

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**VIGAS COMPOSTAS DE CONCRETO COM
LAJE PRÉ-MOLDADA LIGADA MEDIANTE
NICHOS:**

Análise da resistência da interface

VANESSA ELIZABETH DOS SANTOS BORGES

D0055E12
GOIÂNIA
2013

VANESSA ELIZABETH DOS SANTOS BORGES

**VIGAS COMPOSTAS COM LAJE PRÉ-
MOLDADA LIGADA MEDIANTE NICHOS:
Análise da resistência da ligação**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Mecânica das Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo

D0055E12

GOIÂNIA

2013

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
GPT/BC/UFG**

B732v Borges, Vanessa Elizabeth dos Santos.
Vigas compostas de concreto com laje pré-moldada ligada mediante nicho [manuscrito]: Análise da resistência da ligação / Vanessa Elizabeth dos Santos Borges. – 2012.
175 f. : il. , figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2012.

Bibliografia.

Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas e tabelas.

Apêndices.

1. Vigas compostas. 2. Ligação de cisalhamento. 3. Concreto pré-moldado. I. Título.

CDU:621.962

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS (TEDE) NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou *download*, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: Dissertação Tese

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor (a):	Vanessa Elizabeth dos Santos Borges				
E-mail:					
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página?	<input checked="" type="checkbox"/> Sim	<input type="checkbox"/> Não			
Vínculo empregatício do autor	Nenhum				
Agência de fomento:	Campanha Nacional de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES		
País:	Brasil	UF:	GO	CNPJ:	
Título:	VIGAS COMPOSTAS DE CONCRETO COM LAJE PRÉ-MOLDADA LIGADA MEDIANTE NICHOS: Análise de resistência da interface				
Palavras-chave:	Vigas compostas. Ligação de cisalhamento. Concreto pré-moldado. Rugosidade				
Título em outra língua:	Composite beams with precast slab connected by pockets: Strength interface analysis				
Palavras-chave em outra língua:	Composite beams. Precast concrete. Shear connection. Roughness.				
Área de concentração:	Mecânica das Estruturas				
Data defesa: (dd/mm/aaaa)	21/08/2012				
Programa de Pós-Graduação:	Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil				
Orientador (a):	Professor Doutor Daniel de Lima Araújo				
E-mail:	araujodl@terra.com.br				
Co-orientador (a):*					
E-mail:					

*Necessita do CPF quando não constar no SisPG

3. Informações de acesso ao documento:

Concorda com a liberação total do documento SIM NÃO¹

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.

Vanessa Elizabeth dos Santos Borges

Assinatura do (a) autor (a)

Data: 24/06/2016

¹ Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Os dados do documento não serão disponibilizados durante o período de embargo.



Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Vigas Compostas de Concreto com Laje Pré-Moldada Ligada Mediante Nichos: Análise da Resistência da Interface

Vanessa Elizabeth dos Santos Borges

Dissertação defendida e aprovada pela banca constituída pelos senhores:

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo (UFG)

Prof. Dr. Ademir Aparecido do Prado (UFG)

Prof. Dr. Ricardo Carrazedo (EESC/USP)

Goiânia, 21 de agosto de 2012

*Para minha querida família:
Florzinha,
Sorella Mia,
Mamãe e Papai.*

AGRADECIMENTOS

A Deus: “Obrigada, por tudo e para sempre”. Faço minhas as palavras de *Chiara Lubich* para tentar agradecer o que não consigo.

Agradecer ao querido professor Daniel é difícil... Obrigada pela orientação, pela confiança e por acreditar tanto em mim, muito, mas muito mais do que eu mesma poderia acreditar algum dia.

À Eletrobrás FURNAS, assim como à FUNAPE – Fundação de Apoio à Pesquisa da UFG, os agradecimentos são intangíveis, pelo patrocínio, juntamente com ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica, através do Programa de Pesquisa e Desenvolvimento – P&D – “*Pré-moldados e Ligações em Concreto Empregados em Estruturas de Usinas Hidrelétricas*”. Agradeço de forma especial os Engenheiros da Eletrobrás FURNAS: Rubens Machado Bittencourt, Newton Goulart Graça e Moacir Alexandre de Souza Andrade pela parceria.

Sou eternamente grata a todos os inúmeros amigos de FURNAS: Sr. Joaquim, Luiz Antônio, Josean, Fernando Curi, Alexandre Castro, Ricardo Barbosa, Walter “Sabonete”, os dois Lucianos, Florismar, Edson “Jeguinho”, Joaquimzinho, Edson “Mão-de-onça”, Maurice Antoine, Marco Aurélio Pureza e todos que contribuíram para a realização do trabalho, pessoal da Informática, da Aquisição, enfim, todos. (E foram muitíssimos!!!!!!!!!!!!!!)

Ainda do convívio em FURNAS, agradeço a companhia, a amizade e o trabalho da grande Alice Danin, do Breno Breseghelo, do querido primo Jorge Luis, do super estagiário Felipe Romão e do tímido Wendel Pimenta.

Agradeço também à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pela bolsa de mestrado.

Meu muito obrigada aos professores do PPG-GECON – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil: Sylvia Regina, Frederico da Silva, Oswaldo Cascudo, Helena Carasek, Ademir do Prado e Zenón Del Prado. Sem esquecer as queridas Tatiana Gondim do Amaral e Maria Carolina Brandstetter.

Agradeço aos amigos do GECON, com os quais passei horas divertidas, mesmo sob tensão: Marina, Michelle, Douglas, Ludmila, Murillo, Nelito, Carol, Thales e Byl.

Faltam-me palavras para agradecer meus queridos amigos: Edilene Muniz e Luiz Álvaro que sempre, sempre e sempre me motivaram a continuar. A primeira simplesmente com a amizade que me é muito valiosa e o segundo por existir em minha vida, pelo carinho, pelas horas de risada em Furnas ou mesmo ao telefone, pelos incentivos contínuos, enfim, por nunca ter me deixado desistir e sempre ter uma palavra certa para a hora certa.

Obrigada às amigas do coração: Cátia da Silva Santos, por seu amor de irmã, sempre pronta ao meu lado há mais de 20 anos; Ana Paula Fernandes, por sua sempre presente companhia; e Juliana Bispo, pelas horas infindas me apoiando mesmo de longe.

À minha segunda família, Movimento dos Focolares, nas pessoas de Vilma Couteiro, Lourdinha, Carla, Beth, Wanda, Walkíria, Sandra Maschio...

Não posso deixar de agradecer ao João Felipe que chegou ao finalzinho da jornada, mas ajudou de diversas maneiras.

Enfim, agradeço à minha SUPER FAMÍLIA: minha Florzinha que me alegra todos os dias com seu sorriso, seus beijinhos e todo seu “tantão” de amorzinho; minha irmã ou Sorella Mia, que tanto me faz falta aqui ao meu lado, mas que está sempre unida a mim em pensamento, em orações, no coração, na Eucaristia; e, meus queridos pais que me são muito pacientes, carinhosos, amorosos, exemplo, combustível... Muito, muito obrigada, mamãe e papai.

“Não há rosas sem espinhos” é um provérbio melancólico. Digamos em vez disso: “Não há espinhos sem rosas”.
Chiara Lubich
(1920 – 2008)

RESUMO

A indústria da construção civil, no Brasil, tem passado por alterações nos últimos anos. Tal fenômeno deve-se ao atual crescimento econômico atingido pelo país. Como resultado dessas alterações, aumentou o emprego das estruturas pré-moldadas de concreto. Diante desse contexto, têm sido realizados estudos sobre ligações entre peças pré-moldadas. Este trabalho apresenta como objetivo o estudo dos mecanismos de transferência das tensões de cisalhamento que se formam na interface entre vigas e lajes pré-moldadas, as chamadas vigas compostas. Foram avaliados, por meio de ensaios de cisalhamento direto em modelos compostos por duas peças em formato de “L”, três diferentes níveis de rugosidade da interface entre as peças, quais sejam: superfície naturalmente rugosa, superfície intencionalmente rugosa e superfície com chaves de cisalhamento. Dessa avaliação da rugosidade, constatou-se ser possível garantir o nível mínimo de rugosidade estabelecido pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com o emprego de um aditivo retardador de pega superficial (ARSP), não apresentando redução significativa na resistência da ligação. Posteriormente, foram realizados ensaios utilizando o mesmo modelo, nos quais foi avaliada a influência da taxa de armadura normal à interface, que variou de 0,19% a 1,2%, sobre a resistência ao cisalhamento da ligação. E, paralelamente a esses ensaios, modelos do tipo três blocos ligados por meio de nichos, também com presença de armadura normal à superfície de cisalhamento, com taxas de 0,5% a 1,2%, foram testados e comparados com os anteriores. Tais ensaios permitiram a constatação de que ao se aumentar o valor da taxa de armadura, aumenta-se linearmente a resistência ao cisalhamento da ligação, ressaltando-se a necessidade de verificação de um valor mínimo e um máximo. E, além disso, os ensaios do tipo duplo “L” permitiram a proposição de expressões para cálculo da resistência ao cisalhamento da ligação. Em um terceiro momento, ensaios em vigas compostas formadas por viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos com superfícies tratadas com ARSP foram realizados. Esta etapa visava à confirmação da eficiência da ligação com nichos e conectores metálicos. Quanto aos ensaios das vigas compostas, estes mostraram que para o nível de rugosidade avaliada e as taxas de armadura adotadas o grau de interação entre as peças é parcial, assim como seu grau de conexão. No que diz respeito à forma de ruptura observada nas vigas compostas, assim como nos modelos de cisalhamento direto, pode-se sugerir que o tratamento da interface na região dos nichos não proporcionou rugosidade suficiente para que houvesse uma ligação mais resistente entre as peças. E, por fim, da aplicação das expressões aos resultados dos ensaios de três blocos e de vigas constatou-se que há representatividade entre os três tipos de ensaio realizados.

Palavras-Chave: Vigas compostas. Ligação de cisalhamento. Concreto pré-moldado. Rugosidade.

ABSTRACT

Currently, the civil construction industry has presented some changes. This is due to the recent economic growth that Brazil had achieved. These changes increased the employment of precast concrete structures. The front of this, some studies about the precast concrete connections had been developed. This work objective was to study the shear stress transference mechanism, which appears in the beam-slab connection interface – the composite beams. It was tested three different roughness degrees of the slab shear pockets: naturally rough surface, intentionally rough surface and surface with shear-key. For this, push-out tests – double “L” – were carried out and they showed that the employment of surface setting retarder admixture (ARSP) achieves the roughness degree recommended by the NBR 9062 (ABNT, 2006) without significantly reduce the connection strength. Next, with the same model type, the influence of the percentage of steel across the joint above the strength connection was tested. Besides, another model type – three blocks – was carried out with the same aim. Through those tests, It was could ascertained that the increase of the percentage of steel across the joint provides a linear increase of the strength connection, in as much as, the minimum and maximum values were inspected. Furthermore, the double “L” tests allowed the proposition of two expressions to determine the strength shear connection. And, in a third moment, composite beams were carried out, the results indicated, for the roughness degree and percentage of steel across the joint tested, that the beam-slab connection presents a partial interaction degree, even as the connection degree. Ultimately, the similarity between the three different types of tests could be proved with the proposed expressions application in the tests results.

Keywords: Composite beams. Precast concrete. Shear connection. Roughness.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal em vigas compostas (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 1997).....	26
Figura 1.2 – Viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos com conector metálico (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).....	26
Figura 2.1 – Dimensões do modelo de cisalhamento direto (Modificado pelo autor – MENDONÇA, 2002).....	32
Figura 2.2 – Detalhes do conector soldado e dentro do nicho (Modificado pelo autor – MENDONÇA, 2002).....	32
Figura 2.3 – Detalhes da armadura de travamento usada nos nichos (Modificado pelo autor - MENDONÇA, 2002).....	33
Figura 2.4 – Dimensões dos modelos de cisalhamento direto ensaiados (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).....	34
Figura 2.5 – Configuração dos modelos ensaiados por Menkulasi e Roberts-Wollmann (2005) – Modificado pelo autor.....	37
Figura 2.6 - Conectores de cisalhamento usados no ensaio de cisalhamento direto. (Modificado pela autora – MENKULASI; ROBERTS-WOLMANN, 2005).....	38
Figura 2.7 - Detalhe do modelo com chave de cisalhamento e conector tipo âncora – Modificado pela autora – (MENKULASI; ROBERTS-WOLMANN (2005)).....	39
Figura 2.8 – Conectores aparafusados (Modificado pelo autor – CHUNG <i>et al.</i> , 2010).....	41
Figura 2.9 – Detalhe da chave de cisalhamento e do conector no modelo tipo duplo “L”. (Modificado pelo autor – CHUNG <i>et al.</i> , 2010).....	41
Figura 2.10 – Resistência à aderência da interface. (Modificado pelo autor – CHUNG <i>et al.</i> , 2010).....	42
Figura 2.11 – Aplicação e comparação da equação proposta para cálculo da resistência ao cisalhamento direto da ligação. (Modificado pelo autor – CHUNG <i>et al.</i> , 2010).....	44
Figura 2.12 – Principais dimensões das vigas compostas ensaiadas por Araújo (1997- Modificado pelo autor).....	45
Figura 2.13 – Dimensões da viga com espaçamento entre chaves de 28 cm (ARAÚJO, 2002 – Modificado pelo autor.).....	46

Figura 2.14 – Curva força versus deslocamento vertical nas vigas compostas ensaiadas por Araújo (2002).....	48
Figura 2.15 – Deformação do conector na ligação das vigas e em um modelo de cisalhamento direto (ARAÚJO, 2002).....	49
Figura 2.16 – Características das seções das vigas isoladas e compostas – Detalhe dos conectores – Vigas “I” e “T” (Modificado pelo autor – JUDICE, 2002).....	50
Figura 2.17 – Esquema de ensaio das vigas – Série I (Modificado pelo autor – JUDICE, 2002).....	51
Figura 2.18 – Largura da biela para viga com ligação descontínua (Modificado pelo autor – JUDICE, 2002).....	52
Figura 2.19 – Dimensões das vigas estudadas por Chung <i>et al.</i> (2010).....	55
Figura 2.20 – Força <i>versus</i> deslizamento das vigas ensaiadas por Chung <i>et al.</i> (2010) – Modificado pelo autor.....	56
Figura 2.21 – Teoria atrito-cisalhamento (TASSIOS; VINTZELEOU, 1990).....	59
Figura 3.1 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 5 mm.....	77
Figura 3.2 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 6,3 mm.....	77
Figura 3.3 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 8 mm.....	77
Figura 3.4 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 10 mm.....	78
Figura 3.5 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 12,5 mm.....	78
Figura 3.6 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 20 mm.....	78
Figura 3.7 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga para determinação da energia no modo I de fratura.....	80
Figura 3.8 – Tipos de superfícies.....	81
Figura 3.9 – Dimensões do modelo de cisalhamento direto tipo duplo “L”.....	82
Figura 3.10 – Detalhe da peça de madeira utilizada para confecção da chave de cisalhamento.....	83
Figura 3.11 – Concretagem dos modelos com ARSP.....	83
Figura 3.12 – Rugosímetro para determinação da rugosidade da interface.....	84
Figura 3.13 – Malha para leitura da rugosidade (210 mm x 120 mm).....	84
Figura 3.14 – Concretagem dos modelos com mini-chaves de cisalhamento.....	85
Figura 3.15 – Concretagem dos modelos com mini-chaves de cisalhamento.....	85
Figura 3.16 – Esquema de ensaio de cisalhamento direto tipo duplo “L” sem armadura normal	

à interface.....	86
Figura 3.17 – Modelo tipo três blocos para ensaio de cisalhamento direto (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).....	87
Figura 3.18 – Armadura do modelo do tipo duplo “L” – Detalhes dos dois tipos de conectores.....	88
Figura 3.19 – Armadura do corpo de prova de três blocos – Detalhe do conector (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).....	89
Figura 3.20 – Etapas da concretagem dos modelos de três blocos.....	90
Figura 3.21 – Esquema de instrumentação do ensaio de cisalhamento direto com três blocos (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).....	90
Figura 3.22 – Detalhes da instrumentação dos modelos do tipo três blocos.....	91
Figura 3.23 – Dimensões das vigas compostas – detalhe dos nichos com rugosidade obtida com ARSP.....	93
Figura 3.24 – Armadura das vigas compostas ensaiadas.....	94
Figura 3.25 – Armadura da viga monolítica (VM).....	95
Figura 3.26 – Confeção da viga monolítica.....	96
Figura 3.27 – Confeção das vigas compostas.....	97
Figura 3.28 – Cronograma de moldagem das vigas compostas.....	97
Figura 3.29 – Esquema de instrumentação das vigas compostas.....	100
Figura 3.30 – Ensaio das vigas.....	101
Figura 3.31 – Superfície para o ensaio de fotoelasticidade.....	102
Figura 4.1 – Força vertical <i>versus</i> força horizontal – Modelos monolíticos.....	106
Figura 4.2 – Modelo MONO1 após ruptura.....	107
Figura 4.3 – Deslizamento na interface – Modelos monolíticos.....	108
Figura 4.4 – Força vertical <i>versus</i> força horizontal – Modelos com superfície rugosa - Tratamento da interface com ARSP.....	109
Figura 4.5 – Modelo ARSP1 após ruptura.....	110
Figura 4.6 – Deslizamento na interface fraturada – Modelos com superfície rugosa – Tratamento da interface com ARSP.....	110
Figura 4.7 – Força vertical <i>versus</i> força horizontal – Modelos com superfície rugosa - Tratamento da interface com mini-chaves de cisalhamento.....	111
Figura 4.8 – Modelos MCC1 e MCC2.....	112
Figura 4.9 – Deslizamento na interface fraturada – Modelos com superfície rugosa –	

Tratamento da interface com MCC.....	112
Figura 4.10 – Força vertical <i>versus</i> força horizontal – Modelos com chaves de cisalhamento.....	114
Figura 4.11 – Modelo CC2 durante e após ensaio.....	114
Figura 4.12 – Deslizamento na interface fraturada – Modelos com CC.....	115
Figura 4.13 – Força <i>versus</i> deformação para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,19\%$	120
Figura 4.14 – Força <i>versus</i> deformação para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,30\%$	121
Figura 4.15 – Força <i>versus</i> deformação para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,37\%$	122
Figura 4.16 – Força <i>versus</i> deformação para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,50\%$	123
Figura 4.17 – Força <i>versus</i> deformação para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,80\%$	124
Figura 4.18 – Força <i>versus</i> deformação para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 1,20\%$	126
Figura 4.19 - Correlação entre tensão de cisalhamento direto na interface e tensão normal à interface.....	131
Figura 4.20 – Resistência de projeto na interface em função da taxa de armadura para cada caso típico – Dados dos ensaios com modelos do tipo duplo “L”.....	132
Figura 4.21 – Resistência de projeto na interface em função da taxa de armadura para cada caso típico – Forma genérica.....	135
Figura 4.22 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 0,50\%$	137
Figura 4.23 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 0,80\%$	138
Figura 4.24 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 1,20\%$	140
Figura 5.1 – Curva força <i>versus</i> deslocamento no meio do vão das vigas.....	142
Figura 5.2 – Deslocamento vertical no meio do vão das vigas compostas para vários tipos de ligação na interface (obtido da simulação numérica) – Araújo e El Debs (2002).....	143
Figura 5.3 – Forma de ruptura da VM.....	143
Figura 5.4 – Deformação na armadura principal de flexão – VM.....	144
Figura 5.5 – Deformação na face superior da VM.....	144
Figura 5.6 – Deformação na armadura principal de flexão – VC1.....	145
Figura 5.7 – Deformação na armadura principal de flexão – VC2.....	145
Figura 5.8 – Deformação na armadura principal de flexão – VC3.....	146
Figura 5.9 – Deformação na face superior da VC1.....	146
Figura 5.10 – Deformação na face superior da VC2.....	147
Figura 5.11 – Deformação na face superior da VC3.....	147

