamentos transversais e longitudinais para o estágio de carregamento de 80% da força de ruptura. Nota-se que, para todos os protótipos avaliados, a razão entre os deslocamentos é inferior a 50% (valor de referência estabelecido pelo *Eurocode 4*), indicando que os conectores TWP apresentam comportamento adequado neste sentido.

Esclarecidos os aspectos relacionados à diferença entre os resultados experimentais e as previsões analíticas e à conformidade do TWP quanto aos deslocamentos transversais, é importante destacar que algumas características dos conectores para fins de projeto de sistemas estruturais em escala real, tais como: (a) capacidade resistente característica e (b) ductilidade.



Figura 3.33 – Configuração deformada dos conectores TWP após o colapso do protótipo de *push-out*

A capacidade resistente característica do TWP, em consonância com as recomendações do *Eurocode 4*, pode ser admitida como 45,9 kN por conector. O valor foi determinado a partir de 90% da força de ruptura média de 203,8 kN, apresentada na Tabela 3.3, e considerando uma quantidade de 4 (quatro) conectores no ensaio de *push-out*.

O valor médio da força máxima, igual a 203,8 kN (45,9 kN por conector), não deve ser utilizada para fins de projeto, tendo em vista que os resultados experimentais não permitiram uma definição consistente da força de colapso. Conforme comentado anteriormente, o instante provável de ruptura está relacionado à perda significativa de rigidez (curvas força vs deslocamentos relativos  $V1/V2$ ).

Em termos de ductilidade, foi comentado que o TWP apresentou desempenho consideravelmente superior em relação aos requisitos mínimos recomendados pelo Eurocode 4. Conforme apresentado na Tabela 3.3, a capacidade de deslizamento característica ( $\delta_{uk}$ ) totaliza 16 mm e é maior que o mínimo de 6 mm, demonstrando que os conectores possuem boa capacidade de deformação.

### 3.10 AVALIAÇÃO FINAL DO COMPORTAMENTO DO CONECTOR TWC

A avaliação experimental, referente ao comportamento do TWC, indica que os conectores são adequados em termos de capacidade resistente e ductilidade para composição dos sistemas estruturais em escala real.

A realização dos ensaios demonstrou que o mecanismo de colapso, associado a todos os protótipos investigados, está associado ao rasgamento da mesa inferior do conector TWC. A força de colapso média, conforme indicado na Tabela 3.5, totaliza 100,9 kN e o COV associado aos resultados é de 16,4%.

A partir da análise comparativa entre os resultados experimentais e as previsões analíticas, é importante destacar dois aspectos. Primeiramente, a força média resistente de 25,2 kN, referente a cada conector TWC, é cerca de 40% maior que o valor de 18,0 kN, previsto pela Eq. 3.3.

Uma justificativa para o aumento de 40% em relação à Eq. 3.3 pode estar associada ao enrijecedor do perfil U. A presença do referido elemento de seção transversal cria um mecanismo resistente adicional que, quando somado com a contribuição da alma do perfil U enrijecido, produz um aumento na carga de colapso do conector.

Em relação ao fato de o carregamento de colapso médio ter ocorrido num eságio de força aplicada cerca de 9% inferior à capacidade portante estimada para a ligação parafusada, acredita-se que a justificativa esteja associada à variação nas distâncias entre o furo e a borda, durante a etapa de montagem.

Os conectores TWC apresentaram, nos ensaios de *push-out*, adequada capacidade de deformação, uma vez que os deslocamentos longitudinais atendem aos requisitos mínimos estabelecidos pelo *Eurocode 4*. Conforme apresentado na Tabela 3.4, o deslocamento característico  $\delta_{uk}$  totaliza 6,05 mm e, portanto, é superior ao valor mínimo de 6,0 mm.

Nesse contexto, alterações na distância entre os parafusos e a borda do perfil U enrijecido, por exemplo, podem contribuir favoravelmente no aumento da ductilidade da ligação entre aço e concreto. Outras alternativas que podem ser adotadas referem-se ao aumento na quantidade de parafusos autoatarraxantes ou emprego de perfil U enrijecidos com espessura de 1,25 mm.

## 4. ENSAIOS EXPERIMENTAIS PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS EM ESCALA REAL

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O comportamento estrutural de treliças de aço, compostas por perfis de chapa dobrada e associadas às lajes treliçadas pré-fabricadas unidirecionais de concreto, será avaliado neste capítulo. A partir dos resultados experimentais de *push-out*, obtidos para dois dos três tipos de conectores de cisalhamento mencionados anteriormente, foi possível realizar a concepção de três sistemas estruturais mistos adequados para construções tipo *Steel Frame*.

Nesse contexto, serão apresentados os principais aspectos intrínsecos a cada um dos sistemas, tais como: (a) características geométricas, (b) quantidade necessária de conectores para garantia do comportamento misto entre aço e concreto e (c) carregamento máximo aplicável ao protótipo com comprimento total de 7.800 mm.

Na Figura 4.1, pode-se observar a vista superior dos protótipos em escala real que serão investigados experimentalmente. Note que as nervuras pré-fabricadas da laje possuem espaçamento de 390 mm, comprimento total de 1.200 mm e estão apoiadas sobre duas treliças metálicas com distância entre eixos de 600 mm.

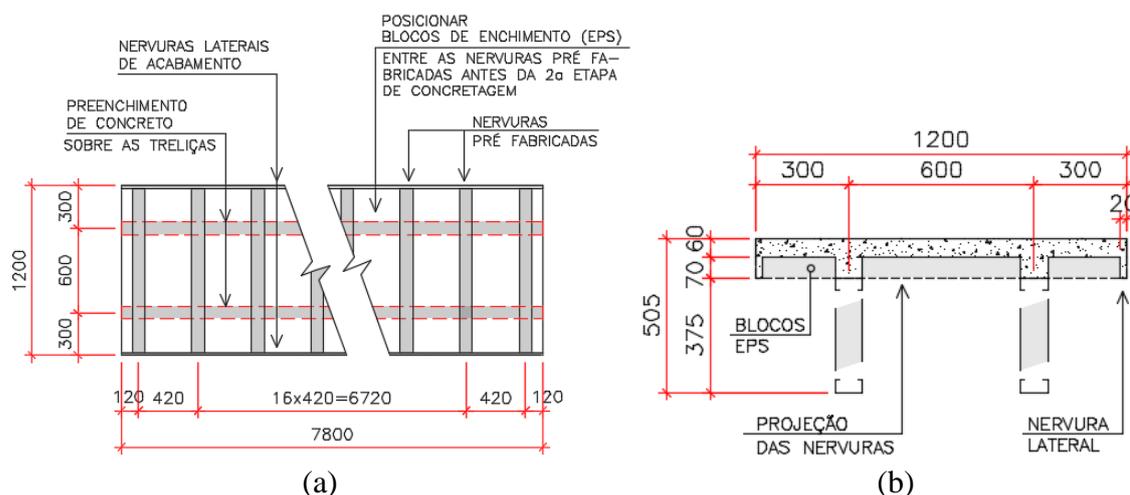


Figura 4.1 – Representação típica das nervuras pré-fabricadas e blocos de enchimento: (a) vista superior e (b) seção transversal

É importante destacar que o espaçamento das vigas treliçadas foi idealizado a partir de práticas usualmente adotadas em construções do tipo *Steel Frame*, conforme informações fornecidas pela equipe técnica do Grupo GypSteel.

Em todos os modelos em escala real, a laje de concreto será constituída por nervuras pré-fabricadas de concreto armado, intercaladas por blocos de enchimento em EPS (Poliestireno Expandido), conforme indicado na Figura 4.1.

A Figura 4.2 apresenta a seção típica da laje pré-fabricada (altura total de 130 mm) adotada para os pisos mistos. As nervuras são posicionadas sobre as vigas treliçadas de chapa dobrada e intercaladas por blocos de enchimento em EPS com 70 mm de altura.

Adicionalmente, adota-se uma tela soldada Q92, com barras de 4,2 mm de diâmetros e espaçamento de 15 cm nas duas direções, posicionada sobre as nervuras para evitar fissuração do concreto e para melhorar a distribuição de esforços atuantes sobre a laje.

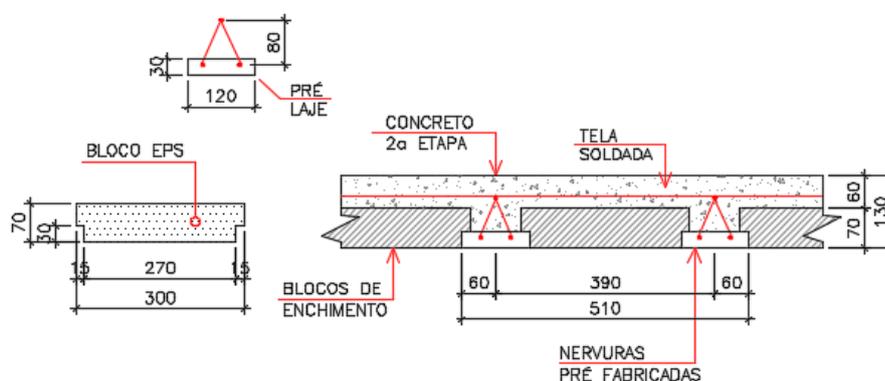


Figura 4.2 – Seção típica da laje pré-fabricada posicionada sobre as vigas treliçadas

As treliças formadas a frio (aço ZAR-345) são compostas por banzos e diagonais com seções tipo Ue 89x40x12, conectados entre si através de parafusos autoatarraxantes com diâmetro de 4,8 mm. As espessuras das chapas de aço adotadas são 1,25 mm (TWP) e 0,95 mm (protótipos TWC e TWVP)

Nas figuras 4.3, 4.4 e 4.5, são apresentados detalhes típicos associado aos “nós” dos sistemas treliçados. Observa-se a presença de chapas *gusset* e parafusos autoatarraxantes ( $\varnothing$  4,8 x 19 mm) para ligação entre a diagonal e o banzo. A quantidade de parafusos adotada apresenta folga de capacidade resistente, principalmente em regiões próximas ao meio do vão dos protótipos em escala real (onde os esforços nas diagonais são reduzidos), evitando a possibilidade de colapso precoce das vigas treliçadas.

Adicionalmente, para os protótipos TWP (Figura 4.3) e TWC (Figura 4.4), foram adicionadas chapas de reforço (92x150 mm) entre os conectores e a alma do banzo superior, possibilitando um aumento na capacidade resistente da ligação (feita através de parafusos autoatarraxantes).

Na Figura 4.5, observa-se que a ligação entre as diagonais e o banzo superior do protótipo TWVP dispensa o emprego de chapas *gusset*. Foram adotados 2 (dois) perfis Ue 140x40x12x0,95 mm, que compõem o banzo superior, como elementos de ligação.

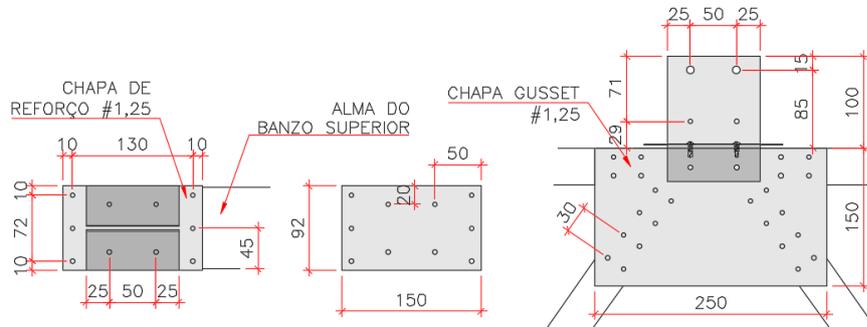


Figura 4.3 – Detalhe de ligação associado ao nó superior do protótipo TWP (próximo à região de extremidade)

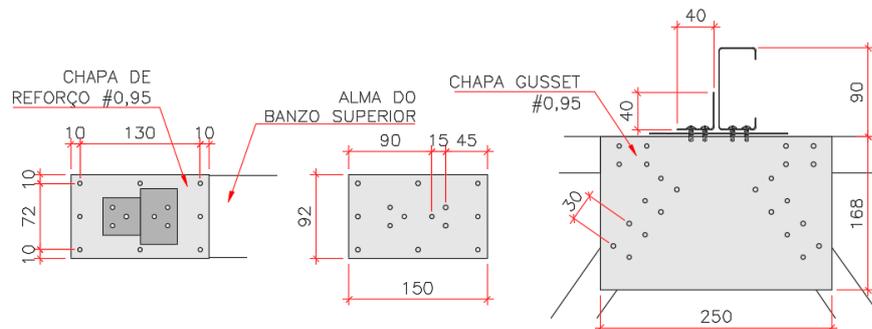


Figura 4.4 – Detalhe de ligação associado ao nó superior do protótipo TWC (próximo à região de extremidade)

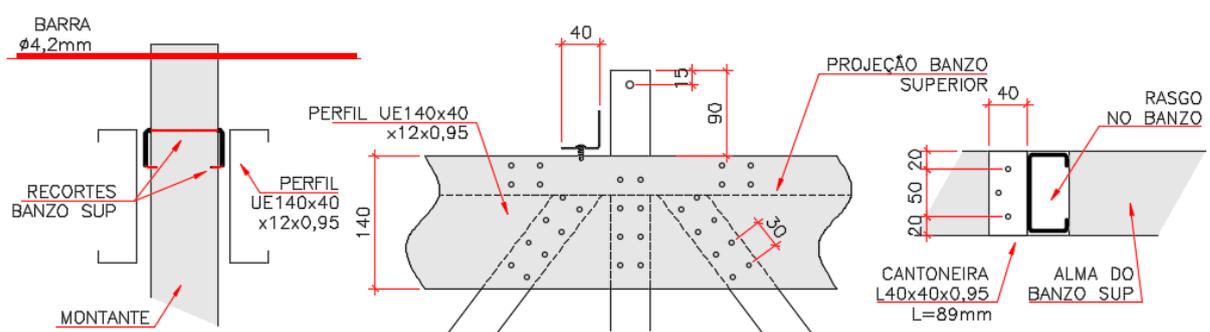


Figura 4.5 – Detalhe de ligação associado ao nó superior do protótipo TWVP (próximo à região de extremidade)

## 4.2 ENSAIOS DE QUALIFICAÇÃO DO AÇO E DO CONCRETO

Os ensaios para qualificação do aço e do concreto, adotados para os protótipos, foram realizados em consonância com os requisitos estabelecidos pela ABNT NBR ISO 6892-1:2013

e ABNT NBR 5739:2018, respectivamente. As dimensões dos corpos de prova adotado para o concreto, bem como os equipamentos utilizados, são iguais aos adotados para qualificação dos materiais correspondente aos ensaios de *push-out*.

As dimensões dos corpos de prova e o equipamento (MTS 311, com capacidade de 1.000 kN), adotados para a realização dos ensaios de qualificação do aço, são apresentados na Figura 4.6. As tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os resultados correspondentes aos ensaios de tração axial do aço adotado para os protótipos TWP e TWC/TWVP, respectivamente. Os dados obtidos são representativos para os banzos, diagonais e os conectores de cisalhamento.

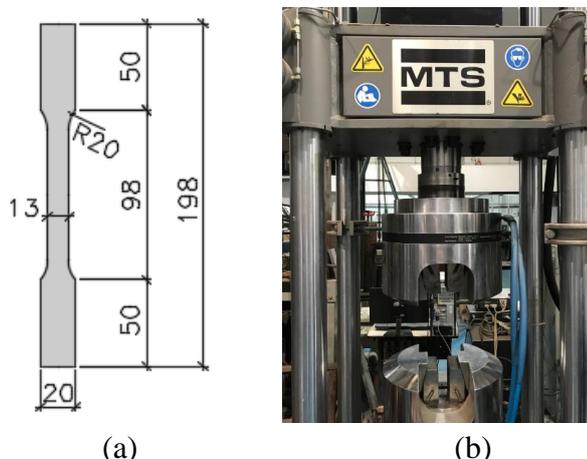


Figura 4.6 – Características associadas aos corpos de prova e ao equipamento utilizado para os ensaios de qualificação do aço

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de tração axial do aço – Protótipo TWP

CP	$f_y$	$f_u$	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
CP-1	380,6	452,3	179.417
CP-2	369,8	438,0	197.793
Média	375,2	445,2	188.605
Desv Pad	5,4	7,1	9.188
COV	1,45%	1,61%	4,87%

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de tração axial do aço – Protótipos TWC e TWVP

CP	$f_y$	$f_u$	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
CP-1	347,9	411,5	190.972
CP-2	345,4	409,9	182.177
CP-3	385,6	450,7	184.155
Média	359,6	424,1	185.768
Desv Pad	18,4	18,9	3.767
COV	5,11%	4,45%	2,03%

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de compressão do concreto – Protótipo TWP

CP	Idade	P <sub>máx</sub>	Ac	f <sub>c</sub>
	[dias]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]
CP-1	65	124,0	78,5	15,8
CP-2	30	127,5		16,2
CP-3	65	104,9		13,4
CP-3	30	124,9		15,9
CP-3	65	149,5		19,0
Média	-	126,2	-	16,1
Desv Pad	-	14,2	-	1,8
COV	-	11,2%	-	11,2%

As tabelas 4.3 e 4.4 ilustram os dados experimentais, obtidos através dos ensaios de compressão, para concretos de diferentes idades. São apresentadas as forças máximas ( $P_{máx}$ ) e as respectivas resistências à compressão, associadas aos corpos de prova cilíndricos.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de compressão do concreto – Protótipos TWC e TWVP

CP	Idade	P <sub>máx</sub>	Ac	f <sub>c</sub>
	[dias]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]
CP-1	65	229,0	78,5	29,2
CP-2	65	196,7		25,0
CP-3	30	201,0		25,6
CP-4	30	191,2		24,3
CP-5	65	204,2		26,0
CP-6	30	207,2		26,4
CP-7	65	207,5		26,4
Média	-	205,3	-	26,1
Desv Pad	-	11,1	-	1,4
COV	-	5,4%	-	5,4%

#### 4.3 SISTEMA ESTRUTURAL COMPOSTO POR CONECTORES *THIN-WALLED PERFOBOND* (TWP)

O sistema estrutural composto por conectores TWP é caracterizado pela altura de 375 mm e pela presença de 13 conectores de cisalhamento (1 unidade no ponto médio da treliça e 12 unidades dispostas nos demais nós do banzo superior) com características semelhantes àquelas adotadas nos ensaios de *push-out*. O espaçamento entre os conectores TWP foi estabelecido em 582 mm, conforme indicado na Figura 4.7.

Nas regiões de ligação entre os banzos e as diagonais, foram adotadas duas chapas *gusset*, compostas pelo aço ZAR-345 e com espessura de 1,25 mm (Figura 4.8). A conexão entre cada

uma das chapas *gusset* e os componentes da treliça foi realizada por meio de 24 (vinte e quatro) parafusos autoatarraxantes (Figura 4.3). Nas ligações mais próximas da região central do protótipo, foram adotados 20 (vinte) parafusos.

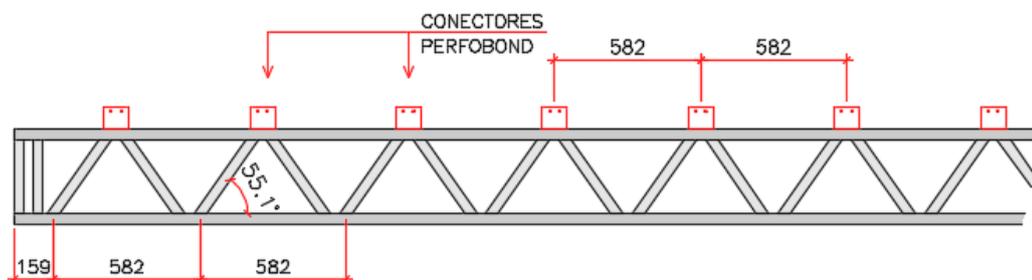


Figura 4.7 – Disposição dos conectores TWP sobre a treliça metálica



Figura 4.8 – Detalhe do conector TWP e dos reforços na região dos nós da treliça metálica

#### 4.3.1 ETAPA DE MONTAGEM E CONCRETAGEM

Na etapa de fabricação do protótipo em escala real, correspondente ao conector TWP, alguns importantes detalhes foram observados no que se refere à preparação das fôrmas de madeira, montagem de blocos de enchimento e telas soldadas, instrumentação de barras de aço imersas à laje de concreto, aderência entre as treliças metálicas e a laje e processo de cura após a concretagem.

Na Figura 4.9a, observa-se que, durante a preparação das fôrmas, foram adotados painéis de madeira tipo OBS (*Oriented Strand Board*) com espessura nominal de 15 mm e ripas de madeira para travamento das fôrmas laterais. Antes da concretagem, foi utilizado um produto desmoldante para evitar a aderência entre a fôrma de madeira e o concreto da laje.

Na Figura 4.9b, observa-se ainda que o posicionamento dos blocos de EPS foi definido de forma a permitir a criação de duas nervuras (regiões maciças de concreto) longitudinais sobre

as treliças metálicas. Além disto, o protótipo apresenta duas nervuras adicionais, indicadas na Figura 4.1, com largura de 20 mm e concebidas exclusivamente para garantir um melhor acabamento da superfície lateral do protótipo.

É possível notar, na Figura 4.9b, a presença de telas soldadas tipo Q92 (malha de aço com diâmetro de 4,2 mm e espaçamento de 150 mm) para controle de fissuração e para evitar a possibilidade de colapso da laje de concreto, no entorno dos conectores, por ação de forças de cisalhamento longitudinal (plano vertical), conforme previsto no item O.1.3 da ABNT NBR 8800:2008.

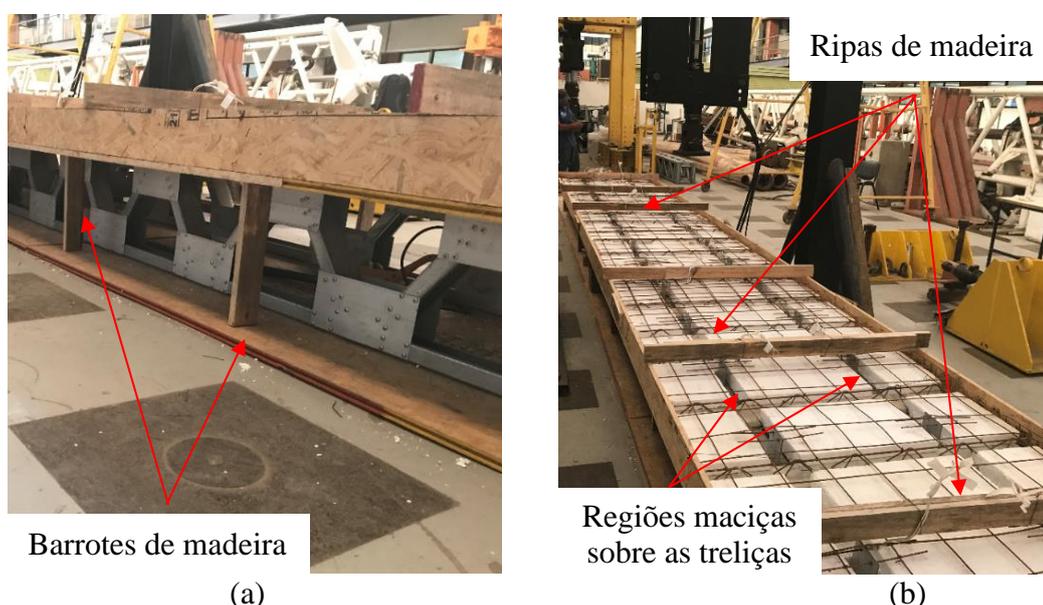


Figura 4.9 – Etapa de montagem das fôrmas de madeira, telas soldadas e blocos de enchimento (protótipo TWP)

Outro aspecto importante refere-se à presença de duas barras transversais de 4,2 mm (Figura 4.10), com comprimento de 300 mm, que atravessam cada um dos conectores TWP. Antes da etapa de concretagem, as barras foram preparadas para colagem dos sensores (extensômetros) e revestidas com resina epóxica tipo EpoxyFiber MC210 (Endurecedor EpoxyFiber FD117), conforme indicado na Figura 4.11.

Em relação à superfície de contato entre a laje de concreto e a treliça metálica, a concretagem foi realizada sem a aplicação de produtos para eliminar a aderência entre ambos os materiais.

Após a conclusão da etapa de concretagem do protótipo, a laje foi submetida a um processo de cura úmida, durante sete dias, para evitar problemas relacionados à retração do

concreto (Figura 4.12). É importante ressaltar que nada foi observado em termos de trincas na laje de concreto até o instante do ensaio de flexão do experimento (Figura 4.13).

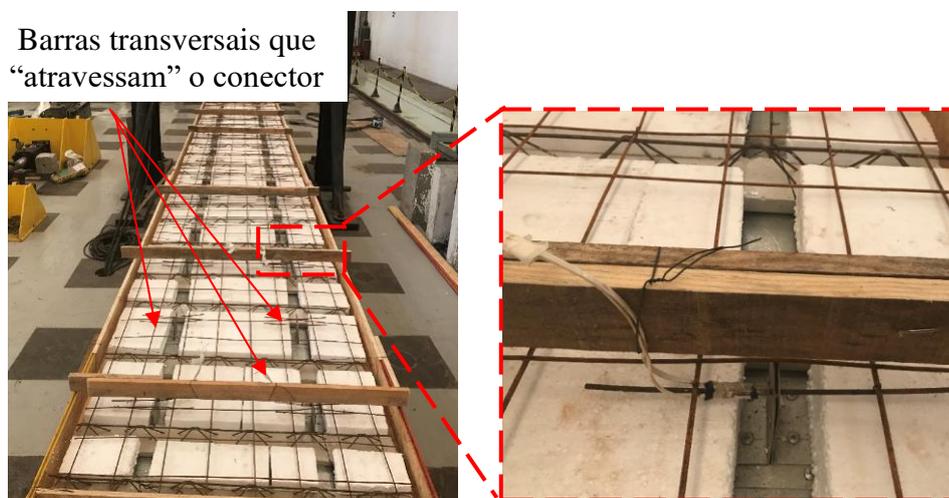


Figura 4.10 – Instrumentação das barras transversais ao conector TWP, durante a etapa de montagem do experimento

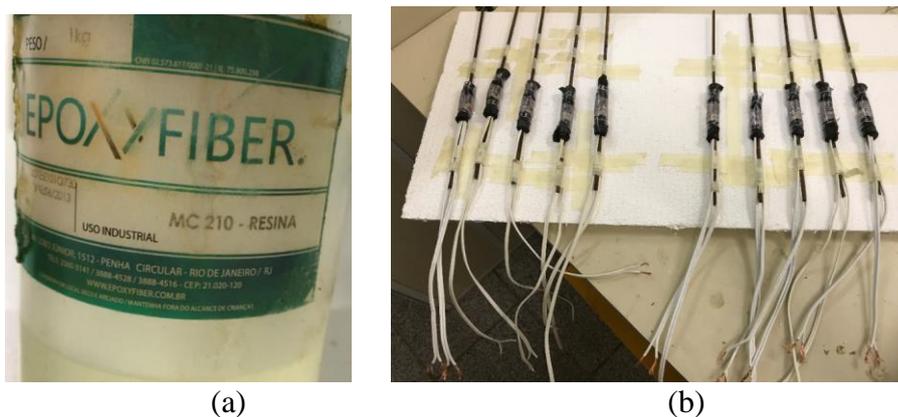


Figura 4.11 – Preparação do revestimento de resina epóxica para instrumentação das barras transversais com extensômetros elétricos de resistência (protótipo TWP)



Figura 4.12 – Aspecto da laje imediatamente após a etapa de concretagem do protótipo TWP



Figura 4.13 – Aspecto da laje 24 horas após a etapa de concretagem do protótipo TWP

#### 4.3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS E INSTRUMENTAÇÃO DO PROTÓTIPO

A instrumentação adotada para o protótipo correspondente ao conector TWP é constituída por 68 sensores, incluindo extensômetros para aquisição de deformações específicas associadas ao aço, concreto e às armaduras. Foram adotados ainda flexímetros para avaliação dos deslocamentos transversais das vigas mistas treliçadas e dos deslocamentos relativos entre aço e concreto na direção longitudinal (tendência de deslizamento entre a laje e a treliça metálica).

O ensaio experimental em questão é denominado de “ensaio de flexão por quatro pontos” e é caracterizado pela aplicação de forças através de um atuador hidráulico (carga máxima de 250 kN) e três vigas rígidas de distribuição para transmissão do carregamento ao protótipo. A viga de distribuição longitudinal, posicionada diretamente sob o atuador, é composta por seção transversal tipo I, com espessura constante de parede igual a 50 mm e cuja massa totaliza 500 kg.

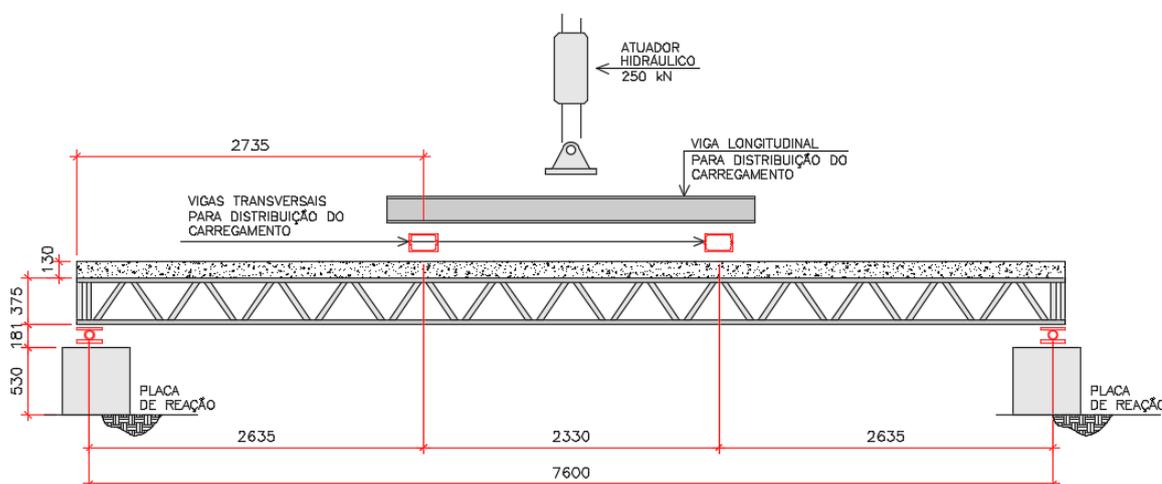


Figura 4.14 – Disposição das vigas de distribuição adotadas para o protótipo correspondente ao conector TWP

As vigas de distribuição transversais são compostas por perfis tubulares retangulares (perfil duplo U6"x12,20 kg/m). O contato entre as vigas de distribuição longitudinal e transversais foi estabelecido por meio de roletes (Figura 4.14).

Esclarecidas as características gerais associadas ao experimento, é importante a apresentação da instrumentação adotada. A Figura 4.15 ilustra a posição dos flexímetros transversais (vertical) e longitudinais (horizontal), destinados à avaliação do comportamento da estrutura em termos de deslocamentos verticais (flechas), rigidez à flexão e da tendência de deslizamento entre a laje e a treliça metálica.

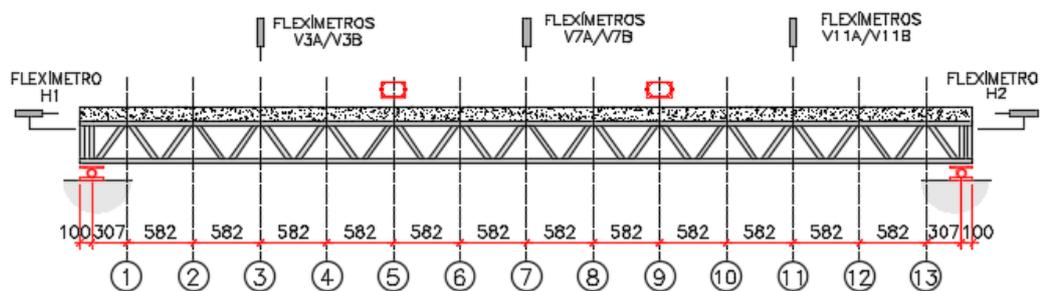


Figura 4.15 – Definição dos eixos para numeração dos sensores correspondentes ao ensaio em escala real do TWP



Apoio móvel

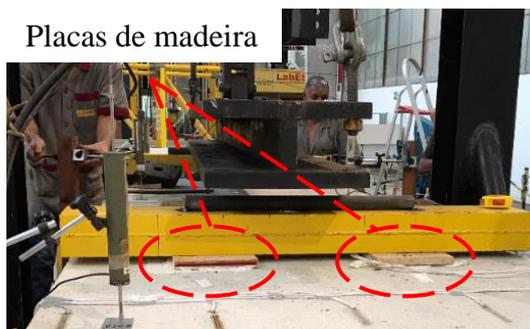
(a)



Apoio fixo

(b)

Figura 4.16 – Detalhe dos aparelhos de apoio móvel e fixo (protótipo TWP)



Placas de madeira

(a)



(b)

Figura 4.17 – Detalhe dos roletes e das placas de madeira associados às vigas de distribuição

Os flexímetros longitudinais (HA/HB), por sua vez, são fundamentais para análise de deslocamentos relativos (deslizamento) entre aço e concreto na direção horizontal. Tal aspecto é importante para o estudo do comportamento estrutural dos conectores TWP em termos de ductilidade e capacidade resistente.