Figura 5.12 – Deslizamento relativo na interface das vigas compostas.....	149
Figura 5.13 – Deformação nos conectores das vigas compostas.....	150
Figura 5.14 – Equilíbrio para cálculo do grau de conexão.....	152
Figura 5.15 – Panorama de fissuração da viga VM – Fotoelasticidade e fotos comuns.....	156
Figura 5.16 – Panorama de fissuração da viga VC1 – Fotoelasticidade e fotos comuns.....	157
Figura 5.17 – Panorama de fissuração da viga VC2 – Fotoelasticidade e fotos comuns.....	158
Figura 5.18 – Panorama de fissuração da viga VC3 – Fotoelasticidade e fotos comuns.....	160
Figura 5.19 – Marcação das bielas de compressão das vigas ensaiadas.....	161
Figura A.1 – Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” monolíticos – DL-MONO.....	170
Figura A.2 – Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” monolíticos – DL-MCC.....	170
Figura A.3 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” com chave de cisalhamento – DL-CC.....	171
Figura A.4 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” com aditivo retardador superficial de pega – DL-ARSP.....	171
Figura A.5 – Resultados dos ensaios para os modelos DLL-0,5.....	171
Figura A.6 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” DLL-0,8.....	172
Figura A.7 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” DLL-1.2.....	172
Figura A.8 – Resultados dos ensaios para os modelos TB-0,5.....	172
Figura A.9 – Resultados dos ensaios para os modelos TB-0,8 e TB-1.2.....	173
Figura A.10 – Resultados dos ensaios para a viga monolítica – VM.....	174
Figura A.11 – Resultados dos ensaios para as vigas e lajes da VC1 e da VC2.....	174
Figura A.12 - Resultados dos ensaios VC3.....	174

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Informações das vigas ensaiadas por Araújo (2002).....	47
Tabela 2.2 – Características das vigas ensaiadas por Chung <i>et al.</i> (2010).....	56
Tabela 2.3 – Coeficientes multiplicativos para as parcelas resistentes do aço e do concreto segundo a FIP (1998).....	60
Tabela 2.4 – Coeficientes multiplicativos para as parcelas resistentes do aço e do concreto – NBR 9062 (ABNT, 2006).....	62
Tabela 3.1 – Composição do concreto (quantidades por m ³).....	74
Tabela 3.2 – Caracterização do cimento.....	75
Tabela 3.3 – Massa específica da sílica ativa e da cinza volante.....	76
Tabela 3.4 – Caracterização dos agregados.....	76
Tabela 3.5 – Ensaio de caracterização do concreto nos estados fresco e endurecido.....	79
Tabela 3.6 – Designação dos modelos tipo “L” da primeira etapa.....	81
Tabela 3.7 – Designação dos modelos de cisalhamento direto da segunda etapa.....	88
Tabela 3.8 – Relação de ensaios em vigas compostas.....	93
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de rugosidade – Média Aritmética, Variância e Desvio Padrão.....	104
Tabela 4.2 – Resumo dos resultados dos modelos da Etapa I.....	105
Tabela 4.3 – Comparação da tensão de cisalhamento experimental com as tensões de cisalhamento calculadas com os modelos empíricos.....	117
Tabela 4.4 – Resumo das propriedades avaliadas nos modelos de cisalhamento direto do tipo duplo “L”.....	118
Tabela 4.5 – Comparação da tensão de cisalhamento experimental com as tensões de cisalhamento calculadas com os modelos empíricos.....	127
Tabela 4.6 – Comparação da tensão de cisalhamento obtida pelo PCI (2010), pela FIP (1998) e pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com as tensões de cisalhamento obtidas nos ensaios.....	133
Tabela 4.7 – Comparação da tensão de cisalhamento obtida pelo PCI (2010), pela FIP (1998) e pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com as tensões de cisalhamento obtidas com a equação (4.1).....	133

Tabela 4.8 – Comparação da tensão de cisalhamento obtida pelo PCI (2010), pela FIP (1998) e pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com as tensões de cisalhamento obtidas com a equação (4.2).....	125
Tabela 4.9 – Resumo das propriedades do concreto e dos resultados do ensaio de cisalhamento direto do tipo três blocos.....	136
Tabela 4.10 – Comparação entre as tensões de cisalhamento na interface dos modelos TB e DL _L	140
Tabela 5.1 – Força máxima resistida pelas vigas ensaiadas.....	140
Tabela 5.2 – Grau de conexão das vigas compostas.....	153
Tabela 5.3 – Avaliação do momento resistente das vigas compostas.....	154
Tabela 5.4 – Tensões de compressão das bielas – Força total.....	161

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

AASHTO/LRFD – American Association of State Highway and Transportation
Officials/Load and Resistance Factor Design

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

FIB – Fédération Internationale du Béton

FIP – Fédération Internationale de la Précontrainte

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

PCI – Precast Concrete Institute

LISTA DE SÍMBOLOS

- **Letras romanas minúsculas**

a – altura do entalhe do corpo de prova do ensaio de flexão em três pontos;

$a/c_{\text{equivalente}}$ – relação entre a água e o cimento equivalente (cimento + adições);

a_n – largura do nicho na direção do comprimento da viga;

b – comprimento da interface de ligação entre peças pré-moldadas (Menkulasi e Roberts-Wollmann, 2005);

largura do corpo de prova do ensaio de flexão em três pontos;

b_{int} – largura da interface da ligação;

b_w – largura da seção transversal da viga;

largura da interface da viga composta;

d – altura do corpo de prova do ensaio de flexão em três pontos;

$d_{\text{máx}}$ – dimensão máxima característica do agregado;

f_{ad} – tensão de aderência (Chung, Shim, Hyun e Kim, 2010);

f_c – resistência à compressão do concreto;

f_{cd} – resistência à compressão de cálculo do concreto;

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto;

f_{cm} – resistência à compressão média do concreto;

f_{ct} – resistência à tração do concreto;

$f_{\text{ct,sp}}$ – resistência à tração por compressão diametral do concreto;

$f_{\text{s,x}}$ – resistência da armadura na direção x (Modelo de Hsu, Mau e Chen, 1987);

$f_{\text{s,y}}$ – resistência da armadura na direção y (Modelo de Hsu, Mau e Chen, 1987);

f_t – resistência ao arrancamento da armadura;

f_y – resistência de escoamento do aço;

f_{yd} – resistência à tração de cálculo do aço;

g – aceleração da gravidade;

grau de conexão das vigas compostas;

l – vão;

l_b – comprimento sobre o qual são desenvolvidas as tensões de aderência para a transferência de esforços da barra para o concreto;

l_{\min} – comprimento mínimo de ancoragem da armadura;
 m_1 – massa do corpo de prova de flexão em três pontos entre os apoios;
 m_2 – massa do equipamento que acompanha a deformação do corpo de prova durante o ensaio de flexão em três pontos e que não está acoplada ao atuador;
 n – número de nichos solicitados;
 s – largura da interface de ligação entre peças pré-moldadas (Menkulasi e Roberts-Wollmann, 2005);
 espaçamento entre estribos;
 espaçamento da armadura transversal;
 s_u – deslizamento último na interface;
 t_b – espessura da almofada empregada na ligação entre viga e laje pré-moldadas (Chung, Shim, Hyun e Kim, 2010);
 w – abertura média das fissuras na interface ou dilatância;
 x – relação entre o vão de cisalhamento, ou seja, comprimento com esforço cortante constante e , a altura útil da viga (J. C. Saemann e G. W. Washa, 1964);
 z – braço de alavanca.

- **Letras romanas maiúsculas:**

A – constante para condições de rugosidade da interface de ligação (Chung, Shim, Hyun e Kim, 2010);
 A_b – área da biela de compressão;
 A_c – área de concreto na interface de ligação entre nicho e pilarete (Mendonça, 2002);
 A_{cv} – área de concreto onde há transferência de esforços (Chung, Shim, Hyun e Kim, 2010);
 A_{jig} – área da superfície de fratura acima do entalhe projetado no plano ortogonal ao eixo longitudinal do corpo de prova ensaio de flexão em três pontos;
 A_s – área de aço na interface de ligação;
 $A_{s,\min}$ – área mínima de aço na interface;
 A_{st} – área de aço na interface de ligação;
 A_w – área do conector de aço (Menkulasi e Roberts-Wollmann, 2005);
 C_{eq} – cimento equivalente (cimento + adições);
 C_p – coeficiente de rugosidade para superfície de ligação entre viga e laje pré-moldadas;
 C_s – constante definida em função da densidade do concreto (C. H. Raths, 1977 *apud* Patnaik, 1992);
 E – energia;

- E_c – módulo de elasticidade do concreto;
- E_f – módulo de elasticidade do aço;
- F – força;
- F_{hd} – força horizontal solicitante de cálculo;
- F_{hu} – força última na interface;
- F_H – força horizontal;
- $F_{máx}$ – força máxima atingida nos ensaios;
- $F_{Vmáx}$ – força vertical máxima;
- G_f - energia de fraturamento;
- K_1 – coeficiente;
- M_{exp} – momento experimental calculado com a força cortante obtida no ensaio;
- $M_{rd,vc}$ – momento resistente viga composta com interação total;
- $M_{rd,vp}$ – momento resistente apenas da viga pré-moldada;
- M_t – momento resistente da viga composta com interação parcial;
- M_{T1} – momento resistente da viga considerando o resultado do ensaio de três blocos;
- M_{T2} – momento resistente da viga considerando o cálculo com a expressão proposta;
- N – força normal aplicada à interface;
- P – carga aplicada no pilarete (Mendonça, 2002);
- P_c – carga normal aplicada na interface;
- P_n – carga normal aplicada na interface;
- P_u – carga última (Araújo, 2002);
- R – resistência ao cisalhamento (PCI, 2010);
- R_c – resultante de compressão na seção transversal da viga;
- $R_{conector}$ – resistência do conector ao cisalhamento;
- R_{st} – resultante de tração na seção transversal da viga;
- R_t – fator de redução devido à almofada empregada na ligação entre viga e laje pré-moldadas (Chung, Shim, Hyun e Kim, 2010);
- R_z – rugosidade média da interface;
- V_d – força vertical de cálculo;
- V_f – volume de fibras, em percentagem;
- V_n – resistência ao cisalhamento da ligação;
- V_s – resistência ao cisalhamento dos conectores;
- W_0 – trabalho produzido pela força F exercida pelo atuador durante a deformação do corpo de

prova;

- **Letras gregas:**

α – ângulo da biela de compressão em vigas compostas;

β – ângulo da biela de compressão em vigas compostas;

relação entre a área total de transferência de esforços de cisalhamento e a área total da interface em uma viga composta;

β_c – coeficiente multiplicativo para a parcela do concreto;

β_s – coeficiente multiplicativo para as parcelas do aço;

δ – deslocamento;

deslizamento;

δ_m – deslizamento médio da interface de ligação;

$\delta_{m\acute{a}x}$ – deslizamento máximo da interface de ligação;

ε – deformação;

ϕ_s – diâmetro do conector de aço;

diâmetro da armadura;

λ – coeficiente de avaliação do fenômeno de diminuição da resistência do concreto nas bielas comprimidas devido às tensões de tração;

μ – coeficiente de atrito;

θ – ângulo da biela de compressão em viga monolítica;

ρ – taxa de armadura normal à interface de ligação;

σ_c – tensão principal de compressão do concreto;

σ_t – tensão principal de tração do concreto;

σ_{c1} – tensão de compressão na biela na região da alma da viga;

σ_{c2} – tensão de compressão na biela na região da interface viga/laje;

σ_n – tensão normal à interface;

σ_s – tensão de escoamento do aço;

$\sigma_{x,c}$ – tensão resistida pelo concreto na direção x;

$\sigma_{x,y}$ – tensão resistida pelo concreto na direção y;

τ – tensão de cisalhamento;

τ_0 – tensão de cisalhamento – parcela resistida pelo concreto;

τ_{emp} – tensão empírica de cisalhamento;

τ_{exp} – tensão experimental de cisalhamento;

τ_{xy} – tensão de cisalhamento resistida pelo concreto armado;

$\tau_{\text{xy,c}}$ – tensão de cisalhamento resistida pelo concreto;

τ_{u} – tensão última de cisalhamento.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	24
1.1 JUSTIFICATIVA.....	27
1.2 OBJETIVOS.....	28
1.2.1 Objetivos Específicos.....	28
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	29
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	31
2.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	31
2.1.1 Estudo de Mendonça (2002).....	26
2.1.2 Estudo de Araújo (2002).....	34
2.1.3 Estudo de Menkulasi e Roberts-Wollmann (2005).....	36
2.1.4 Estudo de Chung, Shim, Hyun e Kim (2010).....	40
2.2 VIGAS COMPOSTAS COM LAJES PRÉ-MOLDADAS.....	45
2.2.1 Estudo de Araújo (2002).....	45
2.2.2 Estudo de Judice (2002).....	49
2.2.3 Estudo de Chung, Shim, Hyun e Kim. (2010).....	53
2.3 MODELOS ANALÍTICOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS DE CISALHAMENTO.....	57
2.3.1 Teoria atrito-cisalhamento (PCI, 2010).....	57
2.4 RECOMENDAÇÕES DE NORMAS E REGULAMENTOS.....	59
2.4.1 Critérios da FIP (1998).....	59
2.4.2 Critérios da NBR 9062 (ABNT, 2006).....	62
2.4.3 Critérios da FIB (2008).....	62
2.4.4 Critérios do PCI (2010).....	64
2.5 MODELOS EMPÍRICOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS DE CISALHAMENTO.....	65
CAPÍTULO 3 METODOLOGIA DA PESQUISA.....	74
3.1 MATERIAIS.....	74
3.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	80
3.2.1 Caracterização da rugosidade.....	80

3.3 ENSAIOS EM VIGAS COMPOSTAS.....	92
3.3.1 Confeção das vigas.....	95
3.3.2 Instrumentação.....	98
3.3.3 Execução dos ensaios.....	100
CAPÍTULO 4 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	103
4.1 AVALIAÇÃO DO TRATAMENTO DA INTERFACE.....	103
4.1.1 Rugosidade da interface.....	103
4.1.2 Resistência da interface.....	104
4.1.3 Comparação com equações empíricas.....	116
4.2 AVALIAÇÃO DA TAXA DE ARMADURA DA INTERFACE DE LIGAÇÃO.....	118
4.2.1 Modelos duplo “L” com conectores.....	118
4.2.2 Proposta de modelo empírico para cálculo da resistência da ligação.....	129
4.2.2 Modelos três blocos.....	135
CAPÍTULO 5 ANÁLISE DOS ENSAIOS DAS VIGAS COMPOSTAS.....	140
5.1 RESISTÊNCIA E RIGIDEZ À FLEXÃO.....	140
5.2 FORMA DE RUPTURA.....	143
5.3 DESLIZAMENTO NA INTERFACE E DEFORMAÇÃO NOS CONECTORES..	137
5.4 MOMENTO FLETOR RESISTENTE.....	151
5.5 ANÁLISE DA COMPRESSÃO NAS BIELAS DAS VIGAS COMPOSTAS.....	155
CAPÍTULO 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO.....	163
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	163
6.2 CONCLUSÕES.....	164
6.3 SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS.....	165
REFERÊNCIAS.....	167
APÊNDICE A.....	170

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil, no Brasil, tem passado por alterações nos últimos anos. Tal fenômeno deve-se ao atual crescimento econômico atingido pelo país. Como resultado dessas alterações, tem crescido o emprego das estruturas pré-moldadas de concreto, o que vai ao encontro do exposto por El Debs (2000). Esse autor apresenta dados estatísticos que comprovam que os índices relativos ao emprego do concreto pré-moldado são maiores quanto maior é o desenvolvimento econômico de um país.

Devido às vantagens apresentadas pelas estruturas pré-moldadas de concreto, como a maior rapidez na execução da obra e a redução no uso de fôrmas e cimbramentos, seu emprego tem crescido com a finalidade de atender à demanda de empreendimentos com menores cronogramas, os quais são de todos os tipos, grandes ou pequenos, de iniciativa pública ou privada.

No caso específico de construção de pontes rodoviárias, torna-se inconcebível imaginar que rodovias trabalharão abaixo da sua capacidade máxima, ou talvez que se façam necessários desvios que tornarão o transporte mais moroso, para que em meses, ou talvez anos, sejam reformadas ou construídas novas pontes. Por essa razão, é comum a aplicação da pré-moldagem na construção de pontes, onde as longarinas são em concreto pré-moldado e a laje do tabuleiro é em concreto moldado no local. Dessa forma, podem ser obtidos ganhos no cronograma e na redução de fôrmas, por exemplo. Porém, o sistema pode oferecer ainda mais vantagens se todas as peças forem pré-moldadas, ou seja, empregando-se vigas compostas com viga e laje pré-moldadas.

Segundo a norma brasileira NBR 9062 (ABNT, 2006), as ligações são dispositivos utilizados para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes em todas as fases de utilização. No caso de viga pré-moldada e laje moldada no local, tal ligação apresenta-se de forma contínua, o que, conseqüentemente, levará à transferência das tensões de cisalhamento horizontal que surgem na interface entre as duas peças por todo o seu comprimento. Entretanto, quando se empregam viga e laje pré-moldadas,

a ligação passa a ser discreta, ou seja, em alguns pontos da interface são criados nichos para que se dê a transferência dos esforços de cisalhamento horizontal.

Na Figura 1.1 são apresentados os comportamentos esperados para a transferência das tensões de cisalhamento horizontais que surgem entre duas peças pré-moldadas quando submetidas à flexão pela aplicação de uma força concentrada no meio do vão. A transferência integral ou parcial dessas tensões depende da resistência da interface entre as duas peças. Dessa forma, pode-se ter comportamento monolítico ou não das duas peças. No trabalho de Araújo (2002) foram obtidos resultados para vigas compostas com viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos (conforme Figura 1.2) semelhantes aos obtidos em vigas monolíticas.

A transferência de esforços de cisalhamento pela interface de concretos moldados em datas diferentes é influenciada pela aderência e pelo atrito existente na interface, além do efeito de pino da armadura (conectores mecânicos) cruzando essa interface. O aumento da resistência da interface pode ser obtido com tratamentos que tornem a superfície da interface rugosa. O tratamento na superfície, retirando argamassa ainda fresca, deixando os agregados gera o que é chamado de engrenamento mecânico, fazendo com que o esforço cisalhante para provocar o deslizamento entre as peças seja maior do que se essa superfície fosse lisa.

A resistência devida ao atrito é resultante da tensão de compressão normal à interface induzida pelos conectores quando há a tendência de abertura (ou afastamento) na interface (VINTZELEOU; TASSIOS, 1990). Esse esforço de compressão é causado pela tendência ao distanciamento das duas peças ao sofrer o deslizamento. Devido à presença do conector que tenta inibir esse efeito, há a introdução de uma tensão de compressão na interface, o que confere aumento da resistência da ligação entre as peças. Dessa forma, se a superfície da interface for rugosa ou irregular, o coeficiente de atrito pode ser bem alto (MAST, 1968).

A presença de conectores mecânicos na interface também aumenta o deslizamento último da ligação. Ou seja, após o rompimento da aderência na interface, esta continua a resistir aos esforços de cisalhamento, distribuindo-os pelos conectores. O emprego desses conectores aumenta o desempenho da ligação em termos de resistência e ductilidade (CHUNG *et al.*, 2010).

Figura 1.1 – Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal em vigas compostas (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 1997).

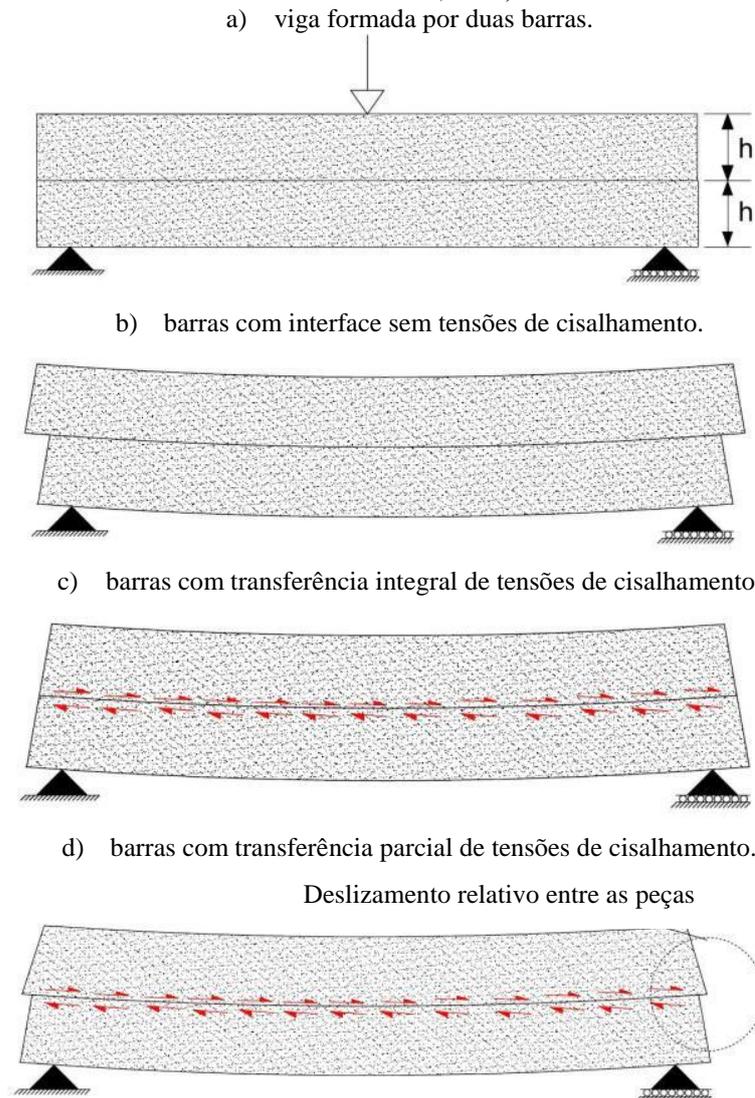
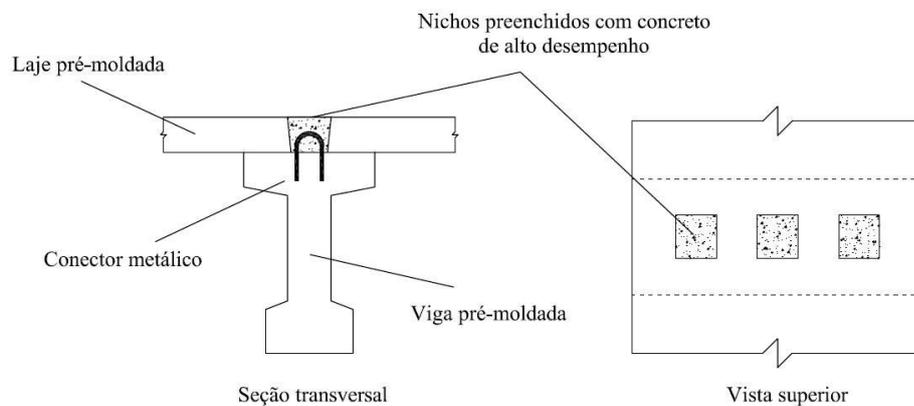


Figura 1.2 – Viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos com conector metálico (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).



São poucos os trabalhos encontrados na literatura sobre vigas compostas empregando viga e laje pré-moldadas de concreto, sendo os mais relevantes os de Araújo (2002), Judice (2002) e Chung *et al.* (2010). Considerações sobre esses trabalhos serão apresentadas no Capítulo 2.

1.1 JUSTIFICATIVA

O emprego de peças pré-moldadas de concreto mostra-se vantajoso para a redução do tempo de construção. Mais especificamente no caso de pontes e viadutos, o emprego de viga e laje em concreto pré-moldado com ligação do tipo discreta, ou seja, por meio de nichos, pode reduzir ainda mais o tempo de construção. Essa solução já foi empregada em algumas obras, das quais se pode destacar a construção do viaduto *Bingley South Bog*, localizado no norte da Inglaterra (CHIODI, 2006). Foi necessário, neste caso, desenvolver uma solução que fizesse uso intensivo de técnicas de pré-fabricação a fim de limitar o impacto ambiental na região e, ao mesmo tempo, atingir economia na construção por meio da padronização e da velocidade de montagem, assim como reduzir os custos de manutenção. Uma das principais preocupações desde a fase de desenvolvimento do esquema estrutural era a possibilidade de concreto fresco ser acidentalmente lançado no pântano sobre o qual o viaduto foi construído. Para evitar esse problema, optou-se pelo emprego de laje de concreto totalmente pré-moldada, o que minimizaria os riscos dessa ocorrência. Além disso, com o uso desse sistema construtivo o cronograma da obra foi antecipado em três meses com relação ao previsto para o sistema convencional com laje de concreto moldado no local.

Os painéis de laje pré-moldados podem formar estruturas compostas com as vigas, também pré-moldadas, por meio da utilização de conectores de cisalhamento instalados no topo das vigas e ligados aos painéis por meio de nichos pré-fabricados. Os nichos são preenchidos com concreto ou grante de consistência fluida e alta resistência inicial para acelerar o processo de construção (BADIE *et al.*, 2006). Os painéis de laje devem ser ligados na direção longitudinal por meio de protensão, a qual distribui a carga móvel entre os painéis, na direção longitudinal, e garante o fluxo de cisalhamento na interface entre a viga e a laje pré-moldadas ao longo de todo o vão das longarinas.

Diversos trabalhos abordando a transferência de esforços de cisalhamento pela interface de peças de concreto têm sido realizados. Os primeiros trabalhos envolvendo tal assunto datam da década de sessenta do século passado, entretanto, ainda hoje existe a necessidade de

investigação desse assunto, visando a melhor forma de aplicação desses mecanismos de transferência para as vigas compostas formadas por viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos e conectores de cisalhamento.

Nesse sentido, torna-se clara a necessidade de aprofundar os estudos que avaliem como o aumento no diâmetro do conector, ou seja, na taxa de armadura (ρ) usada nos nichos, aumenta a resistência da ligação; como superfícies com maiores rugosidades levam a maior resistência da ligação; e se a concentração de esforços causada pela ligação discreta não aumenta a compressão nas bielas de concreto da viga pré-moldada, interferindo, assim, na resistência da viga composta à força cortante.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar, experimentalmente, o comportamento de uma ligação de cisalhamento executada por meio de nichos e conectores metálicos para ser empregada em vigas compostas com viga e laje em concreto pré-moldado.

1.2.1 Objetivos específicos

- Analisar a influência do tratamento da interface, isto é, superfícies naturalmente e intencionalmente rugosas e com chaves de cisalhamento, na resistência da ligação ao cisalhamento;
- Verificar a influência de seis diferentes taxas de armadura normal à interface (conectores), isto é, 0,19%, 0,30%, 0,37%, 0,50%, 0,80% e 1,20%, na resistência da ligação ao cisalhamento;
- Comparar a resistência da ligação obtida por dois diferentes tipos de ensaios de cisalhamento direto;
- Avaliar a influência da resistência ao cisalhamento da interface na resistência à flexão de vigas compostas;
- Avaliar as tensões de compressão nas bielas da viga pré-moldada quando se empregam vigas compostas com ligação discreta.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em seis capítulos. O Capítulo 1 – Introdução, além da justificativa do tema, apresenta também os objetivos do trabalho em questão.

No Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica está apresentado um breve histórico envolvendo ensaios de cisalhamento direto, tanto do tipo duplo “L”, quanto do tipo três blocos. Além disso, são listados alguns trabalhos apresentando a avaliação da ligação entre viga e laje pré-moldadas de concreto. Tanto para os ensaios de cisalhamento, quanto para os estudos de vigas, restringiu-se a pesquisas que avaliaram a ligação por meio de nichos. Alguns Modelos Analíticos de transferência de esforços de cisalhamento e algumas recomendações e normas, tais como FIP (1998), NBR 9062 (ABNT, 2006), ACI (2008), FIB (2008) e PCI (2010), estão também descritos neste capítulo. E, por fim, diversos Modelos Empíricos de transferência de esforços de cisalhamento são apresentados para posterior comparação com os resultados obtidos ao longo da pesquisa.

A Metodologia adotada está descrita no Capítulo 3. Dividindo o trabalho em três etapas. Uma primeira para avaliação da superfície da ligação, outra para comparação dos modelos de cisalhamento dos tipos duplo “L” e três blocos e a terceira confeccionando e ensaiando vigas compostas. Além dessas três etapas, foram realizados ensaios de caracterização dos materiais empregados na pesquisa, os quais se encontram no capítulo em questão.

Já no Capítulo 4 – Análise dos ensaios de cisalhamento direto, os resultados obtidos nas duas primeiras etapas foram avaliados. Subdividindo a segunda etapa, têm-se os ensaios do tipo duplo “L”, com os quais, a partir de seus resultados, foram propostas duas equações para determinação da tensão de cisalhamento em ligações com superfície com tratamento com Aditivo Retardador Superficial de Pega (ARSP). Continuando, avaliaram-se os ensaios dos modelos do tipo três blocos.

A Análise dos Ensaios de Vigas Compostas é feita ao longo do Capítulo 5. Diversas características foram avaliadas, dentre elas: resistência e rigidez à flexão, forma de ruptura, momento fletor resistente, dentre outros.

Quanto ao Capítulo 6 contém as Considerações finais e Conclusões, além da proposição de trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma breve revisão bibliográfica acerca de estudos sobre vigas compostas com laje pré-moldada e ensaios de cisalhamento direto. São apresentados os mais recentes trabalhos realizados nesse assunto.

O estudo da transferência de tensões de cisalhamento pela interface entre duas peças de concreto vem sendo realizado por alguns grupos de pesquisa em todo o mundo. Existem alguns trabalhos nos quais foram empregadas vigas compostas com viga e laje pré-moldadas. Porém, a maioria dos trabalhos é realizada em modelos onde se pode solicitar a ligação diretamente ao cisalhamento, como é o caso de estudos utilizando modelos do tipo duplo “L” e, também, modelos formados por três blocos.

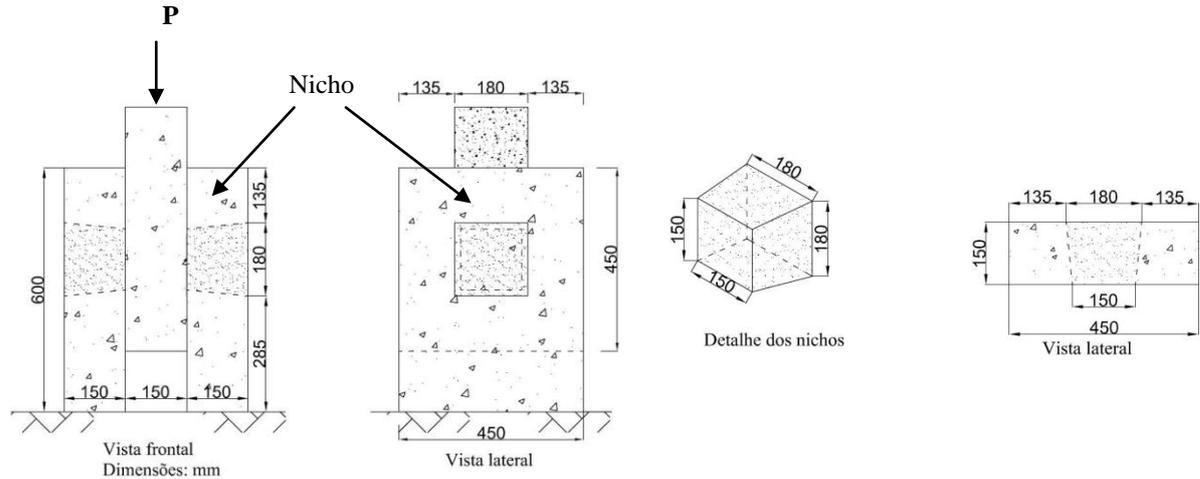
2.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Existem diversos trabalhos na bibliografia envolvendo ensaios de cisalhamento direto, sobretudo os do tipo duplo “L”. Visando uma melhor apresentação e, também, indo ao encontro do tema abordado no trabalho em questão, serão apresentados apenas os trabalhos em que os modelos de cisalhamento eram ligados mediante nichos com conector de cisalhamento, como, por exemplo, os trabalhos de Mendonça (2002) e Araújo (2002), modelos esses do tipo três blocos, e os trabalhos de Menkulasi e Roberts-Wollmann (2005) e Chung *et al.* (2010).

2.1.1 Estudo de Mendonça (2002)

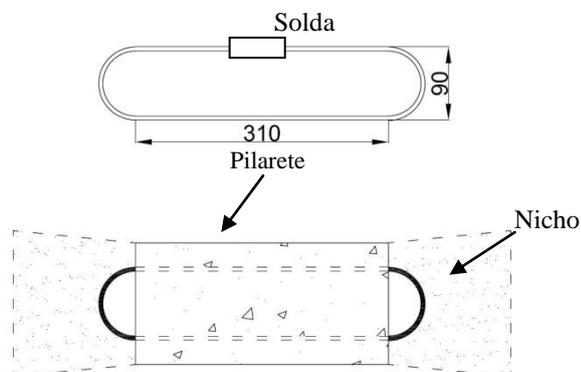
Neste trabalho, Mendonça (2002) realizou ensaios de cisalhamento direto em modelos formados por três peças, os quais eram constituídos de uma peça central de seção quadrada e de duas peças laterais nas quais foram moldados os nichos, solidarizando as três peças (Figura 2.1). Nesses ensaios, a peça central representa a viga de concreto, enquanto as peças laterais representam as lajes.

Figura 2.1 – Dimensões do modelo de cisalhamento direto (Modificado pelo autor - MENDONÇA, 2002).



As variáveis estudadas nesse trabalho foram a taxa de armadura normal à interface da ligação (ρ) (Figura 2.2) e a presença ou não de uma armadura dupla de travamento em forma de “M” (Figura 2.3) colocada no interior do nicho, encaixada nos laços formados pelos estribos (conectores). Foram realizados treze ensaios, tendo sete valores diferentes de ρ . Em seis desses modelos foram colocadas armadura de travamento.

Figura 2.2 – Detalhes do conector soldado e dentro do nicho (Modificado pelo autor – MENDONÇA, 2002).



Os valores da área de aço cruzando a interface de cisalhamento variavam de 100,5 mm² a 490,9 mm². Uma carga concentrada P foi aplicada sobre a peça central, a qual tinha como reação $P/2$ nas bases. Diante disso, na interface de concreto entre o nicho e a peça central surgiu uma distribuição de tensão de cisalhamento (τ) cujo valor médio é dado pela equação (2.1). Com isso, o autor verificou o comportamento da ligação quanto à resistência ao cisalhamento e à ductilidade.

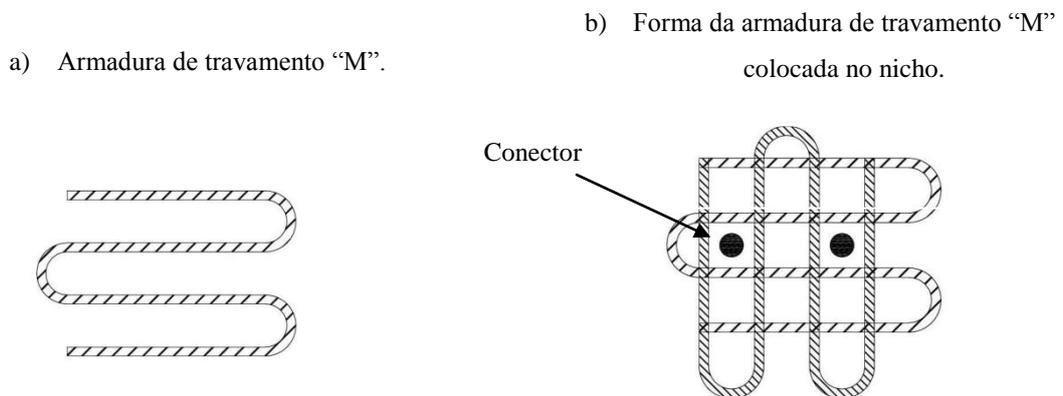
$$\tau = \frac{P/2}{A_c} \quad (2.1)$$

onde:

P – carga aplicada na peça central;

A_c – área de concreto na interface entre nicho e a peça central.

Figura 2.3 – Detalhes da armadura de travamento usada nos nichos (Modificado pelo autor – MENDONÇA, 2002).



O concreto utilizado foi do tipo convencional e tanto nas peças centrais e laterais, quanto nos nichos o concreto apresentava resistência à compressão, valor característico (f_{ck}), de 35 MPa. O aço empregado na confecção dos conectores foi do tipo CA50 com diâmetros de 8 mm, 10 mm e 12,5 mm.

Da análise dos resultados, Mendonça (2002) verificou que ao se empregar a armadura de travamento há um aumento da resistência ao cisalhamento de, aproximadamente, 20% quando se mantém a mesma taxa de armadura (ρ). Entretanto, afirmou que, embora ela tenha causado tal efeito de acréscimo na resistência da ligação, devido à perda de dois modelos durante os ensaios com essas armaduras, essa contribuição não deveria ser considerada em projeto.

Ademais, o autor verificou que após a ruptura da aderência, que aconteceu em torno de 0,25 mm de deslizamento relativo entre as peças, a ligação apresentou comportamento não-linear. E, a partir daí, observaram-se deslizamentos superiores a 30 mm.