Na Figura 4.19, nota-se a presença de extensômetros na face superior da laje de concreto (20 unidades), distribuídos em quatro regiões ao longo do comprimento longitudinal, concebidos para permitir a avaliação, juntamente com os extensômetros posicionados na treliça metálica, da distribuição média de deformações em seções transversais com diferentes níveis de solicitação. A fixação dos extensômetros, na superfície irregular de concreto, foi realizada por meio de resina de secagem rápida (Resina Araldite).

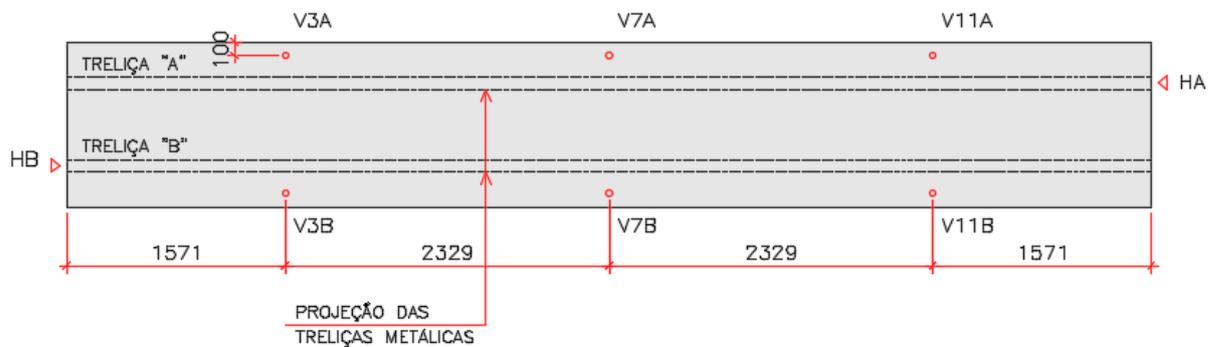


Figura 4.18 – Disposição dos flexímetros transversais e longitudinais (8 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWP

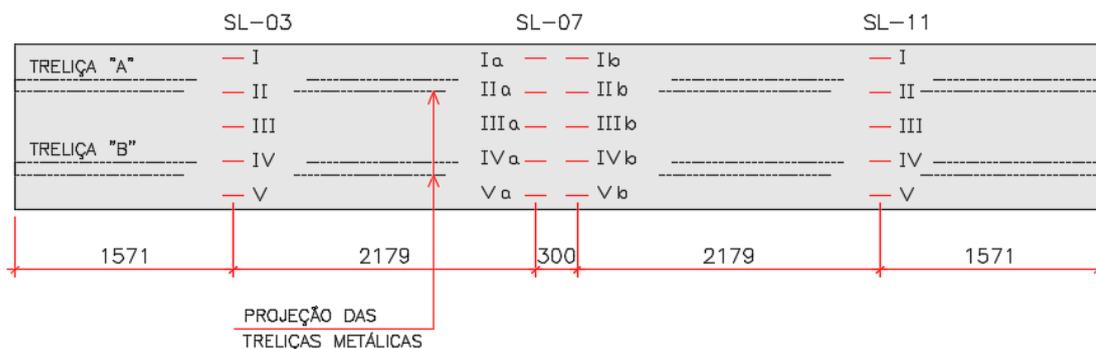


Figura 4.19 – Disposição dos extensômetros posicionados na face superior da laje de concreto (20 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWP

Com relação aos extensômetros adotados na treliça metálica, conforme indicado na Figura 4.20, foram utilizados 20 extensômetros ao longo dos banzos superior e inferior. Dentre outros aspectos, a instrumentação adotada é fundamental para analisar a influência exercida pelo banzo superior como mecanismo resistente da seção transversal.

Outro aspecto observado durante a concepção da extensometria adotada na treliça, refere-se à investigação das diagonais mais solicitadas (D1/D2/D3/D4), próximas às extremidades da viga mista, no intuito de calibração entre os resultados experimentais e o modelo numérico.

Na Figura 4.21, são apresentados os extensômetros adotados para as armaduras de aço que “atravessam” o conector TWP. Em cada uma das barras de aço instrumentadas, foram utilizados 2 extensômetros em posição diametralmente opostas (a meia altura das barras), visando avaliar a efetividade destes elementos estruturais em diferentes seções, assim como o nível de deformações em função da força aplicada pelo atuador hidráulico.

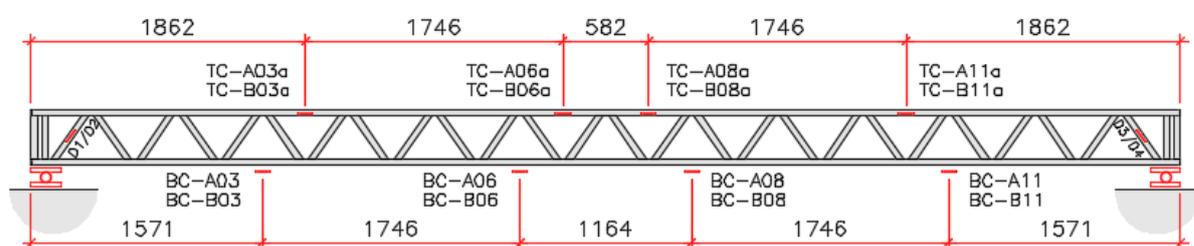


Figura 4.20 – Disposição dos extensômetros adotados para a treliça metálica (20 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWP



Figura 4.21 – Disposição dos extensômetros adotados para as barras de aço Ø 4,2 mm que “atravessam” os conectores TWP (20 unidades)

Na Figura 4.22, evidencia-se a distribuição típicas dos extensômetros em algumas seções transversais ao longo do comprimento. Observa-se que a instrumentação do banzo superior (TC) foi posicionada na lateral (mesa) do perfil U, ao passo que os extensômetros do banzo inferior (BC) foram fixados na alma do perfil U (região interna).

Nas figuras Figura 4.23 e Figura 4.24, é possível observar a montagem de flexímetros transversais e longitudinais, posicionados com auxílio de presilhas e mecanismos de base magnética. Vale ressaltar ainda que o comprimento (cursor) dos flexímetros é de 120 mm e que o contato com a laje foi estabelecido através de chapas metálicas, coladas com resina epóxica, sobre o concreto.

Na Figura 4.25, são apresentados os sistemas para controle do atuador hidráulico (MTS) e para aquisição de dados (*Data Logger Kyowa*) obtidos pelos sensores. Durante o ensaio experimental, a frequência de aquisição adotada foi de 2 Hz.

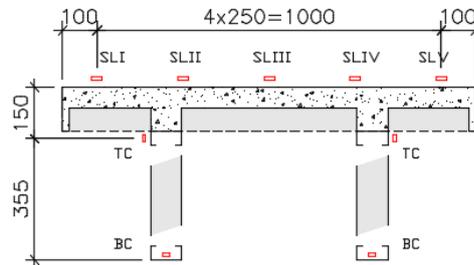


Figura 4.22 – Distribuição dos extensômetros na região central (protótipo TWP)

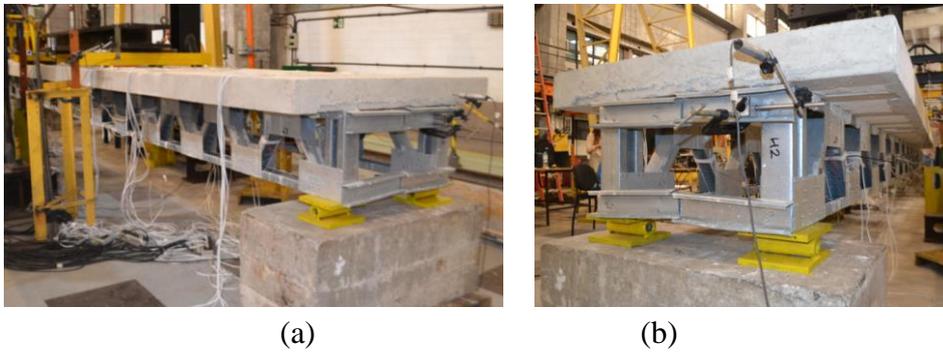


Figura 4.23 – Disposição do flexímetro adotado na extremidade do protótipo TWP



Figura 4.24 – Disposição dos flexímetros em seções intermediária e central (protótipo TWP)



Figura 4.25 – Sistemas de aplicação de carga no atuador hidráulico (MTS) e de aquisição de dados (Kyowa)

### 4.3.3 CICLOS DE CARGA E DESCARGA E ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS ANTES DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

O ensaio experimental foi conduzido em duas etapas distintas: (a) ciclos de carga e descarga com amplitude da força controlada no atuador hidráulico e (b) aplicação de carregamento até o colapso da estrutura. Na primeira etapa, correspondente a 5 (cinco) ciclos de carga e descarga, a variação de forças no atuador foi estabelecida entre 1,5 e 10,0 kN.

Esse procedimento, denominado de “escorvamento” da estrutura na linguagem tradicional, tem por objetivo promover a acomodação de deformações e deslocamentos iniciais no sistema estrutural, que incluem apoios, ligações e sistema de transmissão de carga.

O ensaio de ruptura (2ª etapa) propriamente dito, por sua vez, foi conduzido a partir do carregamento prévio de 1,5 kN e com controle de deslocamentos do atuador, permitindo que a viga mista estivesse sujeita a um processo de colapso “controlado”. A taxa de variação do deslocamento do pistão foi inicialmente estabelecida em 0,005 mm/s.

Um importante aspecto para avaliação do sistema estrutural misto de aço e concreto refere-se à definição da estimativa de deformações específicas e deslocamentos da estrutura antes do início da aquisição de dados experimentais, produzidos pelo peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição.

Nesse sentido, o procedimento adotado para estimativa da resposta da estrutura consiste na determinação de uma força equivalente (associada ao peso próprio) e na avaliação dos dados experimentais (obtidos no 1º ciclo de carga e descarga). A força equivalente, associada ao peso próprio dos elementos, requer uma manipulação matemática, uma vez que o referido carregamento apresenta uma distribuição diferente daquela aplicada pelo atuador hidráulico (concentrada).

No caso da equivalência para o histórico das deformações especificadas relativas ao aço e ao concreto, será adotado o critério de “momento equivalente”. Considerando que o peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição totalizam, respectivamente 22 kN (2,82 kN/m) e 9 kN, e que as condições de contorno da estrutura são indicadas na Figura 4.14, pode-se afirmar que:

$$\begin{array}{l} M_{\text{PROT}} = 2,82 \cdot 7,60^2 / 8 = 20,4 \text{ kN.m (63,3\%)} \\ M_{\text{VIGAS}} = 9,00 \cdot (7,60 - 2,33) / 4 = 11,8 \text{ kN.m (36,7\%)} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{\text{PROT}} \\ M_{\text{VIGAS}} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} F_{\text{EQUIV}} = 4 \cdot (20,4 + 11,8) / (7,60 - 2,33) \\ F_{\text{EQUIV}} = 24,5 \text{ kN} \end{array}$$

Baseado na força equivalente de 24,5 kN, pode-se observar que as seções intermediárias do banzo inferior possuem deformação específica média de 724  $\mu\epsilon$ , conforme indicado na Figura 4.26b. Este valor foi determinado a partir da interpolação linear, referente ao 1º ciclo de carga/descarga, e do respectivo coeficiente angular da reta de 0,0338 (Figura 4.26a). Procedimento semelhante foi realizado para os demais extensômetros, conforme representado nas figuras Figura 4.27, Figura 4.28, Figura 4.29, Figura 4.30, Figura 4.31 e Figura 4.32.

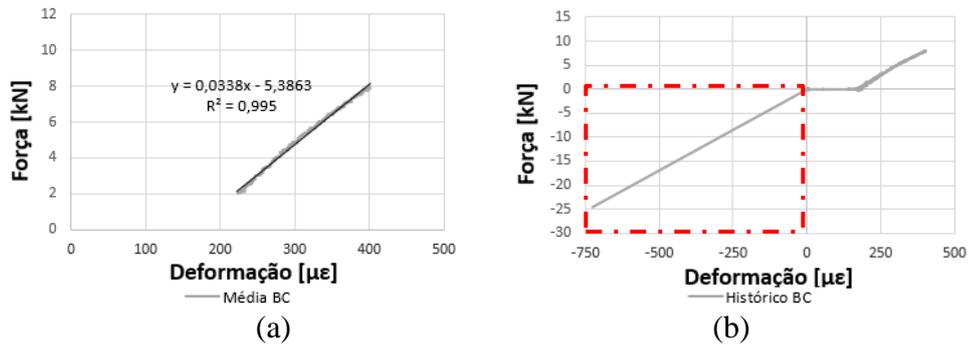


Figura 4.26 – Relação Força vs Deformação (BC06/08), correspondente à média dos resultados no banzo inferior (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

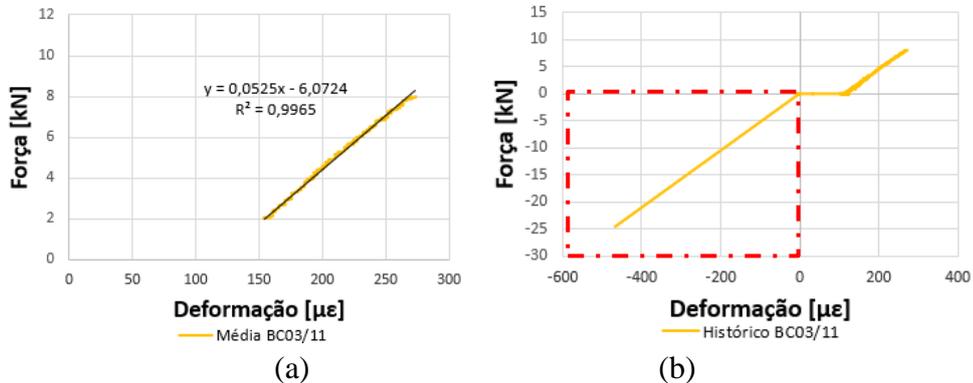


Figura 4.27 – Relação Força vs Deformação (BC03/11), correspondente à média dos resultados no banzo inferior (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

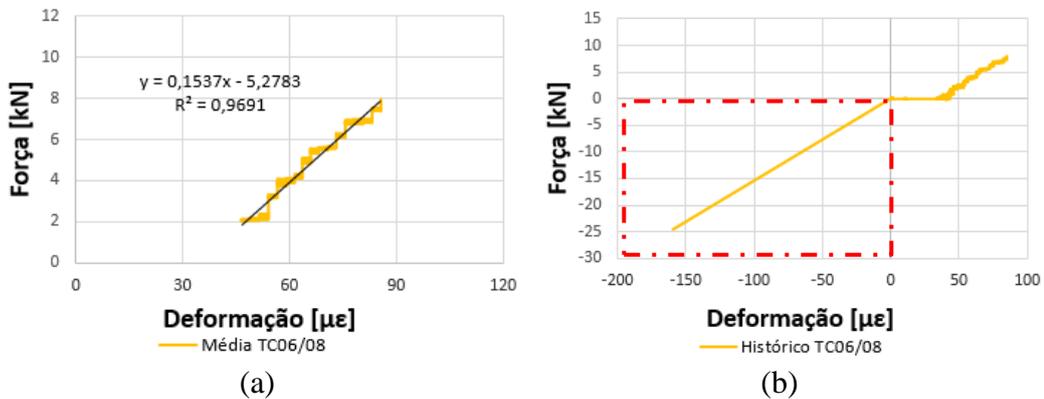


Figura 4.28 – Relação Força vs Deformação (TC06/08), correspondente à média dos resultados no banzo superior (TWP) (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

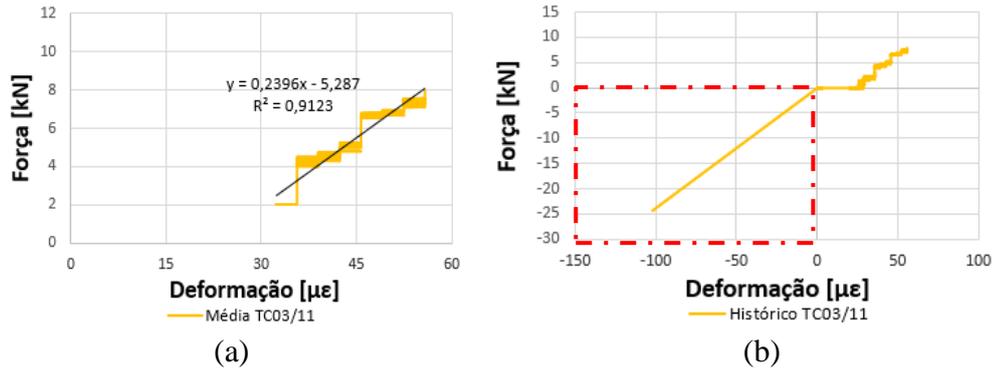


Figura 4.29 – Relação Força vs Deformação (TC03/11), correspondente à média dos resultados no banzo superior (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio

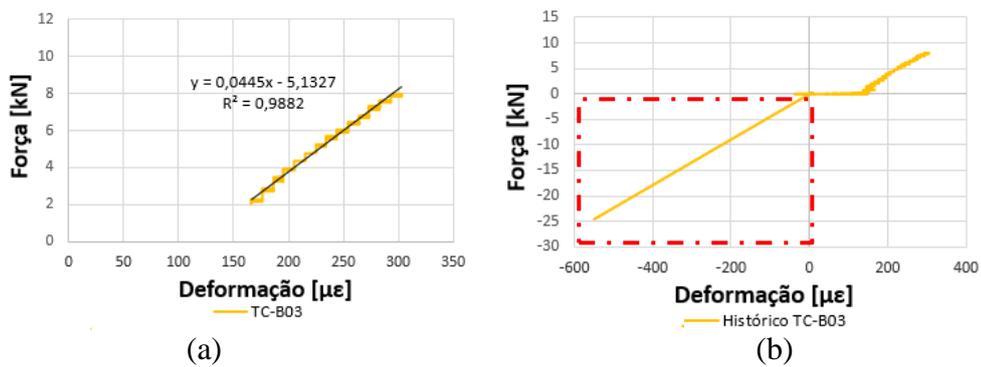


Figura 4.30 – Relação Força vs Deformação (TC-B03), correspondente à média dos resultados no banzo superior (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

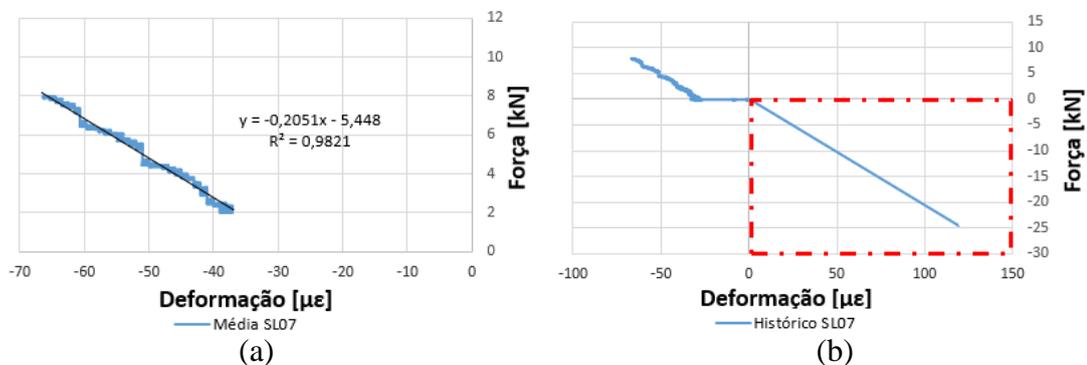


Figura 4.31 – Relação Força vs Deformação (SL07), correspondente à média dos resultados no topo da laje (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

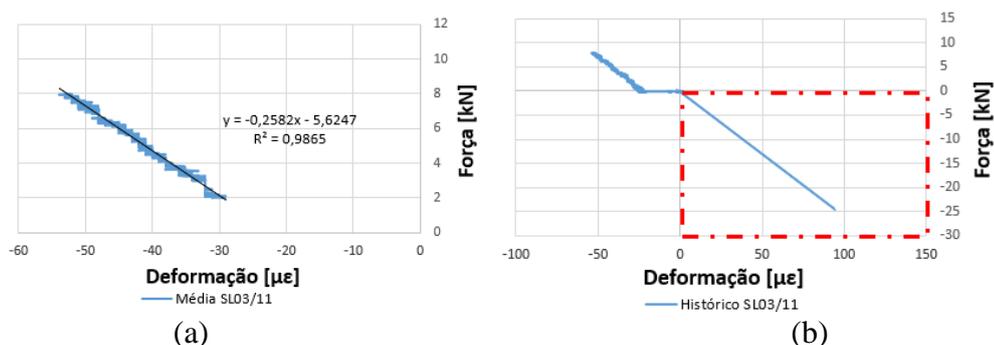


Figura 4.32 – Relação Força vs Deformação (SL03/11), correspondente à média dos resultados no topo da laje (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

Com relação ao histórico de deslocamentos, foi admitida uma nova equivalência entre os efeitos produzidos pelo peso próprio e pelas vigas de distribuição, baseada nas formulações clássicas de deflexão de vigas.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\text{PROT}} &= 5 \cdot 2,82 \cdot 7,60^4 / 384EI = 122,50/EI \quad (63 \%) \\ \delta_{\text{VIGAS}} &= 0,873 \cdot 9,00 \cdot 7,60^3 / 48EI = 71,86/EI \quad (37 \%) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{\text{EQUIV}} &= 194,35/EI \cdot (48EI/7,60^3 \cdot 0,873) \\ F_{\text{EQUIV}} &= 24,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

A equivalência descrita acima foi realizada através da correlação entre as flechas produzidas para uma viga simplesmente apoiada em ambas as extremidades e sujeita às duas condições de carregamento: (a) uniformemente distribuída (peso próprio do protótipo) e (b) em dois pontos intermediários, conforme posicionamento das vigas de distribuição.

$$\delta_1 = 5 \cdot q \cdot L^4 / 384EI \quad \text{Eq. 4.1}$$

$$\delta_2 = 0,873 \cdot P \cdot L^3 / 48EI \quad \text{Eq. 4.2}$$

onde:

$\delta_1, \delta_2$  são os deslocamentos correspondentes aos carregamentos uniformemente distribuído e com forças concentradas em dois pontos intermediários.

$q$  representa o carregamento uniformemente distribuído, produzido pelo peso próprio do protótipo.

$P$  representa a força total aplicada pelo atuador hidráulico, assim como o peso próprio das vigas de distribuição.

$L$  é o vão livre do protótipo, dado a partir da distância entre os aparelhos de apoio.

$EI$  é a rigidez à flexão da viga treliçada mista, dada a partir do módulo de elasticidade do aço e das propriedades geométricas da seção homogeneizada.

Nas figuras Figura 4.33 e Figura 4.34, são representadas as relações força vs deslocamento na direção vertical, relativas aos flexímetros centrais e intermediários. A estimativa dos deslocamentos associados à posição V7 e V3/V11 equivale a 12,4 mm ( $L/613$ ) e 9,44 mm, respectivamente.

É válido ressaltar que os deslocamentos não foram medidos, antes do início do ensaio de flexão, para efeito comparativo com os dados estimados. No entanto, após o posicionamento das vigas de distribuição, não foram observados indícios de flechas excessivas no protótipo.

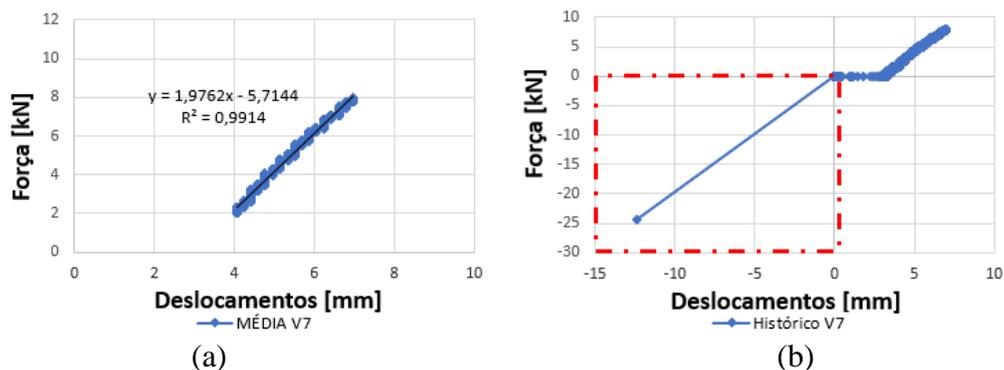


Figura 4.33 – Relação Força vs Deslocamento (V7), correspondente à média dos resultados nos flexímetros (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

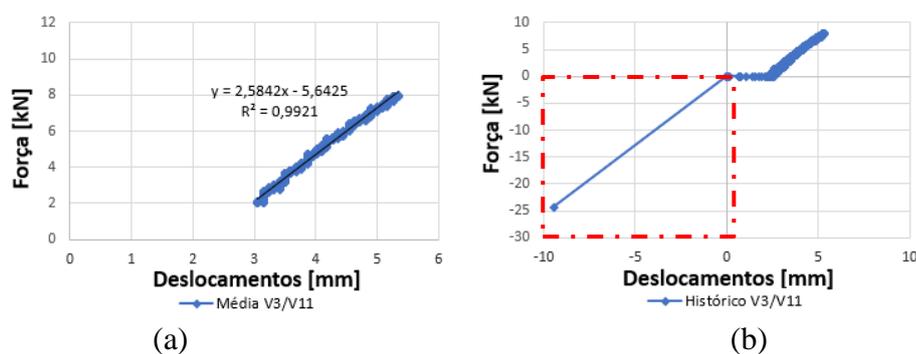


Figura 4.34 – Relação Força vs Deslocamento (V3/V11), correspondente à média dos resultados nos flexímetros (TWP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carga

#### 4.3.4 AVALIAÇÃO DO BANZO INFERIOR NO ENSAIO DE RUPTURA

Após a realização dos ciclos de carga e descarga, a viga treliçada mista de aço e concreto foi submetida ao ensaio de ruptura com controle de deslocamento do atuador hidráulico. Na Figura 4.35, são apresentadas as relações entre forças produzidas pelo atuador e as deformações específicas associadas a diferentes seções transversais do banzo inferior.

Observa-se que a força máxima indicada, correspondente ao colapso por tração do banzo inferior, corresponde ao valor aproximado de 44,7 kN. Considerando que uma força equivalente de 24,5 kN, produzida pelo próprio do protótipo e das vigas de distribuição, a carga última no protótipo totaliza 68,9 kN.

Em relação aos resultados experimentais aquistados, referentes ao banzo inferior, pode-se observar que existem divergências entre os dados associados às regiões central e intermediária.

Na zona de flexão pura (Figura 4.35a), por exemplo, pode-se observar que as deformações específicas foram maiores na “Treliça B”, sugerindo uma distribuição não uniforme de

carregamento na direção transversal, entre as duas treliças (Tabela 4.5). Uma provável justificativa para a referida não uniformidade na distribuição dos carregamentos pode estar associada a uma diferença de rigidez entre as duas treliças.

Outro aspecto importante refere-se ao comportamento não linear observado nas curvas associadas ao extensômetros centrais. Nota-se que, na Figura 4.35a, a não linearidade é iniciada num patamar de força aplicada por volta de 10 kN (correspondente a 50% da carga última) e torna-se gradativamente mais acentuada no intervalo compreendido entre 23 kN e 44,4 kN.

Considerando uma força aplicada em torno de 23 kN, estima-se que o banzo inferior da Treliza B tenha alcançado a tensão limite de escoamento do aço, admitindo que a deformação prévia seja de 724  $\mu\epsilon$  e que a deformação correspondente ao patamar de escoamento totaliza 1989  $\mu\epsilon$ . O banzo inferior da Treliza A, por sua vez, alcança a deformação correspondente ao início do escoamento para um carregamento aplicado em torno de 33 kN.

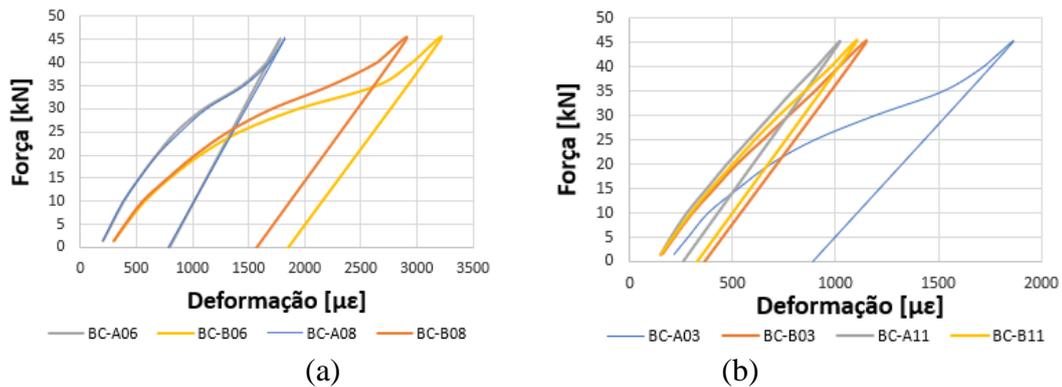


Figura 4.35 – Relação Força vs Deformação, correspondente à região central do protótipo TWP: (a) BC06/08 e (b) BC03/11

Analisando os resultados aquisitados relativos à região intermediária, apresentados na Figura 4.35b e na Tabela 4.6, é possível afirmar que apenas a seção BC-A03 alcançou o patamar de escoamento do aço. Considerando uma deformação prévia de 466  $\mu\epsilon$ , nota-se que a referida seção atingiu o escoamento num estágio de carregamento da ordem de 35 kN (86% da carga última), correspondente à deformação adicional de 1523  $\mu\epsilon$ .

Em relação ao mecanismo de colapso da estrutura, a investigação experimental indicou ruptura por tração do banzo inferior, sem evidências de trincas na face superior da laje que pudessem sinalizar esmagamento do concreto e/ou esgotamento da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento.

A seção que condicionou o sistema estrutural à ruptura está associada ao sensor BC-B06. Na Tabela 4.5, pode-se observar que a deformação específica, produzida após o início do ensaio experimental, foi de 3203  $\mu\epsilon$  (3927  $\mu\epsilon$ , admitindo a prévia de deformações).

Tabela 4.5 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo inferior, correspondente à região central do protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
BC-A06	195	273	381	518	674	850	1094	1436	1660	1777
BC-B06	293	400	566	791	1064	1416	1943	2646	2959	3203
BC-A08	205	273	381	527	684	889	1123	1455	1680	1807
BC-B08	293	391	547	771	1016	1309	1699	2217	2637	2891
Média	247	334	469	652	860	1116	1465	1939	2234	2420
D Padr	54	71	102	150	209	288	423	596	664	736
COV	22%	21%	22%	23%	24%	26%	29%	31%	30%	30%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,040	0,037	0,027	0,024	0,019	0,014	0,011	0,017	0,025

Tabela 4.6 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo inferior, correspondente à região intermediária do protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
BC-A03	215	283	381	527	684	898	1191	1523	1719	1855
BC-B03	156	215	303	410	518	645	771	898	1016	1143
BC-A11	146	195	273	371	469	576	684	791	908	1016
BC-B11	146	205	293	391	498	605	723	850	977	1094
Média	166	225	313	425	542	681	842	1016	1155	1277
D Padr	33	40	47	70	97	147	235	341	379	389
COV	20%	18%	15%	16%	18%	22%	28%	34%	33%	30%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,060	0,057	0,045	0,043	0,036	0,031	0,029	0,036	0,039

#### 4.3.5 AVALIAÇÃO DO BANZO SUPERIOR NO ENSAIO DE RUPTURA

A avaliação do banzo superior representa um dos principais aspectos a serem observados em relação ao comportamento das vigas treliçadas mistas de aço e concreto. Os modelos analíticos tradicionais (ABNT NBR 8800:2008), por exemplo, costumam desprezar a contribuição do referido elemento estrutural para a determinação da capacidade resistente e rigidez à flexão do sistema misto.