Mendonça (2002) concluiu, ainda, que a resistência da ligação aumentou com o aumento da taxa de armadura transversal que cruzava a interface. A partir dos resultados encontrados, o

autor propôs a seguinte expressão para a previsão da resistência ao cisalhamento horizontal neste tipo de ligação:

$$\tau_u = \mu \rho_t f_{yt} + \tau_0 \leq \begin{cases} 0,25 f_c \\ 9,0 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.2)$$

onde:

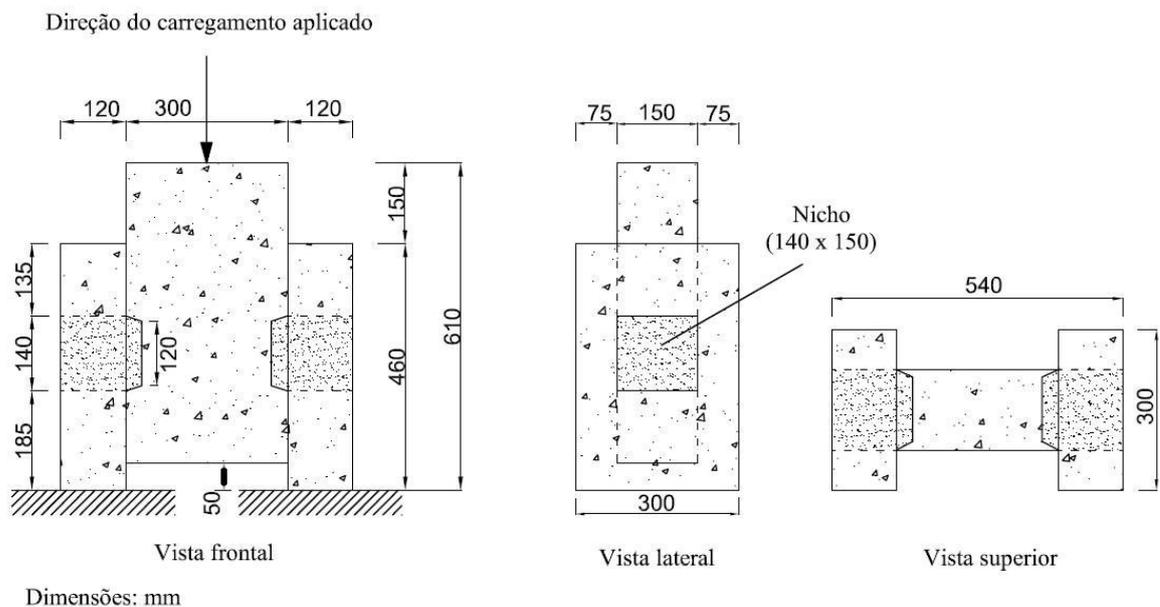
μ é igual a 0,8;

τ_0 é a tensão de aderência resistida pelo concreto, igual a $0,2f_c^{2/3}$.

2.1.2 Estudo de Araújo (2002)

No trabalho de Araújo (2002) foram realizados vinte e oito ensaios de cisalhamento direto, dos quais seis tinham interface plana (lisa ou rugosa) e vinte e dois com chave de cisalhamento. Além disso, foram analisadas a influência dos diâmetros dos conectores que atravessavam a interface, o que nada mais é do que a influência da taxa de armadura cruzando a interface (ρ); a influência da resistência do concreto e, a influência do volume de fibras do concreto do nicho sobre a resistência da ligação com chave de cisalhamento. Os ensaios foram realizados com carregamento cíclico não reversível e carregamento monotônico.

Figura 2.4 – Dimensões dos modelos de cisalhamento direto ensaiados (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).



Para se realizar um ensaio no qual a ligação fosse solicitada somente por esforços de cisalhamento, o modelo adotado consistia em três peças pré-moldadas: uma peça central, simulando a viga pré-moldada, e duas laterais, simulando a laje pré-moldada (Figura 2.4).

Nos modelos com superfície plana e rugosa, a rugosidade da superfície foi garantida pela colagem de pequenas tiras de isopor com 5 mm de espessura por 20 mm de largura e espaçadas de 20 mm, a fim de garantir a rugosidade mínima estabelecida pela NBR 9062 (ABNT, 2006) de 5 mm a cada 30 mm.

Segundo o autor, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto mostraram que o emprego de chave de cisalhamento na ligação pode aumentar a resistência da ligação em até 250%, quando comparada com a ligação com superfície plana e lisa, e em até 30%, quando comparada à ligação com superfície plana e rugosa. Ademais, observou que os modelos com superfície plana e rugosa apresentaram resistência, aproximadamente, 165% maior que o modelo com superfície plana e lisa.

Quanto à influência da resistência do concreto na ligação, o autor verificou que a ruptura nos modelos com nicho ocorreu pelo cisalhamento do concreto moldado no nicho. Dessa forma, pode-se concluir que a resistência da ligação é influenciada pela resistência do concreto empregado nos nichos. Ao se aumentar a resistência do concreto do nicho sem a adição de fibras de 50 MPa para 100 MPa, o acréscimo na resistência da ligação foi em média de 35%.

No que diz respeito ao diâmetro do conector, ou seja, à taxa de armadura que cruza a interface, observou-se que o aumento de ρ resulta em acréscimo na resistência da ligação. Esse acréscimo foi de 13% a 22%. Além disso, percebeu-se que a adição de fibras ao concreto do nicho parece aumentar ainda mais a influência do conector.

Em outro momento, Araújo (2002) fez uma avaliação da ligação com superfície plana e rugosa pelo modelo analítico proposto por Tassios e Vintzeleou (1990). Entretanto, foi feita uma pequena modificação nas equações do modelo desses autores, pois no modelo original é sugerido um valor de deslizamento último, s_u , de 2 mm, o que não foi observado durante os ensaios de Araújo. Para tanto, o valor de s_u foi adotado como sendo 0,5 mm e, com isso, o modelo de Tassios e Vintzeleou (1990) apresentou boa concordância com a curva experimental, como pode ser observado em um dos exemplos de Araújo na Figura 2.7.

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto com chave de cisalhamento, foi proposta pelo autor, por meio de regressão linear, uma expressão para a representação da curva força *versus* deslocamento da ligação. A equação (2.3) é válida para concretos sem adição de fibras, enquanto a equação (2.4) é adequada para concretos com adição de 1,5% de fibras.

$$\tau_u = 1,270\sqrt{f_{cm}} + 0,798\rho f_y \leq 1,8\sqrt{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (2.3)$$

$$\tau_u = 1,730f_{cm}^{0,708} [\rho(f_y)^{1/2}]^{0,415} \leq 2,6\sqrt{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (2.4)$$

Além dessas expressões, também obtidas por regressão linear, o autor propôs duas expressões para o deslizamento médio, tanto para o concreto com $V_f = 0\%$ (equação (2.5)), quanto para concreto com $0,75\% \leq V_f \leq 1,50\%$ (equação (2.6)) e, nos dois casos, as expressões só são válidas quando houver conectores na interface de cisalhamento ($\phi \neq 0$).

$$\delta_m = 0,014f_{cm}^{0,572} \phi_s^{0,737} \quad (2.5)$$

$$\delta_m = 0,0304f_{cm}^{0,572} \phi_s^{0,468} V_f^{0,313} \quad (2.6)$$

Onde:

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto moldado no nicho;

ρ é a taxa de armadura que cruza a interface de cisalhamento;

f_y é tensão de escoamento do aço;

ϕ_s é o diâmetro do conector;

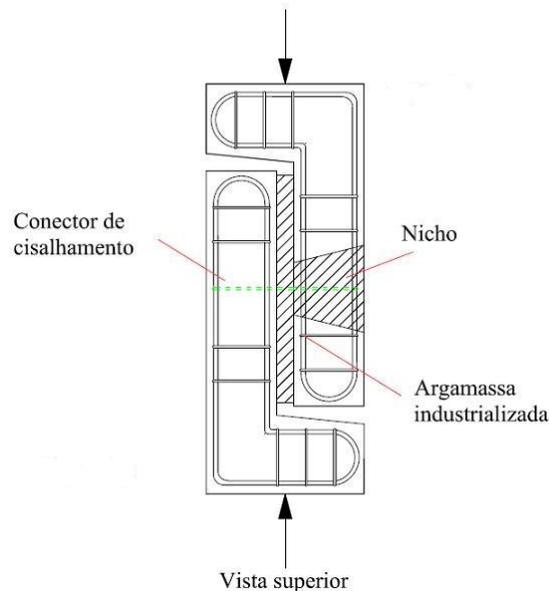
V_f é volume de fibras do concreto moldado no nicho.

2.1.3 Estudo de Menkulasi e Roberts-Wollmann (2005)

Nos estudos realizados por Menkulasi e Roberts-Wollmann (2005), a ligação era feita de forma discreta com o uso de conectores de cisalhamento fixados em uma peça em formato de “L” e inseridos em nichos pré-existentes em outra peça também em formato de “L” (Figura 2.5). Para avaliar essa ligação, foram ensaiados 36 modelos representando a ligação

em questão. A região da interface, que era preenchida com argamassa industrializada, era preparada com a utilização de aditivo retardador de pega superficial (ARSP).

Figura 2.5 – Configuração dos modelos ensaiados por Menkulasi e Roberts-Wollmann (2005) – Modificado pelo autor.



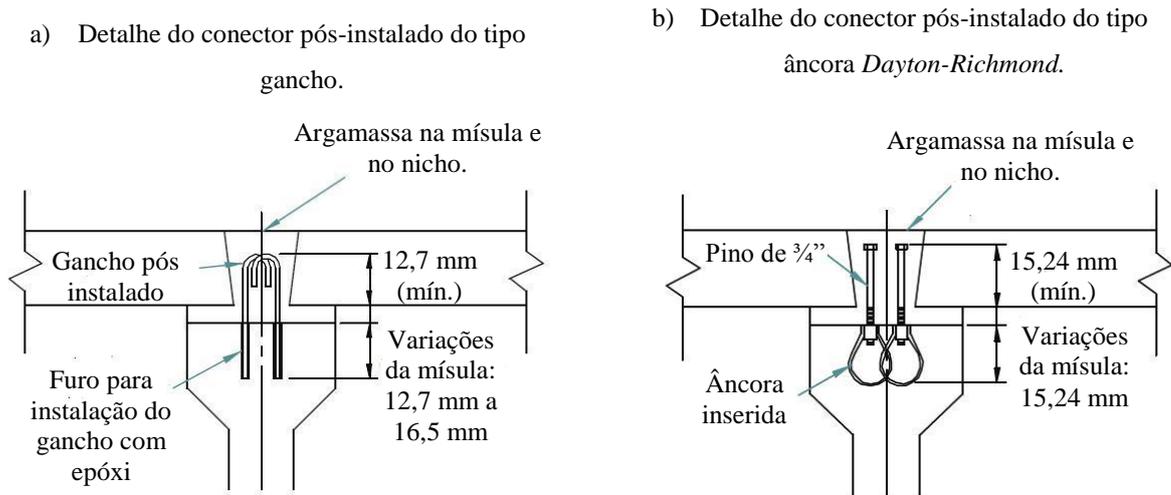
As variáveis estudadas pelos autores foram o tipo do conector empregado, a área de conector que cruza a interface, ou seja, a taxa de armadura (ρ), o tipo de graute ou argamassa industrializada usada na ligação entre as peças pré-moldadas e, por fim, a altura ou espessura da camada de ligação feita pelo graute ou pela argamassa industrializada (mísula). Todos os ensaios realizados tiveram repetição, ou seja, foram ensaiados dois modelos para cada variável analisada. Os concretos avaliados apresentaram valores de resistência à compressão variando de 29,0 MPa a 37,1 MPa.

Os diversos tipos de conectores analisados foram: sem conector, estribos estendidos, conectores pós-instalados e pinos ancorados (Figura 2.6). Já as mísulas foram de 25 mm, 51 mm e 76 mm. Quanto aos tipos de argamassa industrializada, foram utilizados dois tipos: látex e SET 45. E as áreas de aço cruzando a interface foram de 258,06 mm², 400 mm², 516,13 mm², 567,74 mm² e 825,40 mm², ressaltando que foram ensaiados modelos sem a presença de conectores.

As variações nos tipos de conectores mostraram que, no caso específico dos conectores pós-instalados, o comportamento força *versus* deslizamento é quase similar aos comportamentos

daqueles que são moldados junto com a peça. Tanto para aqueles em que após a cura do concreto faz-se um furo em uma das peças, limpando-o com jato de areia e colando o conector com epóxi, quanto para os do tipo âncora *Dayton-Richmond*. Estes têm a vantagem de durante a concretagem não ficarem expostos na superfície das longarinas.

Figura 2.6 - Conectores de cisalhamento usados no ensaio de cisalhamento direto. (Modificado pelo autor – Menkulasi; Roberts-Wolmann, 2005).



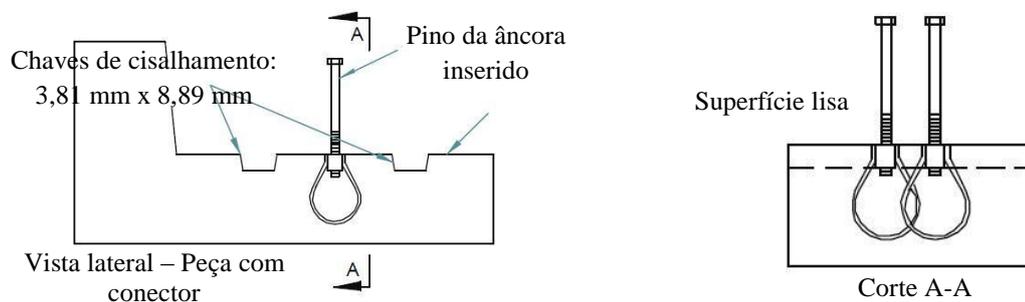
Os resultados dos ensaios mostraram que, com o aumento da área de conectores, há um acréscimo na carga máxima resistida pelo modelo. Quanto às mísulas, observou-se a formação de uma fissura entre essa mísula e a interface, em qualquer uma das peças. Esses resultados mostraram que não há diferença significativa na resistência da ligação com a variação das espessuras das mísulas. No caso das mísulas com 25 mm de espessura, o aparecimento da fissura deu-se sempre ao longo da peça na qual o conector é primeiramente fixado. A partir do momento em que se aumentaram as espessuras das mísulas, a fissura variou da peça que continha o conector para a peça na qual havia o nicho, cruzando a mísula em alguns casos.

Quanto à avaliação feita com os diversos conectores, um comportamento observado mostrou-se importante, pois se verificou que para o conector tipo estribo estendido há necessidade de no mínimo 127 mm de altura sobressalente (acima da superfície da peça pré-moldada) para inclusão dentro do nicho. No modelo com altura inferior a essa foi observado um arrancamento do conector da laje, sendo a ruptura em forma de cone no concreto e não por cisalhamento do conector. Portanto, o cobrimento e o espaçamento adequados dos conectores

asseguram o escoamento do aço e a ductilidade da interface. Os autores concluem que esses tipos de conectores de cisalhamento são viáveis para utilização em vigas compostas com viga e laje pré-moldadas.

Dentre os ensaios realizados, alguns investigaram o uso de chave de cisalhamento no topo da superfície da peça que contém o conector (Figura 2.7). Segundo os autores, a presença dessas chaves aumentou a resistência ao cisalhamento da ligação de 5% a 15%.

Figura 2.7 - Detalhe do modelo com chave de cisalhamento e conector tipo âncora – Modificado pelo autor – (MENKULASI; ROBERTS-WOLMANN (2005)).



Os resultados dos ensaios foram comparados com os valores encontrados com as expressões presentes em diversos códigos: ACI 318 (2002)¹, AASHTO – Especificações Normativas (1996)² e AASHTO LRFD – Especificações (1998)³ *apud* Menkulasi e Roberts-Wolmann (2005). Por meio dessas comparações, os autores afirmaram que tanto o ACI 318 (2002) quanto o AASHTO – Especificações Normativa (1996) mostram-se conservadores para pequenas taxas de armadura cruzando a interface, o que não ocorre quando esses valores são maiores. Ressaltam, também, que os códigos foram criados para serem utilizados quando se tem um concreto velho e outro novo é moldado sobre ele e não para o caso de duas peças pré-moldadas.

Por meio dos resultados dos ensaios em modelos sem a chave de cisalhamento, uma equação foi desenvolvida pelo método dos mínimos quadrados, para avaliar a resistência máxima

¹ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318M-02). Detroit, **American Concrete Institute**.

² AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Edition, **American Association of State Highway and Transportation Officials**, Washington, DC, 1966.

³ AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications, Second Edition, **American Association of State Highway and Transportation Officials**, 1998, with 1999, 2000, 2001 and 2002 Interims, Washington, DC, 1998.

(equação (2.7)) e outra com o menor valor de aderência, ou seja, a resistência mínima (equação (2.8)) ao cisalhamento horizontal da ligação.

$$\tau_u = 1,12 + 0,51 \left(\frac{A_w f_y + P_n}{b s} \right) \text{ em MPa} \quad (2.7)$$

$$\tau_u = 0,56 + 0,51 \left(\frac{A_w f_y + P_n}{b s} \right) \text{ em MPa} \quad (2.8)$$

onde:

P_n é a força normal sobre a interface, em N;

A_w é a área do conector, em mm²;

f_y é resistência do conector, em N/mm²;

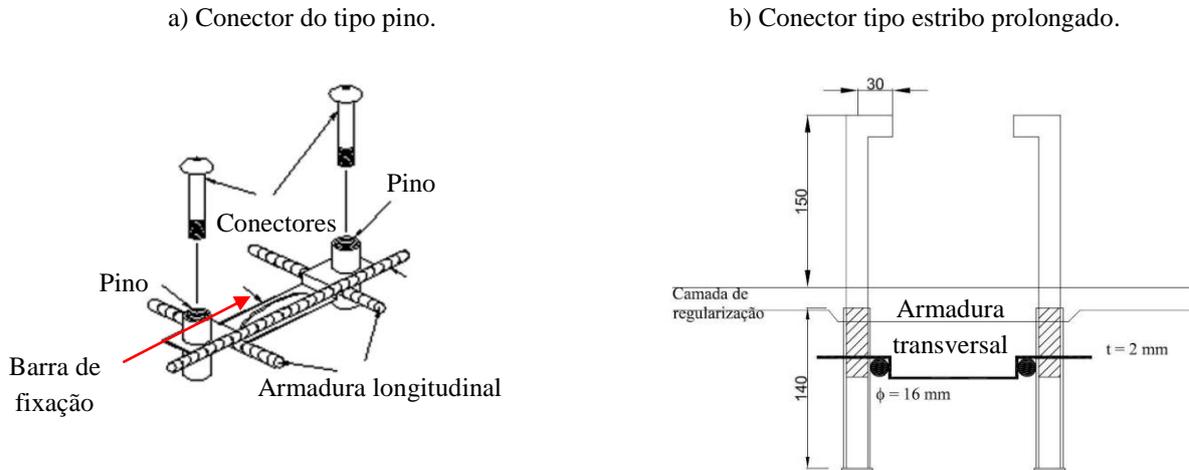
b é o comprimento da interface de ligação entre as peças pré-moldadas, em mm;

s é a largura da interface de ligação entre as peças pré-moldadas, em mm.

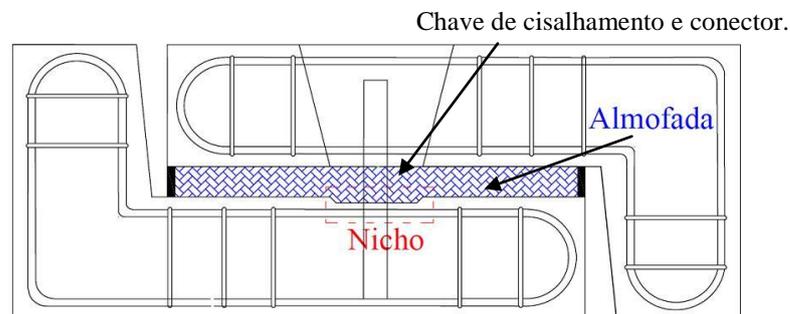
Os resultados desse programa experimental mostraram que, neste tipo de modelo, no momento em que a resistência da ligação é atingida, não há deslizamento relativo ao longo de toda a interface para resultar no escoamento da armadura que cruza essa interface. Somente após a primeira abertura de fissura é que se observou o trabalho do conector. Somente quando da abertura da primeira fissura na interface, pode-se verificar expansão do modelo e, conseqüente, aumento da carga normal, levando à perda da resistência da ligação por aderência.

2.1.4 Estudo de Chung *et al.* (2010)

Neste trabalho foram realizados 43 ensaios de cisalhamento do tipo duplo “L”, além de ensaios em vigas compostas com laje pré-moldada. A resistência à compressão dos concretos empregados nos modelos variou entre 21,8 MPa e 31,2 MPa. Nos ensaios de cisalhamento realizados pelos autores, foram avaliados o tipo do conector, estribos prolongados e pinos, ambos aparafusados (Figura 2.8). Os diâmetros dos estribos prolongados eram de 13 mm, 16 mm e 19 mm, enquanto para os pinos os diâmetros empregados foram de 16 mm, 19 mm e 22 mm.

Figura 2.8 – Conectores aparafusados (Modificado pelo autor – CHUNG *et al.*, 2010).

Outra característica avaliada nos ensaios foi a condição da superfície: rugosa, lisa e com chave de cisalhamento. As chaves de cisalhamento tinham dimensão de 200 mm x 200 mm e 10 mm de profundidade (Figura 2.9).

Figura 2.9 – Detalhe da chave de cisalhamento e do conector no modelo tipo duplo “L”. (Modificado pelo autor – CHUNG *et al.*, 2010).

Quanto às forças normais, devidas aos conectores, essas também foram avaliadas. Elas variaram quanto a três diferentes intensidades de carga, as quais foram apresentadas pelo autor como sendo: mínima, média e máxima. Entretanto, não foram apresentados valores numéricos para tais forças. Em termos da altura da camada da almofada, foram considerados os valores de 10 mm, 20 mm e 30 mm.

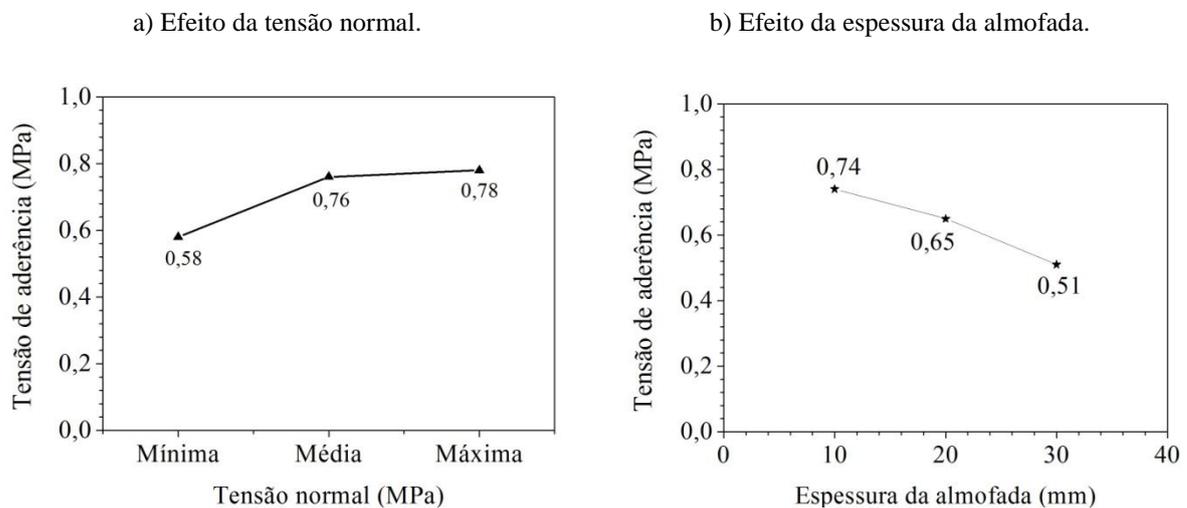
Diante dos resultados, foram feitas considerações quanto à resistência à aderência da interface. Segundo os autores, a obtenção da resistência à aderência é relativamente fácil, desde que o deslocamento relativo entre as peças pré-moldadas represente a ruptura por

aderência. Para tanto, eles adotaram um valor de 0,2 mm como sendo o deslocamento relativo referente à ruptura por aderência.

Chung *et al.* (2010) afirmam que, em geral, o escoamento dos conectores ocorre depois de atingir um deslizamento relativo da interface igual a 10% do valor de seu diâmetro. Diante dessa constatação, avaliaram a resistência última do conector como sendo a carga máxima registrada depois de atingido esse valor de deslizamento relativo.

Uma considerável variação nos resultados relativos à resistência de aderência foi observada. Três parâmetros, quais sejam tensão de escoamento do conector, a força normal à superfície de ligação e as condições da interface, podem ter influenciado de forma particular esse comportamento, dos quais o mais preponderante parece ter sido as condições da interface. Confirmando essa afirmação, os modelos com chave de cisalhamento apresentaram os maiores valores de resistência à aderência. Houve casos em que a resistência à aderência aumentou com a tensão normal, porém ela reduziu com o aumento da espessura da almofada (Figura 2.10).

Figura 2.10 – Resistência à aderência da interface. (Modificado pelo autor – CHUNG *et al.*, 2010).



Dos resultados dos ensaios, os autores sugeriram uma expressão para o cálculo da tensão de aderência (equação (2.9)).

$$f_{ad} = -0,011t_b + A \quad (2.9)$$

Onde:

t_b é a espessura da almofada, mm;

A é a constante para as condições da interface, sendo 0,67 para interface lisa, 0,75 para interface rugosa e 0,82 para interface com chave de cisalhamento, MPa.

Quanto à resistência da ligação ao cisalhamento, os autores afirmaram com base em resultados de Shim *et al.* (2000)⁴ que a espessura da almofada que foi colocada entre as duas peças pré-moldadas influenciou de forma significativa essa resistência, ressaltando que a ruptura da almofada ocorre antes da ruptura do conector.

Por meio dos resultados dos ensaios com chave de cisalhamento na interface, os quais representaram cerca de 79% dos ensaios realizados, utilizando os valores médios submetidos à regressão linear, os autores apresentaram a seguinte equação empírica para determinação da resistência ao cisalhamento apenas dos conectores:

$$\tau_s = 1,01(A_s f_y + P_c)(1,14 - 0,01t_b) \quad (2.10)$$

Onde:

t_b é a espessura da almofada (10 mm a 30 mm), mm;

A_s é a área de aço cruzando a interface, mm²;

f_y é a tensão de escoamento do aço, kN/mm²;

P_c é a força normal à superfície, kN.

Ainda, com base nos 34 ensaios realizados com superfície com chave de cisalhamento, os autores apresentaram uma equação empírica (equação (2.11)) para avaliar a resistência nominal ao cisalhamento da ligação, a qual levou em consideração a tensão no conector, a força normal aplicada à interface de cisalhamento, a rugosidade da superfície e a espessura da almofada utilizada.

$$\tau_n = \left[C_p + 0,62 \left(\frac{A_s f_y + P_c}{A_{cv}} \right) \right] R_t \quad (2.11)$$

Onde:

C_p é o coeficiente de rugosidade para superfícies de lajes pré-moldadas:

⁴ Shim CS, Kim JH, Chang SP and Chung CH (2000) The behavior of shear connections in a composite beam with a full depth precast slab. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Structures and Buildings 140(1): 101–110.

- 0,42 para superfícies lisas;
- 0,47 para superfícies rugosas;
- 0,53 para superfícies com chave de cisalhamento.

A_s é a área de aço cruzando a interface, mm²;

f_y é a tensão de escoamento do aço, MPa;

P_c é a força normal à interface, N;

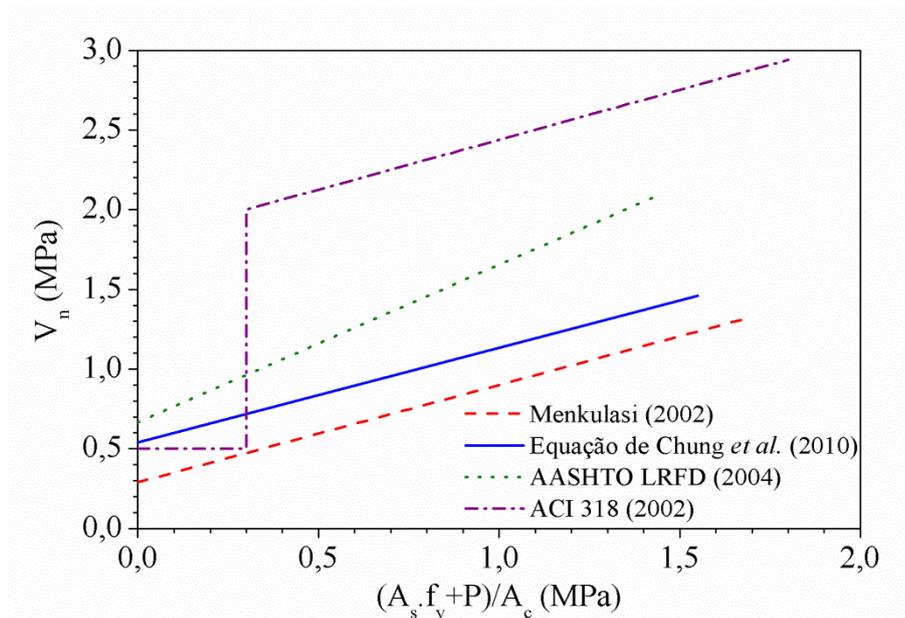
A_{cv} é a área de concreto onde há transferência de esforços, mm²;

R_t é fator de redução devido à almofada: $R_t = (1,14 - 0,01t_b)$ com t_b menor que 30 mm.

Um fator de segurança de 0,75 foi adotado na equação (2.11) para considerar as variações nas condições da superfície.

Na Figura 2.11 é apresentada uma comparação da equação (2.11) com as curvas do ACI 318 (2002), AASHTO LRFD (2004) e Menkulasi (2002). As duas primeiras equações são sugeridas para vigas compostas com laje moldada no local, sendo, portanto, inadequadas para casos de vigas compostas com laje pré-moldada. Já a equação de Menkulasi (2002) foi desenvolvida para superfícies rugosas, apresentando valores abaixo dos valores obtidos com a equação proposta, que é para modelos com interface com chave de cisalhamento.

Figura 2.11 – Aplicação e comparação da equação proposta para cálculo da resistência ao cisalhamento direto da ligação. (Modificado pelo autor – CHUNG *et al.*, 2010).



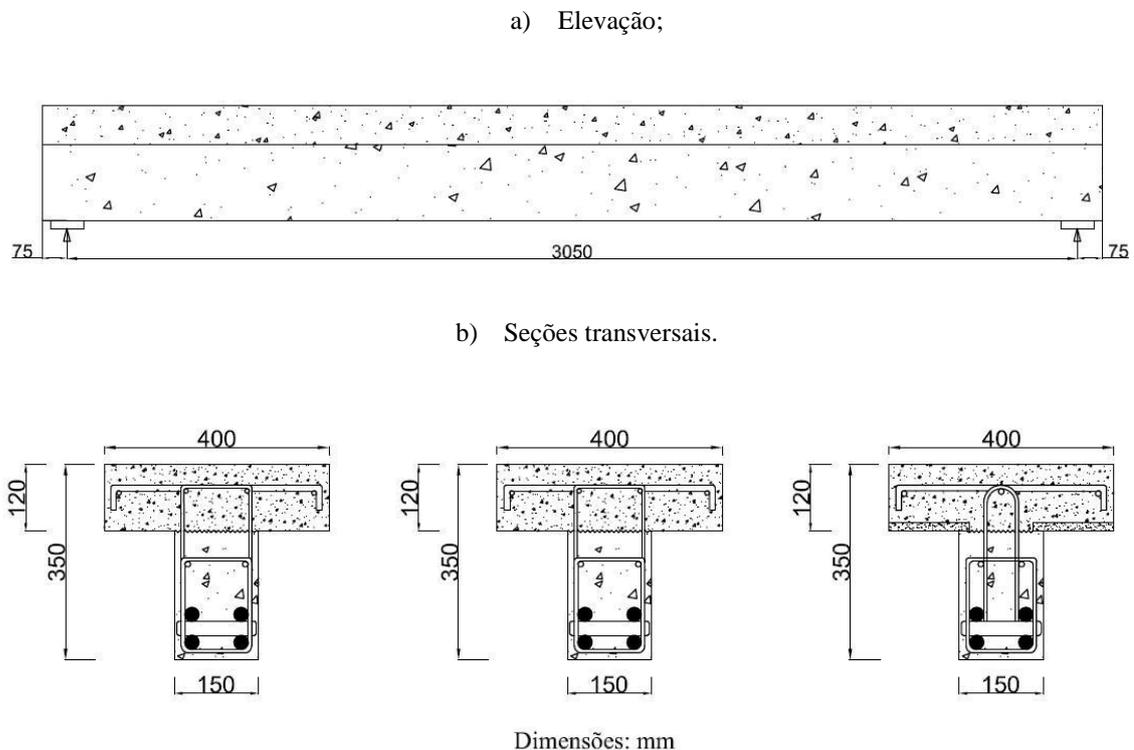
2.2 VIGAS COMPOSTAS COM LAJE PRÉ-MOLDADA

Existem estudos abrangendo vigas compostas formadas de viga de aço e laje moldada no local, viga pré-moldada de concreto e laje moldada no local, além de vigas compostas com viga e laje pré-moldadas. Dentre estes trabalhos, destacam-se os de Araújo (2002), Judice (2002) e Chung *et al.* (2010) que estudaram o comportamento da ligação de cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas de concreto.

2.2.1 Estudo de Araújo (2002)

O trabalho de Araújo (2002) deu continuidade ao trabalho realizado pelo mesmo autor em 1997. Em Araújo (1997), o pesquisador avaliou vigas compostas formadas com laje moldada no local (Figura 2.12). Já em seu segundo trabalho, em 2002, foram estudadas vigas compostas com viga e laje pré-moldadas. Assim como no trabalho realizado em 1997, Araújo (2002) realizou ensaios em vigas com seção transversal do tipo “T”.

Figura 2.12 – Principais dimensões das vigas compostas ensaiadas por Araújo (1997 – Modificado pelo autor).

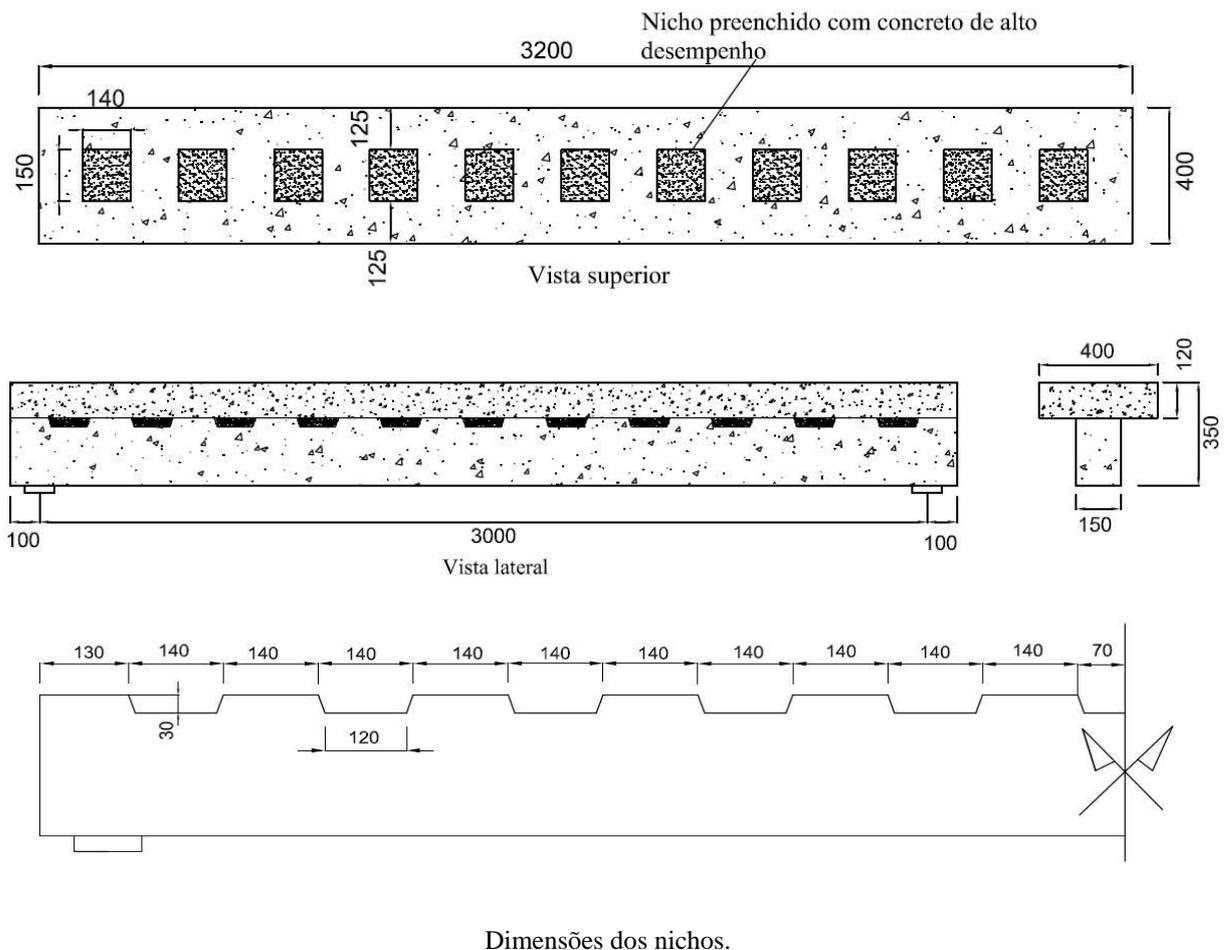


Foram ensaiadas cinco vigas biapoiadas, das quais quatro eram compostas e uma monolítica. O autor realizou ensaios com carregamento monotônico em três das vigas compostas e,

também, na viga monolítica. A quarta viga composta foi submetida a carregamento cíclico não reversível.

A ligação entre as peças foi realizada de forma discreta, por meio de nichos preenchidos com concreto de alto-desempenho reforçado com fibras de aço (0,75%) e por conectores metálicos dobrados em forma de laço. Na interface dos nichos com a viga pré-moldada havia chaves de cisalhamento. Nesse trabalho, foi avaliada a influência do espaçamento entre os nichos na resistência e na rigidez das vigas compostas. Para tanto, o autor adotou os seguintes espaçamentos entre nichos: 28 cm (Figura 2.13), 42 cm e 56 cm. Na Figura 2.2. As vigas, biapoiadas, foram ensaiadas à flexão com uma única carga concentrada aplicada no meio do vão.