Na Figura 4.36a e na Tabela 4.7, as deformações específicas indicadas, correspondentes ao banzo superior na região de flexão pura, são mais elevadas na “Trelíça A”. Os sensores TC-A06a e TC-A08a apresentam praticamente os mesmos valores e as deformações correspondentes indicam resultados 15% maiores se comparados aos sensores TC-B06a e TC-B08a.

Levando em consideração que o valor prévio de  $160 \mu\epsilon$ , devido ao peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição, o sensor TC-A06a atingiu deformação final de  $1469 \mu\epsilon$ , correspondente a uma tensão aproximada de 277 MPa.

Outro ponto que merece atenção especial refere-se ao comportamento não linear das curvas força/deformação, associadas ao banzo superior. Nota-se que a não linearidade pode ser percebida a partir da força de 10 kN, correspondente a 50% da carga última total.

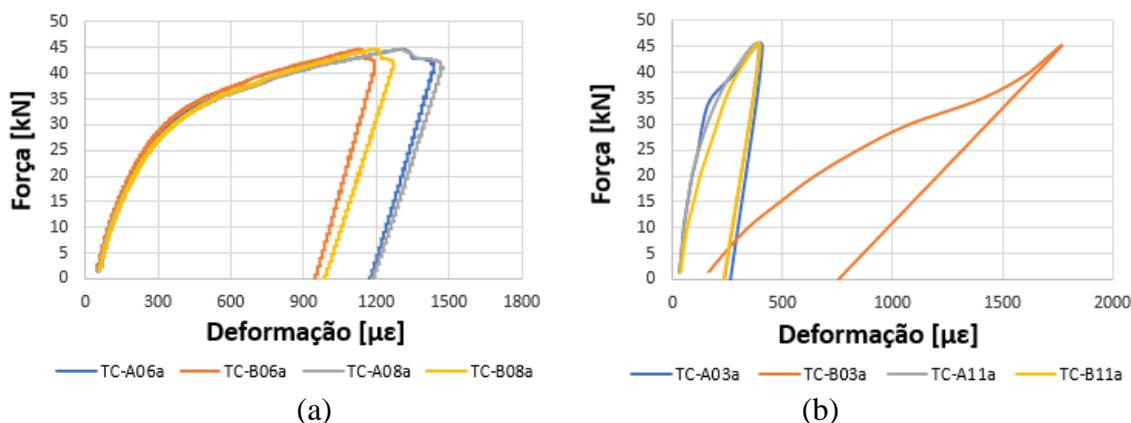


Figura 4.36 – Relação Força vs Deformação, correspondente à região central do protótipo TWP: (a) TC06/08 e (b) TC03/11

Tabela 4.7 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo superior, correspondente à região central do protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
TC-A06a	59	78	107	146	195	264	352	527	830	1309
TC-B06a	49	68	98	137	186	244	332	479	752	1133
TC-A08a	49	68	98	146	195	264	361	537	850	1299
TC-B08a	59	78	107	146	205	264	371	527	811	1191
Média	54	73	103	144	195	259	354	518	811	1233
D Padr	6	6	5	5	8	10	17	26	42	85
COV	11%	8%	5%	3%	4%	4%	5%	5%	5%	7%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,184	0,169	0,121	0,097	0,078	0,053	0,031	0,017	0,011

Tabela 4.8 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo superior, correspondente à região intermediária do protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
TC-A03a	29	39	49	68	88	117	137	176	293	410
TC-B03a	166	234	342	479	645	840	1074	1406	1621	1758
TC-A11a	29	39	49	68	88	117	156	205	273	391
TC-B11a	39	49	68	98	127	166	205	244	303	400
Média	66	90	127	178	237	310	393	508	623	740
D Padr	67	96	144	201	273	354	455	599	666	679
COV	102%	106%	113%	113%	115%	114%	116%	118%	107%	92%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,143	0,136	0,098	0,085	0,068	0,060	0,044	0,044	0,040

Na Figura 4.36b e na Tabela 4.8, são apresentados os resultados das deformações obtidas nas regiões intermediárias do protótipo TWP. Observa-se que o banzo superior TC-B03a foi o elemento que apresentou maiores deformações e que a não linearidade das curvas retratadas não se demonstrou tão acentuada (em comparação com as curvas indicadas na Figura 4.36a).

#### 4.3.6 AVALIAÇÃO DA LAJE DE CONCRETO NO ENSAIO DE RUPTURA

A avaliação da laje de concreto no ensaio de flexão até a ruptura é realizada em função dos dados aquisitados por extensômetros posicionados na face superior do elemento estrutural, tanto na região central, quanto nas regiões intermediárias, conforme indicado na Figura 4.19.

Na Figura 4.37, são apresentadas as curvas força vs deformação, associadas aos extensômetros na região central e intermediária, respectivamente. Observa-se que os 5 sensores, dispostos ao longo da largura do protótipo, apresentam valores diferentes de deformação e, portanto, uma distribuição não uniforme (Figura 4.37a e Figura 4.37b).

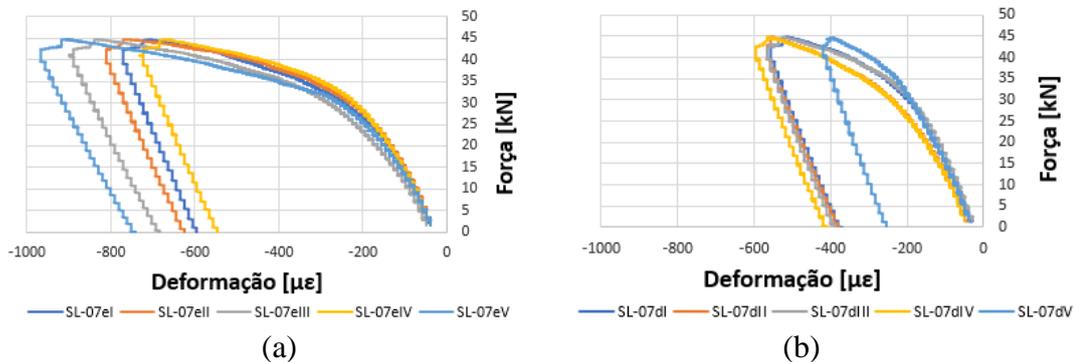


Figura 4.37 – Relação Força vs Deformação, correspondente à região central do protótipo TWP: (a) SL07e e (b) SL07d

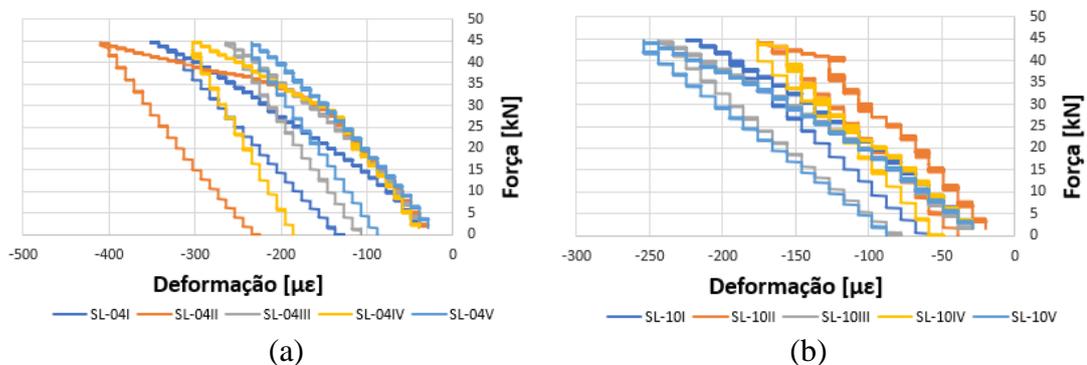


Figura 4.38 – Relação Força vs Deformação, correspondente à região intermediária do protótipo TWP: (a) SL04 e (b) SL10

A Figura 4.38 apresenta a relação força vs deformação associada aos extensômetros no concreto, correspondentes à posição intermediária. Nota-se que as curvas apresentam “ressaltos”, provavelmente gerados por ruídos durante a aquisição dos dados. Em situações onde as deformações são pequenas, os resultados experimentais podem apresentar problemas semelhantes.

Tabela 4.9 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL-07e), correspondente ao protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
SL-07eI	-39	-59	-78	-107	-137	-186	-244	-342	-488	-713
SL-07eII	-39	-49	-68	-98	-137	-176	-225	-322	-469	-771
SL-07eIII	-49	-68	-88	-127	-166	-215	-283	-381	-557	-830
SL-07eIV	-39	-49	-78	-107	-137	-176	-215	-293	-439	-674
SL-07eV	-39	-49	-78	-107	-146	-195	-254	-400	-615	-908
Média	-41	-55	-78	-109	-145	-190	-244	-348	-514	-779
D Padr	4	9	7	11	13	16	27	43	71	93
COV	11%	16%	9%	10%	9%	9%	11%	12%	14%	12%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	-0,254	-0,216	-0,160	-0,141	-0,111	-0,092	-0,048	-0,030	-0,018

Tabela 4.10 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL-07d), correspondente ao protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
SL-07dI	-39	-49	-68	-98	-127	-156	-195	-254	-352	-518
SL-07dII	-49	-59	-88	-117	-146	-186	-244	-313	-410	-557
SL-07dIII	-29	-49	-68	-88	-117	-146	-186	-254	-352	-527
SL-07dIV	-49	-59	-88	-117	-146	-186	-244	-313	-410	-566
SL-07dV	-39	-49	-68	-98	-127	-156	-195	-225	-293	-400
Média	-41	-53	-76	-104	-133	-166	-213	-272	-363	-514
D Padr	8	5	11	13	13	19	29	39	49	67
COV	20%	10%	14%	12%	10%	11%	13%	15%	13%	13%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	-0,292	-0,217	-0,181	-0,172	-0,150	-0,107	-0,085	-0,055	-0,031

Outro aspecto que pode ser notado, a partir das tabelas 4.9 e 4.10, é que os valores médios de deformações, associados às duas seções transversais na região central, apresentam discrepâncias da ordem de 13%, a partir do estágio de carregamento de 25 kN, instante imediatamente após o início da plastificação do banzo inferior.

As tabelas 4.11 e 4.12, por sua vez, apresentam os valores de deformações na face superior do concreto, relativa às seções intermediárias. Diferentemente da avaliação na zona de

flexão pura, os sensores dispostos nas posições SL-04 e SL-10 apresentaram resultados discrepantes desde o princípio do ensaio de ruptura. Na iminência do colapso, os valores médios diferem cerca de 31%.

Tabela 4.11 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL-04), correspondente ao protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
SL-04I	-39	-49	-78	-107	-146	-186	-215	-254	-293	-342
SL-04II	-29	-49	-59	-88	-107	-127	-156	-215	-313	-410
SL-04III	-39	-49	-68	-88	-107	-137	-166	-195	-225	-264
SL-04IV	-39	-49	-68	-88	-117	-127	-156	-205	-244	-303
SL-04V	-29	-39	-59	-78	-98	-127	-146	-176	-205	-234
Média	-35	-47	-66	-90	-115	-141	-168	-209	-256	-311
D Padr	5	4	8	11	19	26	27	29	46	69
COV	16%	10%	12%	12%	16%	18%	16%	14%	18%	22%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	-0,292	-0,258	-0,214	-0,198	-0,194	-0,185	-0,121	-0,106	-0,086

Tabela 4.12 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL-10), correspondente ao protótipo TWP

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
SL-10I	-29	-39	-59	-78	-98	-117	-137	-166	-195	-215
SL-10II	-20	-29	-39	-59	-68	-78	-107	-117	-127	-176
SL-10III	-29	-49	-59	-78	-98	-127	-156	-186	-215	-244
SL-10IV	-29	-39	-59	-78	-88	-117	-127	-146	-156	-176
SL-10V	-29	-39	-59	-78	-107	-127	-156	-186	-215	-254
Média	-27	-39	-55	-74	-92	-113	-137	-160	-182	-213
D Padr	4	7	9	8	15	20	21	29	39	37
COV	15%	18%	16%	11%	16%	18%	15%	18%	21%	17%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	-0,297	-0,313	-0,260	-0,284	-0,234	-0,214	-0,212	-0,234	-0,150

Baseado nos dados apresentados e no histórico de deformações produzido pelo peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição, é possível estimar as tensões atuantes associadas aos extensômetros no concreto. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a relação entre tensões e deformações é dada por:

$$\sigma_c = f_c [1 - (1 - \epsilon_c / \epsilon_{c2})^n] \quad \text{Eq. 4.3}$$

onde:

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto.

$\varepsilon_c$  é a deformação específica do concreto, num dado estágio de carregamento.

$\varepsilon_{c2}$  é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, admitida como 2,0 ‰ (equivalente a 2000  $\mu\text{str}$ ) para concretos de classe C50 ou inferior.

$n$  é um fator igual a 2,0, para concretos de classe C50 ou inferior.

Nesse contexto, as tensões atuantes nas posições SL-07e e SL-07d no instante do colapso da estrutura, podem ser estimadas em 18,2 MPa e 13,87 MPa, respectivamente. A determinação das tensões estimadas partiu da premissa que as deformações prévias totalizam 120  $\mu\varepsilon$  e que as deformações médias valem 779  $\mu\varepsilon$  (SL-07e) e 514  $\mu\varepsilon$  (SL-07d).

As posições SL-04 e SL-10, por sua vez, apresentam tensões de compressão de 9,48 MPa e 7,39 MPa, respectivamente. A deformação prévia adotada para a estimativa de tensões é de 95  $\mu\varepsilon$ .

As tensões de compressão na laje são inferiores à resistência média de 26 MPa (obtida através de ensaios de qualificação do concreto) e não foram observadas fissuras na face superior da laje de concreto (zona comprimida).

#### 4.3.7 AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO ENSAIO DE RUPTURA

A Figura 4.39 ilustra as relações força vs deslocamento correspondentes às regiões central e intermediária. Na iminência do colapso, os sensores V7A e V7B, apresentam deslocamentos iguais, cujos valores totalizam 76,3 mm. Os deslocamentos correspondentes aos flexímetros V3A e V3B, por sua vez, são praticamente iguais e valem 56,3 mm e 56,8 mm, respectivamente.

Observa-se ainda, na Figura 4.39, uma não linearidade, associada às curvas, a partir do estágio de carregamento de 10 kN. A partir do patamar de força de 23 kN, instante onde um dos banzos inferiores alcança a tensão limite de escoamento do aço, a não linearidade torna-se mais acentuada.

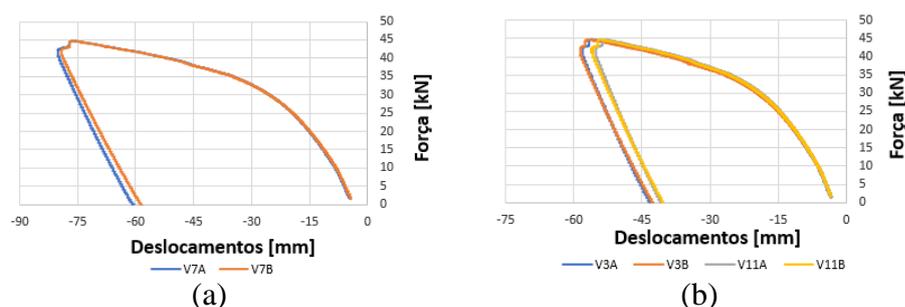


Figura 4.39 – Relação Força vs Deslocamentos Verticais, correspondente ao ensaio de ruptura do protótipo TWP: (a) região central e (b) região intermediária

Tabela 4.13 – Dados experimentais relacionados aos deslocamentos verticais, correspondente aos flexímetros V7A e V7B (Protótipo TWP)

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
V7A	-4,5	-6,0	-8,3	-11,3	-15,0	-19,5	-25,2	-34,6	-51,5	-76,3
V7B	-4,3	-5,8	-8,2	-11,1	-14,7	-19,4	-25,5	-34,8	-51,6	-76,3
Média	-4,4	-5,9	-8,3	-11,2	-14,9	-19,5	-25,3	-34,7	-51,6	-76,3
D Padr	0,1	0,2	0,0	0,1	0,3	0,1	0,2	0,1	0,1	0,0
COV	3%	3%	0%	1%	2%	1%	1%	0%	0%	0%
$\Delta F/\Delta \delta$	-	-2,390	-2,100	-1,696	-1,365	-1,088	-0,852	-0,535	-0,296	-0,190

Tabela 4.14 – Dados experimentais relacionados aos deslocamentos verticais, correspondente aos flexímetros V3A, V3B, V11A e V11B (Protótipo TWP)

Sensor	Força Atuante [kN]									
	1,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	44,7
V3A	-3,5	-4,6	-6,4	-8,9	-11,3	-14,9	-19,5	-26,2	-38,3	-56,3
V3B	-3,5	-4,5	-6,3	-8,7	-11,5	-15,0	-19,5	-26,9	-39,1	-56,8
V11A	-3,6	-4,6	-6,0	-8,5	-11,4	-14,6	-18,9	-25,3	-36,6	-53,4
V11B	-3,4	-4,4	-6,2	-8,6	-11,3	-14,7	-19,2	-25,7	-37,3	-54,4
Média	-3,5	-4,5	-6,2	-8,7	-11,4	-14,8	-19,3	-26,0	-37,8	-55,2
D Padr	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,7	1,1	1,6
COV	2%	2%	2%	2%	1%	1%	2%	3%	3%	3%
$\Delta F/\Delta \delta$	-	-3,373	-3,007	-2,025	-1,851	-1,464	-1,120	-0,741	-0,423	-0,270

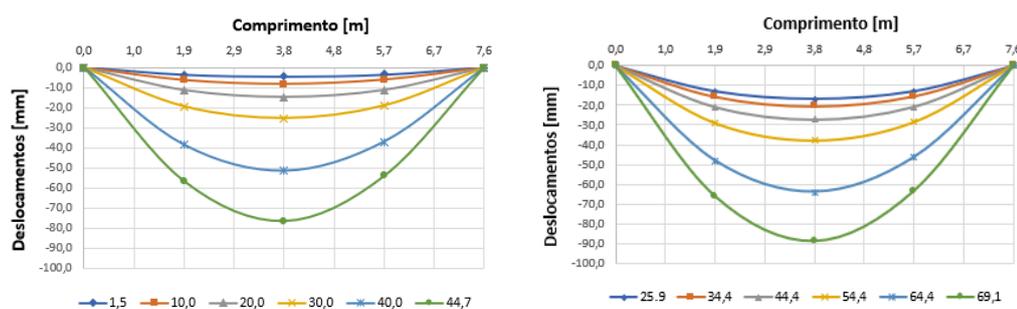


Figura 4.40 – Configuração deformada do protótipo TWP, correspondente aos diferentes estágios de carregamento: (a) carregamentos e deslocamentos produzidos pelo atuador e (b) carregamentos e deslocamentos finais

Os resultados experimentais fornecidos pelos flexímetros verticais (tabelas 4.13 e 4.14) revelam também um parâmetro para avaliação da ductilidade do sistema treliçado misto. Na Tabela 4.13, é possível observar que o deslocamento máximo, produzido pelo atuador hidráulico, é de 76,3 mm, o que correspondente a uma razão  $L/100$  (onde  $L$  é o vão livre do protótipo). Considerando o histórico de deslocamento produzido pelo peso próprio do protótipo

e das vigas de distribuição, equivalente a 12,4 mm, o deslocamento total máximo no meio do vão é de 88,7 mm, correspondente a  $L/86$ , conforme indicado na Figura 4.40.

#### 4.3.8 AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E DAS FORÇAS ESTIMADAS NOS CONECTORES

Os resultados experimentais do ensaio de flexão evidenciam que, no instante de colapso do protótipo, os deslocamentos horizontais, relativos entre o banzo superior e a laje, são bastante reduzidos. Observa-se, na Figura 4.41, o deslocamento máximo é de 0,78 mm (iminência do colapso), evidenciando um valor de deslizamento desprezável entre ambos os materiais.

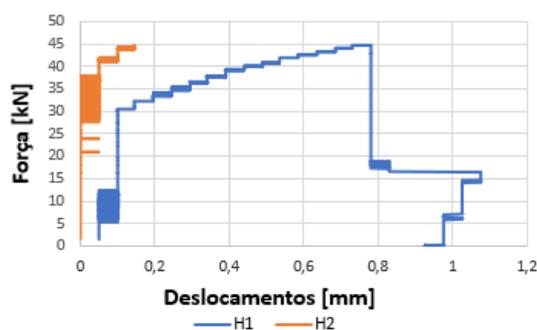


Figura 4.41 – Relação Força vs Deslocamentos Horizontais (relativo entre aço e concreto), correspondente ao ensaio de ruptura do protótipo TWP

A determinação da força estimada atuante nos conectores de cisalhamento pode ser realizada a partir do equilíbrio de forças na seção transversal, no instante de colapso. Considerando a estimativa de tensões atuantes mencionada anteriormente e admitindo que uma quantidade total de 10 (5 conectores em cada treliça, conforme Figura 4.42) conectores contribuem efetivamente para a transmissão de esforços cisalhantes, a força atuante em cada elemento totaliza 28,6 kN.

O referido esforço foi obtido a partir da premissa de que, para cada treliça, apenas os 5 (cinco) conectores compreendidos entre o ponto de aplicação de força e um dos apoios de extremidade contribuem de maneira efetiva. A obtenção da força total na ligação, por sua vez, foi realizada a partir dos dados indicados na Tabela 4.15.

Observa-se que a estimativa de forças atuantes nos banzos, bem como na interface entre aço e concreto, foi realizada a partir dos sensores descritos na Tabela 4.15. Os valores

apresentados para as tensões normais estimadas ( $\sigma_{est}$ ) são dadas em função das deformações totais ( $\epsilon$ ), obtidas a partir das contribuições do atuador ( $\epsilon_{at}$ ) e do peso próprio ( $\epsilon_0$ ).

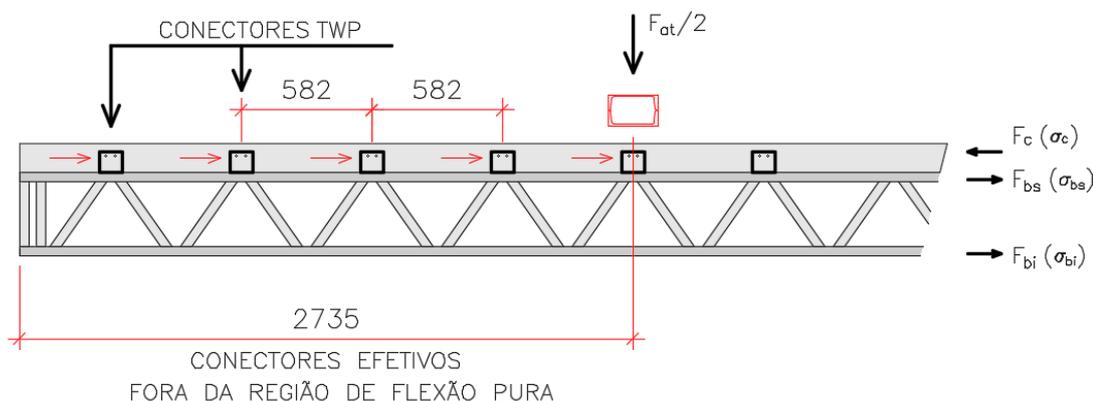


Figura 4.42 – Representação dos conectores TWP efetivos

Tabela 4.15 – Estimativa de forças máximas atuantes nos banzos superior e inferior, correspondente ao protótipo TWP

Sensor	$\epsilon_{at}$ [ $\mu\epsilon$ ]	$\epsilon_0$ [ $\mu\epsilon$ ]	$\epsilon$ [ $\mu\epsilon$ ]	$\epsilon_y$ [ $\mu\epsilon$ ]	$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{est}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$A_n$ [cm <sup>2</sup> ]	$F_{est}$ [kN]
BC-A06	1777	724	2501			44,52	1,74	77,50
BC-B06	3203	724	3927	1989	18861	44,52	1,74	77,50
TC-A08a	1807	160	1967			37,52	1,74	65,31
TC-B08b	2891	160	3051			37,52	1,74	65,31

#### 4.4 SISTEMA ESTRUTURAL COMPOSTO POR CONECTORES *THIN-WALLED CHANNEL* (TWC)

O sistema estrutural composto pelos conectores *Thin-Walled Channel* (TWC) possui características semelhantes às aquelas apresentadas para os conectores TWP. O protótipo a ser submetido ao ensaio de flexão é definido por duas treliças de aço (ZAR-345) com altura de 375 mm, laje de concreto composta por vigotas treliçadas unidirecionais e 14 conectores de cisalhamento, espaçados a cada 630 mm, para solidarização entre ambos os materiais (Figura 4.43).

Os elementos estruturais que compõem os banzos e diagonais das treliças são constituídos por perfis tipo Ue 89x40x12x0,95 mm. As ligações entre os referidos componentes são compostas por chapas *gusset* retangulares com dimensões 140x250 mm (espessura 0,95 mm) e parafusos autoatarraxantes (ponta broca)  $\varnothing$  4,8x19 mm (Figura 4.44).

Os conectores TWC, por sua vez, são constituídos por 3 (três) elementos (Figura 4.45): (a) perfil Ue 89x40x12x0,95 com largura de 60 mm, (b) cantoneira de abas iguais (L40x40x0,95 mm) com largura de 40 mm e (c) chapa retangular de reforço com dimensões 92x150 (espessura de 0,95 mm).

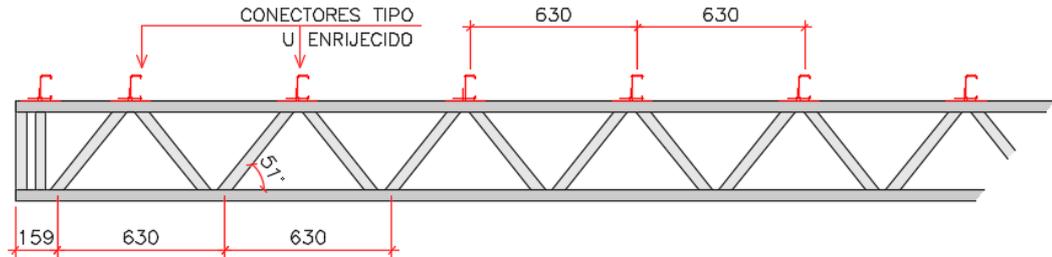


Figura 4.43 – Disposição dos conectores TWC sobre a treliça metálica



Figura 4.44 – Ligações entre banzos e diagonais através de chapas gusset retangulares e parafusos autoatarraxantes (protótipo TWC): (a) região central e (b) região de extremidade

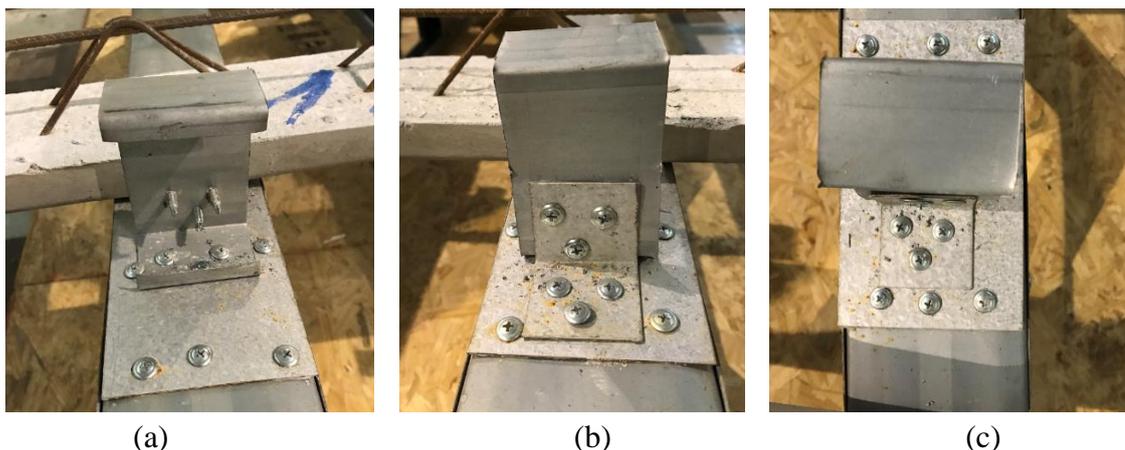


Figura 4.45 – Conector TWC, composto por perfil U enrijecido, cantoneira e chapa de reforço: (a) vista posterior, (b) vista anterior e (c) vista superior

A seção transversal da laje (Figura 4.2) é composta, assim como o protótipo correspondente ao conector TWP, por blocos de enchimento em EPS (altura de 70 mm) e

concreto em 2º estágio para composição das nervuras unidirecional e do capeamento (espessura de 60 mm).

#### 4.4.1 ETAPA DE MONTAGEM E CONCRETAGEM

A etapa de fabricação do protótipo, correspondente ao conector TWC, foi realizada em conjunto com o protótipo TWVP. As fôrmas de madeira adotadas para a construção dos protótipos foram constituídas novamente por placas de madeira tipo OSB, cuja espessura é de 15 mm. O sistema de travamento e de escoramento foi concebido de maneira semelhante ao primeiro protótipo em escala real, incluindo ripas de madeira e pregos.

Em relação à aderência entre as treliças metálicas e a laje de concreto, desta vez, os protótipos foram construídos sem aderência entre ambos os materiais, Vale lembrar que, quando a aderência é eliminada, a transmissão de esforços solicitantes na interface aço/concreto ocorre exclusivamente por conta dos conectores.

Nota-se que, assim como realizado no protótipo relativo ao conector TWP, foi previsto uma região maciça, na direção longitudinal, sobre a treliça. Outros aspectos importantes referem-se ao posicionamento da aba superior do conector TWC, acima dos blocos EPS e imersa na capa de concreto, e ao pequeno confinamento lateral dos perfis U enrijecidos.

Nas figuras Figura 4.46 e Figura 4.47, são apresentados os detalhes relativos à etapa de preparação das fôrmas e de concretagem dos protótipos. O processo de cura utilizado para o experimento foi do tipo úmida, com a criação de lâmina d'água sobre a superfície de concreto num período de 7 (sete) dias, realizado duas vezes por dia.

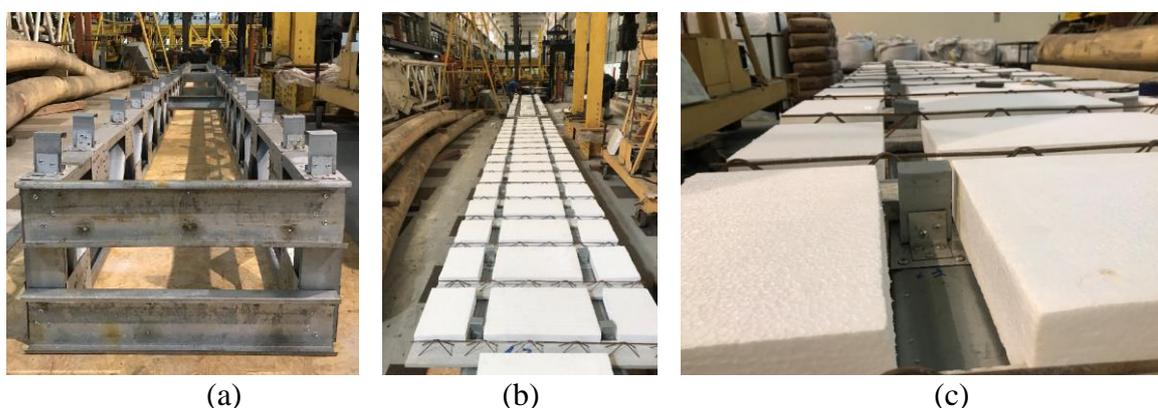


Figura 4.46 – Etapa de fabricação do protótipo correspondente ao conector TWC: (a) posicionamento e travamento lateral das treliças, (b) posicionamento dos blocos EPS e (c) distribuição dos conectores entre os blocos

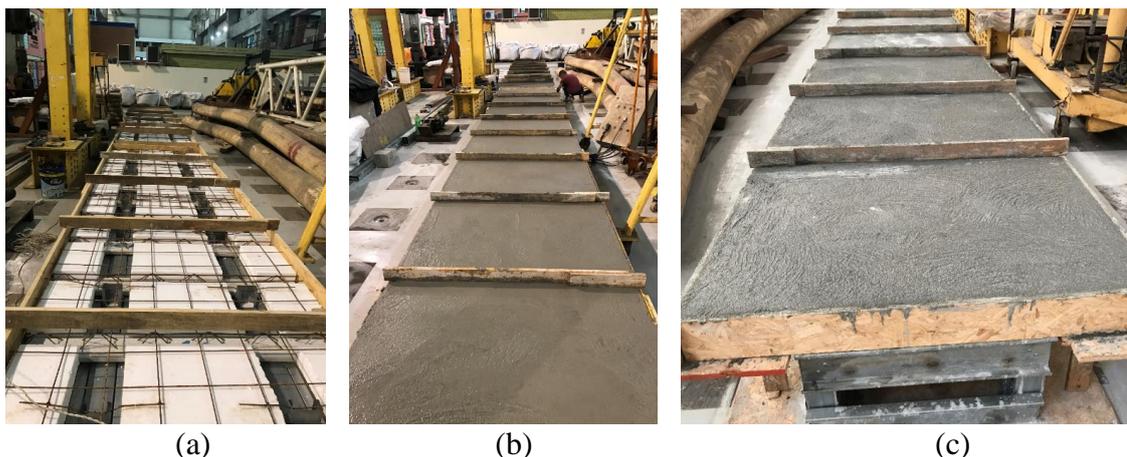


Figura 4.47 – Etapa de concretagem do protótipo: (a) preparação das fôrmas de madeira, (b) aspecto da face superior após a concretagem e (c) aspecto da face superior no dia seguinte

#### 4.4.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS E INSTRUMENTAÇÃO DO PROTÓTIPO

O protótipo correspondente ao conector TWC foi instrumentado a partir de 26 sensores, incluindo 10 extensômetros na face superior da laje, 8 extensômetros posicionados nos banzos das treliças metálicas e 8 flexímetros para avaliação de deslocamentos da estrutura nas direções transversal e longitudinal.