Figura 2.13 – Dimensões da viga com espaçamento entre chaves de 28 cm (ARAÚJO, 2002 – Modificado pelo autor.)



Os espaçamentos entre nichos adotados correspondem a uma área de contato responsável pela transferência de tensões entre a viga e a laje, as quais foram de 48%, 31% e 22% da área da interface, para os respectivos espaçamentos: 28 cm, 42 cm e 56 cm.

Ressalta-se que as dimensões das vigas ensaiadas nesse trabalho eram inferiores às dimensões reais de vigas empregadas na construção de pontes, devido às restrições de laboratório. Entretanto, verifica-se que o tamanho dos nichos empregados (14 cm x 15 cm) não difere muito das dimensões dos nichos empregados em pontes compostas, o que torna os resultados representativos do comportamento de uma viga real.

Quanto aos resultados dos ensaios, na Tabela 2.1 é apresentado um resumo das informações das vigas ensaiadas por Araújo (2002).

Tabela 2.1 – Informações das vigas ensaiadas por Araújo (2002).

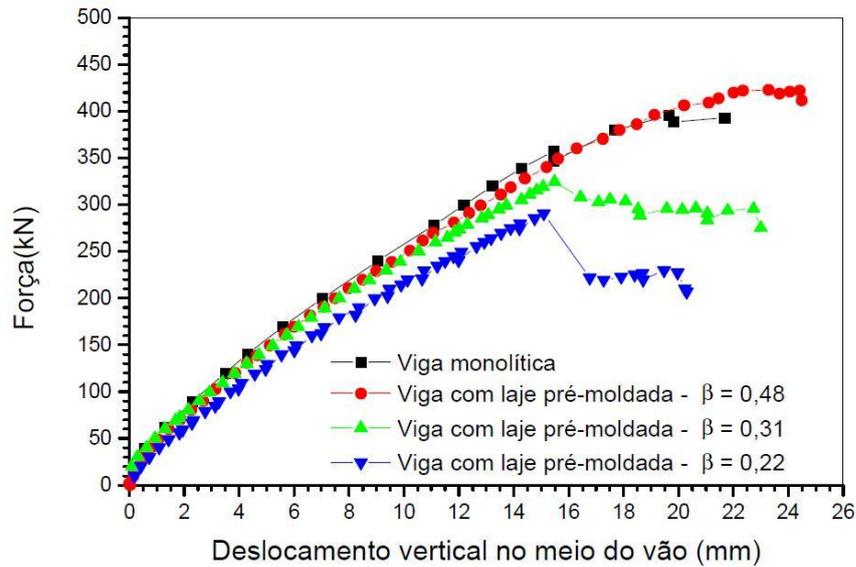
Viga	Tipo de carregamento	Tipo de ligação	β	f_{cm} (MPa)			P_u (kN)	Ruptura (Tipo)
				Alma	Mesa	Nichos		
V1	Monotônico	Monolítica	-	52,9	52,9	-	437	Flexão (esmagamento da mesa)
V2	Monotônico	Chave de cisalhamento	0,48	53,9	51,5	70,8	430	Flexão (esmagamento da mesa)
V3	Monotônico	Chave de cisalhamento	0,31	59,8	61,3	81,8	325	Cisalhamento da ligação
V4	Monotônico	Chave de cisalhamento	0,22	55,5	50,1	80,9	291	Cisalhamento da ligação
V5	Cíclico não-reversível	Chave de cisalhamento	0,31	59,8	61,3	81,8	323	Cisalhamento da ligação

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto;

P_u – Carga última;

β - relação entre a área de transferência de esforços de cisalhamento e a área total da interface em uma viga composta.

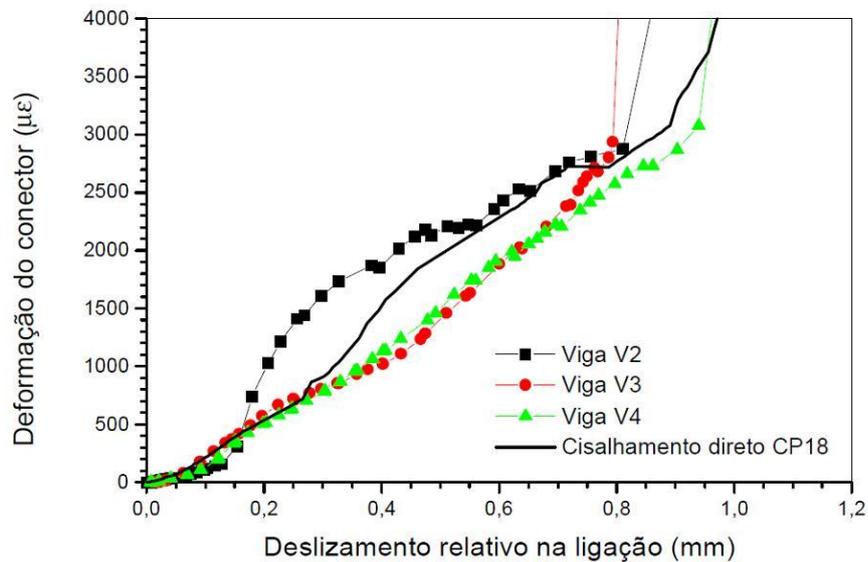
Esses resultados mostraram que uma redução no valor do parâmetro β reduziu a resistência da ligação e que a capacidade resistente de uma viga composta com o parâmetro β igual a 0,48 (nichos espaçados de 28 cm) ficou muito próxima da resistência da viga monolítica com mesmas dimensões. Outra constatação foi a de que a rigidez da viga composta também é influenciada pelo espaçamento entre os nichos, sendo sua redução mais significativa quanto mais espaçados forem os nichos (Figura 2.14).

Figura 2.14 – Curva força *versus* deslocamento vertical nas vigas compostas ensaiadas por Araújo (2002).

Ainda como parte de suas análises, Araújo (2002) empregou a equação 2.4 nos resultados da viga com espaçamento entre nichos igual a 28 cm, para determinação da resistência estimada para cada ligação obtendo um valor igual a 293 kN, o qual foi maior do que o valor calculado dividindo a força total transmitida pela interface durante o ensaio pelo número de nichos existentes, que foi de 264 kN. Dessa forma, comprovou-se que os nichos foram capazes de garantir o trabalho conjunto da viga e da laje, permitindo o comportamento de viga composta. Entretanto, tal comportamento não foi evidenciado nas vigas com espaçamentos maiores, pois nestas a ruptura ocorreu por cisalhamento da ligação, ou seja, após o rompimento, cada peça passou a trabalhar separadamente, não mais como viga composta.

A análise do deslizamento relativo na interface possibilitou ao autor confirmar que, realmente, existem diferenças em alguns limites propostos (PATNAIK, 1992; ARAÚJO, 1997) para vigas com laje moldada no local quando se emprega laje pré-moldada, como, por exemplo, a definição da ruptura quando o deslizamento da interface atinge o limite de 0,5 mm; valores superiores foram obtidos. Outra observação importante feita pelo autor foi a de que a resposta da ligação na viga composta foi semelhante à resposta obtida do ensaio de cisalhamento direto do tipo três blocos (Figura 2.15).

Figura 2.15 – Deformação do conector na ligação das vigas e em um modelo de cisalhamento direto (ARAÚJO, 2002).



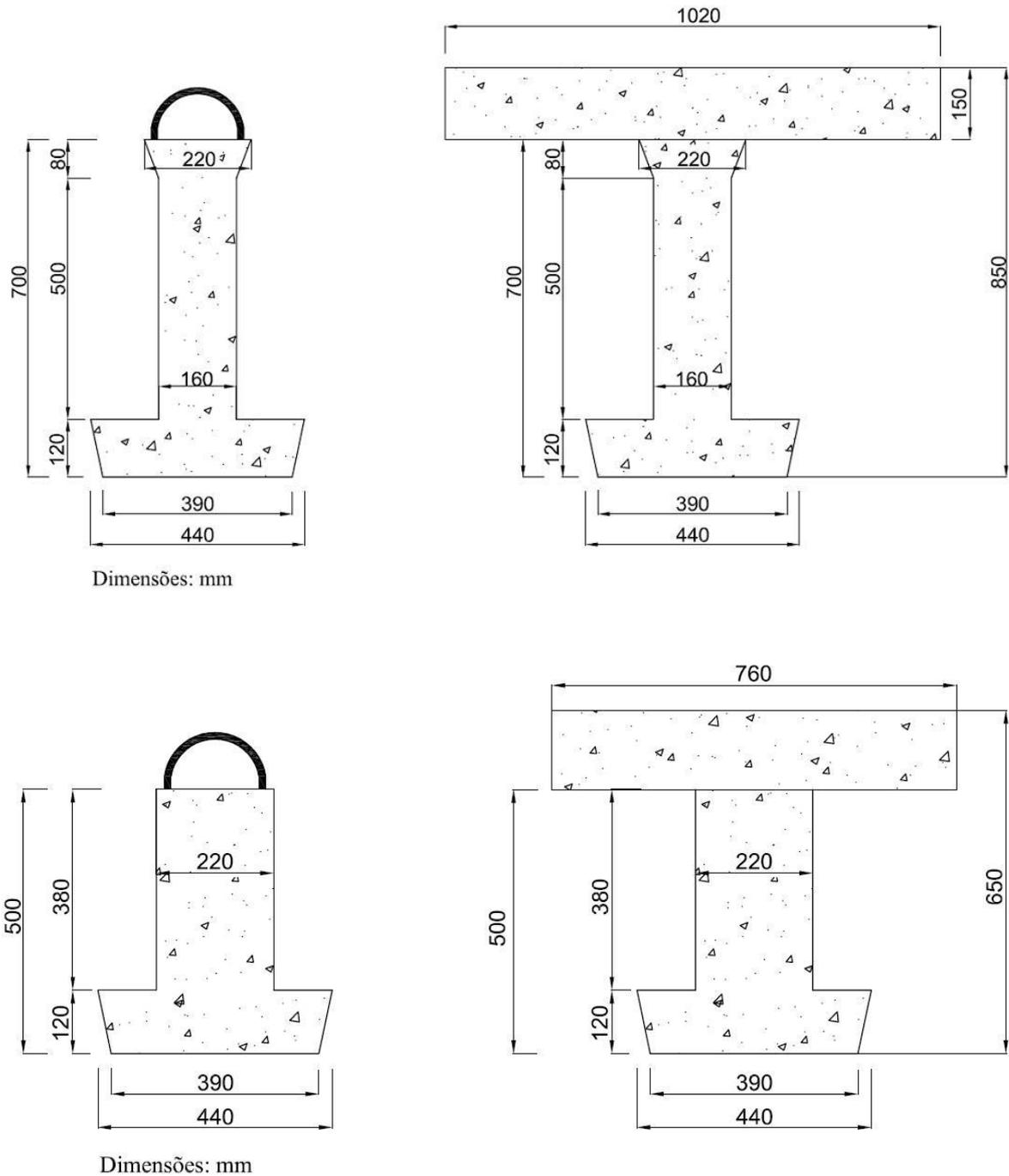
2.2.2 Estudo de Judice (2002)

Judice (2002) realizou ensaios em 14 vigas compostas com laje moldada no local e, também, com viga e laje pré-moldadas. As vigas eram protendidas e possuíam 6 m de comprimento, sendo iguais às utilizadas em viadutos rodoviários. Nas vigas com ligação discreta havia nichos com superfície de interface plana, os quais eram espaçados a cada 31,25 cm e centralizados com a armadura da laje. A seção das vigas pré-moldadas eram em “T” e em “T” (Figura 2.16).

As variáveis estudadas nesse trabalho foram a taxa de armadura transversal à interface, 0,37%, 0,45%, 0,58% e 0,90% (barras com ϕ 8 mm, 10 mm e 12,5 mm), o tipo de ligação (discreta ou contínua), o vão de cisalhamento (4 m, 5 m e 6 m) e a altura das vigas (65 cm, 70 cm e 85 cm). No caso das vigas com ligação discreta, houve variação quanto ao preenchimento ou não dos nichos com concreto, o que fez com que o parâmetro β (relação entre a área de transferência de esforços de cisalhamento e a área total da interface em uma viga composta) das vigas também fosse variado de 0,38 (9 nichos concretados) a 0,55 (13 nichos concretados). As vigas foram ensaiadas à flexão com aplicação de duas cargas concentradas aplicadas simetricamente em seus vãos (Figura 2.17). Em todos os ensaios havia balanço de um metro nas extremidades das vigas para garantir que o comprimento mínimo de

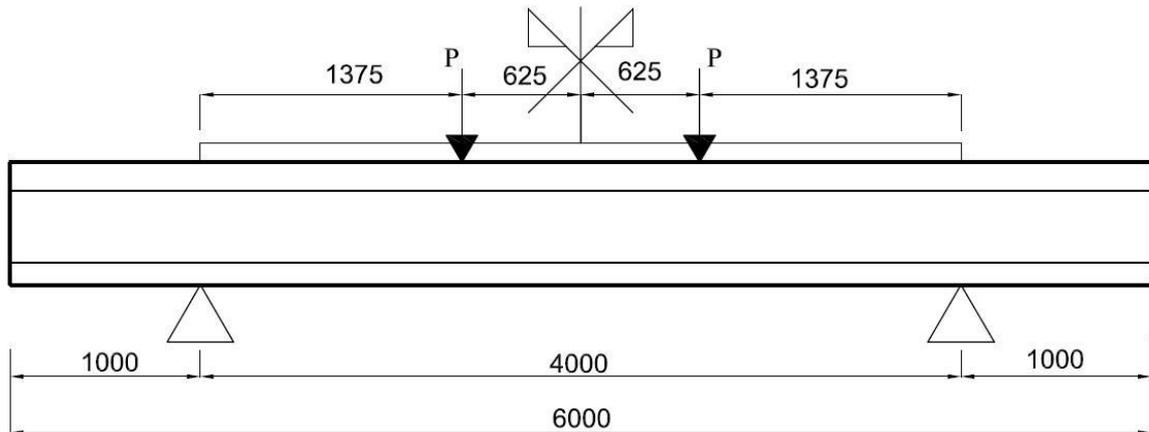
transferência da protensão não ficasse dentro do vão de cisalhamento, exceto em uma das vigas ensaiadas onde esse balanço foi reduzido para meio metro.

Figura 2.16 – Características das seções das vigas isoladas e compostas – Detalhe dos conectores – Vigas “I” e “T” (Modificado pelo autor – JUDICE, 2002).



Nos nichos de todas as vigas compostas com laje pré-moldada havia a presença da armadura de travamento colocada juntamente com o conector como no caso do estudo de Mendonça (2002).

Figura 2.17 – Esquema de ensaio das vigas – Série I (Modificado pelo autor – JUDICE, 2002).

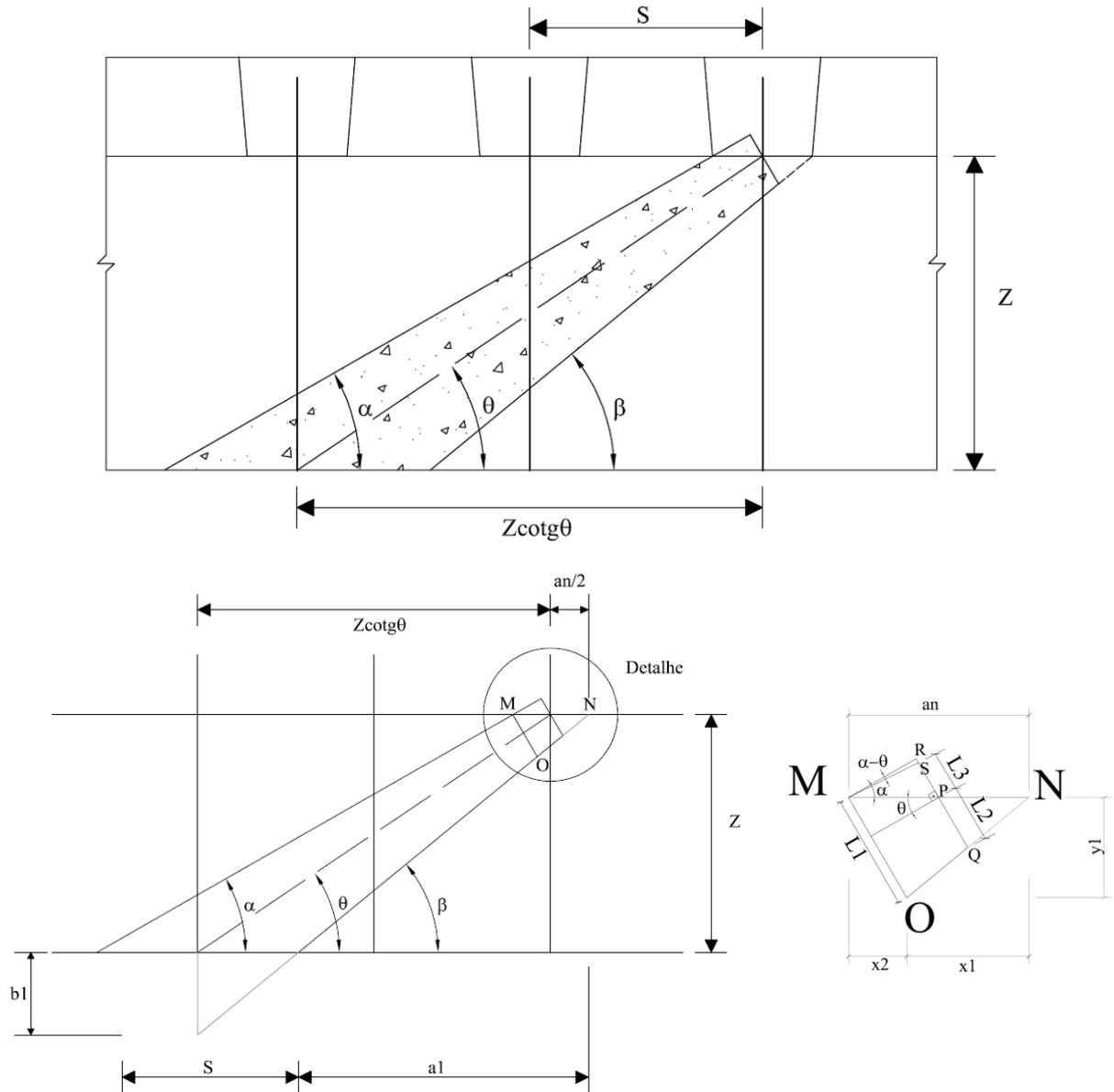


O principal objetivo de Judice (2002) era avaliar o comportamento de vigas compostas com viga e laje pré-moldadas e ligação discreta (nichos) e compará-las com vigas compostas com laje moldada no local. A autora verificou que o comportamento das vigas com ligação discreta ficou entre o de viga composta com ligação contínua e o da viga isolada (sem contribuição da laje). Observou-se que o modo de ruptura das vigas com ligação contínua ocorreu por flexão ou por flexo-cisalhamento, enquanto nas vigas com nichos o colapso ocorreu por esmagamento da biela de concreto na ligação ou por cisalhamento da ligação na região da interface seguido por esmagamento do concreto no meio do vão.

Ao se verificar os deslizamentos entre mesa e alma, observou valores da ordem de 3,9 mm a 7,1 mm. Outro comportamento observado foi o fato de o maior deslizamento ter ocorrido na seção de aplicação da carga.

Ao final das análises da tensão de compressão na biela das vigas ensaiadas, a autora verificou que havia um aumento de tensão na base da biela, fazendo com que a área da biela variasse da região da alma até a região da interface (Figura 2.18). Portanto, a autora propôs um novo modelo de cálculo para determinar a tensão de compressão na biela de vigas com ligação descontínua (equações (2.12) a (2.15)).

Figura 2.18 – Largura da biela para viga com ligação descontínua (Modificado pelo autor – JUDICE, 2002).



Para a região da alma (base da treliça) tem-se:

$$\sigma_{c1} = \frac{V_d}{b_w z \operatorname{sen}\theta \operatorname{cos}\theta} \leq 0,6f_c \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad (2.12)$$

onde:

σ_{c1} é a tensão de compressão na biela na região da alma da viga;

$\frac{V_d}{\operatorname{sen}\theta}$ corresponde à projeção da força vertical V_d na direção da biela comprimida;

z é o braço de alavanca

θ é a inclinação da biela;

$b_w z \cos\theta$ é a área da seção transversal da biela comprimida;

f_c é a resistência à compressão do concreto.

Para a região da interface (topo da treliça) tem-se:

$$\sigma_{c2} = \frac{V_d}{\left(z \frac{\cot\theta}{s}\right) \text{sen}\theta A_b} \leq K_1 \quad (2.13)$$

onde:

σ_{c2} é a tensão de compressão na biela na região da interface viga/laje;

s é o espaçamento entre os estribos;

$$K_1 = 0,6 f_c \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \frac{b_w s \text{sen}\theta}{A_b} \leq f_c \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad (2.14)$$

A_b é a área da seção da biela comprimida na altura da interface da viga com ligação descontínua, isto é:

$$A_b = b_w \frac{a_n}{2} \left[\frac{1}{\cos\theta \cot\theta\beta + \text{sen}\theta} + \text{sen}\theta - \cos\theta \text{sen}(\theta - \alpha) \right] \quad (2.15)$$

onde:

a_n é a largura do nicho na direção do comprimento da viga.

2.2.3 Estudo de Chung *et al.* (2010)

Nesse estudo, foram ensaiadas três vigas compostas com viga e laje pré-moldadas com seções “I” e “T”. Duas delas receberam conectores do tipo pino (Figura 2.19a) com diâmetros de 16 mm (STPCB) e 22 mm (SDPCB). A terceira viga recebeu conector do tipo estribo prolongado (Figura 2.19b) com diâmetro de 13 mm (SDFCB). A seção transversal das lajes pré-moldadas era retangular com dimensões de 200 mm x 800 mm. Entre elas foram

construídas juntas transversais do tipo fêmea-fêmea (chave de cisalhamento) com espessura de 2 mm. Para as vigas foi adotada uma seção transversal de 35 cm x 65 cm e comprimento de 10 m, além disso, as vigas eram protendidas longitudinalmente (Figura 2.19d). Já as dimensões das chaves de cisalhamento adotadas na interface eram de 200 mm x 200 mm, com profundidade de 20 mm, diferente da profundidade adotada nos ensaios de cisalhamento direto, o qual era de 10 mm. Além disso, foi aplicada uma almofada na ligação com espessura de 20 mm. Na Figura 2.19 são apresentados maiores detalhes da geometria das vigas compostas.

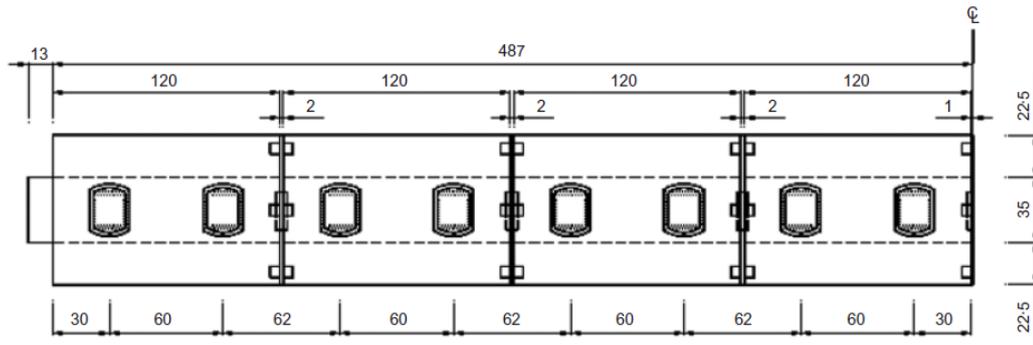
Quanto às características dos materiais empregados, a resistência da almofada utilizada na ligação, a qual foi a mesma empregada nas juntas transversais, foi de 60 MPa. Já o concreto empregado nas vigas e nas lajes pré-moldadas tiveram a resistência à compressão variando entre 27 MPa e 35,4 MPa. E, as tensões de escoamento do aço dos conectores dos tipos pino e estribo prolongado foram iguais a 441 MPa e 412 MPa, respectivamente.

As vigas foram ensaiadas com dois pontos de carregamento, do tipo monotônico, sendo seus deslocamentos medidos em três pontos. Visando estimar o comportamento carga *versus* deslizamento da ligação de cisalhamento, os deslocamentos relativos entre a laje e a viga foram medidos usando cinco transdutores lineares do tipo LVDT. Além disso, extensômetros foram colados ao concreto para medir as deformações desenvolvidas nas seções compostas com intuito de estimar o comportamento à flexão das vigas compostas.

De acordo com os resultados, no que diz respeito ao comportamento quanto à flexão, as vigas com menores valores de ρ (estribo prolongado – ϕ 13 mm e pino – ϕ 16 mm), apresentaram menores flechas do que a terceira viga (pino – ϕ 22 mm), o que já era esperado. Quanto à ductilidade, os autores afirmaram que a viga com pino de ϕ 16 mm mostrou-se cerca de 14% mais dúctil do que a que recebeu estribos prolongados em seus nichos, não realizando nenhum tipo de afirmação quanto a tal propriedade referente à terceira viga, devido a seu diferente modo de ruptura, por flexão, enquanto as demais romperam devido ao cisalhamento horizontal.

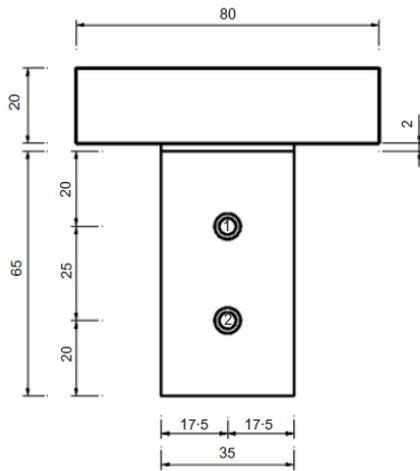
Figura 2.19 – Dimensões das vigas compostas estudadas por Chung *et al.* (2010).

(a) Dimensões da laje pré-moldada (cm).

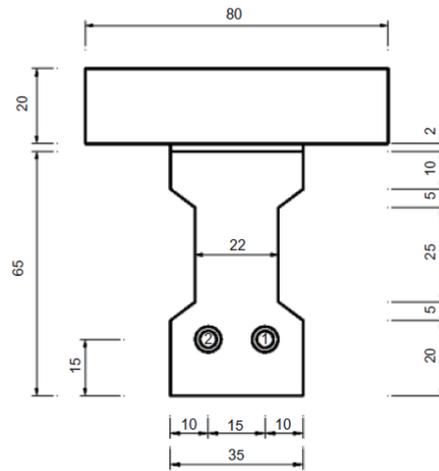


Seção transversal das vigas compostas (cm).

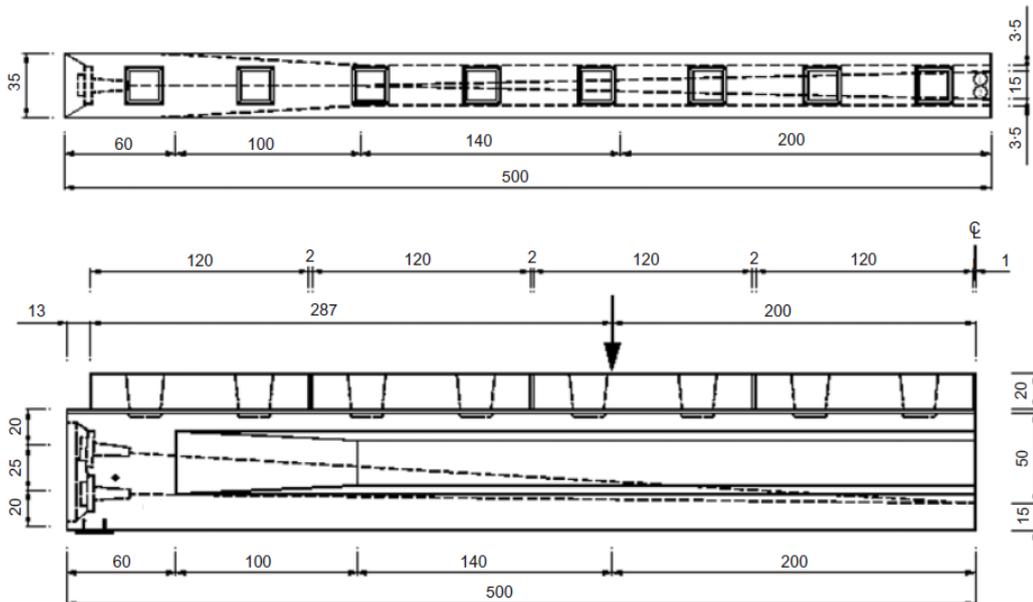
(b) Extremidade da viga.



(c) Meio do vão da viga.

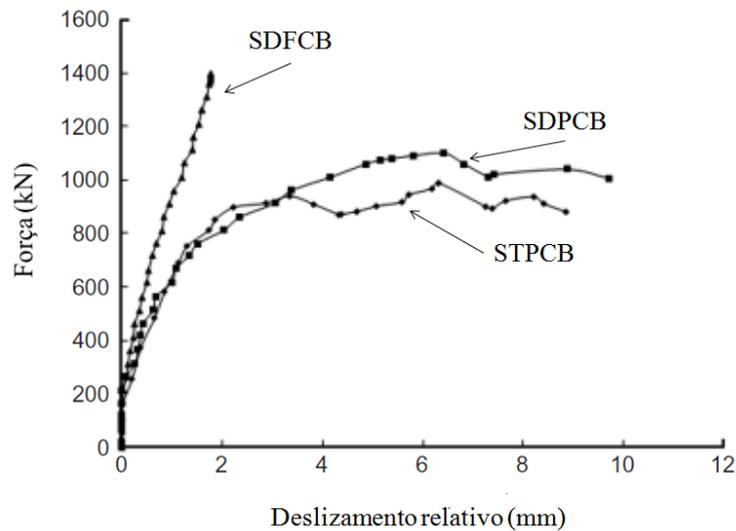


(d) Vista superior e lateral da viga pré-moldada (cm).



Quanto ao deslizamento relativo entre as peças, na Figura 2.20 pode-se observar que a viga SDFCB (pino – ϕ 22 mm), possui menores valores de deslizamento e somando ao tipo de ruptura observado, pode-se afirmar que a interação entre viga e laje neste caso foi do tipo total. Quanto às demais vigas, STPCB (estribo prolongado – ϕ 13 mm) e SDPCB (pino – ϕ 16 mm), concluí-se que a interação entre suas peças é parcial. Nestas vigas, STPCB e SDPCB, foram atingidos deslizamentos de até 8,34 mm e 6,54 mm, respectivamente, apresentando escoamento dos conectores e separação da interface, enquanto na terceira viga, SDFCB, os níveis de deslizamentos apresentados foram bem menores (Figura 2.20) e não houve separação entre as peças.

Figura 2.20 – Força versus deslizamento das vigas ensaiadas por Chung *et al.* (2010) – Modificado pelo autor.



Comparando a resistência ao cisalhamento obtida utilizando a equação 2.11 (τ_{emp}), proveniente dos resultados dos ensaios dos modelos de cisalhamento, com resistência experimental (τ_{exp}), para as vigas STPCB e SDPCB, a equação mostrou-se conservadora, ou seja, apresentou valores menores do que os obtidos experimentalmente. Enquanto, para a viga SDFCB, o valor obtido na equação foi 10% maior do que o obtido experimentalmente (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Características das vigas ensaiadas por Chung *et al.* (2010).

Viga	Tipo de conector	ρ (%)	ϕ_{conector} (mm)	$\tau_{\text{emp}}/\tau_{\text{exp}}$	Tipo de ruptura
STPCB	Estribo prolongado	0,66	13	0,44	Cisalhamento horizontal
SDPCB	Pino	1,00	16	0,54	Cisalhamento horizontal
SDFCB	Pino	3,80	22	1,10	Flexão

Com base nos resultados obtidos e nas análises realizadas, os autores concluíram que a resistência ao cisalhamento horizontal da interface aumentou com o aumento da resistência dos conectores e da força normal, ou seja, a resistência ao cisalhamento horizontal aumentou com o aumento da ρ , não podendo afirmar que houve diferença no tipo de conector empregado. Já a capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento foi suficiente para permitir a redistribuição das tensões na interface, demonstrando bom desempenho da ligação quanto à resistência e à ductilidade.

2.3 MODELOS ANALÍTICOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS DE CISALHAMENTO

2.3.1 Teoria atrito cisalhamento

Essa teoria fornece um modelo simplificado para avaliação da resistência ao cisalhamento em interfaces rugosas (BIRKELAND; BIRKELAND, 1966; MAST, 1968; PATNAIK, 1992; ACI, 2008). Nota-se que esse conceito foi desenvolvido para atrito *versus* cisalhamento e não aderência *versus* cisalhamento, logo esse modelo é válido para superfícies pré-fissuradas. A interface rugosa é substituída por uma série de dentes lisos, sem atrito, dispostos com inclinação $\text{tg}\phi$ (Figura 2.21). Uma força horizontal F é aplicada, fazendo com que uma peça deslize sobre a outra. Com isso, devido aos dentes, as peças se separarão e surgirá um esforço de tração na armadura transversal que cruza essa interface. O fenômeno de separação das peças é também conhecido como dilatância, w . Do equilíbrio de forças horizontais tem-se $F \text{tg}\phi = \mu N$, sendo N uma força normal à interface. Considerando que a armadura transversal atinja sua resistência de escoamento f_y , surge uma tensão normal de compressão à interface dada por $\sigma_n = \rho f_y$. Então, a força de cisalhamento que leva à ruptura da interface é adotada como sendo aquela que provoca o escoamento da armadura transversal. Dessa forma, pode-se representar a resistência ao cisalhamento da interface com as equações (2.16) e (2.17).

$$R = F \operatorname{tg} \phi = A_{sw} f_y \operatorname{tg} \phi \quad (2.16)$$

$$\tau = \rho f_y \operatorname{tg} \phi \quad (2.17)$$

Sendo:

$\operatorname{tg} \phi$ é igual ao coeficiente de atrito da superfície (μ);

R é a força de cisalhamento resistente;

τ é a tensão de cisalhamento resistente, com $\tau_u \leq 5,5$ MPa;

ρ é a taxa de armadura, com $\rho \leq 0,015$.

Ressalta-se que a tensão normal à interface pode ser oriunda tanto da armadura transversal quanto de forças externas. Portanto, a equação (2.18) pode ser generalizada como:

$$\tau = (\rho f_y + \sigma_n) \operatorname{tg} \phi \quad (2.18)$$

Onde σ_n é a tensão de compressão devido a forças externas aplicadas perpendicularmente à interface.

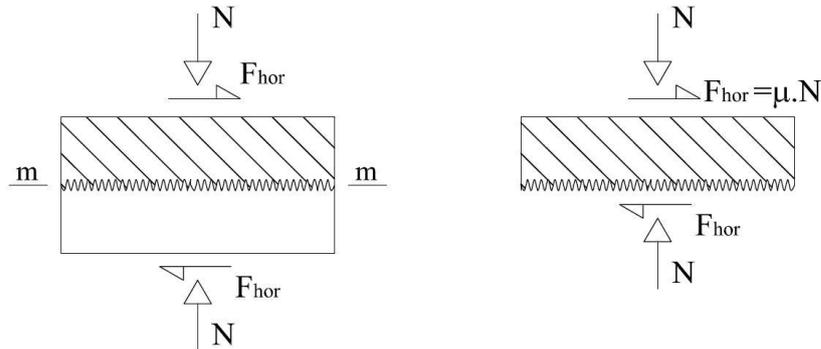
Na formulação desta última equação foram feitas algumas hipóteses e simplificações, quais sejam:

- a) a armadura transversal deve estar devidamente ancorada em ambos os lados da junta de forma que esta atinja a resistência de escoamento;
- b) permite-se um deslizamento relativo entre as superfícies em contato;
- c) a resistência ao deslizamento é dada pelo atrito e não pela aderência;
- d) o concreto da região da junta é confinado por cintamento;
- e) a superfície é livre de impurezas e detritos;
- f) a equação é válida para carregamento estático, não sendo aceita quando a fadiga ou o deslizamento entre as duas superfícies for critério de ruptura;
- g) $\phi_s \leq 19$ mm e $f_y \leq 420$ MPa;
- h) válida para concreto convencional, de densidade normal;
- i) μ independe da resistência do concreto e do nível de tensão a que será submetido;
- j) μ é “aparente” e aplicável apenas a baixos níveis de tensão;
- k) $(\rho \operatorname{tg} \phi + \sigma_n) \leq 0,15 f_c$, onde f_c é a resistência à compressão do concreto, medida em modelos cilíndricos, sendo $f_c \leq 27$ MPa.

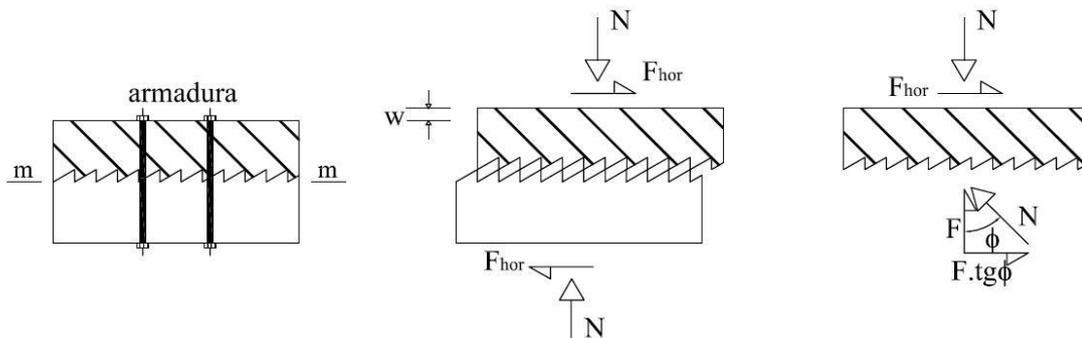
Essas limitações, em sua maioria, são devido ao pequeno número de variáveis estudadas nos ensaios.