A investigação experimental em questão é caracterizada por um ensaio de flexão por quatro pontos e o protótipo é submetido à ação de duas forças concentradas, espaçadas em 2.350 mm e produzidas por um atuador hidráulico MTS de 500 kN.

O sistema de aplicação de carga, conforme pode ser visto na Figura 4.48, é constituído por uma viga longitudinal (perfil rígido tipo I) e duas vigas transversais (perfil duplo U6”x12,20 kg/m) com 1.200 mm de comprimento, cuja peso total é de 9,0 kN. O protótipo, após a montagem final, possui um vão livre de 7.580 mm e extensão da zona de flexão pura (entre os pontos de aplicação de carga concentrada) de 2.350 mm.

Assim como especificado no ensaio em escala real correspondente ao conector TWP, foram adotados roletes no plano de contato entre as vigas de distribuição transversal e longitudinal. Foram adotadas também as placas de madeira e fina camada de gesso na região de contato entre as vigas transversais (duplo U6”x12,2) e a face superior do protótipo, no intuito de permitir uma regularização da superfície da laje.

Em relação à instrumentação adotada, o presente ensaio em escala real buscou uma configuração similar àquela indicada no ensaio anterior (conector TWP). Neste sentido, foram adotados 6 (seis) flexímetros para medição dos deslocamentos verticais do experimento, ao longo do comprimento longitudinal. Foram utilizados ainda 2 (dois) flexímetros para avaliação

dos deslocamentos relativos entre aço e concreto na direção horizontal (figuras Figura 4.49 e Figura 4.50).

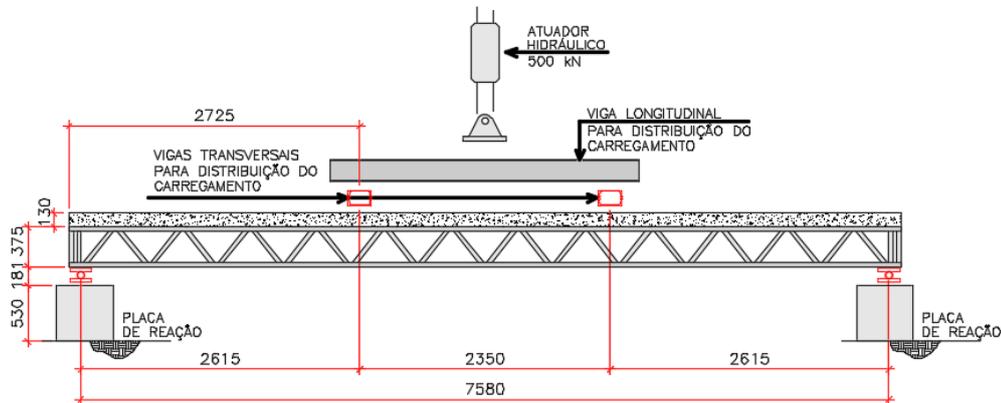


Figura 4.48 – Disposição das vigas de distribuição adotadas para o protótipo correspondente ao conector TWC

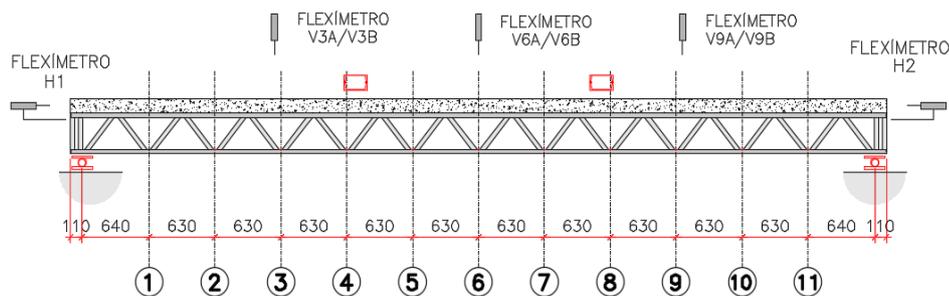


Figura 4.49 – Definição dos eixos para numeração dos sensores correspondentes ao ensaio em escala real do TWC

Na região central, foram posicionados 10 (dez) extensômetros de concreto para avaliação das deformações específicas na face superior da laje (Figura 4.51). Os extensômetros fixados nos elementos estruturais de aço foram dispostos apenas na região central (flexão pura), sendo 4 (quatro) sensores no banzo superior e 4 (quatro) no banzo inferior (Figura 4.52).

Na Figura 4.53, é apresentada uma seção transversal típica, correspondente à região central do protótipo. Observa-se que os extensômetros no aço foram posicionados na alma dos perfis U enrijecidos dos banzos.

Em relação ao sistema de aquisição dos dados experimentais, foram adotados os mesmos equipamentos apresentados no ensaio em escala real do protótipo TWP. A frequência de aquisição foi definida em 2 Hz, tanto para a etapa de carga e descarga, como o ensaio de ruptura propriamente dito. Nas figuras Figura 4.54 e Figura 4.55, observam-se aspectos como a disposição das vigas de distribuição, posicionamento dos flexímetros e a representação do pórtico de aplicação de carga.

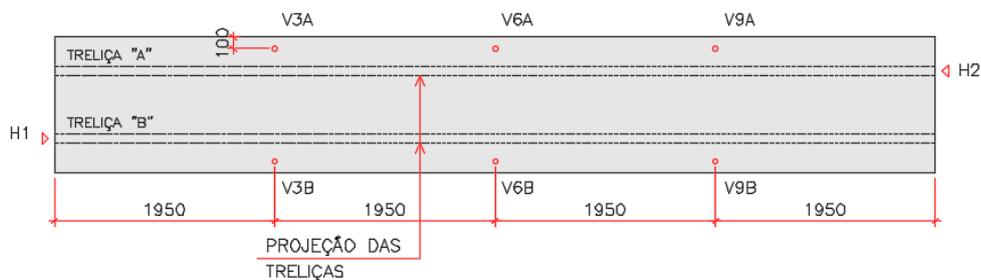


Figura 4.50 – Disposição dos flexímetros transversais e longitudinais (8 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWC

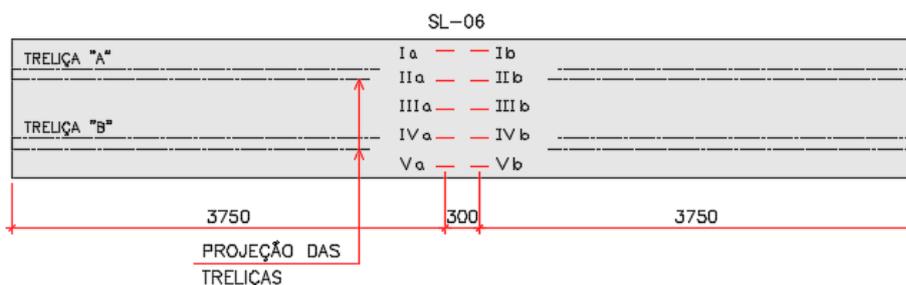


Figura 4.51 – Disposição dos extensômetros posicionados na face superior da laje de concreto (10 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWC

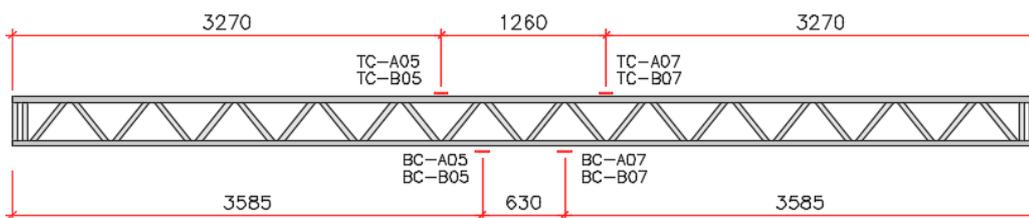


Figura 4.52 – Disposição dos extensômetros adotados para a treliça metálica (8 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWC

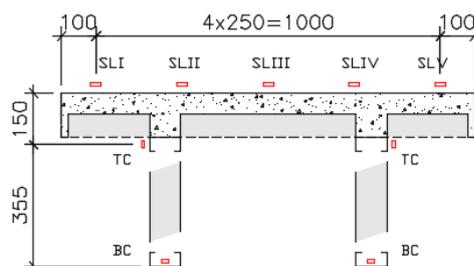


Figura 4.53 – Distribuição dos extensômetros na região central (flexão pura)



Figura 4.54 – Disposição das vigas de distribuição adotadas para o ensaio do protótipo em escala real, correspondente ao conector TWC

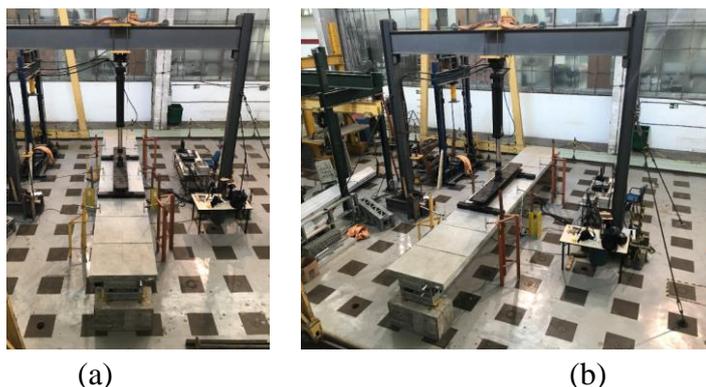


Figura 4.55 – Representação do pórtico de aplicação de carga e da instrumentação adotada

#### 4.4.3 CICLOS DE CARGA E DESCARGA

Na etapa de carga e descarga, o protótipo correspondente ao conector TWC foi submetido a ação de forças produzidas pelo atuador hidráulico, compreendidas entre 3 e 8 kN. A estimativa dos deslocamentos e deformações antes da realização do ensaio, produzidas pelo peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição, pode ser avaliada através do mesmo procedimento adotado para o protótipo TWP. A força equivalente totaliza 24,5 kN.

$$\begin{array}{l}
 M_{\text{PROT}} = 2,82 \cdot 7,58^2 / 8 = 20,26 \text{ kN.m (63,3\%)} \\
 M_{\text{VIGAS}} = 9,00 \cdot (7,58 - 2,35) / 4 = 11,8 \text{ kN.m (36,7\%)}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{\text{PROT}} \\ M_{\text{VIGAS}} \end{array}} \right\}
 \begin{array}{l}
 F_{\text{EQUIV}} = 4 \cdot (20,3 + 11,8) / (7,58 - 2,35) \\
 F_{\text{EQUIV}} = 24,5 \text{ kN}
 \end{array}$$

Nas figuras Figura 4.56 e Figura 4.57, são apresentadas as relações força vs deformação associadas banzos inferior e superior das treliças metálicas, respectivamente. Pode-se observar, na Figura 4.56, que o segmento de reta ajustado, correspondente ao último ciclo de carga e descarga, apresenta coeficiente angular de 0,0257. A partir deste valor e sabendo que a intensidade da força equivalente totaliza 24,5 kN, a deformação prévia no banzo inferior pode ser definida por 952,9  $\mu\epsilon$ .

As deformações associadas ao topo da laje de concreto são representadas na Figura 4.58. A deformação prévia estimada totaliza 97,7  $\mu\epsilon$  e foi obtida através do valor médio entre os 10 (dez) extensômetros dispostos na região de flexão pura.

Na Figura 4.59, são representados os resultados experimentais e a estimativa de deslocamentos no meio do vão. Nota-se que o deslocamento máximo do protótipo, correspondente ao estado prévio de carregamento, totaliza 14,38 mm. Quanto aos deslocamentos relativos aos flexímetros intermediários, dispostos nas posições V3 e V9, os

resultados apresentados na Figura 4.60 indicam que o estado prévio de carga produziu deslocamentos de 9,64 mm.

A Figura 4.61 ilustra a relação entre forças produzidas pelo atuador e deformações específicas no banzo inferior da treliça. Note que os 4 (quatro) sensores posicionados no referido elemento estrutural apresentaram resultados muito bem correlacionados entre si, durante quase toda a realização do ensaio (Figura 4.61 e Tabela 4.16). O Coeficiente de Variação (COV) é inferior a 10%, durante quase todo o ensaio em escala real.

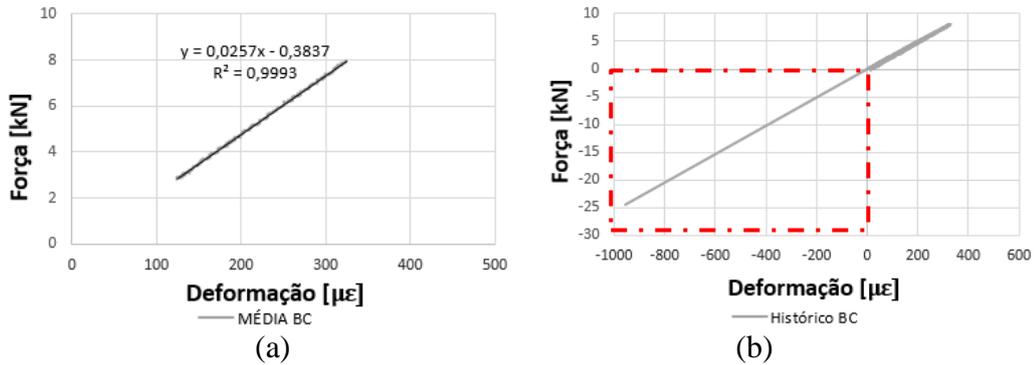


Figura 4.56 – Relação Força vs Deformação (BC05/07), correspondente à média dos resultados no banzo inferior (TWC): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio

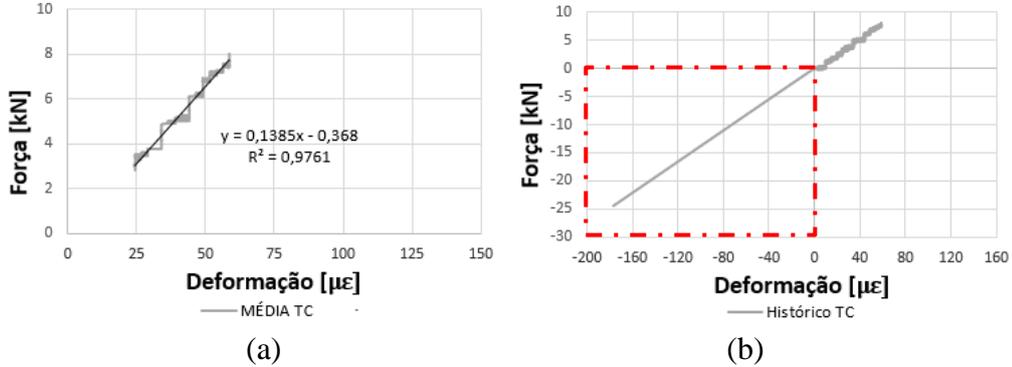


Figura 4.57 – Relação Força vs Deformação (TC05/07), correspondente à média dos resultados no banzo superior (TWC): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio

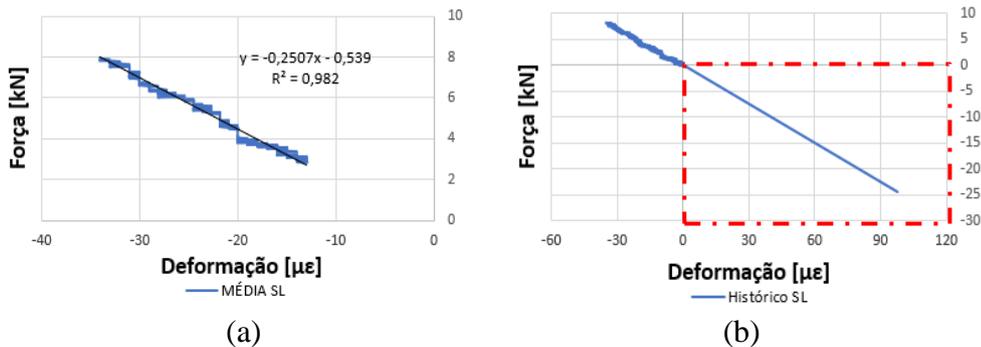


Figura 4.58 – Relação Força vs Deformação (SL06), correspondente à média dos resultados no topo da laje (TWC): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio

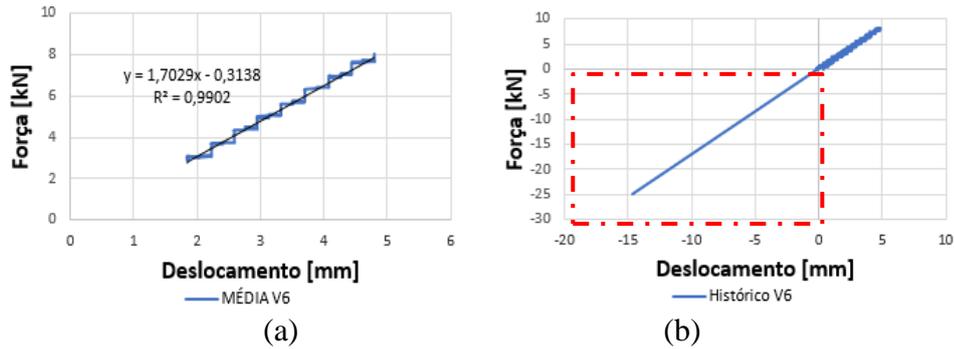


Figura 4.59 – Relação Força vs Deslocamento (V6), correspondente à média dos resultados nos flexímetros (TWC): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio

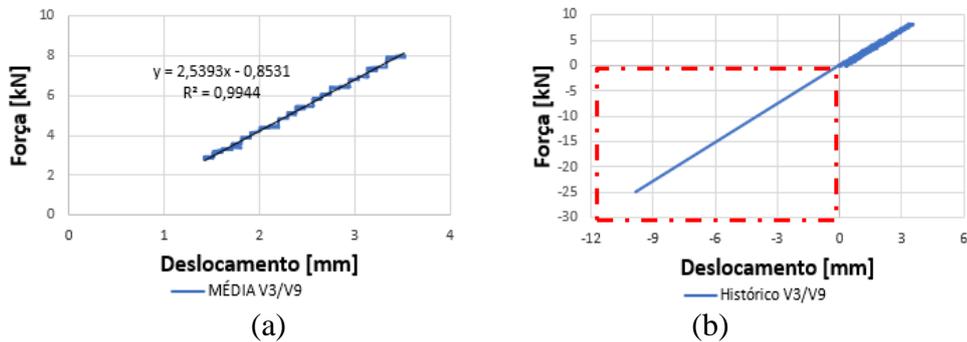


Figura 4.60 – Relação Força vs Deslocamento (V3/V9), correspondente à média dos resultados nos flexímetros (TWC): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio

#### 4.4.4 AVALIAÇÃO DO BANZO INFERIOR NO ENSAIO DE RUPTURA

Observa-se que a não linearidade se manifesta num estágio de carregamento em torno de 10 kN (56% em relação à carga última) e vai se tornando mais acentuada após o início da plastificação do banzo inferior.

Admitindo que a deformação correspondente ao escoamento do aço é de  $1936 \mu\epsilon$  e que a deformação prévia no banzo inferior totaliza  $952,9 \mu\epsilon$ , é possível afirmar que o estágio de carregamento onde o referido elemento alcança o início da plastificação é de 17,5 kN (68% em relação à carga última).

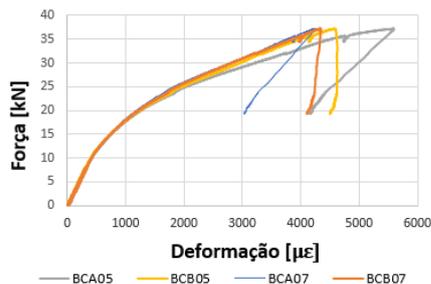


Figura 4.61 – Relação Força vs Deformação no banzo inferior, correspondente à região central do protótipo TWC

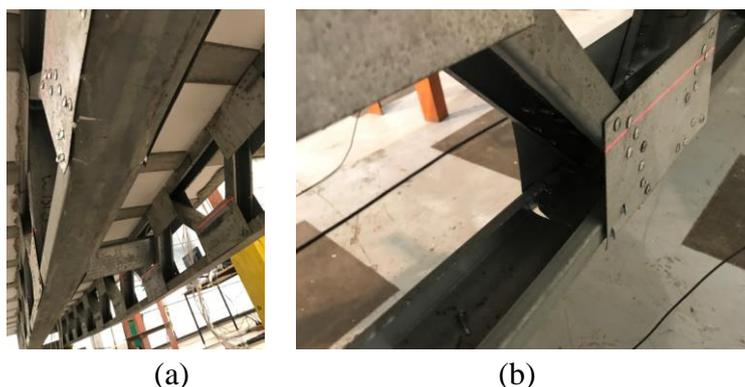


Figura 4.62 – Mecanismo de colapso associado à ruptura da seção líquida, próxima ao extensômetro BCB05: (a) vista inferior e (b) vista superior

A força de ruptura da estrutura é de 61,7 kN, obtida através da soma da força equivalente de 24,5 kN e da força produzida pelo atuador de 37,2 kN. Quanto ao mecanismo de colapso do sistema treliçado (Figura 4.62), foi observado durante o ensaio que o esgotamento da capacidade resistente está associado à ruptura da seção líquida do banzo inferior, correspondente à seção BCA07.

Tabela 4.16 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo inferior, correspondentes à região central do protótipo TWC

Sensor	Força Atuante [kN]								
	2,8	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	37,2
BCA05	127	215	420	752	1260	2031	3213	4502	5586
BCB05	117	205	400	732	1230	1953	2949	3984	4580
BCA07	127	205	410	732	1182	1826	2783	3760	4248
BCB07	127	215	410	742	1211	1875	2813	3857	4336
Média	125	210	410	740	1221	1921	2940	4026	4688
D Padr	5	6	8	10	33	90	196	330	615
COV	4%	3%	2%	1%	3%	5%	7%	8%	13%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,026	0,025	0,015	0,010	0,007	0,005	0,005	0,003

#### 4.4.5 AVALIAÇÃO DO BANZO SUPERIOR NO ENSAIO DE RUPTURA

Na Figura 4.63 e na Tabela 4.17, as deformações medidas pelos 4 (quatro) sensores, produzidas apenas pela ação do atuador hidráulico, são superiores a 1221  $\mu\epsilon$ . Na iminência do esgotamento da capacidade portante do protótipo, a deformação final média, considerando o estado prévio de carregamento, é de 1437  $\mu\epsilon$ .

Considerando o módulo de elasticidade do aço em 185.768 MPa, a tensão aproximada do banzo superior totaliza 267 MPa, inferior ao patamar de escoamento do aço adotado no sistema estrutural.

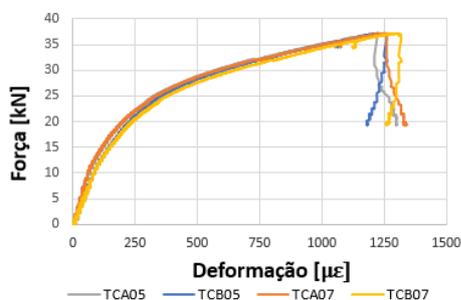


Figura 4.63 – Relação Força vs Deformação no banzo superior, correspondente à região central do protótipo TWC

Em relação ao comportamento das curvas retratadas na Figura 4.63, é observado que os resultados experimentais estão bem correlacionados entre si. Na Tabela 4.17, note que o COV é inferior a 14% em quase todos os estágios de carregamentos, exceto nos casos onde a força no atuador está compreendida entre 2,8 kN e 10,0 kN.

A linearidade na relação força vs deformação é observada até um patamar de carga da ordem de 10 kN, de maneira análoga ao comportamento do banzo inferior. A partir do início da plastificação do banzo inferior (17,5 kN), a não linearidade associada às curvas retratadas na Figura 4.63 tornam-se gradativamente mais acentuadas.

Tabela 4.17 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo superior, correspondentes à região central do protótipo TWC

Sensor	Força Atuante [kN]								
	2,8	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	37,2
TCA05	20	29	68	117	195	322	566	986	1221
TCB05	29	39	88	146	234	352	596	996	1250
TCA07	20	39	59	117	195	332	576	1006	1260
TCB07	29	39	88	146	234	381	645	1055	1309
Média	25	37	76	132	215	347	596	1011	1260
D Padr	5	5	15	17	23	26	35	31	37
COV	21%	14%	19%	13%	10%	8%	6%	3%	3%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,183	0,127	0,090	0,060	0,038	0,020	0,012	0,009

#### 4.4.6 AVALIAÇÃO DA LAJE DE CONCRETO NO ENSAIO DE RUPTURA

Na Figura 4.64 e nas tabelas 4.18 e 4.19, os valores correspondentes aos sensores na posição SL06 são apresentados. Durante quase todo o ensaio experimental, a discrepância entre

os valores médios de deformação (SL06A e SL06B) é inferior a 10%. Na iminência do esgotamento da capacidade resistente, a variação entre resultados é da ordem de 15%.

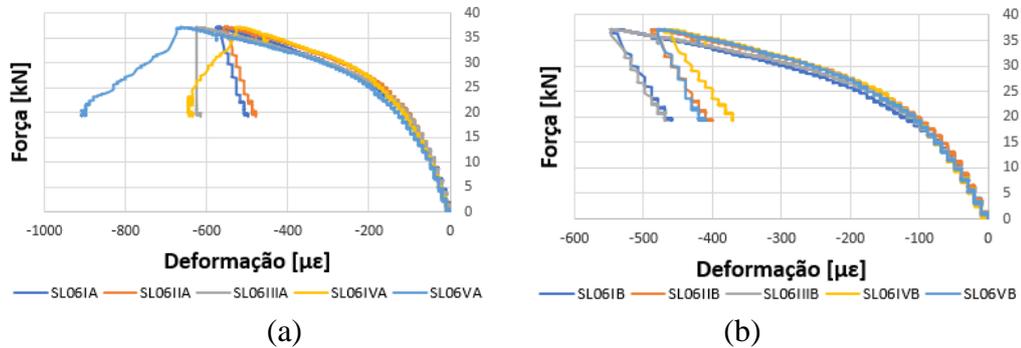


Figura 4.64 – Relação Força vs Deformação no topo da laje de concreto, correspondente à região central do protótipo TWC: (a) SL06A e (b) SL06B

Tabela 4.18 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL06A), correspondentes à região central do protótipo TWC

Sensor	Força Atuante [kN]								
	2,8	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	37,2
SL06IA	-10	-20	-39	-68	-107	-176	-303	-479	-576
SL06IIA	-10	-20	-39	-68	-107	-166	-264	-449	-557
SL06IIIA	-10	-20	-39	-68	-107	-176	-303	-508	-625
SL06IVA	-20	-29	-49	-78	-117	-166	-254	-430	-527
SL06VA	-20	-29	-49	-88	-127	-195	-313	-537	-664
Média	14	24	43	74	113	176	287	481	590
D Padr	5	5	5	9	9	12	26	43	55
COV	39%	21%	13%	12%	8%	7%	9%	9%	9%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,229	0,258	0,161	0,128	0,080	0,045	0,026	0,020

Tabela 4.19 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL06B), correspondentes à região central do protótipo TWC

Sensor	Força Atuante [kN]								
	2,8	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	37,2
SL06IB	-10	-20	-39	-68	-127	-186	-293	-459	-547
SL06IIB	-10	-20	-39	-68	-107	-156	-254	-400	-488
SL06IIIB	-10	-20	-49	-78	-117	-176	-273	-449	-547
SL06IVB	-20	-20	-49	-78	-107	-156	-254	-391	-469
SL06VIB	-10	-20	-49	-78	-107	-166	-254	-391	-479
Média	12	20	45	74	113	168	266	418	506
D Padr	4	0	5	5	9	13	17	33	38
COV	37%	0%	12%	7%	8%	8%	7%	8%	8%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,275	0,200	0,172	0,128	0,091	0,051	0,033	0,025

Em relação à estimativa de tensões atuantes no topo da laje de concreto, é possível utilizar a Eq. 4.3, que correlaciona a tensão na laje às deformações específicas adquiridas e à resistência à compressão do concreto.

Considerando uma deformação prévia de  $97,7 \mu\epsilon$  e que, no instante do colapso da estrutura, as seções SL06A e SL06B estão associadas aos valores médios de  $590 \mu\epsilon$  e  $506 \mu\epsilon$ , as tensões de compressão estimadas no topo da laje equivalem  $13,1 \text{ MPa}$  e  $11,5 \text{ MPa}$ , respectivamente. A resistência à compressão média associada ao protótipo TWC, obtida através de ensaio de qualificação do concreto, é de  $26,0 \text{ MPa}$ .

#### 4.4.7 AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO ENSAIO DE RUPTURA

Nas tabelas 4.20 e 4.21, são apresentados os valores de deslocamentos experimentais, adquiridos pelos flexímetros centrais e intermediários. Observa-se que os resultados estão bem correlacionados entre si, tendo em vista que o Coeficiente de Variação (COV) é bem pequeno e inferior a 4%, a partir do estágio de carregamento de  $5 \text{ kN}$ .

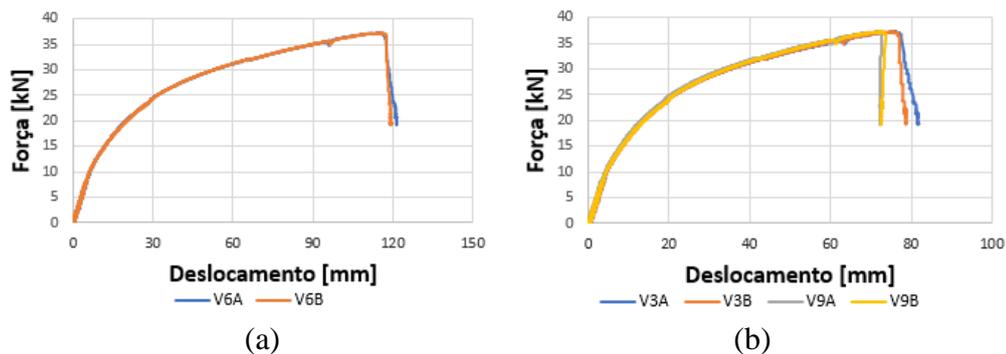


Figura 4.65 – Relação Força vs Deslocamentos Verticais, correspondente ao ensaio de ruptura do protótipo TWC : (a) região central e (b) região intermediária

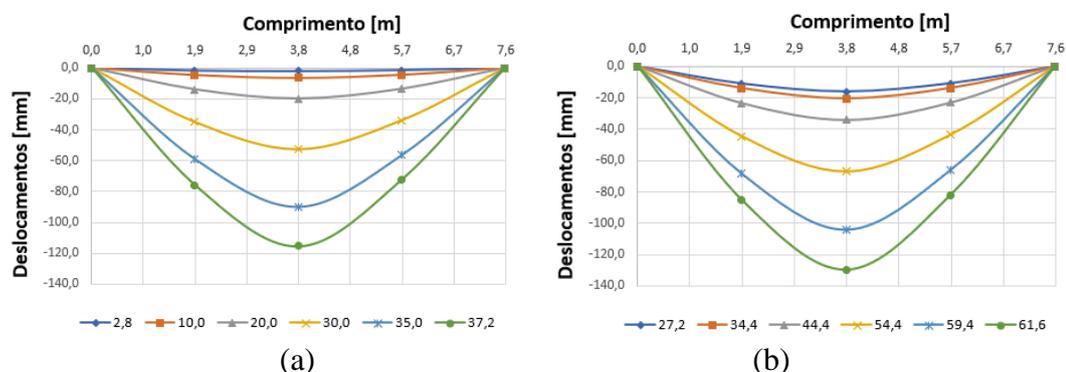


Figura 4.66 – Configuração deformada do protótipo TWC, correspondente aos diferentes estágios de carregamento: (a) carregamentos e deslocamentos produzidos pelo atuador e (b) carregamentos e deslocamentos finais

Em relação à não linearidade associada às curvas força vs deslocamento (Figura 4.65), o comportamento é semelhante àquele observado pelos demais sensores, iniciando-se em torno de 10 kN e tornando-se mais acentuada num estágio de carregamento de 17,5 kN (instante onde o banzo inferior atinge o início da plastificação). Na Figura 4.66, são representadas as configurações deformadas do protótipo para diferentes estágios de carregamento.

Tabela 4.20 – Dados experimentais relacionados aos deslocamentos verticais do protótipo TWC, correspondente aos flexímetros V6A e V6B (Protótipo TWC)

Sensor	Força Atuante [kN]								
	2,8	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	37,2
V6A	1,85	2,95	6,28	11,84	19,63	31,47	52,57	89,90	115,09
V6B	1,85	2,95	6,28	11,84	19,98	31,45	52,52	89,45	115,68
Média	2	3	6	12	20	31	53	90	115
D Padr	0	0	0	0	0	0	0	0	0
COV	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	0%	0%
$\Delta F/\Delta \delta$	-	2,005	1,502	0,899	0,628	0,429	0,237	0,135	0,086

Tabela 4.21 – Dados experimentais relacionados aos deslocamentos verticais do protótipo TWC, correspondente aos flexímetros V3A, V3B, V9A e V9B (Protótipo TWC)

Sensor	Força Atuante [kN]								
	2,8	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	37,2
V3A	1,50	2,27	4,50	8,27	13,93	21,43	34,98	59,41	76,00
V3B	1,59	2,40	4,39	8,34	13,91	21,47	35,02	58,44	75,52
V9A	1,11	2,26	4,14	7,86	13,11	20,24	33,35	55,81	71,91
V9B	1,50	2,27	4,50	8,27	13,93	21,09	34,25	56,80	72,57
Média	1	2	4	8	14	21	34	58	74
D Padr	0	0	0	0	0	1	1	2	2
COV	15%	3%	4%	3%	3%	3%	2%	3%	3%
$\Delta F/\Delta \delta$	-	2,512	2,400	1,315	0,904	0,681	0,375	0,215	0,134

#### 4.4.8 AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E DAS FORÇAS ESTIMADAS NOS CONECTORES

A avaliação das forças atuantes nos conectores TWC é importante para estabelecer um comparativo entre os esforços atuantes na ligação e os esforços resistentes, obtidos através dos ensaios de *push-out*.

Na Tabela 4.22, são apresentados os parâmetros para avaliação das forças estimadas, associadas aos banzos superior e inferior do sistema estrutural. Foi admitido que o banzo inferior, para as posições BC05 e BC07, está sujeito à tensão de ruptura do aço.

As tensões no banzo superior, por sua vez, foram determinadas a partir do módulo de elasticidade (obtido pelo ensaio de qualificação do aço) e das deformações finais, considerando as deformações prévias e as deformações produzidas pelo atuador.

A força estimada na ligação, referente ao trecho compreendido entre um dos pontos de aplicação da força concentrada e uma das extremidades do protótipo, é dada pelo somatório de esforços produzidos por ambos os banzos. Pode-se afirmar que a força de cisalhamento, atuante em 10 conectores (5 para cada treliça, conforme indicado na Figura 4.67), é aproximadamente igual a 91,4 kN (9,14 kN por conector TWC).

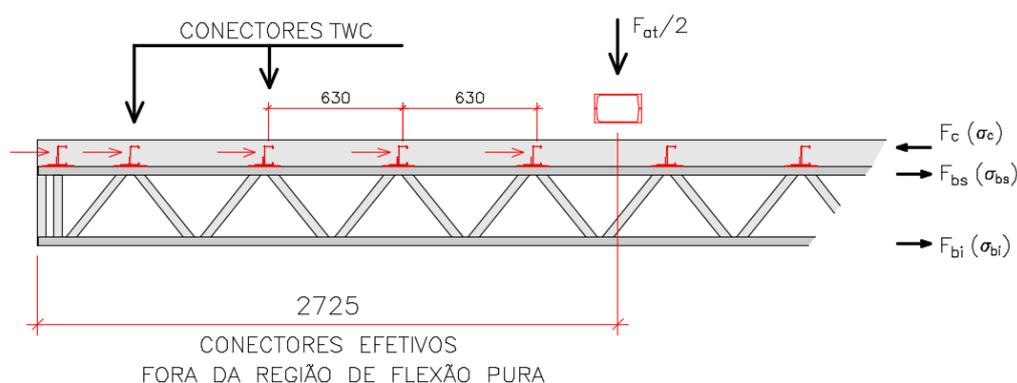


Figura 4.67 – Representação dos conectores TWC efetivos

Vale lembrar que, baseado nos ensaios de *push-out* realizados, a capacidade portante média, associada aos conectores TWC, totaliza 25,3 kN (significativamente superior ao esforço solicitante de 9,14 kN).

Outro importante aspecto relativo ao comportamento da estrutura refere-se ao deslizamento entre aço e concreto. Durante o ensaio de flexão, no instante da ruptura do protótipo, os flexímetros HA e HB indicaram deslocamentos desprezáveis, cujos valores são inferiores a 1 mm. Na Figura 4.68, são apresentadas as curvas referentes à relação entre força no atuador e deslocamentos relativos entre aço e concreto, cujo valor máximo totaliza 0,58 mm.

Tabela 4.22 – Estimativa de forças máximas atuantes nos banzos superior e inferior, correspondentes ao protótipo TWC

Sensor	$\epsilon_{at}$ [ $\mu\epsilon$ ]	$\epsilon_0$ [ $\mu\epsilon$ ]	$\epsilon$ [ $\mu\epsilon$ ]	$\epsilon_y$ [ $\mu\epsilon$ ]	$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{est}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$A_n$ [cm <sup>2</sup> ]	$F_{est}$ [kN]
BC05	5083	953	6036			42,4	1,32	56,08
BC07	4336	953	5289			42,4	1,32	56,08
TC05	1236	177	1412	1936	18577	26,2	1,32	34,70
TC07	1285	177	1461			27,1	1,32	35,90

Os conectores TWC, portanto, podem ser considerados adequados para garantir a interação total entre a laje e a treliça metálica. Através do comparativo entre a força atuante (estimada) e a capacidade portante dos conectores, baseada nos ensaios de *push-out*, é possível afirmar que a ligação entre aço e concreto apresentou “folga” de capacidade resistente no ensaio de flexão. A ausência de trincas na superfície superior da laje é um indicativo que corrobora a afirmativa.

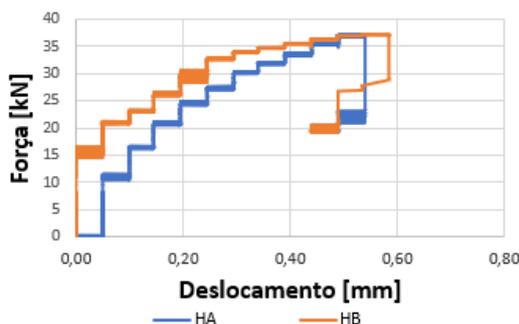


Figura 4.68 – Relação Força vs Deslocamentos Horizontais (relativo entre aço e concreto), correspondente ao ensaio de ruptura do protótipo TWC

#### 4.5 SISTEMA ESTRUTURAL COMPOSTO POR CONECTORES *THIN-WALLED VERTICAL POST* (TWVP)

O sistema estrutural composto pelos conectores *Thin-Walled Vertical Post* (TWVP) é semelhante aos demais protótipos apresentados, sendo caracterizado pelo (a) emprego de perfis tipo U 89x40x12x0,95, conectados através de parafusos autoatarraxantes Ø 4,2x19 mm, (b) aço tipo ZAR-345 e (c) laje de concreto pré fabricada com blocos de enchimento em EPS e 130 mm de altura.

A solidarização entre a treliça metálica e a laje de concreto é realizada através de uma solução inovadora. Os conectores de cisalhamento são compostos pelos montantes do sistema treliçado, que “atravessam” o banzo superior e permanecem parcialmente imersos na laje.

A concepção dessa alternativa estrutural foi idealizada em função da facilidade que as perfiladeiras apresentam no sentido de realização de furos e aberturas nos perfis U enrijecidos, durante a etapa de conformação a frio das seções transversais.

Observa-se, na Figura 4.69, os detalhes construtivos relacionados ao conector TWVP, incluindo a fixação através de parafusos autoatarraxantes, reforço com cantoneira na face anterior (alma do perfil que compõe o montante) e a presença de uma barra transversal que “atravessa” o referido elemento.

A cantoneira de reforço, com abas iguais (40 mm) e comprimento de 89 mm, foi concebida para garantir aumento da capacidade resistente e uma melhor distribuição das forças atuantes nos conectores.



Figura 4.69 – Detalhes do conector TWVP: (a) vista anterior e (b) vista posterior

Outro aspecto importante sobre o protótipo correspondente ao conector TWVP refere-se ao perfil de reforço, posicionado em ambas as laterais da treliça e composto pela seção U 140x40x12x0,95 mm (Figura 4.70). A finalidade do reforço é substituir as chapas *gusset* nos nós correspondentes ao banzo superior e, ao mesmo tempo, permitir a transmissão dos esforços solicitantes na região dos recortes para inserção do conector TWVP.

Na Figura 4.71, é apresentada a disposição dos conectores TWVP sobre a treliça metálica. Observa-se que foram adotados 6 conectores, espaçados a cada 630 mm, no intervalo compreendido entre o meio do vão e um dos apoios de extremidade.



Figura 4.70 – Detalhe das ligações entre o conector TWVP e a treliça metálica (faces laterais): (a) durante a etapa de montagem das treliças e (b) após a concretagem do protótipo

Quanto à laje pré-fabricada de concreto, as características foram exatamente iguais às adotadas para os protótipos avaliados anteriormente, conforme indicado na Figura 4.2. O

espaçamento entre eixos das nervuras pré-moldadas é de 420 mm, perfeitamente compatível com a distância entre os montantes.

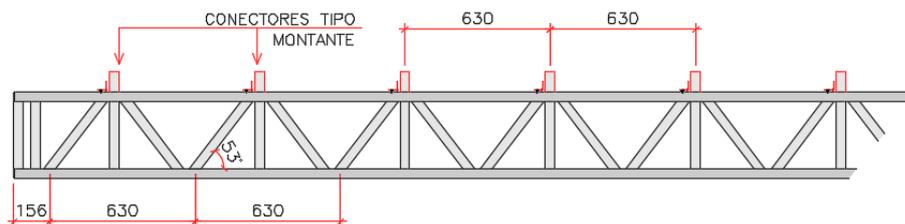


Figura 4.71 – Disposição dos conectores TWVP sobre a treliça metálica

#### 4.5.1 ETAPA DE MONTAGEM E CONCRETAGEM

A etapa de fabricação do protótipo em questão, realizada no mesmo instante que o sistema estrutural correspondente ao conector TWC, apresentou pequenas particularidades no que se refere à vedação da abertura no banzo superior.

A Figura 4.72 ilustra algumas etapas do processo de fabricação do protótipo, incluindo o (a) posicionamento e travamento lateral das treliças, (b) montagem dos blocos de enchimento em EPS, tela soldada Q92 para controle de fissuração e preparação das fôrmas de madeira (placa OSB com espessura de 15 mm) e (c) inserção de bloco EPS na região interna do conector TWVP para evitar vazamentos durante a etapa de concretagem.

Em relação à concretagem e ao processo de cura da estrutura, foram adotados os mesmos procedimentos e cuidados descritos para o protótipo correspondente ao conector TWC, tais como: composição química do concreto, o mecanismo para adensamento e a cura úmida (através de lâminas d'água). Antes do lançamento do concreto, foi aplicado um produto para evitar a aderência entre a laje de concreto e a face superior do banzo.

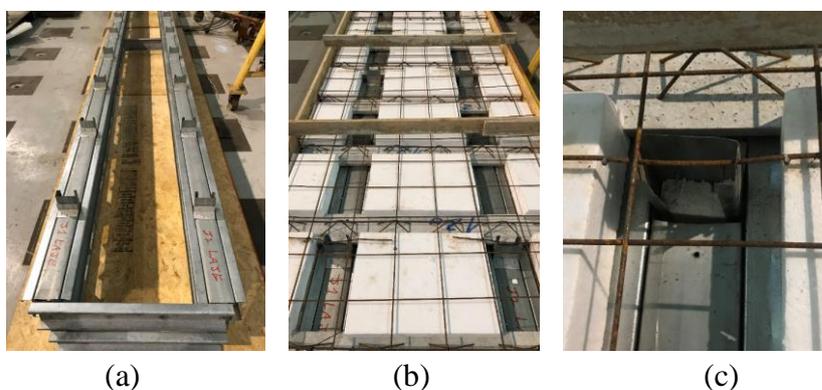


Figura 4.72 – Etapa de fabricação do protótipo correspondente ao conector TWVP: (a) posicionamento e travamento lateral das treliças, (b) posicionamento dos blocos EPS e (c) detalhe do bloco EPS posicionado na parte interna do montante

#### 4.5.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS E INSTRUMENTAÇÃO DO PROTÓTIPO

A instrumentação adotada para o protótipo correspondente ao conector TWVP é constituída por 26 sensores, distribuídos ao longo da estrutura. Neste sentido, foram implementados, na região central de flexão pura, 10 extensômetros na face superior da laje e 8 extensômetros nos banzos das treliças metálicas. Foram utilizados ainda 8 flexímetros destinados à obtenção dos deslocamentos transversais (direção vertical) e longitudinais (direção horizontal).

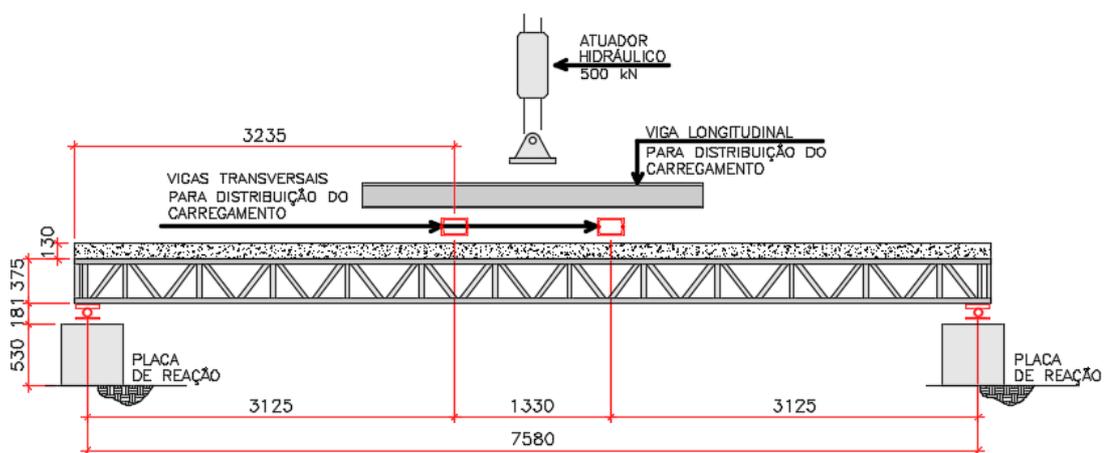


Figura 4.73 – Disposição das vigas de distribuição adotadas para o protótipo correspondente ao conector TWVP

A Figura 4.73 apresenta as características associadas ao posicionamento das vigas de distribuição. Embora os elementos para transmissão do carregamento tenham sejam semelhantes àqueles adotados para os ensaios correspondentes aos conectores TWP e TWC, a extensão da zona de flexão pura para o protótipo em questão foi reduzida e totaliza 1330 mm.

Em função das incertezas quanto ao comportamento dos conectores TWVP, tendo em vista que os mesmos não foram submetidos a ensaios de *push-out*, ficou decidido que a quantidade de conectores, teoricamente efetivos na transmissão dos esforços de cisalhamento na interface entre aço e concreto, seria 5 (para cada uma das duas treliças).

A Figura 4.74 ilustra a definição dos eixos destinados à numeração dos sensores adotados no protótipo. A posição dos flexímetros verticais foi estabelecida de forma semelhante ao protótipo correspondente ao conector TWC, ou seja, em coordenadas definidas pelas distâncias de 25%, 50% e 75% em relação ao comprimento total do sistema.

As figuras Figura 4.75, Figura 4.76, Figura 4.77 apresentam a disposição dos demais sensores adotados para o protótipo. A instrumentação utilizada é semelhante àquela adotada para o

protótipo TWC, principalmente pelo fato dos extensômetros (no aço e no concreto) estarem posicionados na região de flexão pura.

No entanto, em função das particularidades associadas aos sistemas estruturais, a posição exata dos extensômetros apresenta pequenas variações. Além disso, o extensômetro correspondente ao banzo superior, no caso do protótipo TWVP, foi fixado na alma do perfil U enrijecido de reforço lateral, conforme detalhado na Figura 4.77.

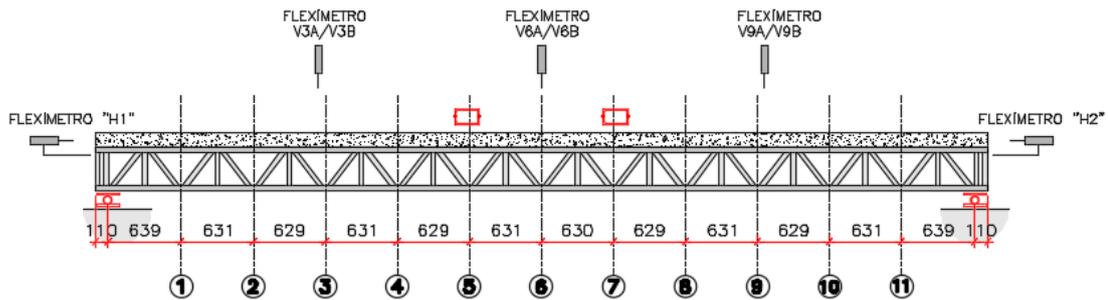


Figura 4.74 – Definição dos eixos para numeração dos sensores correspondentes ao ensaio em escala real do TWVP

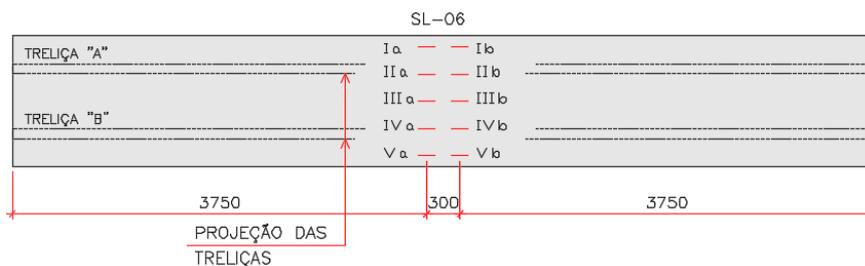


Figura 4.75 – Disposição dos extensômetros posicionados na face superior da laje de concreto (10 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWVP

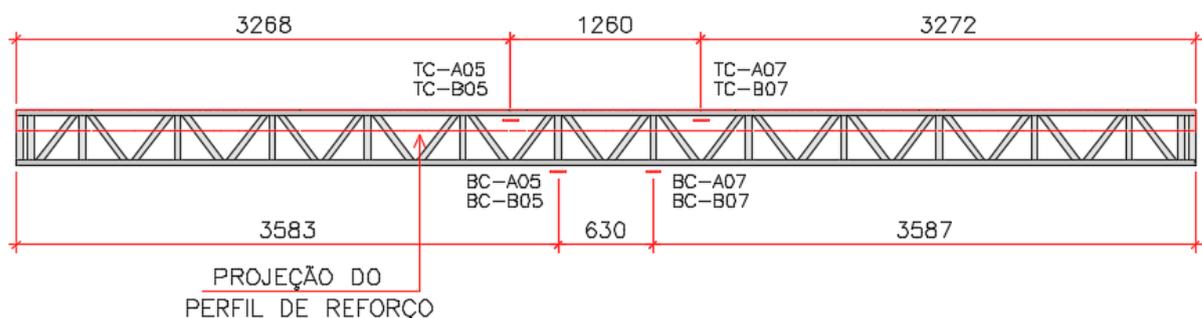


Figura 4.76 – Disposição dos extensômetros adotados para a treliça metálica (8 unidades), correspondentes ao ensaio em escala real do TWVP

A Figura 4.78 ilustra a disposição dos flexímetros e das vigas de distribuição do carregamento produzido pelo atuador hidráulico. Observa-se que, para o sistema estrutural em questão, as vigas transversais (perfil duplo U6'') estão mais próximas em relação aos demais ensaios, conforme mencionado anteriormente.

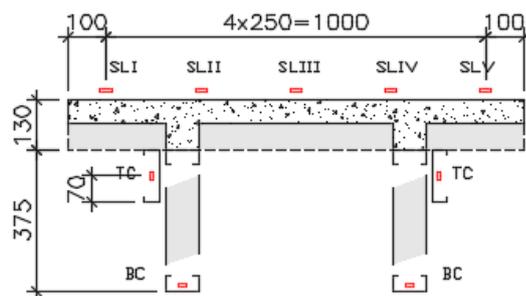


Figura 4.77 – Distribuição dos extensômetros na região central (flexão pura)



Figura 4.78 – Representação do sistema de introdução de carregamento e da instrumentação adotada para o protótipo TWVP: (a) vista superior e (b) vista lateral

#### 4.5.3 CICLOS DE CARGA E DESCARGA

A etapa de carga e descarga, correspondente ao ensaio em escala real do protótipo TWVP, foi conduzida em 4 (quatro) ciclos, onde a força aplicada varia no intervalo entre 4,2 e 8,4 kN. A estimativa dos valores de deformações específicas e deslocamentos, produzidos pelo peso próprio do sistema estrutural e vigas de distribuição, é determinada através do carregamento equivalente de 22,0 kN (de forma análoga aos demais ensaios) e dos resultados experimentais obtidos nos ciclos de carga e descarga.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{PROT}} &= 2,74 \cdot 7,58^2 / 8 = 19,68 \text{ kN.m (57,3\%)} \\
 M_{\text{VIGAS}} &= 9,40 \cdot (7,58 - 1,33) / 4 = 14,69 \text{ kN.m (42,7\%)}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_{\text{PROT}} \\ M_{\text{VIGAS}} \end{aligned}} \right\} \begin{aligned} F_{\text{EQUIV}} &= 4 \cdot (19,68 + 14,69) / (7,58 - 1,33) \\ F_{\text{EQUIV}} &= 22,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

A partir do valor da força equivalente e da análise do último ciclo de carga e descarga, é possível determinar o histórico de resposta do sistema estrutural misto. Na Figura 4.79, são apresentados dois gráficos que abordam a relação força vs deformação média no banzo inferior, correspondente ao: (a) último ciclo de carga e descarga e (b) histórico de deformação prévia.

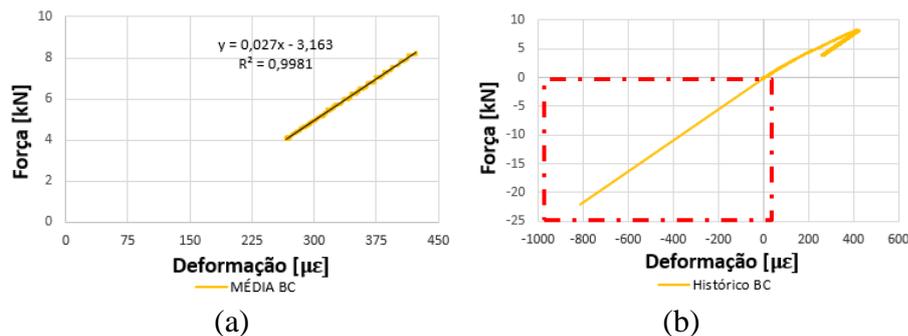


Figura 4.79 – Relação Força vs Deformação (BC05/07), correspondente ao valor médio dos resultados experimentais no banzo inferior (Conector TWVP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carregamento

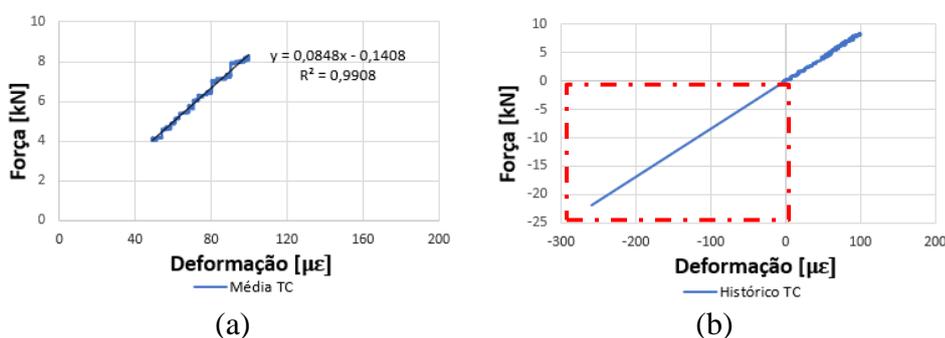


Figura 4.80 – Relação Força vs Deformação (TC05/07), correspondente ao valor médio dos resultados experimentais no banzo superior (Conector TWVP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carregamento

A deformação prévia atuante no banzo inferior (Figura 4.79), produzida pelo peso próprio dos elementos, totaliza 815  $\mu\epsilon$ . O banzo superior (Figura 4.80), por sua vez, está associado a uma deformação média de 260  $\mu\epsilon$ . Em relação aos deslocamentos prévios atuantes no sistema estrutural, as figuras Figura 4.82 e Figura 4.83 indicam valores de 10,6 mm e 7,0 mm, associados às posições central (V6) e intermediárias (V3/V9), respectivamente.

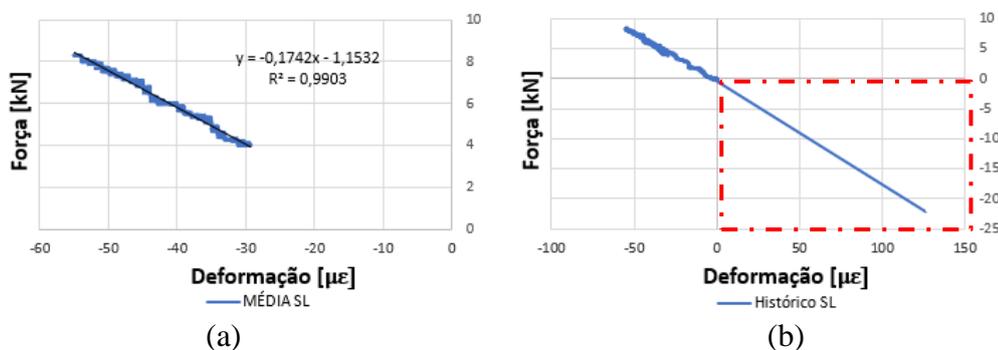


Figura 4.81 – Relação Força vs Deformação (SL06), correspondente ao valor médio dos resultados experimentais no topo da laje (Conector TWVP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carregamento

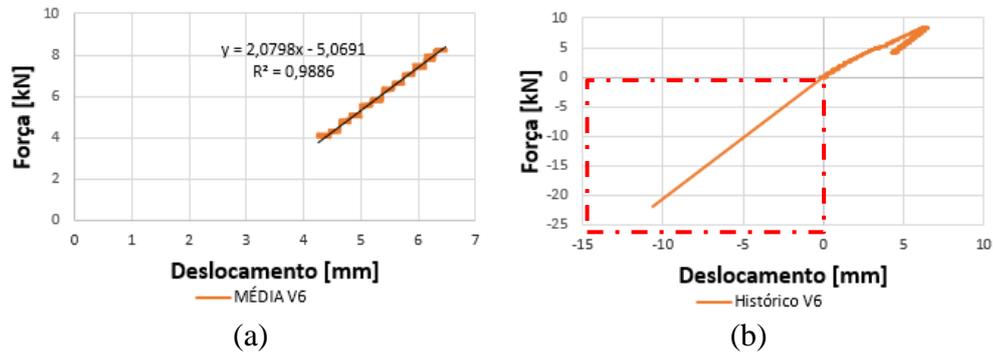


Figura 4.82 – Relação Força vs Deslocamento (V6), correspondente ao valor médio dos resultados experimentais nos flexímetros centrais (Conector TWVP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carregamento

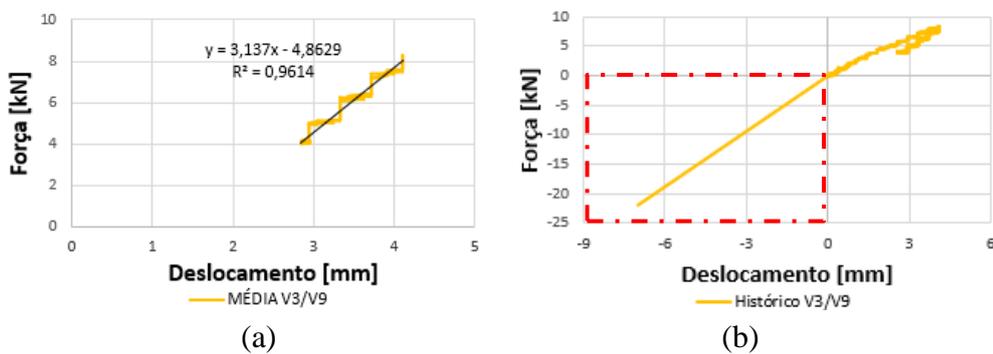


Figura 4.83 – Relação Força vs Deslocamento (V3/V9), correspondente ao valor médio dos resultados experimentais nos flexímetros intermediários (Conector TWVP): (a) segmento de reta ajustado e (b) estado prévio de carregamento

No caso em particular dos deslocamentos, uma importante observação merece atenção especial. Diferentemente do comportamento dos demais sistemas estruturais, o protótipo em questão, referente ao conector TWVP, apresentou deslocamentos “visíveis” durante a etapa de montagem da estrutura e das vigas de distribuição.

Decidiu-se realizar uma medição, através de nível manual (mangueira de nível), dos deslocamentos verticais no meio do vão. Adotando os apoios de extremidade como referencial fixo, observou-se que o deslocamento medido totalizou 25 mm e, portanto, é bem diferente da estimativa de 10,6 mm, indicada anteriormente.

Acredita-se que o deslocamento no meio do vão, bem superior à estimativa realizada, tenha sido produzido por conta de acomodações na região de ligação entre o conector TWVP e a laje de concreto. Qualquer falha de adensamento ou de preenchimento do perfil que compõe o montante da treliça, o concreto numa região próxima ao conector TWVP pode conter uma quantidade maior de “vazios”, desfavoráveis ao adequado comportamento da estrutura.

Nesse sentido, sugere-se que, qualquer intenção de adotar o conector TWVP deve ser realizada cuidadosamente. Acredita-se que seja importante revisões pontuais na concepção para

evitar a ocorrência de acomodações e, portanto, um desempenho inadequado do sistema estrutural.

#### 4.5.4 AVALIAÇÃO DO BANZO INFERIOR NO ENSAIO DE RUPTURA

A avaliação do banzo inferior do sistema treliçado correspondente ao conector TWVP revela importantes aspectos referentes ao comportamento da estrutura mista, incluindo a identificação do mecanismo de colapso e a não linearidade na relação entre a força aplicada e as deformações específicas no elemento estrutural em questão.

O colapso ocorreu numa seção próxima ao sensor BCB05, associado a um mecanismo de ruptura da seção líquida (com furos) para uma força produzida pelo atuador de 36,3 kN. Levando em consideração o carregamento equivalente, correspondente ao peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição, a carga de ruptura totaliza 58,3 kN.

A Figura 4.84 ilustra a relação força/deformação associada ao banzo inferior do protótipo TWVP. Observa-se que os extensômetros apresentam resultados bem correlacionados e que a deformação correspondente ao sensor BCA07 é superior em relação aos demais.

Na Figura 4.85, é possível notar um mecanismo de colapso bem definido, referente a uma seção transversal com 3 (três) furos, sendo 2 (duas) unidades destinadas à ligação entre o banzo inferior e um dos montantes da treliça. O terceiro furo, por sua vez, corresponde a um erro identificado durante a etapa de montagem.

Outro detalhe que pode ser observado a partir da Figura 4.85 refere-se ao formato da seção transversal que entrou em colapso. Nesta região em particular, próxima a uma das ligações entre os elementos treliçados, o enrijecedor do perfil do banzo (Ue 89x40x12x0,95 mm) é recortado para permitir o encaixe dos montantes e diagonais, reduzindo a área de seção do referido componente da estrutura.

Durante a realização do ensaios, nota-se um comportamento não linear na relação força vs deformação, é iniciado no estágio de carregamento em torno de 10 kN, correspondente a 55% da carga de ruptura do protótipo (Figura 4.84 e Tabela 4.23). A partir da força aplicada da ordem de 20 kN até a ruptura do protótipo, o comportamento não linear vai se tornando gradativamente mais acentuado.

É importante destacar que o banzo inferior, próximo ao sensor BCA07, alcançou o patamar de escoamento num estágio de carga aproximadamente igual a 16,6 kN (66% da carga última). Após o carregamento de 18,6 kN, as seções próximas aos sensores BCA06, BCB06 e BCB07 também alcançaram o início da plastificação do aço.

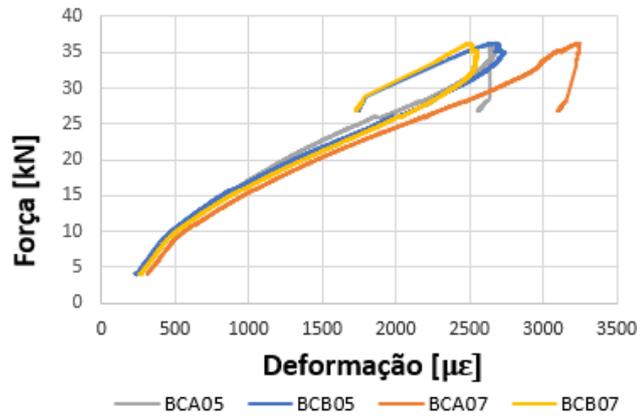


Figura 4.84 – Relação Força vs Deformação no banço inferior, correspondente à região central do protótipo TWVP



Figura 4.85 – Mecanismo de colapso associado à ruptura da seção líquida, próxima ao extensômetro BCB05: (a) vista inferior e (b) vista lateral

A definição do estágio de carga associado ao início da plastificação foi realizada a partir da estimativa de deformação prévia de  $815 \mu\epsilon$  e da deformação específica correspondente ao escoamento do aço de  $1936 \mu\epsilon$ , obtida através dos ensaios de qualificação do aço.

Tabela 4.23 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banço inferior, correspondentes à região central do protótipo TWVP

Sensor	Força Atuante [kN]							
	4,1	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	36,3
BCA05	254	488	820	1240	1748	2354	2666	2646
BCB05	234	469	811	1299	1865	2402	2734	2676
BCA07	313	566	957	1465	2061	2686	3076	3232
BCB07	264	508	879	1367	1914	2383	2549	2500
Média	266	508	867	1343	1897	2456	2756	2764
D Padr	34	42	67	97	130	154	226	322
COV	13%	8%	8%	7%	7%	6%	8%	12%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,025	0,014	0,011	0,009	0,009	0,017	0,172

#### 4.5.5 AVALIAÇÃO DO BANZO SUPERIOR NO ENSAIO DE RUPTURA

A Figura 4.86 e a Tabela 4.24 apresentam os resultados experimentais referentes às deformações específicas associadas ao banzo superior. É possível observar que às curvas força vs deformação, correspondentes aos 4 (quatro) sensores posicionados no elemento estrutural, estão bem correlacionadas, tendo em vista que o COV é inferior a 10% durante quase todo o ensaio de ruptura.

Um importante aspecto relativo ao comportamento do banzo superior refere-se à magnitude das deformações específicas no instante de colapso da estrutura. Considerando uma deformação prévia de 260  $\mu\epsilon$  e um valor médio, produzido pela força aplicada, de 975  $\mu\epsilon$ , a deformação final estimada é de 1235  $\mu\epsilon$ .

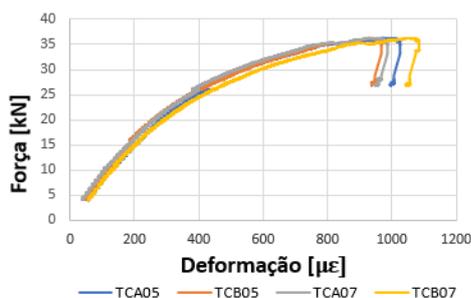


Figura 4.86 – Relação Força vs Deformação no banzo superior, correspondente à região central do protótipo TWVP

Tabela 4.24 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros do banzo superior, correspondentes à região central do protótipo TWVP

Sensor	Força Atuante [kN]							
	4,1	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	36,3
TCA05	49	127	205	283	400	537	791	977
TCB05	49	117	176	254	371	537	781	928
TCA07	39	107	176	264	371	518	762	938
TCB07	59	127	205	293	410	586	859	1055
Média	49	120	191	274	388	545	798	975
D Padr	8	10	17	18	20	29	42	58
COV	17%	8%	9%	6%	5%	5%	5%	6%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,084	0,070	0,060	0,044	0,032	0,020	0,007

Observa-se que, no instante de colapso, o banzo superior não alcança o patamar de escoamento e, portanto, apresenta-se em regime elástico. No entanto, o nível de tensões atuantes é elevado e demonstra que referido elemento atua efetivamente no sentido de elevação da capacidade resistente do protótipo. Considerando que o módulo de elasticidade do aço,

determinado a partir dos ensaios de qualificação, é de 185768 MPa, a tensão estimada no banzo superior é de 229,4 MPa.

#### 4.5.6 AVALIAÇÃO DA LAJE DE CONCRETO NO ENSAIO DE RUPTURA

A avaliação foi realizada através dos extensômetros posicionados na face superior do protótipo e os resultados obtidos apresentam semelhantes àqueles relacionados ao conector TWC. Na Figura 4.87, as curvas referentes à relação entre a força aplicada e as deformações específicas, numa mesma seção transversal, estão bem correlacionadas e evidenciam um comportamento não linear para um estágio de carregamento compreendido entre 10 e 15 kN.

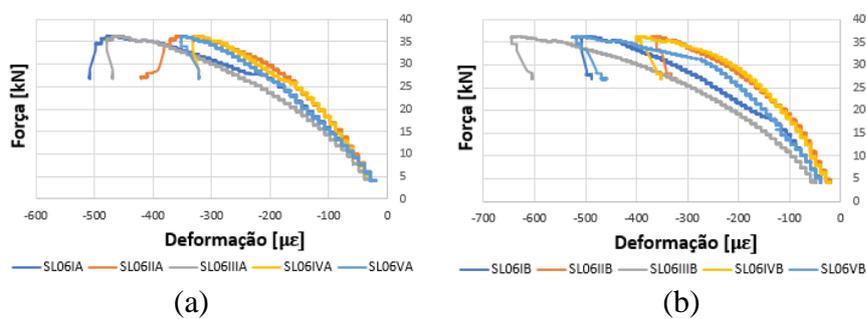


Figura 4.87 – Relação Força vs Deformação no topo da laje de concreto, correspondente à região central do protótipo TWVP: (a) SL06A e (b) SL06B

Tabela 4.25 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL06A), correspondentes à região central do protótipo TWVP

Sensor	Força Atuante [kN]							
	4,1	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	36,3
SL06IA	-29	-59	-98	-137	-176	-283	-391	-469
SL06IIA	-20	-59	-78	-117	-156	-205	-293	-352
SL06IIIA	-29	-68	-107	-156	-215	-293	-400	-459
SL06IVA	-29	-59	-88	-117	-156	-225	-283	-322
SL06VA	-20	-59	-98	-137	-176	-234	-303	-342
Média	-25	-61	-94	-133	-176	-248	-334	-389
D Padr	5	4	11	16	24	38	57	70
COV	19%	7%	12%	12%	14%	15%	17%	18%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,168	0,152	0,128	0,116	0,069	0,058	0,023

Na Tabela 4.25, por sua vez, é possível notar que os dados experimentais obtidos apresentam um COV inferior a 20%, durante quase todo o ensaio. Na Tabela 4.26, a discrepância é maior e o COV está compreendido entre 20 e 30%.

Em relação à tensão estimada no topo da laje no instante de colapso, novamente é possível utilizar os valores finais de deformação específica e adotar a Eq. 4.3 como referência. As deformações médias totais, no instante de colapso, nas seções SL-06A e SL-06B totalizam 515  $\mu\epsilon$  e 607  $\mu\epsilon$ , respectivamente. Os valores consideram uma deformação prévia de 126  $\mu\epsilon$ , conforme mencionado anteriormente.

Nesse sentido, as tensões de compressão máximas nas referidas seções, atuantes na laje, totalizam 11,67 MPa e 13,39 MPa. É válido ressaltar que os valores são inferiores à tensão de compressão média de 26,0 MPa, obtida através de ensaios de qualificação do concreto.

Tabela 4.26 – Dados experimentais relacionados aos extensômetros no concreto (SL06B), correspondentes à região central do protótipo TWVP

Sensor	Força Atuante [kN]							
	4,1	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	36,3
SL06IB	-39	-68	-107	-176	-244	-322	-430	-498
SL06IIB	-20	-49	-68	-107	-166	-225	-313	-361
SL06IIIB	-49	-98	-146	-215	-293	-391	-547	-635
SL06IVB	-20	-59	-78	-117	-156	-215	-322	-391
SL06VB	-39	-68	-117	-146	-195	-254	-420	-518
Média	-33	-68	-103	-152	-211	-281	-406	-481
D Padr	13	18	31	44	57	74	95	109
COV	39%	27%	30%	29%	27%	26%	23%	23%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	0,170	0,144	0,102	0,085	0,071	0,040	0,017

#### 4.5.7 AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO ENSAIO DE RUPTURA

Na Figura 4.88, observa-se que a não linearidade inicia-se num estágio de carregamento de 10 kN. O deslocamento máximo do protótipo, produzido pelo atuador hidráulico, é de 63,6 mm (valor médio). Considerando o deslocamento medido de 25 mm (antes do início do ensaio), produzido pelo peso próprio dos elementos, o deslocamento vertical totaliza 88,6 mm (L/86).

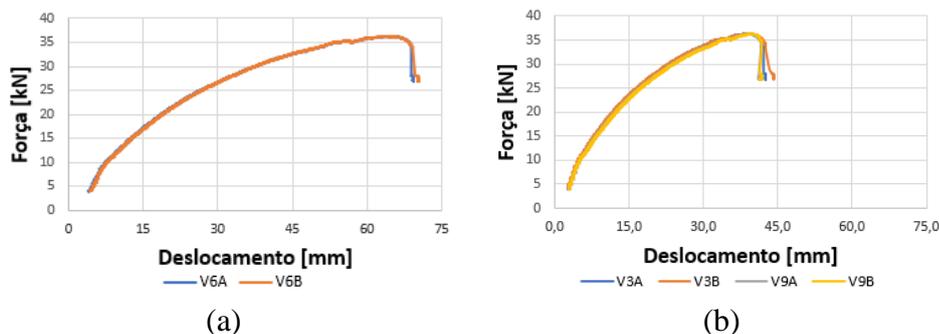


Figura 4.88 – Relação Força vs Deslocamentos Verticais, correspondente ao ensaio de ruptura do protótipo TWVP: (a) região central e (b) região intermediária

Tabela 4.27 – Dados experimentais relacionados aos deslocamentos verticais, correspondente aos flexímetros V6A e V6B (Conector TWVP)

Sensor	Força Atuante [kN]							
	4,1	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	36,3
V6A	4,5	7,4	12,6	18,5	26,7	37,4	53,3	63,7
V6B	4,4	7,8	12,6	18,9	26,6	37,3	53,2	63,6
Média	4,4	7,6	12,6	18,7	26,7	37,4	53,3	63,6
D Padr	0	0	0	0	0	0	0	0
COV	1%	3%	0%	1%	0%	0%	0%	0%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	1,895	1,001	0,816	0,629	0,466	0,315	0,121

Tabela 4.28 – Dados experimentais relacionados aos deslocamentos verticais, correspondente aos flexímetros V3A, V3B, V9A e V9B (Conector TWVP)

Sensor	Força Atuante [kN]							
	4,1	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	36,3
V3A	3,0	4,9	8,3	12,0	16,5	22,9	32,4	38,4
V3B	2,8	4,8	8,0	11,6	16,7	23,1	32,2	38,6
V9A	2,6	4,9	8,2	12,0	17,2	23,6	33,4	39,0
V9B	3,0	4,9	8,3	12,4	17,3	24,1	33,5	39,5
Média	2,8	4,9	8,2	12,0	17,0	23,4	32,9	38,9
D Padr	0	0	0	0	0	1	1	1
COV	7%	1%	2%	3%	2%	2%	2%	1%
$\Delta F/\Delta \epsilon$	-	2,966	1,497	1,310	1,010	0,773	0,530	0,208

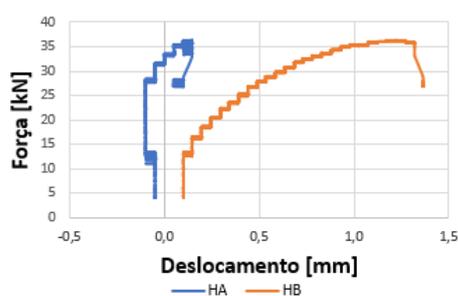


Figura 4.89 – Relação Força vs Deslocamentos Horizontais (relativo entre aço e concreto), correspondente ao ensaio de ruptura do protótipo TWVP

Na Figura 4.88, assim como nas tabelas 4.27 e 4.28, é evidente que os dados experimentais estão bem correlacionados. Um indicativo é o COV, associado aos flexímetros centrais e intermediários, cujos valor é praticamente nulo durante a realização do ensaio de ruptura.

Na Figura 4.89, são apresentados os dados experimentais correspondentes à relação entre força aplicada e deslocamentos horizontais (relativos entre a treliça metálica e a laje de

concreto). No instante de colapso, o deslizamento entre os elementos foi bem pequeno e com valor máximo de 1,4 mm.

#### 4.5.8 AVALIAÇÃO DAS FORÇAS ESTIMADAS NOS CONECTORES TWVP

A estimativa de forças horizontais, atuantes nos conectores TWVP, pode ser realizada a partir do somatório de forças atuantes nos banzos superior e inferior. Neste contexto, é fundamental a definição da quantidade de conectores efetivos e a estimativa dos esforços axiais atuantes nos banzos, correspondentes ao colapso do sistema estrutural.

A quantidade de conectores que atuam efetivamente na transmissão de forças de cisalhamento, atuantes na interface entre aço e concreto, é definida a partir do número de elementos posicionados entre um dos pontos de aplicação de carga e um dos apoios (Figura 4.90). É possível definir que a quantidade de 10 conectores TWVP (5 unidades em cada treliça).

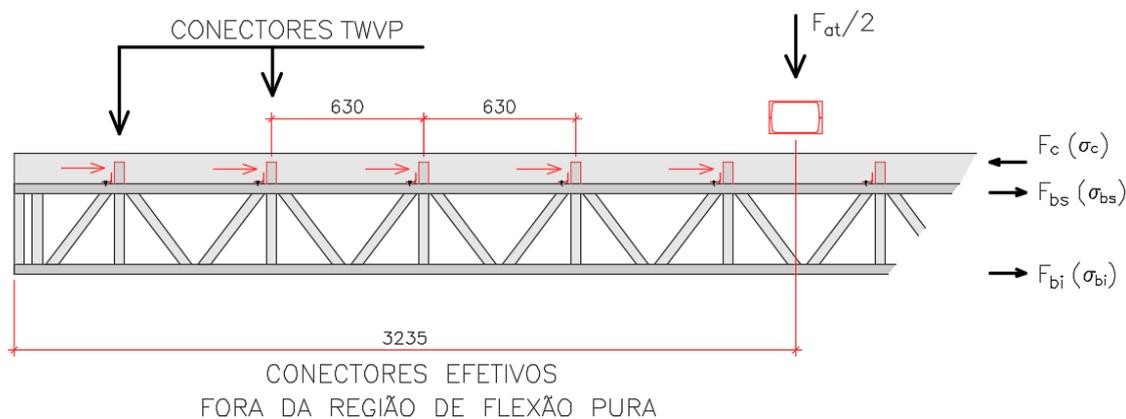


Figura 4.90 – Representação dos conectores TWVP efetivos

Na Tabela 4.29, são apresentados os parâmetros para a definição da força atuante nos 10 conectores TWVP. As premissas adotadas são as mesmas estabelecidas na Tabela 4.22 e, portanto, admitiu-se que os banzos inferiores estiveram sujeitos à tensão de ruptura do aço de 42,4 kN/cm<sup>2</sup>. A tensão no banzo superior, por sua vez, foi definida a partir do módulo de elasticidade do aço e das deformações finais, considerando à ação prévia do peso próprio.

Em relação à área transversal do banzo inferior (1,521 cm<sup>2</sup>), foi considerada a presença de 3 (três) furos e uma geometria de seção U89x40x12x0,95 mm com enrijecedor recortado. Quanto ao banzo superior, a área de seção resistente (4,41 cm<sup>2</sup>) considerada é caracterizada por 2 perfis U140x40x12x0,95 mm e 6 furos (3 unidades em cada perfil).

Tabela 4.29 – Estimativa de forças máximas atuantes nos banzos superior e inferior, correspondentes ao protótipo TWVP

Sensor	$\epsilon_{at}$ [ $\mu\text{str}$ ]	$\epsilon_0$ [ $\mu\text{str}$ ]	$\epsilon$ [ $\mu\text{str}$ ]	$\epsilon_y$ [ $\mu\text{str}$ ]	$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{est}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$A_n$ [cm <sup>2</sup> ]	$F_{est}$ [kN]
BC05	2661	815	3476			42,4	1,52	64,47
BC07	2866	815	3681	1936	18577	42,4	1,52	64,47
TC05	953	260	1212			22,5	4,41	99,36
TC07	997	260	1256			23,3	4,41	102,97
							$\Sigma$	165,64

A partir da estimativa de áreas de seção e do nível de tensões em cada elemento, conforme indicado na Tabela 4.29, é possível afirmar que a força total atuante na ligação é de 163,64 kN, ou seja, cada conector TWVP está sujeito a uma carga aproximadamente igual a 16,4 kN.

## 5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os ensaios de flexão em escala real revelaram importantes aspectos relacionados ao comportamento das vigas treliçadas em termos de capacidade resistente e rigidez à flexão do sistema estrutural. Além disto, foi possível avaliar o desempenho de 3 (três) inovadores tipos de conectores de cisalhamento, constituídos por elementos de chapas finas e solidarizados com o banzo superior da treliça a partir de parafusos autoatarranxates.

Os resultados experimentais foram bastante positivos e superaram as expectativas preliminares, baseadas em procedimentos analíticos recomendados pela literatura técnica. Neste contexto, é importante discutir, pelo menos, 2 (dois) aspectos: identificação dos modelos analíticos para definição da capacidade resistente e do momento de inércia efetivo.

### 5.2 MODELOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

Os modelos para previsão da capacidade resistente das vigas treliçadas mistas diferenciam-se, dentre outros aspectos, pela distribuição de forças e pela identificação dos mecanismos resistentes na seção transversal (Figura 5.1).

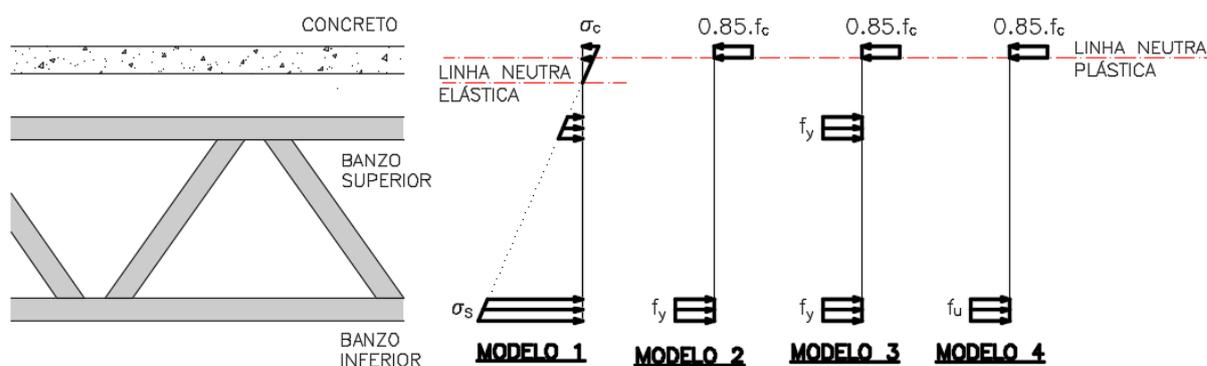


Figura 5.1 – Modelos para avaliação da capacidade resistente do sistema treliçado

A partir dos resultados experimentais, obtidos através dos ensaios em escala real de 3 (três) protótipos, um comparativo pode ser estabelecido para definição do procedimento teórico mais representativo. As tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam os parâmetros estimados (profundidade da linha neutra, momento resistente e carga de colapso), referentes aos diferentes modelos analíticos.

O colapso do protótipo TWP, conforme mencionado anteriormente, ocorreu de forma precoce, tendo em vista o fato de que uma das treliças recebeu mais carregamento em relação à outra. Neste contexto, a força máxima de 69,2 kN está bem relacionada com o Modelo-4, cuja previsão de carga última totaliza 68,4 kN (Tabela 5.1). A seção transversal resistente, associada ao referido modelo, é composta pela laje comprimida (submetida à tensão de esmagamento) e o banzo inferior tracionado (sujeito à tensão de ruptura do aço).

Acredita-se, no entanto, que o resultado de carga última associado ao protótipo TWP, caso uma das treliças não tivesse sido mais sobrecarregada, estaria bem correlacionado com o Modelo-3.

O resultado de carga de colapso associada ao protótipo TWC, por sua vez, está bem correlacionado com o Modelo-3, caracterizado pela plastificação total da seção resistente constituída pela laje comprimida e pelos banzos. A força máxima de 61,7 kN, associada ao sistema em questão, é cerca de 2,4% menor que o previsto pelo referido modelo (Tabela 5.2).

Tabela 5.1 – Modelos analíticos para avaliação da capacidade resistente do protótipo TWP

Modelo Analítico	Contribuição Banzo Superior	Profundidade Linha Neutra [cm]	Momento Resistente [kN.cm]	Momento Peso Próprio [kN.cm]	Momento Aplicado [kN.cm]	Estimativa Força Aplicada [kN]	Estimativa Força Total [kN]
1	Y	6,25	8658		5436	41,3	65,7
2	N	1,06	8478	3222	5256	39,9	64,4
3	Y	2,12	10695		7472	56,7	81,2
4	N	1,13	9010		5788	43,9	68,4

Tabela 5.2 – Modelos analíticos para avaliação da capacidade resistente do protótipo TWC

Modelo Analítico	Contribuição Banzo Superior	Profundidade Linha Neutra [cm]	Momento Resistente [kN.cm]	Momento Peso Próprio [kN.cm]	Momento Aplicado [kN.cm]	Estimativa Força Aplicada [kN]	Estimativa Força Total [kN]
1	x	5,03	6755		3553	27,2	51,7
2		0,50	6468	3202	3265	25,0	49,5
3	x	1,00	8261		5058	38,7	63,2
4		0,50	6503		3301	25,2	49,7

Tabela 5.3 – Modelos analíticos para avaliação da capacidade resistente do protótipo TWVP

Modelo Analítico	Contribuição Banzo Superior	Profundidade Linha Neutra [cm]	Momento Resistente [kN.cm]	Momento Peso Próprio [kN.cm]	Momento Aplicado [kN.cm]	Estimativa Força Aplicada [kN]	Estimativa Força Total [kN]
1	x	5,97	8176		4736	30,3	52,3
2		0,49	6367	3439	2928	18,7	40,8
3	x	1,75	12684		9244	59,2	81,2
4		0,50	6503		3064	19,6	41,6

O resultado de carga máxima correspondente ao protótipo TWVP (58,3 kN) está bem correlacionado com o Modelo-1. A força estimada de 52,3 kN, obtida pelo modelo em questão,

é cerca de 10,3% menor que o valor experimental. Em relação ao Modelo-2 e Modelo-4, o resultado experimental é aproximadamente 42,9% e 40,1 % mais elevado.

É importante ressaltar que, dentre todos os valores estimados para o protótipo TWVP pelas metodologias analíticas, o único resultado que superestimou a capacidade resistente dos sistemas treliçados refere-se ao Modelo-3. A carga de colapso da estrutura em questão é cerca de 28,2 % menor que o valor de 81,2 kN (Tabela 5.3).

Esclarecidos os aspectos relacionados ao comparativo entre os valores experimentais e analíticos, correspondentes à força máxima, é importante estender a discussão para identificação dos mecanismos de colapso e às distribuições (aproximadas) de forças na seção transversal mista.

Em todos os casos avaliados, o esgotamento da capacidade portante foi produzido pela ruptura da seção líquida do banzo inferior. Os banzos superiores dos protótipos não alcançaram o patamar de escoamento do aço, embora tenham sido solicitados por elevadas tensões de tração (compreendidas entre 240 e 260 MPa). Em relação à laje, os resultados experimentais revelaram ainda que, em nenhum dos protótipos, as tensões de esgamento do concreto foram alcançadas.

Nesse contexto, nenhum dos modelos analíticos demonstrou resultados consistentes, em termos de distribuição de forças na seção transversal, com o real comportamento das estruturas.

A primeira divergência significativa está associada ao banzo superior que, na iminência do colapso apresentou níveis de deformações (e de tensões) elevados, totalizando cerca de 260 MPa. Os dados experimentais revelam que a premissa estabelecida pelo Modelo-2 e pelo Modelo-4, que desprezam a contribuição do banzo superior, não é coerente com o comportamento real. O Modelo-3 também não fornece resultados coerentes, tendo em vista que é admitido que o referido elemento alcança o patamar de escoamento.

A segunda divergência identificada refere-se à distribuição de tensões na região comprimida da laje. Os modelos 2, 3 e 4 admitem que, na iminência do colapso, a laje está sujeita a um diagrama rígido plástico de tensões, ou seja, toda a zona comprimida está submetida à tensão de esmagamento do concreto. Os resultados experimentais, apresentados anteriormente, indicam níveis de tensões máximas significativamente menores (compreendidas entre 11 e 14 MPa).

Diante das informações apresentadas neste subitem, é possível estabelecer algumas hipóteses a serem verificadas através de trabalhos futuros. Baseado nos ensaios em escala real dos protótipos TWP e TWC, a previsão de carga máxima pelo Modelo-3 parece adequada para sistemas treliçados mistos compostos por banzos com mesma área de seção transversal.

Além disso, em função da discussão dos resultados obtidos pelo protótipo TWVP, é possível afirmar que, em sistemas com grande concentração de área de aço no banzo superior, o Modelo-1 parece mais adequado para garantir a segurança da estrutura.

### 5.3 MODELOS PARA PREVISÃO DO MOMENTO DE INÉRCIA EFETIVO

A determinação do momento de inércia efetivo, associado aos sistemas treliçados mistos, é importante para avaliação do comportamento estrutural em termos de deslocamentos excessivos e de parâmetros dinâmicos para caracterização dos pavimentos. Muitas pesquisas tradicionais que abordam o tema propõem formulações analíticas para definição da referida propriedade geométrica, contemplando variáveis como excentricidades dos nós e perda de efetividade decorrente da “alma vazada”.

A Tabela 5.4 apresenta os momentos de inércia para avaliação das propriedades geométricas da seção transversal de aço e mista de aço/concreto, referente a cada um dos protótipos em escala real. Observa-se que as colunas nº 2, 3 e 4 correspondem às seções (i) formada apenas pelos banzos, (ii) mista sem a contribuição do banzo superior e (iii) mista com contribuição do banzo superior, respectivamente.

Nas colunas nº 5 e 6, é possível observar os momentos de inércia referentes às seções efetivas, compostas apenas pelos banzos e considerando a redução decorrente da excentricidade dos nós e da “alma vazada”. Para obtenção da propriedade geométrica a partir da Eq. 2.14, proposta por Band (1996), foi adotada uma relação  $L/D$  compreendida entre 10 e 24 e admitiu-se um coeficiente  $C_r$  dado pela Eq. 2.17. Vale lembrar que o referido coeficiente é válido para sistemas treliçados cujas diagonais são constituídas por cantoneiras, diferentemente das diagonais adotadas para as treliças do presente trabalho.

Por fim, as colunas nº 7 e 8 referem-se ao momento de inércia efetivo da seção mista de aço e concreto, conforme recomendações do Murray & Davis (SJI TD5, 2015) e da ABNT NBR 8800:2008., respectivamente.

Tabela 5.4 – Momentos de inércia para avaliação das propriedades efetivas de seção

				Seção Efetiva de Aço		Seção Efetiva Mista	
	Treliça de aço [cm <sup>4</sup> ]	Trel Mista Modelo I [cm <sup>4</sup> ]	Trel Mista Modelo II [cm <sup>4</sup> ]	Band (1996) Eq-2.14 [cm <sup>4</sup> ]	NBR 8800:2008 [cm <sup>4</sup> ]	SJI TD5 Eq-2.15 [cm <sup>4</sup> ]	NBR 8800:2008 [cm <sup>4</sup> ]
TWP	3.183,4	9.541,2	10.211,8	2.763,0	2.705,9	7.341,9	9.063,7
TWC	2.528,2	7.623,3	8.292,9	2.193,3	2.149,0	5.922,4	7.244,1
TWVP	2.996,0	7.623,3	10.069,8	2.599,2	2.546,6	7.141,1	7.173,9

## 5.4 DISCUSSÃO SOBRE MOMENTO DE INÉRCIA DO PROTÓTIPO TWP

A discussão dos resultados experimentais, correspondentes aos protótipos em escala real avaliados, pode ser realizada a partir dos dados de deslocamentos verticais adquiridos. Para melhor interpretação dos resultados, a avaliação será conduzida de maneira a desprezar o “escorregamento” observado durante os ciclos de carga e descarga.

A determinação do momento de inércia experimental, associado ao protótipo TWP, pode ser realizada a partir da Eq. 5.1. Sabendo que o vão livre e o módulo de elasticidade do aço são conhecidos, pode-se definir a propriedade geométrica da seção transversal em função dos valores de forças e deslocamentos.

$$I_x = 0,873 \cdot F \cdot L^3 / 48E\delta \quad \text{Eq. 5.1}$$

Na Tabela 5.5, são apresentadas importantes informações para a definição do momento de inércia das vigas treliçadas mistas. A análise dos resultados requer atenção especial quanto aos critérios de determinação da propriedade geométrica experimental.

Tabela 5.5 – Dados para definição do momento de inércia do protótipo TWP, desprezando o “escorregamento” na relação força/deslocamento total

Fat [kN]	Ftot [kN]	Ftot/Frup -	$\delta$ [mm]	$\Delta\delta$ [mm]	$\Delta F$ [kN]	Es [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ixt [cm <sup>4</sup> ]	Ixsec [cm <sup>4</sup> ]	Ixsec/Ixt -
1,50	26,00	38%	-10,85	-	-			-	-
5,00	29,50	43%	-12,31	-1,46	3,50			10142	99%
10,00	34,50	50%	-14,69	-3,85	8,50			9939	97%
15,00	39,50	57%	-17,64	-6,79	13,50			9478	93%
20,00	44,50	64%	-21,30	-10,45	18,50			8843	87%
25,00	49,50	72%	-25,90	-15,05	23,50	18861	10212	8091	79%
30,00	54,50	79%	-31,77	-20,92	28,50			7262	71%
35,00	59,50	86%	-41,11	-30,27	33,50			6126	60%
40,00	64,50	93%	-58,00	-47,16	38,50			4707	46%
44,70	69,20	100%	-82,76	-71,91	43,20			3540	35%

Nas primeiras colunas das tabelas, são indicados os valores da força no atuador hidráulico (Fat) e força total (Ftot), incluindo a contribuição do peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição. Além disto, foi apresentado também um parâmetro para definição do nível de solicitação, dado pela razão entre a força total atuante e a força total de ruptura (Frup), admitida como 69,2 kN.

A terceira coluna, por sua vez, corresponde ao deslocamento total do protótipo (incluindo o deslocamento produzido pelo peso próprio e desconsiderando o “escorregamento” oriundo do

ciclo de carga e descarga). A quarta e quinta colunas, relativas à variação de deslocamento ( $\Delta\delta$ ) e variação de força ( $\Delta F$ ), são obtidas a partir do deslocamento para os diferentes estágios de carregamento e do deslocamento correspondente a uma força aplicada pelo atuador de 1,5 kN.

Quanto à obtenção da propriedade geométrica experimental, o momento de inércia secante considera a força total ( $F_{tot}$ ) e o deslocamento total ( $\delta$ ), desconsiderando o “escorregamento” correspondente ao ciclo de carga e descarga. A Eq. 5.2 define o valor associado ao deslocamento total.

$$\delta = \delta_{V7} + \delta_{PP} \quad \text{Eq. 5.2}$$

onde  $\delta_{V7}$  é o valor médio de deslocamentos adquiridos pelos flexímetros centrais, conforme indicado na Tabela 5.9.

$\delta_{PP}$  é o valor estimado do deslocamento correspondente ao peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição.

Esclarecidas as informações indicadas na Tabela 5.5, a discussão dos resultados pode ser realizada. Observando os resultados apresentados, o momento de inércia secante, para estágios de carregamento correspondentes a cerca de 50% da carga de colapso, equivale a 97% do momento de inércia da seção homogeneizada.

Num patamar de carregamento próximo ao início do escoamento do banzo inferior, por volta de 25 kN, o valor do momento de inércia secante corresponde 79% do valor teórico. Evidencia-se, a partir deste ponto, uma perda expressiva de rigidez por conta da plastificação da seção transversal.

Observa-se que o momento de inércia recomendado pela norma brasileira de aço, cujo valor totaliza 9063,7 cm<sup>4</sup>, está bem correlacionado com o momento de inércia secante até um estágio de carregamento compreendido entre 57% e 64% da força de ruptura. A partir do valor teórico indicado por Murray & Davis (2015), dado por 7341,9 cm<sup>4</sup>, há uma boa correlação com os resultados experimentais indicados na Tabela 5.5, para um estágio de carga em torno de 79% da força de ruptura.

## 5.5 DISCUSSÃO SOBRE MOMENTO DE INÉRCIA DO PROTÓTIPO TWC

A discussão sobre os resultados do momento de inércia, associados ao protótipo TWC, será conduzida de maneira semelhante em relação ao TWP, desconsiderando o escorregamento.

Os valores experimentais associados ao momento de inércia podem ser obtidos a partir da Eq. 5.3.

$$I_x = 0,871 \cdot F \cdot L^3 / 48E\delta \quad \text{Eq. 5.3}$$

Na Tabela 5.6, são apresentados os dados para definição do momento de inércia experimental, correspondentes aos diferentes estágios de carregamento. Observa-se que, até o estágio de carregamento de 56% da força de ruptura, existe uma variação em torno de 12% entre os resultados experimentais e o momento de inércia teórico. É importante lembrar que a força (estimada) correspondente ao início da plastificação do banzo inferior totaliza 17,5 kN (68% da carga última).

Tabela 5.6 – Dados para definição do momento de inércia do protótipo TWC, desprezando o “escorregamento” na relação força/deslocamento total

Fat [kN]	Ftot [kN]	Ftot/Frup -	$\delta$ [mm]	$\Delta\delta$ [mm]	$\Delta F$ [kN]	Es [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ixt [cm <sup>4</sup> ]	Ixsec [cm <sup>4</sup> ]	Ixsec/Ixt -
2,80	27,29	44%	15,86	-	-			7322	88%
5,00	29,49	48%	16,95	1,10	2,20			7400	89%
10,05	34,54	56%	20,28	3,33	5,05			7244	87%
15,00	39,49	64%	25,84	5,56	4,95			6500	78%
17,50	41,99	68%	29,55	3,71	2,50	18577	8293	6045	73%
20,00	44,49	72%	33,81	4,26	2,50			5598	68%
25,00	49,49	80%	45,46	11,65	5,00			4631	56%
30,00	54,49	88%	66,55	21,09	5,00			3483	42%
35,00	59,49	96%	103,68	37,13	5,00			2441	29%
37,20	61,69	100%	129,38	25,71	2,20			2028	24%

Comparando os dados experimentais com os procedimentos analíticos sugeridos pela ABNT NBR 8800:2008 e Murray & Davis (2015), nota-se que a validade é verificada até 56% e 68% da força máxima, respectivamente. Os resultados teóricos indicados pela norma americana demonstraram conservadorismo para a avaliação do comportamento do sistema treliçado em questão.

## 5.6 DISCUSSÃO SOBRE MOMENTO DE INÉRCIA DO PROTÓTIPO TWVP

A avaliação do momento de inércia experimental, referente ao protótipo TWVP, é análoga ao procedimento adotado para o TWP e TWC. Os resultados demonstram que o sistema treliçado em questão apresenta uma perda significativa de rigidez em relação às estimativas analíticas.

Alguns aspectos foram observados durante a realização da investigação experimental. Primeiramente, antes da aplicação de força pelo atuador hidráulico, o deslocamento medido no meio do vão totaliza 25 mm (aproximadamente igual a  $L/300$ ). As flechas foram significativas e foram claramente notadas antes da introdução do carregamento.

Além disso, o “escorregamento” observado durante os ciclos de carga e descarga é moderado e corresponde a 1,85 mm. Acredita-se que a acomodação tenha sido influenciada, principalmente, pelo contato deficiente entre o conector TWVP e a laje. Durante a etapa de concretagem, o preenchimento do concreto no interior do montante (conector) não foi tão efetivo e permitiu a criação de um maior índice de vazios nesta região.

Na Tabela 5.7, são apresentados os dados para avaliação da propriedade geométrica efetiva, desconsiderando o “escorregamento” nos ciclos de carga e descarga. No estágio de carregamento de 55% da força de colapso, por exemplo, o momento de inércia secante corresponde apenas a 47% do momento de inércia da seção homogeneizada  $I_{xt}$  (Tabela 5.7).

Estabelecendo um comparativo entre os dados obtidos e os procedimentos sugeridos pela ABNT NBR 8800:2008 e pelo Murray & Davis (2015), nota-se que os resultados experimentais são muito mais baixos e evidenciam uma flexibilidade do sistema estrutural significativamente maior do que as estimativas analíticas.

Tabela 5.7 – Dados para definição do momento de inércia do protótipo TWVP, desconsiderando o “escorregamento” na relação força/deslocamento total

Fat [kN]	Ftot [kN]	Ftot/Frup -	$\delta$ [mm]	$\Delta\delta$ [mm]	$\Delta F$ [kN]	Es [kN/cm <sup>2</sup> ]	$I_{xt}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{xsec}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{xexp}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{xsec}/I_{xt}$ -	$I_{xexp}/I_{xt}$ -
4,05	26,06	45%	27,59	-				4415	-	-	-
10,00	32,01	55%	30,73	3,14	5,95			4869	8857	50%	90%
15,00	37,01	64%	35,72	4,99	5,00			4842	4680	49%	48%
16,60	38,61	66%	37,77	2,04	1,60			4778	3661	49%	37%
20,00	42,01	72%	41,85	4,09	3,40	18577	9827	4692	3890	48%	40%
25,00	47,01	81%	49,80	7,94	5,00			4413	2942	45%	30%
30,00	52,01	89%	60,52	10,72	5,00			4017	2179	41%	22%
35,00	57,01	98%	76,41	15,89	5,00			3487	1471	35%	15%
36,25	58,26	100%	86,76	10,35	1,25			3139	565	32%	6%

## 5.7 MODELOS PARA AVALIAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

A determinação da posição da linha neutra pode ser realizada através do conceito de equilíbrio de forças e depende, dentre outros fatores, do modelo analítico adotado para a avaliação (Figura 5.2).

Dentre eles, é possível destacar a definição da profundidade da linha neutra em função do modelo constitutivo adotado para a laje de concreto e para os componentes de aço e da quantidade de elementos que atuam efetivamente para composição da seção transversal. Nas tabelas 5.8, 5.9 e 5.10, são apresentados os parâmetros para definição da profundidade da linha neutra experimental, obtidos a partir dos dados aquisitados de deformações, correspondentes aos protótipos em escala real, nos banzos e na face superior da laje.

Tabela 5.8 – Parâmetros para definição da profundidade da linha neutra experimental, correspondentes ao protótipo TWP

Força	Deformações			Tensões			Área de seção		Esforços		hLN
	$\epsilon_{bi}$	$\epsilon_{bs}$	$\epsilon_c$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_{bs}$	$\sigma_c$	Asbi	Asbs	Fbi	Fbs	
[kN]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[mm]
1,5	889	213	-161,00	167,7	40,2	2,5	4,70	4,70	79	19	65,48
10,0	1036	262	-197,00	195,4	49,3	3,0			92	23	63,58
20,0	1266	354	-258,60	238,8	66,8	3,9			112	31	61,47
30,0	1566	513	-348,50	295,3	96,8	5,1			139	45	59,97
40,0	1879	970	-558,50	354,3	182,9	7,7			167	86	54,40
44,7	2001	1392	-766,40	375,2	262,6	10,0			176	123	50,08

Tabela 5.9 – Parâmetros para definição da profundidade da linha neutra experimental, correspondentes ao protótipo TWC

Força	Deformações			Tensões			Área de seção		Esforços		hLN
	$\epsilon_{bi}$	$\epsilon_{bs}$	$\epsilon_c$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_{bs}$	$\sigma_c$	Asbi	Asbs	Fbi	Fbs	
[kN]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[mm]
5,0	1163	213	-119,49	216,0	39,6	3,0	3,51	3,51	76	14	49,66
10,0	1363	253	-141,69	253,2	46,9	3,6			89	16	49,44
20,0	2174	391	-210,69	363,8	72,7	5,2			128	26	49,24
30,0	3892	773	-374,19	393,7	143,5	8,8			138	50	35,66
37,2	5640	1437	-645,59	424,1	266,9	14,1			149	94	28,74

Tabela 5.10 – Parâmetros para definição da profundidade da linha neutra experimental, correspondentes ao protótipo TWVP

Força	Deformações			Tensões			Área de seção		Esforços		hLN
	$\epsilon_{bi}$	$\epsilon_{bs}$	$\epsilon_c$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_{bs}$	$\sigma_c$	Asbi	Asbs	Fbi	Fbs	
[kN]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[mm]
4,1	1081	309	-155,75	200,9	57,3	3,9	3,51	12,64	71	72	61,25
10,0	1323	379	-190,95	245,8	70,4	4,7			86	89	61,81
20,0	2158	533	-268,85	368,3	99,0	6,5			129	125	65,07
30,0	3271	804	-391,05	412,0	149,4	9,2			145	189	60,59
36,3	3579	1234	-561,05	424,1	229,2	12,5			149	290	58,30

Nas referidas tabelas, estão indicadas as deformações totais nos elementos de seção, considerando a estimativa dos valores produzidos pelo peso próprio dos protótipos e das vigas de distribuição.

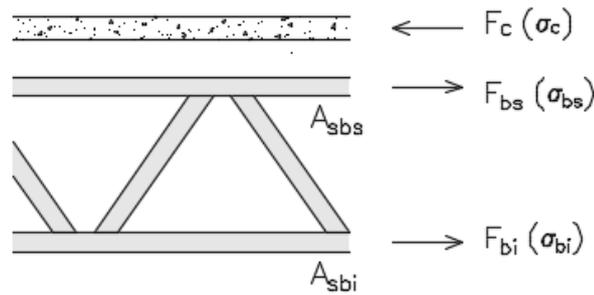


Figura 5.2 – Representação da distribuição de forças na seção mais solicitada dos protótipos

Em relação à determinação das tensões atuantes nos banzos, foi adotada uma metodologia de cálculo baseada no modelo constitutivo bilinear do aço. Para a distribuição de tensões nos banzos em regime elástico, os valores foram obtidos a partir do produto entre as deformações totais e o módulo de elasticidade, admitido pelos valores de 188.605 MPa (protótipo TWP) e 185.768 MPa (protótipos TWC e TWVP).

Após a plastificação do banzo inferior, o módulo de rigidez do material, dado por  $E_{s2}$ , foi determinado a partir das diferenças (a) entre a deformação máxima no banzo inferior e a deformação correspondente ao início da plastificação do aço e (b) e entre a tensão de ruptura e tensão de escoamento. A Eq. 5.4 representa o valor adotado para o módulo de rigidez do banzo inferior, após o início do escoamento do elemento.

$$E_{s2} = \frac{(f_u - f_y)}{(\varepsilon_{bi} - \varepsilon_y)} \quad \text{Eq. 5.4}$$

onde  $f_y$  e  $f_u$  representam as tensões limite de escoamento e de ruptura, obtidos através de ensaios de qualificação do aço adotado em cada um dos protótipos;

$\varepsilon_{bi}$  e  $\varepsilon_y$  representam a deformação específica final do banzo inferior (considerando o efeito do peso próprio) e a deformação específica correspondente ao início do escoamento (obtida a partir dos ensaios de qualificação);

Na Tabela 5.11, são apresentados os parâmetros adotados para avaliação do módulo de rigidez (das curvas tensão/deformação) após o início da plastificação do banzo inferior. Além disto, a partir das informações indicadas, é possível observar as variáveis adotadas para a determinação da profundidade da linha neutra, associada a cada protótipo.

A tensão de compressão no concreto foi obtida através da Eq. 4.3, a partir das deformações aquisitadas pelos extensômetros na face superior da laje. Em todos os protótipos ensaiados, as tensões no concreto foram inferiores à tensão de esmagamento (16,1 MPa para o protótipo TWP e 26,0 MPa para os protótipos TWC e TWVP).

Tabela 5.11 – Apresentação das deformações prévias, deformações finais e propriedades do aço, adotadas para determinação da profundidade da linha neutra

Protótipo	Deformações Prévias			Deformações Finais			Propriedades do Aço				
	$\epsilon_{bi,0}$	$\epsilon_{bs,0}$	$\epsilon_{c,0}$	$\epsilon_{bi}$	$\epsilon_{bs}$	$\epsilon_c$	$f_y$	$f_u$	$\epsilon_y$	$E_s$	$E_{s2}$
	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	[ $\mu\text{st}$ ]	MPa	MPa	[ $\mu\text{st}$ ]	MPa	MPa
TWP	723,7	159,1	-120,0	2001,0	1392,0	-766,4	375,2	445,2	1989,3	188605	-
TWC	952,9	176,8	-97,7	5640,0	1437,0	-645,6	359,6	424,1	1936,0	185768	17387
TWVP	815,2	259,6	-126,3	3579,0	1234,0	-561,1	359,6	424,1	1936,0	185768	39198

Nesse contexto, os modelos analíticos que admitem um comportamento rígido-plástico do concreto não são coerentes com as observações experimentais. No intuito de evitar imprecisão na determinação da linha neutra plástica experimental (após o escoamento do banzo inferior), foi definida uma distribuição de tensões na laje do tipo triangular (Figura 5.3).

É importante ressaltar que, para avaliação teórica da profundidade da linha neutra, foram admitidas as áreas nominais brutas (sem abatimento dos furos), correspondentes aos banzos da treliça. Caso as áreas líquidas fossem adotadas, as forças atuantes e a posição do eixo neutro, naturalmente, seriam alteradas.

Na Tabela 5.12, por exemplo, a posição da linha neutra elástica experimental, associada ao protótipo TWP, está bem correlacionada ao valor teórico (discrepância de 2%). A posição da linha neutra plástica experimental, no instante do colapso, é bastante discrepante (136%, aproximadamente) em relação ao valor teórico (Modelo-3).

Nesse contexto, acredita-se que as diferenças entre os resultados tenham sido tão expressivas em decorrência da premissa estabelecida pelo Modelo-3, referente à plastificação total de todos os elementos (banzos e laje de concreto). Os dados experimentais demonstram que as tensões na face superior do concreto foram bem inferiores à tensão de esmagamento e, portanto, que o modelo constitutivo rígido plástico, associado à laje, não é representativo.

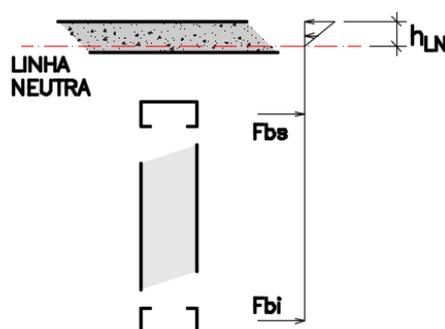


Figura 5.3 – Representação do diagrama de forças adotado para determinação da profundidade da linha neutra

Tabela 5.12 – Comparativo entre os resultados teóricos e experimentais, relacionados à profundidade da linha neutra

Protótipo	Linha Neutra Teórica		Linha Neutra Elástica			Linha Neutra Plástica		
	Elástica Modelo-1	Plástica Modelo-3	hLN	Força	$\Delta 1$	hLN	Força	$\Delta 2$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	-	[mm]	[kN]	-
TWP	62,5	21,2	61,5	20,0	2%	50,1	44,7	136%
TWC	50,3	10,0	49,2		2%	28,7	37,2	187%
TWVP	59,7	22,5	65,1		9%	58,3	36,3	159%

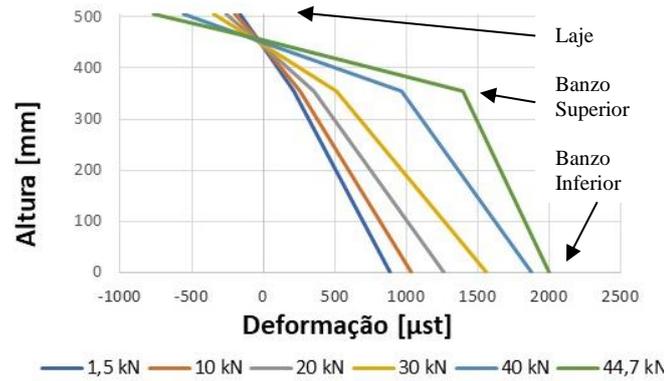


Figura 5.4 – Distribuição aproximada de deformações específicas na seção transversal do protótipo TWP

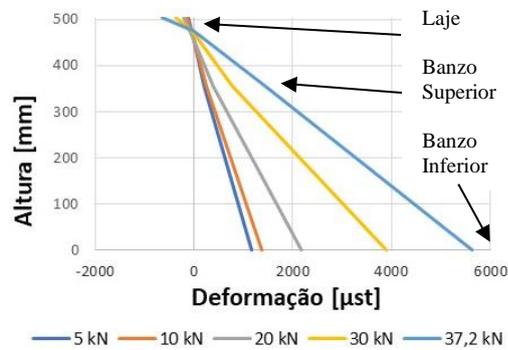


Figura 5.5 – Distribuição aproximada de deformações específicas na seção transversal do protótipo TWC

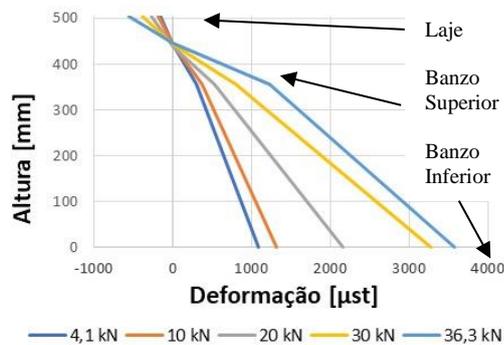


Figura 5.6 – Distribuição aproximada de deformações específicas na seção transversal do protótipo TWVP

As figuras Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6 ilustram a distribuição aproximada de deformações atuantes na seção transversal mista, correspondente aos diferentes protótipos ensaiados. Observa-se que, para estágios de carregamentos menores, as seções permanecem praticamente planas. Após a plastificação do banzo inferior, a premissa vai perdendo gradativamente a validade.

## 6. CONCLUSÃO

### 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente trabalho, foram desenvolvidos novos sistemas construtivos treliçados para composição de pisos mistos de aço e concreto, utilizando componentes estruturais de chapas finas. As estruturas em questão foram concebidas a partir de treliças de aço, compostas por perfis U enrijecidos de chapa dobrada e com espessuras de 0,95 mm e 1,25 mm, lajes com nervuras unidirecionais e blocos de enchimento em EPS.

Um dos objetivos da pesquisa refere-se à concepção de conectores de cisalhamento como alternativas para garantir a interação total entre as treliças e a laje, possibilitando uma série de benefícios associados às vigas mistas.

Nesse contexto, foram idealizados inovadores conectores de cisalhamento constituídos por chapas finas e fixados no banzo superior das treliças através de parafusos autoatarraxantes Ø 4,8 x 19 mm (ponta broca). Os referidos elementos foram intitulados de TWP (*Thin-Walled Perfobond*), TWC (*Thin-Walled Channel*) e TWVP (*Thin-Walled Vertical Post*).

Os resultados experimentais revelaram que os conectores possibilitaram a interação total entre o aço e concreto e que o sistema construtivo destinado a pisos mistos elevou significativamente a capacidade portante e o momento de inércia das vigas treliçadas. Além disto, os dados obtidos indicam que o comportamento da estrutura é melhor do que previsto pelas metodologias analíticas, sugeridas por normas e artigos técnicos que abordam o tema.

### 6.2 RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE *PUSH-OUT*

Os ensaios de *push-out* indicam que os conectores TWP e TWC apresentam capacidade resistente superior às estimativas analíticas e que o colapso da estrutura foi dado pelo aço (conector). Além disto, os referidos elementos atendem aos requisitos mínimos de ductilidade, conforme critério de avaliação estabelecido pelo *Eurocode 4*.

Os conectores TWP apresentaram uma força resistente média de 203,8 kN, cerca de 54% superior em relação à estimativa de carga máxima, obtida através de expressão analítica concebida para o conector *Perfobond* tradicional (composto por chapas mais compactas e soldado na mesa superior de vigas metálicas).

O mecanismo de falha identificado nos ensaios em questão refere-se à ruptura do aço de chapa fina nas proximidades dos parafusos autoatarraxantes. A diferença entre os valores

experimental e analítico poderia ter sido ainda maior, caso o colapso tivesse ocorrido na região de contato entre o aço e o concreto.

Quanto à ductilidade dos conectores TWP, os resultados experimentais indicam adequada capacidade de deformação do referido elemento. O deslocamento longitudinal característico, correspondente a 90% da carga máxima (após a ocorrência da ruptura), é de 16,0 mm, consideravelmente superior ao valor mínimo de 6 mm (*Eurocode 4*).

Em relação ao conector TWC, os resultados experimentais indicam que o valor médio da carga última é de 100,9 kN, cerca de 40% superior em relação ao valor analítico previsto, baseado em formulações destinadas a conectores tipo U tradicionais (compostos por chapas compactas e soldados na mesa superior das vigas metálicas).

Em termos de ductilidade, o conector TWC demonstrou conformidade em relação aos requisitos estabelecidos pelo *Eurocode 4*. O deslocamento característico, determinado após a ruptura dos protótipos, totaliza 6,03 mm e atende ao valor mínimo.

Sob o ponto de vista construtivo, o conector TWP demonstrou uma maior facilidade de fabricação e montagem em relação ao TWC. Embora o conector TWC tenha uma menor quantidade de parafusos autoatarraxantes, a presença da mesa superior do perfil U89x40x12x0,95 mm dificultou a fixação dos elementos.

### **6.3 MOMENTO RESISTENTE ASSOCIADO AOS ENSAIOS EM ESCALA REAL**

O protótipo TWP correspondente ao ensaio de flexão em escala real, apresentou resultados bem correlacionados com o Modelo-1. A força de ruptura de 69,2 kN é aproximadamente 5% maior que o valor previsto pelo referido modelo analítico, baseado na resistência elástica da seção mista com contribuição do banzo superior.

Acredita-se que a maior sobrecarga observada em uma das duas treliças tenha provocado o colapso precoce da estrutura. Baseado nos demais resultados, provavelmente o protótipo TWP alcançasse estágios de carregamento mais elevados e compatíveis com a estimativa dada pelo Modelo-3, referente à resistência elasto plástica, considerando a contribuição do banzo superior (Figura 2.1).

O protótipo TWC, por sua vez, apresentou momento resistente mais elevado, se comparado com a estimativa realizada através do modelo analítico recomendado pela literatura técnica. Em termos de capacidade portante, o comportamento do referido sistema treliçado é

bem correlacionado com o Modelo-3, cuja seção resistente é dada pelos banzos (tensão limite de escoamento) e pela laje de concreto (modelo constitutivo rígido-plástico).

Em relação ao protótipo TWVP, nenhum dos modelos demonstrou-se adequado para a previsão da capacidade portante. O resultado experimental indicou uma força máxima de 58,3 kN, cujo valor é cerca de 11% maior do que a estimativa realizada pelo Modelo-1. Em relação ao Modelo-3, o carregamento de colapso é aproximadamente 29% menor que o valor previsto de 81,2 kN.

Diante do exposto, é recomendada uma reavaliação das metodologias analíticas para determinação do momento resistente. Observou-se que as capacidades portantes dos sistemas treliçados mistos, estudados pelo presente trabalho, não podem ser determinadas por um único modelo analítico.

#### **6.4 MOMENTO DE INÉRCIA EFETIVO DOS PROTÓTIPOS**

Os resultados experimentais revelaram que os momentos de inércia efetivos (secante), associados aos protótipos em escala real TWP e TWC, estão bem correlacionados com o modelo analítico sugerido pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 até um estágio de carregamento próximo ao início do escoamento do banzo inferior dos sistemas treliçados.

Até o estágio de 48% da carga de colapso, a razão entre o momento de inércia secante (experimental) e o momento de inércia teórico, referente ao protótipo TWC, é de 87%. O protótipo TWP apresenta a mesma relação entre as propriedades geométricas, correspondente a uma carga de 64% da força de colapso.

O protótipo TWVP, por outro lado, apresentou uma perda expressiva de rigidez e, mesmo para carregamentos atuantes mais baixos, resultados experimentais bastante discrepantes em relação às estimativas analíticas. Acredita-se que os recortes adotados no banzo superior, no intuito de permitir que os montantes das treliças pudessem estar imersos na laje, contribuíram negativamente para redução da rigidez à flexão da estrutura.

Como comentários finais sobre a obtenção do momento de inércia efetivo dos sistemas treliçados, é possível destacar: (a) procedimento analítico sugerido por Murray & Davis (2015), (b) características das ligações entre os nós das treliças TWP e TWC e (c) avaliação do comportamento da estrutura quanto aos ELS-DE.

O procedimento analítico sugerido por Murray & Davis (2015) apresentou estimativas significativamente inferiores aos resultados experimentais obtidos para os protótipos TWP e

TWC. Neste contexto, um ponto de interrogação que pode ser estabelecido refere-se à validade dos procedimentos analíticos para sistemas treliçados em geral.

Na opinião do autor da presente tese, a referida metodologia não deverá ser descartada para avaliação de sistemas treliçados mistos em geral. Pelo contrário, é importante identificar, nos protótipos TWP e TWC, a razão pela qual os momentos de inércia secantes foram significativamente maiores que a referida previsão analítica.

Uma suposição refere-se ao tipo de ligação entre os nós dos referidos sistemas treliçados. Foram utilizadas chapas *gusset* com grande quantidade de parafusos, mesmo em regiões menos solicitadas (mais próximas ao meio do vão), no intuito de evitar o colapso precoce dos protótipos. Acredita-se que houve um aumento na rigidez à flexão das vigas treliçadas mistas e, portanto, discrepâncias entre os resultados experimentais e as previsões analíticas puderam ser observadas.

Em relação à avaliação dos sistemas treliçados TWP e TWC em serviço (ELS-DE), é possível utilizar a metodologia sugerida pela ABNT NBR 8800:2008. É importante ressaltar, no entanto, que a relação entre a altura das treliças e o vão livre deve ser estabelecida em torno de 1/20, semelhante ao valor adotado para os protótipos investigados. Caso diferentes relações sejam adotadas, é recomendado o emprego das expressões sugeridas por Murray & Davis (2015).

## 6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados experimentais, é possível observar que as treliças mistas de aço e concreto, compostas por componentes de chapas finas, requerem pesquisas adicionais para desenvolvimento e refinamento do sistema construtivo. Embora os protótipos TWP e TWC tenham apresentado comportamento estrutural superior ao previsto inicialmente, as diferenças entre os dados obtidos e os modelos analíticos devem ser avaliadas.

É preciso avaliar, por exemplo, se reduções nas dimensões das chapas *gusset* e na quantidade de parafusos autoatarraxantes influenciam significativamente na rigidez à flexão e no momento resistente. É importante analisar também o comportamento dos sistemas estruturais para diferentes relações entre altura e vão livre da estrutura.

Como comentários finais, o conector TWP demonstrou um comportamento significativamente melhor que o TWC, tanto em termos de capacidade resistente, quanto sob o ponto de vista de capacidade de deformação. Além disto, o TWP demonstrou ainda uma maior

facilidade de montagem e, portanto, é mais adequado para processos de fabricação de vigas treliçadas mistas em larga escala.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALSAMSAM, I. **An experimental investigation into the behavior of composite open-web steel joists**. Master of Science Thesis. Department of Civil and Mineral Engineering Institute of Technology, University of Minnesota, 1988.

AHN, J.H; LEE, C.G; WON, J.H; KIM, S.H. **Shear resistance of the perfobond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement**. Journal of Constructional Steel Research 66, 1295-1307, 2010.

ALHAJRI, T.M; TAHIR, M.M; AZIMI, M; MIRZA, J; LAWAN, M.M; ALENEZI, K.K; RAGAEI, M.B. **Behavior of pre-cast U-Shaped composite beam integrating cold-formed steel with ferro-cement slab**. Thin-Walled Structures 102, 18-29, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2015. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2014. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2008. **NBR 8800: Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2010. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2009. **NBR 15696: Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2013. **NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares**. Rio de Janeiro, Brasil.

ANSI/AISC 360. **Specification for structural steel buildings**. American Institute of Steel Construction. Chigaco, 2016.

ANSI/SJI 200. **Standard specification for CJ-Series composite steel joists**. Steel Joist Institute, 2015.

AZMI, M.H. **Composite open-web trusses with metal cellular floor**. Master of Science Thesis. McMaster University, 1972.

BARAN, E; TOPKAYA, C. **An experimental study on channel type shear connectors.** Journal of Constructional Steel Research 74, 108-117, 2012.

BARAN, E; TOPKAYA, C. **Behavior of steel-concrete partially composite beams with channel type shear connectors.** Journal of Constructional Steel Research 97, 69-78, 2014.

BRATTLAND, A; KENNEDY, D.J.L. **Flexural tests of two full-scale composite trusses.** Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 19, n° 2, 279-295. 1992.

BREMER, C.F. **Vigas mistas em perfis formados a frio com lajes mistas e lajes moldadas sobre painéis de concreto celular.** Tese de doutorado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

CÂNDIDO MARTINS, J.P.S; COSTA NEVES, L.F; VELLASCO, P.C.G.S. **Experimental evaluation of the structural response of Perfobond shear connectors.** Engineering Structures 32, 1976-1985, 2010.

CEN, EN 1994-1-1. **Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings,** Brussels, 2004.

DUBINA, D; UNGUREANU, V; LANDOLFO, R. **Design of cold-formed steel structures. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3 Design of cold-formed steel structures.** European Convention for Constructional Steelwork (ECCS). Berlim, 2012.

HANAOR, A. **Tests of composite beams with cold-formed sections.** Journal of Constructional Steel Research 54, 245-264, 2000.

HSU, C.T.T; PUNURAI, S; PUNURAI, W; MAJDI, Y. **New composite beams having cold-formed steel joists and concrete slab.** Engineering Structures 71, 187-200, 2014.

IRWAN, J.M; HANIZAH, A.H; AZMI, I. **Test of shear transfer enhancement in symmetric cold-formed steel-concrete composite beams.** Journal of Constructional Steel Research 65, 2087-2098, 2009.

KITTERMAN, S.S. **Investigation of several aspects of the vibration characteristics of steel member supported floors.** Master of Science Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Virginia, 1994.

LAKKAVALLI, B.S; LIU, Y. **Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists.** Journal of Constructional Steel Research 62, 995-1006, 2006.

LEAL, L.A.A.S; BATISTA, E.M. **Composite floor system with CFS trussed beams, concrete slab and innovative shear connectors.** Proceedings of the XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), Florianópolis, Brazil, 2017.

LEAL, L.A.A.S; BATISTA, E.M. **Experimental investigation of new thin-walled perfobond shear connectors.** REM (Revista da Escola de Minas) International Engineering Journal. Brazil, 2019a. (Accepted: 12 August 2019)

LEAL, L.A.A.S; BATISTA, E.M. **Composite floor system with cold-formed trussed beams and pre-fabricated concrete slab**. International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS), Prague, 2019b.

BATISTA, E.M; LEAL, L.A.A.S. **Composite floor system with thin-walled steel trussed beams and concrete slab**. Journal of Constructional Steel Research (JCSR). Submitted on June, 2019.

LEMBECK, Jr, H.G. **Composite Design of open-web steel joists**. Master of Science Thesis, Washington University, St. Louis, MO. 1965.

LEON, R.T; CURRY, J. **Behavior of long span composite joists**. ASCE Structures Congress Proceedings, Florida, 390-403, 1987.

LI, Y; SHEN, H; SHAN, W; et al. **Flexural behavior of lightweight bamboo-steel composite slabs**. Thin-Walled Structures 53, 83-90, 2012.

MALITE, M. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1993.

MAZOZ, A; BENANANE, A; TITOU, M. **Push-out tests on a new shear connector of I-Shape**. International Journal of Steel Structures, Vol 13, No 3, 519-528, 2013.

MURRAY, T.M; ALLEN, D.E; UNGAR, E.E; DAVIS, D.B. **Steel Design Guide 11: Vibrations of steel-framed structural systems due to human activity**. American Institute of Steel Construction (AISC), 2<sup>nd</sup> edition, 2016.

MURRAY, T.M; DAVIS, B. **Technical Digest 5: Vibration of steel joist – concrete slab floors**. Steel Joist Institute (SJI), 2015.

KIM, S.H; CHOI, K.T; PARK, S.J; PARK, S.M; JUNG, C.Y. **Experimental shear resistance evaluation of Y-type perfobond rib shear connector**. Journal of Constructional Steel Research 82, 1-18, 2013.

KIM, Y.H; CHOI, H; LEE, S; YOON, S.J. **Experimental and analytical investigations on the Hat Shaped shear connector in the steel-concrete composite flexural member**. International Journal of Steel Structures. Vol 11, No 1, 99-107, 2011.

KYVELOU, P; GARDNER, L; NETHERCOT, D.A. **Composite action between cold-formed steel beams and wood-based floorboards**. IJSSD Symposium on Progress in Structural Stability and Dynamics. Lisbon, Portugal, July, 2015.

OEHLERS, D.J. **Composite profiled beams**. Journal of Structural Engineering 119 (4), 1085-1100, 1993.

OLIVEIRA, L.A.F. **Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas de aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2001.

PASHAN, A. **Behaviour of channel shear connectors: push-out tests**. Department of Civil and Geological Engineering – University of Saskatchewan. Thesis (Master degree). Canada, 2006.

PASHAN, A; HOSAIN, M. **New design equations for channel shear connectors in composite beams**. Canadian Journal of Civil Engineering 36, 1435-1443, 2009.

PATRAS, W; AZIZINIMINI, A. **Open-web composite joist systems utilizing ultra-high strength concrete**. Master of Science Thesis. College of Engineering and Technology. University of Nebraska – Lincoln, 1991.

ROBINSON, H; FAHMY, E. **The design of partially connected composite open-web joists**. Canadian Journal of Civil Engineering, 611-614. 1978.

SAMUELSON, D. **Composite steel joists**. AISC Engineering Journal. 111-120. 2002

SHUN-ICHI NAKAMURA, P.E. **Bending behavior of composite girders with cold-formed steel U section**. Journal of Structural Engineering 128, 1169-1176, 2002.

TIDE, R.H.R; GALAMBOS, T.V. **Composite open-web steel joists**. AISC Engineering Journal, Vol. 7, 27-36. 1979

VIANNA, J.C; ANDRADE, S.A.L; VELLASCO, P.C.G; COSTA-NEVES, L.F. **Experimental study of Perfobond shear connectors in composite construction**. Journal of Constructional Steel Research 81, 62-75, 2013.

XU, L; TANGORRA, F.M. **Experimental investigation of lightweight residential floors supported by cold-formed steel C-shape joists**. Journal of Constructional Steel Research 63, 422-435, 2007.

XU, L. **Floor vibration in lightweight cold-formed steel framing**. Advances in Structural Engineering. Vol.14, N° 4, 2011.

WANG, P.C; KALEY, D.J. **Composite action of concrete slab and open-web joist (without the use of shear connectors)**. AISC Engineering Journal, Vol. 4, n° 1. 1967.

WANG, L; YOUNG, B. **Beam tests of cold-formed steel built-up sections with web perforations**. Journal of Constructional Steel Research 115, 18-33, 2015.

WEHBE, N; BAHMANI, P; WEHBE, A. **Behavior of concrete/cold formed steel composite beams: experimental development of a novel structural system**. International Journal of Concrete Structures and Materials. Volume 7, N° 1, 51-59, 2013.

ZHENG, S; LIU, Y; YODA, T; LIN, W. **Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole perfobond shear connector**. Journal of Constructional Steel Research 117, 64-80, 2016.

## APÊNDICE A

No Apêndice A, serão apresentadas as verificações de um sistema estrutural treliçado, misto de aço e concreto, constituído por perfis de aço formados a frio e laje unidirecional de concreto (com enchimento em EPS). As características da estrutura, em termos de vão livre e seção transversal, são semelhantes às adotadas no ensaio de flexão (escala real), correspondente ao conector TWC.

A única mudança refere-se à largura total do pavimento, cujo valor admitido totaliza 30 metros e é superior à dimensão de 1.200 mm adotada para o protótipo TWC. Quanto à finalidade da estrutura, fica estabelecido, para fins de definição do carregamento atuante, um ambiente destinado a escritórios comerciais, composto por poucas paredes, divisórias e móveis fixos.

Os objetivos da análise estrutural visam (a) avaliar a conformidade do pavimento misto em relação aos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS-DE e ELS-VE) (b) e estabelecer um comparativo entre os procedimentos adotados para cálculo (incluindo os coeficientes de segurança) e os resultados experimentais.

Dessa forma, é possível verificar, dentre outros aspectos, o “nível” de segurança da estrutura, dado pela razão entre o momento resistente experimental e o momento resistente de cálculo (obtido a partir dos coeficientes de ponderação e do procedimento analítico que despreza a contribuição do banzo superior da treliça).

O exemplo de cálculo permite a comparação entre os deslocamentos teóricos e os deslocamentos experimentais, para uma mesma combinação de carregamentos adotada para verificação do ELS-DE (Combinação frequente de ações). Além disto, baseado nos resultados obtidos no ensaio dinâmico, a correlação entre os parâmetros teóricos e experimentais, em termos de frequência natural e taxa de amortecimento, pode ser estabelecida.

O primeiro passo para a análise estrutural consiste na determinação dos carregamentos atuantes e das combinações relativas ao ELU e ao ELS-DE. Será admitido, neste projeto, que a ação variável de escritório, em consonância com a ABNT NBR 6120:1980, totaliza 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Quanto à ação permanente, correspondente ao peso próprio do fôrro, instalações e revestimentos de piso, é definida por 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

O peso próprio das vigas treliçadas mistas, por sua vez, será admitido a partir da massa total do protótipo TWC (2.017 kg). Neste sentido, o valor correspondente é de 2,11 kN/m<sup>2</sup>, considerando a aceleração gravitacional de 9,81 m/s<sup>2</sup> e que as dimensões do referido experimento totalizam 1.200 x 7.800 mm.

Em relação às combinações, serão adotadas a “Combinação Última Normal” e a “Combinação Freqüente”, em conformidade com as recomendações estabelecidas pela ABNT NBR 8800:2008.

$$\sum \gamma_g \cdot F_{g,k} + \gamma_{q1} \cdot F_{q1,k} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{qj,k} \quad \text{Eq. A 1}$$

$$\sum F_{g,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad \text{Eq. A 2}$$

onde:

$\gamma_g$ ,  $\gamma_{q1}$  e  $\gamma_{qj}$  representam os coeficientes de ponderação referentes às ações permanentes, ação variável principal e demais ações variáveis atuantes, respectivamente.

$F_{g,k}$ ,  $F_{q1,k}$  e  $F_{qj,k}$  representam os valores característicos das ações às ações permanentes, ação variável principal e demais ações variáveis atuantes, respectivamente.

$\psi_0$  é um fator de redução probabilístico, associado a possibilidade de ocorrência de duas ações variáveis de naturezas distintas (ação de uso e ocupação e ação de vento, por exemplo).

$\psi_1$  é o fator de redução para definição do valor freqüente, associado a uma dada ação variável.

$\psi_2$  é o fator de redução para definição do valor quase permanente, associado a uma dada ação variável.

A partir das Eq. A 1 e Eq. A 2, as combinações de ações podem ser determinadas. Os coeficientes de ponderação a serem adotados para o peso próprio, ação permanente e ação variável totalizam, respectivamente, 1,35, 1,40 e 1,50. Em relação ao fator de redução  $\psi_2$ , para avaliação do Estado Limite de Serviço – Deslocamentos Excessivos, o valor a ser adotado no projeto em questão totaliza 0,6, considerando que o ambiente está sujeito a “elevada concentração de pessoas” (Tabela 2 da ABNT NBR 8800:2008).

Nesse contexto, os carregamentos distribuídos atuantes, correspondentes ao ELU e ao ELS-DE, totalizam 7,25 kN/m<sup>2</sup> e 4,31 kN/m<sup>2</sup>. Para efeito de cálculo e de comparativo com os resultados experimentais, os valores serão convertidos em cargas por unidade de comprimento, considerando uma largura de 1.200 mm (mesma dimensão adotada no ensaio de flexão).

O carregamento atuante sobre a seção resistente, composta por duas treliças metálicas e pela laje de concreto, é de 8,70 kN/m (ELU) e 5,17 kN/m (ELS-DE). O primeiro comparativo com a análise experimental que pode ser feito, num primeiro momento, refere-se ao conceito de força equivalente.

Os referidos carregamentos por unidade de comprimento podem ser associados a forças equivalentes de 47,8 kN e 28,4 kN. Sabendo que a força máxima ( $P_{\text{máx}}$ ), considerando a contribuição do peso próprio do protótipo e dos elementos de distribuição de carga, equivale a 61,7 kN, note que os carregamentos referentes ao ELU e ao ELS-DE representam 77,4% e 46% de ( $P_{\text{máx}}$ ).

Em relação ao momento resistente da seção mista, admitindo interação total entre a treliça de aço e a laje, é de 5.882 kN.cm. A resistência característica à compressão do concreto adotada é de 26 MPa, a tensão limite de escoamento do aço é de 370,42 MPa e a área dos banzos inferiores (correspondente a duas treliças) totaliza 3,57 cm<sup>2</sup>. As condições estabelecidas, para efeito de cálculo, são iguais às propriedades dos materiais utilizados no protótipo em escala real.

É importante ressaltar que o momento resistente foi obtido a partir da ponderação das resistências associadas ao aço e ao concreto com valor de 1,10 e 1,40, respectivamente. Baseado nos resultados apresentados, a viga treliçada mista não é aprovada em relação ao ELU, tendo em vista que o momento fletor solicitante de cálculo é igual a 6.248 kN.cm. A razão entre o esforço solicitante e o esforço resistente é de 106%.

Em relação ao deslocamento máximo teórico, referente às vigas treliçadas mistas, o valor pode ser estabelecido a partir do momento de inércia efetivo, sugerido pela ABNT NBR 8800:2008. Neste sentido, a flecha máxima totaliza 16,5 mm ( $L/459$ ), obtida a partir do momento de inércia (seção homogeneizada) de 7.244 cm<sup>4</sup> e módulo de elasticidade do aço de 185.770 MPa (obtido através do ensaio de tração axial).

Considerando que a estrutura é destinada à sustentação de um pavimento, o deslocamento limite, recomendado (ABNT NBR 8800:2008), é de  $L/350$ , equivalente a 21,6 mm. A razão entre o deslocamento máximo e o deslocamento limite é igual a 76,4% e, portanto, o sistema estrutural misto está em conformidade quanto ao ELS-DE.

Para fins de projeto, é recomendado a verificação dos deslocamentos finais, considerando o efeito de fluência (longa duração) e fissuração do concreto. De maneira conservadora, a ABNT NBR 8800:2008 (item O.1.2.1) estabelece que o referido efeito pode ser levado em consideração a partir da multiplicação da razão modular inicial ( $\eta = E_S/E_{CS}$ ) pelo fator 3, ou seja, reduzindo a rigidez à flexão do elemento estrutural em questão.

O momento de inércia da seção homogeneizada, considerando o efeito de fluência e de fissuração do concreto, é de 6556 cm<sup>4</sup>, cerca de 10% inferior à propriedade geométrica adotada para carregamentos de curta duração.

## APÊNDICE B

Os protótipos em escala real TWC e TWVP foram submetidos a ensaios experimentais para avaliação do comportamento dinâmico das treliças mistas de aço e concreto. Dentre os parâmetros de interesse, destacam-se a frequência natural e a taxa de amortecimento, associadas aos diferentes modos de vibração da estrutura.

A investigação experimental foi realizada antes da realização dos ensaios de ruptura dos referidos protótipos e a instrumentação adotada é composta por acelerômetros, sistema de aquisição de dados e martelo com extremidade de borracha. Os acelerômetros foram posicionados no meio do vão e no quarto de vão para possibilitar a determinação dos parâmetros dinâmicos de interesse, correspondentes ao 1º modo e ao 2º modo de vibração.

A fixação entre os acelerômetros e os protótipos foi realizada através do aperto (por intermédio de um grampo metálico) entre uma cantoneira de apoio e a chapa *gusset* (de ligação entre os banzos e diagonais da treliça de aço), conforme indicado na Figura B.1. Os acelerômetros utilizados são unidirecionais e foram produzidos pelo fabricante KYOWA (código ASW-1A). O sistema de aquisição de dados utilizado, por sua vez, é do tipo LYNX, composto por 8 (oito) canais de leitura e adequado para ensaios dinâmicos.



Figura B.1 – Fixação dos acelerômetros nas chapas *gusset* do sistema treliçado

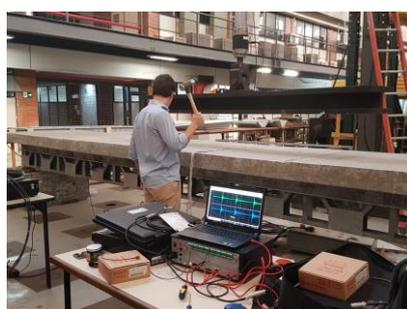


Figura B.2 – Detalhes associados ao ensaio dinâmico: (a) aplicação de sucessivos impactos e (b) martelo com extremidade de borracha

A aplicação das forças (excitação dinâmica) no sistema estrutural foi realizada através de um martelo com extremidade de borracha (Figura B.2) em duas posições: meio do vão e quatro do vão. Para cada uma das posições, foram produzidos sucessivos impactos na face superior da laje de concreto, em intervalos médios de 10 segundos e duração total de 3 minutos. É importante ressaltar que o procedimento foi efetuado duas vezes em cada uma das posições indicadas.

Observe, na Figura B.2, que o ensaio dinâmico foi realizado num instante onde as vigas de distribuição de carregamento, adotadas nos testes de ruptura, não haviam sido montadas. A estratégia foi definida para evitar que as referidas vigas influenciassem na distribuição de massa e nas taxas de amortecimento da estrutura mista.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais podem ser representados pelas acelerações no domínio do tempo e no domínio da frequência, possibilitando a obtenção dos parâmetros dinâmicos. Nas figuras Figura B.3 e Figura B.4 são apresentados os dados obtidos através de 2 (dois) ensaios dinâmicos realizados no protótipo TWC.

Os ensaios TWC-1 e TWC-2 correspondem a impactos produzidos no meio do vão e no quarto do vão, respectivamente. As figuras Figura B.5 e Figura B.6 e 4.113, por sua vez, apresentam os resultados correspondentes ao protótipo TWVP (TWVP-1 e TWVP-2 referem-se a impactos realizados no meio do vão e no quarto do vão, respectivamente).

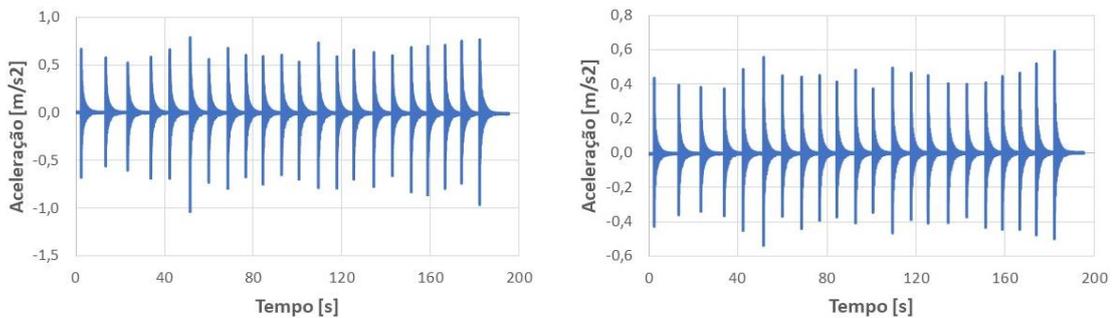


Figura B.3 – Aceleração no domínio do tempo, correspondente ao ensaio TWC-1, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

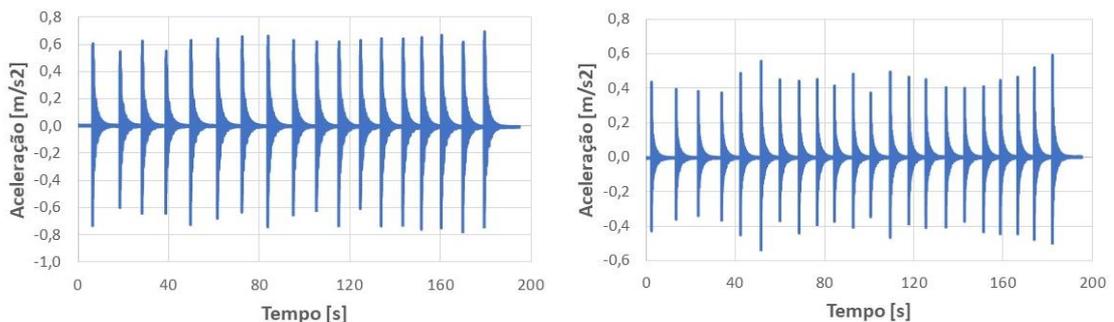


Figura B.4 – Aceleração no domínio do tempo, correspondente ao ensaio TWC-2, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

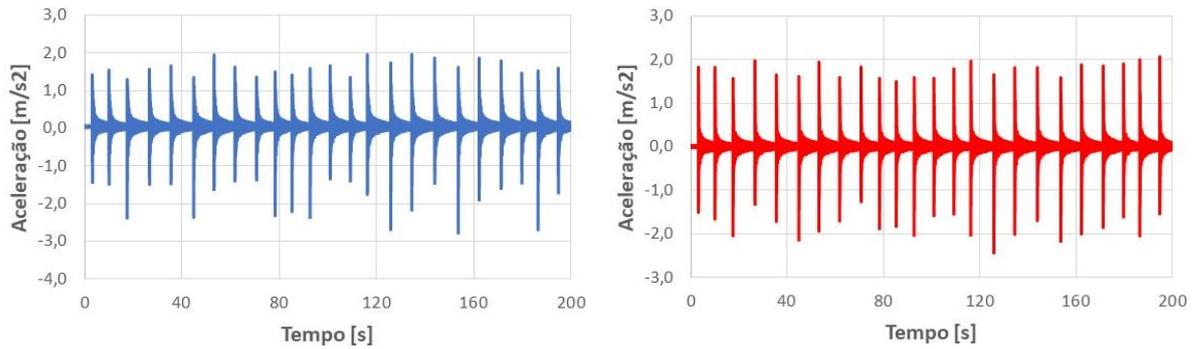


Figura B.5 – Aceleração no domínio do tempo, correspondente ao ensaio TWVP-1, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

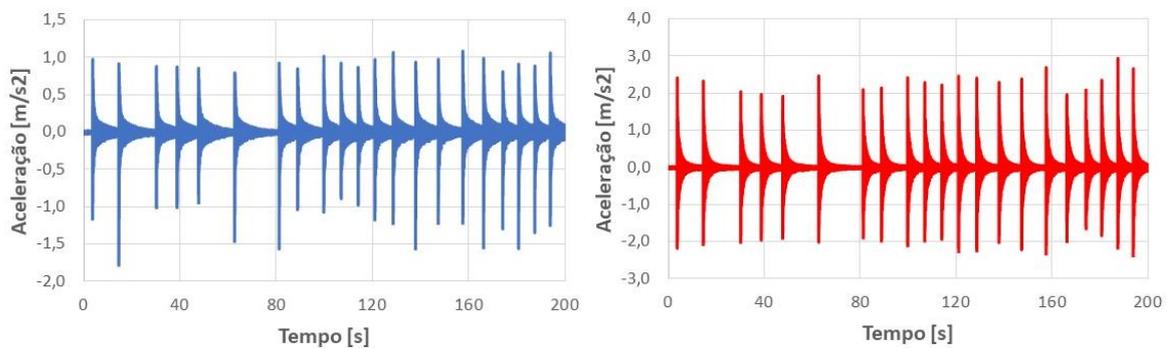


Figura B.6 – Aceleração no domínio do tempo, correspondente ao ensaio TWVP-2, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

A partir dos dados obtidos, é possível determinar a taxa de amortecimento da estrutura a partir do “decaimento logarítmico”. A Eq. B.1 retrata o decaimento logarítmico em função da quantidade de ciclos adotada e os valores de resposta (aceleração, no caso) em dois instantes de tempo distintos.

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{x_1}{x_{n+1}} \quad \text{Eq. B.1}$$

$$\delta = 2\pi\xi \quad \text{Eq. B.2}$$

onde:

$\delta$  é o decaimento logarítmico, numericamente igual à taxa de amortecimento da estrutura;

$n$  é o número de ciclos adotados para determinação do decaimento logarítmico;

$x_1$  e  $x_{n+1}$  correspondem ao valor da resposta da estrutura em em dois instantes de tempo distintos;

$\xi$  é a taxa de amortecimento modal;

A Eq. B.2 retrata o valor do decaimento logarítmico para sistemas estruturais com baixa taxa de amortecimento. A partir desta expressão e dos resultados experimentais, o referido parâmetro dinâmico pode ser determinado.

A taxa de amortecimento do protótipo TWC, referente ao 1º modo de vibração, é igual a 1,62% e foi determinado após a aplicação de filtros no sinal adquirido. Além disto, foram selecionados dois intervalos de tempo para a determinação do decaimento logarítmico, conforme pode ser observado na Figura B.7. No sentido de evitar distorções decorrentes dos impactos produzidos, buscou-se selecionar um intervalo de tempo onde as acelerações estivessem entre 0,2 m/s<sup>2</sup> e 0,05 m/s<sup>2</sup>.

Em relação ao protótipo TWVP, por sua vez, a taxa de amortecimento apresentou valor consideravelmente inferior ao TWC e equivale a 0,5 %. Observa-se, na Figura B.8, que a dissipação do impacto produzido é significativamente mais lenta, se comparada com os dados apresentados na Figura B.7.

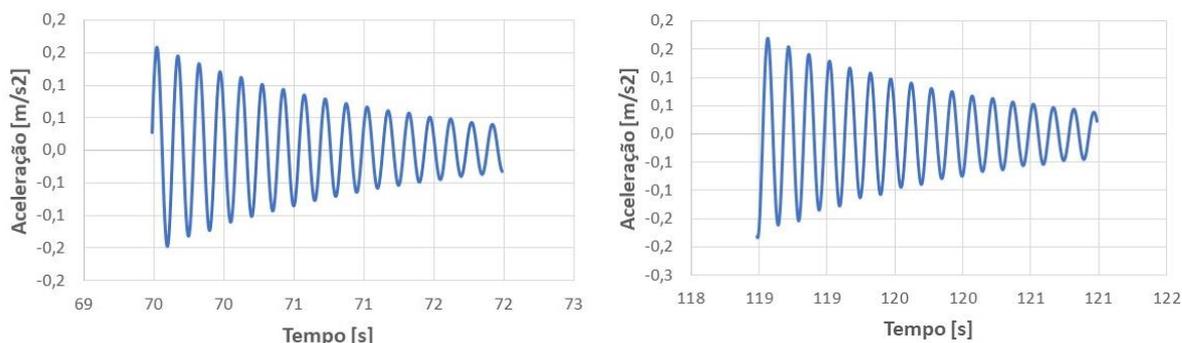


Figura B.7 – Intervalos de tempo adotados para a definição do decaimento logarítmico, correspondente ao protótipo TWC

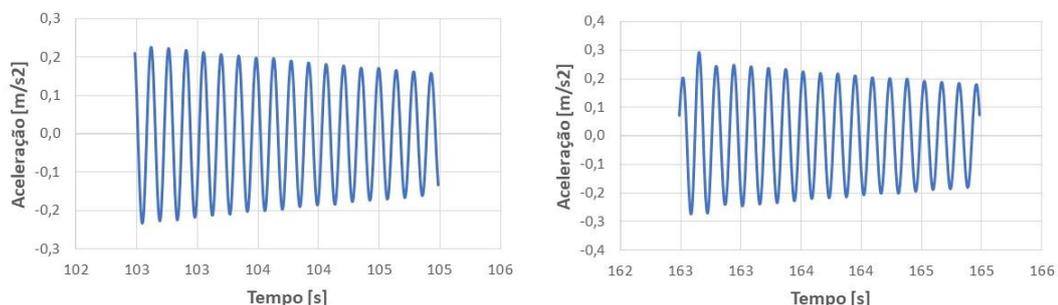


Figura B.8 – Intervalos de tempo adotados para a definição do decaimento logarítmico, correspondente ao protótipo TWVP

A avaliação da resposta da estrutura no domínio da frequência permite a identificação de um importante parâmetro dinâmico, associado aos protótipos analisados: frequências naturais para diferentes modos de vibração.

A partir dos resultados apresentados nas figuras Figura B.9 e Figura B.10, as frequências naturais, referentes ao protótipo TWC, correspondentes ao 1º, 2º e 3º modos de vibração totalizam 6,69 Hz, 15,82 Hz e 22,55 Hz, respectivamente.

As frequências naturais associadas ao protótipo TWVP (figuras Figura B.11 e Figura B.12), por sua vez, equivalem a 6,93 Hz, 17,87 Hz e 26,02 Hz, correspondentes ao 1º, 2º e 3º modos de vibração. Os dados obtidos demonstram que a rigidez à flexão das vigas treliçadas com conectores TWVP é um pouco maior que a rigidez apresentada pelo outro protótipo, uma vez que ambos apresentam praticamente a mesma massa total.

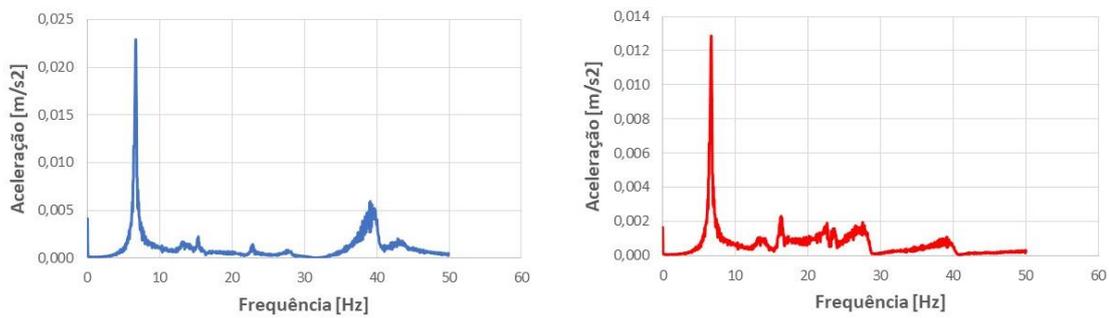


Figura B.9 – Aceleração no domínio da frequência, correspondente ao ensaio TWC-1, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

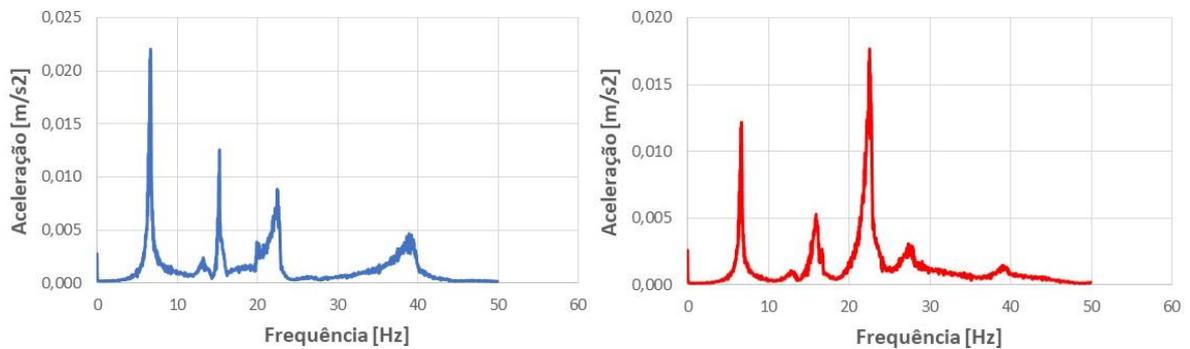


Figura B.10 – Aceleração no domínio da frequência, correspondente ao ensaio TWC-2, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

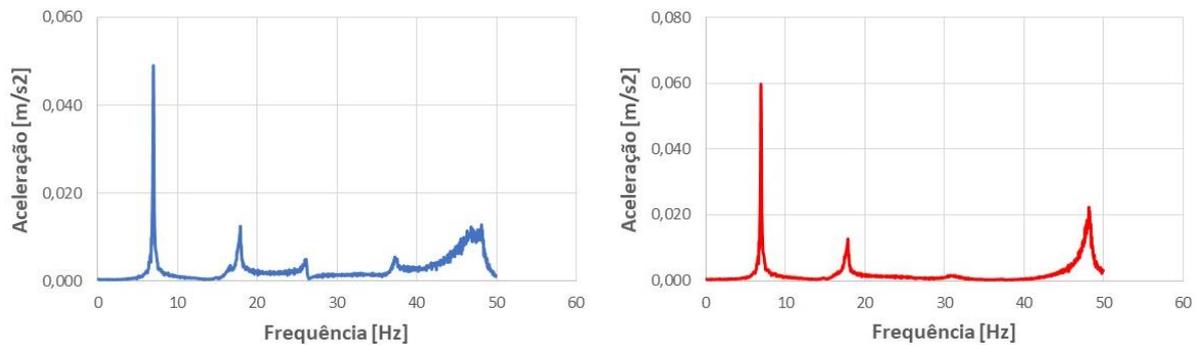


Figura B.11 – Aceleração no domínio da frequência, correspondente ao ensaio TWVP-1, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2

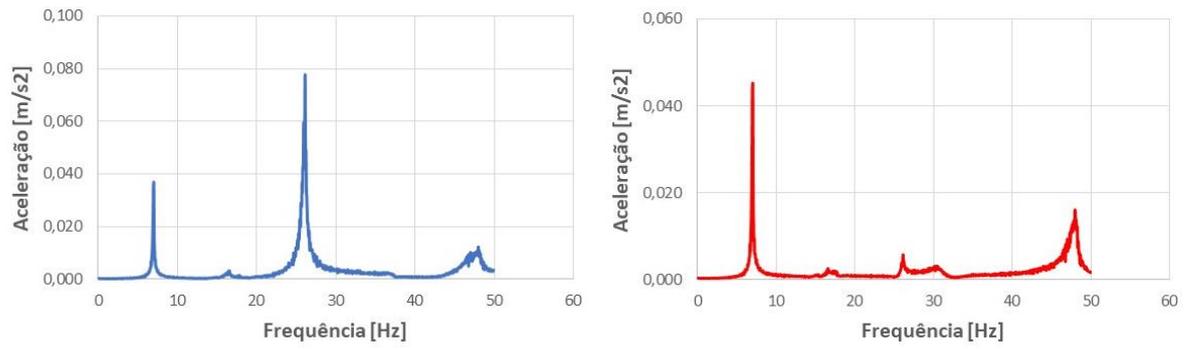


Figura B.12 – Aceleração no domínio da frequência, correspondente ao ensaio TWVP-2, medida pelos sensores: (a) AC1 e (b) AC2