Figura 2.21 – Teoria atrito-cisalhamento (TASSIOS; VINTZELEOU, 1990).

a) Força de atrito entre duas superfícies de contato.



b) Aplicação de força normal à interface pela armadura.



2.4 REMENDAÇÕES DE NORMAS E REGULAMENTOS

2.4.1 Critérios da FIP (1998)

Nesta recomendação, procede-se a verificação comparando uma tensão solicitante de referência com a resistência ao cisalhamento de projeto, com a seguinte condição:

$$\tau_d \leq \tau_u \quad (2.19)$$

O cálculo da tensão solicitante de referência é feito com:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b_{int}d} \quad (2.20)$$

Onde:

V_d é a força cortante de cálculo;

b_{int} é a largura da interface;

d é a altura útil da seção composta.

A tensão de cisalhamento resistente da interface pode ser calculada como:

a) Situações de alta sollicitação de cisalhamento:

$$\tau_u = \beta_s \rho f_{yd} + \beta_c f_{td} < 0,31 f_{ck} \quad (2.21)$$

b) Situações de baixa sollicitação de cisalhamento:

$$\tau_u = \beta_c f_{td} \quad (2.22)$$

em que

$$\rho = \frac{A_{st}}{sb_{int}} \geq 0,001 \quad (2.23)$$

onde

s é o espaçamento da armadura transversal;

f_{td} é a resistência de cálculo do concreto à tração;

β_s e β_c são os coeficientes multiplicativos para as parcelas do aço e do concreto, respectivamente, com valores na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Coeficientes multiplicativos para as parcelas resistentes do aço e do concreto segundo a FIP (1998).

Coeficiente	Categoria da superfície	
	1	2
β_s	0,60	0,90
β_c	0,20	0,40

A FIP (1998) e a FIP (1982) fazem uma classificação das superfícies de contato dividindo-as em duas categorias de acordo com sua rugosidade. Para tanto, tem-se dez níveis de rugosidade, os quais são subdivididos:

- a) Superfície lisa – corresponde tipicamente aos Níveis 1 e 2;
- b) Superfície naturalmente rugosa – corresponde tipicamente aos Níveis de 3 a 6;
- c) Superfície intencionalmente rugosa – corresponde tipicamente aos Níveis de 7 a 10.

Como o primeiro caso deve ser evitado, classifica-se o item *b* como Categoria 1 e o item *c* como Categoria 2.

Os diversos níveis são:

Nível 1 – superfície bastante lisa, obtida com uso de fôrmas metálicas ou de madeira plastificada;

Nível 2 – superfície que foi alisada, chegando a níveis bastante próximos aos dos casos do Nível 1;

Nível 3 – superfície que foi alisada (trazendo os finos do agregado à superfície), mas que ainda apresenta pequenas ondulações;

Nível 4 – superfície que foi executada com fôrmas deslizantes ou régua vibratória;

Nível 5 – superfície produzida por alguma forma de extrusão;

Nível 6 – superfície que foi deliberadamente texturizada pelo escovamento do concreto ainda fresco (classificação atribuída à superfície tratada com ARSP, no caso do presente trabalho);

Nível 7 – como em 6, com maior pronunciamento da texturização (por exemplo, o uso de tela de “metal expandido” presa à superfície da fôrma);

Nível 8 – superfície em que o concreto foi perfeitamente vibrado, sem a intenção de fazer superfície lisa, ou fazendo com que os agregados graúdos fiquem expostos;

Nível 9 – superfície em que o concreto ainda fresco foi jateado com água ou areia para expor os agregados graúdos;

Nível 10 – superfície propositadamente rugosa.

2.4.2 Critérios da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Semelhante às indicações propostas pela FIP (1998), na norma brasileira a equação 5.8 também é indicada para o cálculo da tensão solicitante de cálculo, a qual é limitada a valores da resistência de cálculo.

Contudo, o valor da tensão de cisalhamento resistente da interface, para situações de alta sollicitação, é obtido pela seguinte equação:

$$\tau_u = \beta_s \rho f_{yd} + \beta_c f_{td} \quad (2.24)$$

onde

β_s e β_c são coeficientes multiplicativos para as parcelas do aço e do concreto, respectivamente, com valores fornecidos na Tabela 2.4, válidos para superfícies ásperas (rugosidade mínima de 5 mm a cada 30 mm), interpolando para valores intermediários de ρ .

Tabela 2.4 – Coeficientes multiplicativos para as parcelas resistentes do aço e do concreto – NBR 9062 (ABNT, 2006).

ρ (%)	β_s	β_c
< 0,20	0,00	0,30
> 0,50	0,90	0,60

2.4.3 Critérios da FIB (2008)

O manual da FIB (2008) classifica a superfície de ligação quanto à rugosidade da mesma forma apresentada no item 2.4.1, referente ao manual da FIP (1998).

Em casos de projeto, o valor da tensão de cisalhamento para superfícies rugosas é calculado de acordo com a equação (2.36):

$$\tau_u = 0,5(f_{ck}^2 \sigma_c)^{\frac{1}{3}} \quad (2.25)$$

Onde:

f_{ck} é resistência à compressão característica do concreto, em MPa;

σ_c é a tensão normal à interface de cisalhamento, em MPa.

$$\sigma_c = \sigma_{cn} + \sigma_{cs} \quad (2.26)$$

Onde:

σ_{cn} é a tensão normal devido a ações/forças externas, em MPa;

σ_{cs} é a tensão normal devido à armadura transversal presente na junta de cisalhamento, em MPa.

$$\sigma_{cs} = \rho\sigma_s \quad (2.27)$$

Onde:

ρ é a taxa de armadura transversal à junta de cisalhamento, em MPa;

σ_s é a tensão de tração no aço, em MPa.

$$\sigma_s = 2,39 \sqrt{\frac{\tau_{b,m\acute{a}x} E_s}{\phi} s_{ult}^{1,4}} \quad (2.28)$$

Onde:

$\tau_{b,m\acute{a}x}$ é a máxima tensão de aderência, em MPa;

E_s é o módulo de elasticidade do aço, em GPa;

ϕ é o diâmetro do conector, em mm;

s_{ult} é o deslizamento último da ligação, em mm.

$$s_{ult,net} = s_{ult} - \frac{\sigma_s}{E_s} 2\phi \quad (2.29)$$

$$s_{ult} = \frac{w}{2} \quad (2.30)$$

Onde:

w é a dilatação, em mm;

$$w = 0,6s^{2/3} \quad (2.31)$$

Onde:

s é o deslizamento na junta, sendo igual a 2,5 mm para superfície rugosa. Ressalta-se que a equação (2.31) somente é válida para $w \leq w_{m\acute{a}x}$.

2.4.4 Critérios do PCI (2010)

- a) Para que se faça a verificação da resistência ao cisalhamento, a condição seguinte deve ser satisfeita:

$$\phi\tau_d \leq \tau_u \quad (2.32)$$

Onde:

τ_d é a tensão de cisalhamento horizontal solicitante de cálculo, a qual é obtida pela relação entre a força cortante e a área de contato dessa superfície; é também a soma das resistências ao cisalhamento do concreto e da armadura transversal à superfície de cisalhamento;

ϕ é o fator minorador da resistência, 0,85;

τ_u é a tensão de cisalhamento resistente da interface.

- b) No dimensionamento das seções compostas podem ocorrer três casos:

Caso 1 – para $\tau_d \leq 0,56$ (em MPa) – ressalta-se que neste caso, se a superfície for considerada “intencionalmente rugosa”, não há necessidade de armadura. Contudo, verifica-se que no texto do PCI (2010) não há indicação sobre quais são os casos em que a interface possa ser considerada “intencionalmente rugosa”, portanto, sugere-se que se tomem por base os níveis das categorias da FIP (1998).

Caso 2 – para $0,56 < \tau_d < 2,45$ (em MPa) – este caso corresponde ao de superfície com amplitude de rugosidade de aproximadamente 6,3 mm (1/4”) e é necessária a colocação de uma armadura mínima conforme a equação (2.27).

$$A_{s,min} = 0,062\sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq 0,35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (2.33)$$

Onde:

$A_{s,min}$ é a área de aço mínima a ser colocada na interface, em mm²;

f_c é a resistência à compressão do concreto, em MPa;

b_w é a área de concreto da ligação, em mm²;

f_y^5 é a tensão de escoamento do aço que corta a interface, em MPa.

Caso 3 – para $\tau_d > 2,45$ (em MPa) – neste caso deve ser colocada uma armadura calculada pela teoria do atrito *versus* cisalhamento, a qual, para um trecho l_0 , é calculada por:

$$A_{st} = \frac{\tau_d}{\mu_{ef} f_y \phi} \quad (2.34)$$

em que

$$\mu_{ef} = \frac{6,9\lambda^2\mu}{\tau_u} \leq 2,9 \quad (2.35)$$

Onde:

A_{st} é a área da armadura transversal que atravessa a interface e se encontra efetivamente ancorada, em mm²;

μ_{ef} é o coeficiente de atrito efetivo, o qual depende do valor de λ e τ_u ;

λ é 1 para concreto de densidade normal ou $\lambda = \frac{1,85f_{ct}}{\sqrt{f_{ck}}}$ para concreto leve;

O valor máximo da tensão de cisalhamento resistente segundo o PCI (2010) é de 6,9 MPa.

2.5 MODELOS EMPÍRICOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS DE CISALHAMENTO

Nesse item são apresentadas outras equações empíricas, além daquelas apresentadas no item 2.1, para a avaliação da resistência última ao cisalhamento em interfaces de concreto. Essas

⁵ A equação (2.27) é proveniente do ACI 318 (2008) que limita o valor de f_y em 420 MPa. Contudo, neste mesmo texto, há uma ressalva quanto ao emprego de valores de f_y até 550 MPa.

equações, em sua grande maioria, foram obtidas de ensaios de cisalhamento direto e ensaios de vigas compostas com interface contínua, isto é, sem a presença de nichos.

- N. W. Hanson, 1960⁶ *apud* Patnaik (1992)

Hanson realizou ensaios de cisalhamento direto e também de vigas e, propôs a equação (2.36) para interfaces rugosas.

$$\tau_u = 3,45 + 1,21\rho \quad (MPa) \quad (2.36)$$

- Saemann e Washa (1964)

Estes autores se basearam em ensaios realizados em vigas compostas biapoiadas e sugeriram a equação (2.36) para avaliação da resistência.

$$\tau_u = \frac{18,6}{x + 5} + 207\rho \frac{33 - x}{x^2 + 6x + 5} \quad (MPa) \quad (2.37)$$

sendo x a relação entre o vão de cisalhamento, ou seja, comprimento com esforço cortante constante e, a altura útil da viga ($M/V.d$).

Neste caso, não houve distinção entre resistência última ao cisalhamento horizontal e tensão de cisalhamento para carga de ruptura, ou seja, nos ensaios foi medida a carga concentrada que provocava a ruptura da viga e, posteriormente calculava-se a tensão de cisalhamento horizontal pela equação fornecida pela resistência dos materiais. Ressalta-se que não se considerou o a influência da armadura transversal nessa formulação.

- J. R. Gaston e L. B. Kriz, 1964⁷ *apud* Patnaik (1992)

Com base em resultados experimentais, estimou-se o coeficiente de atrito para o concreto pré-moldado, além de ter-se sugerido a equação (2.38) para avaliação da resistência última ao cisalhamento.

⁶ HANSON, N. W. Precast-prestressed concrete bridges 2. Horizontal shear connections, **PCI Journal**, Vol. 2, nº2, pp. 38-58: Also PCI Bulletin D35.

⁷ GASTON, J. R.; KRIZ, L. B. Connections in precast concrete structures – Scarf joints, **PCI Journal**, June, 1964. pp. 37-59.

- ✓ Superfícies lisas com as peças apenas apoiadas:

$$\tau_u = 0,30 + 0,78\sigma_n \quad (MPa) \quad (2.38a)$$

- ✓ Superfícies lisas com as peças ligadas:

$$\tau_u = 0,76 + 0,70\sigma_n \quad (MPa) \quad (2.38b)$$

onde σ_n é a tensão normal à interface devido às forças externas.

- Birkeland e Birkeland (1966)

Este artigo foi o pioneiro na apresentação do coeficiente de atrito, $\mu = tg\phi$, para a equação da teoria atrito-cisalhamento:

$$\tau_u = \rho f_y tg\phi \leq 5,52 \quad (MPa) \quad (2.39)$$

$$tg\phi = \begin{cases} 1,7 \text{ para peças de concreto monolíticas;} \\ 1,4 \text{ para interface com superfície intencionalmente rugosa;} \\ 0,8 \text{ a } 1,0 \text{ para interface não rugosa e interface entre concreto e aço.} \end{cases}$$

Com as seguintes limitações:

$$\rho \geq 0,015 \text{ e } f_c \geq 27,6 \text{ MPa}$$

- H. W. Birkeland, 1968⁸ *apud* Patnaik (1992)

Este autor foi o primeiro a introduzir uma função parabólica entre a taxa de armadura transversal à interface e a resistência última ao cisalhamento. A expressão sugerida (equação (2.40)) é válida para concretos com idades diferentes.

$$\tau_u = 2,78 \sqrt{\rho f_y} \quad (MPa) \quad (2.40)$$

⁸ BIRKELAND, H. W. Class notes for course: Precast and prestressed concrete. **University of British Columbia**, Spring 1968.

- Mast (1968)

Em 1968, Mast propôs uma equação semelhante à proposta por Birkeland (1966), contudo, recomendou um valor diferente para o limite da resistência da interface, assim como valores ligeiramente diferentes para o coeficiente de atrito:

$$\tau_u = \rho f_y t g \phi \leq 0,15 f_c t g \phi \quad (2.41)$$

$$t g \phi = \begin{cases} 1,4 & \text{para ligação de concreto com concreto e interface rugosa;} \\ 1,0 & \text{para ligação de concreto com aço em vigas compostas;} \\ 0,7 & \text{para ligação de concreto com aço e conectores metálicos soldados;} \\ 0,7 & \text{para ligação de concreto e interface lisa.} \end{cases}$$

Hofbeck *et al.* (1969) sugeriram um limite absoluto de 4,14 MPa para a tensão normal de compressão ($\rho f_y t g \phi \leq 4,14 t g \phi$ MPa).

- A. H. Mattock, 1974⁹ *apud* Patnaik (1992)

Neste caso, pequeno número de resultados experimentais foi utilizado para a formulação da equação (2.40). Posteriormente, houve uma modificação na sua formulação para que ela pudesse representar os resultados.

$$\tau_u = 2,76 + 0,8 \rho f_y \leq 0,3 f_c \quad (MPa) \quad (2.42)$$

para $\rho f_y \geq 1,38$ MPa.

Quando a armação atravessa a interface segundo um ângulo θ qualquer, a equação anterior modifica-se para:

$$\tau_u = 2,76 \operatorname{sen}^2 \theta + \rho \sigma_s (0,8 \operatorname{sen}^2 \theta - 0,5 \operatorname{sen} 2\theta) \leq 0,3 f_c \quad (MPa) \quad (2.43)$$

sendo:

$$\sigma_s = \begin{cases} 0 & \text{para } 0 \leq \theta \leq 51,3^\circ \\ -1,6 f_y \cos(\theta + 38,7) & \text{para } 51,3^\circ \leq \theta \leq 90^\circ \\ f_y & \text{para } 90^\circ \leq \theta \leq 180^\circ \end{cases}$$

⁹ MATTOCK, A. H. Discussion of "Modified shear-friction theory for bracket design" by B. R. Hermansen & J. Cowan, *ACI Journal*, Aug, 1974. pp. 421-423.

- B. R. Hermansen e J. Cowan, 1974 e J. Cowan e A. F. Cruden, 1975 *apud* Araújo (1997)¹⁰

Os autores sugeriram uma equação semelhante à proposta por Mattock (1974), com base em ensaios em consolos curtos. Tal expressão (equação (2.44)) representa o comportamento dos consolos quando a ruptura se dá por cisalhamento na interface pilar/consolo. Portanto, ela é válida para análise em peças monolíticas.

$$\tau_u = 4,0 + 0,8\rho f_y \quad (MPa) \quad (2.44)$$

Além disso, propuseram que o valor da coesão do concreto, assim como o valor do ângulo de atrito interno fossem dependentes da resistência do concreto, porém, não sugeriram nenhuma relação.

- C. H. Raths, 1977¹¹ *apud* Patnaik (1992)

A equação (2.42) sugerida por Raths (1977) é válida para interfaces de peças monolíticas.

$$\tau_u = C_s 3,11 \sqrt{\rho f_y} \quad (MPa) \quad (2.45)$$

na qual, C_s trata-se de uma constante definida em função da densidade do concreto. Para concretos com densidade normal, $C_s=1,0$.

- R. E. Loov, 1978¹² *apud* Patnaik (1992)

Este autor, inovou, acrescentando à sua proposta de expressão da resistência ao cisalhamento horizontal a influência da resistência do concreto. Tendo a equação (2.46) como aquela que dá o valor da resistência última ao cisalhamento.

$$\frac{\tau_u}{f_c} = K \sqrt{\frac{\rho \cdot f_y + \sigma_n}{f_c}} \quad (2.46)$$

¹⁰ COWAN, J., and Cruden A., "Second Thoughts on Shear Friction," **Concrete**, pp. 31-32. Aug. 1975.

¹¹ RATHS, C. H. Reader comments on "Design proposals for reinforced concrete corbels" by A. H. Mattock, **PCI Journal**, March-April, 1977. pp. 93-98.

¹² LOOV, R. E. Design of precast connections, Paper presented at a **seminar organized by Compa International Pte, Ltd.**, Sep. 25-27, 1978, Singapore. 8p.

Até 1978, a maior parte dos concretos ensaiados possuíam resistência da ordem de 27,6 MPa. E, Loov (1978) sugeriu $K=0,5$ para interfaces não pré-fissuradas. Fazendo as substituições desses dois parâmetros na equação e considerando a não existência de tensões externas na interface ($\sigma_n = 0$), esta equação torna-se semelhante de Birkeland (1968).

- A. F. Shaikh, 1978¹³ *apud* Patnaik (1992)

Baseado na equação de Raths (1977), Shaikh (1978) propôs a seguinte equação para avaliação da resistência última ao cisalhamento:

$$\rho = \frac{\tau_u}{\phi f_y \mu_e} \quad (2.47)$$

sendo:

ϕ igual ao coeficiente de redução da resistência, 0,85;

μ_e o coeficiente de atrito efetivo;

$$\mu_e = \frac{6,9 C_s^2 \mu}{\tau_u} \quad (MPa)$$

$$\mu = \begin{cases} 1,4 & \text{para ligação monolítica de concreto;} \\ 1,0 & \text{para ligação de concretos com idades diferentes e rugosidade de 6,4 mm;} \\ 0,4 & \text{para ligação entre concretos com interface rugosa;} \\ 0,6 & \text{para ligação entre concreto e aço.} \end{cases}$$

C_s igual a 1,0 para concreto com densidade normal.

Esta equação foi posteriormente incorporada às recomendações do *Precast/Prestressed Concrete Institute* (PCI).

- Vecchio e Collins (1986)

A equação (2.48) para avaliação da resistência ao cisalhamento da interface de concreto sujeita a tensões normais, foi sugerida com base em trabalhos desenvolvidos por Walraven e, também, por ensaios de elementos de membrana em concreto armado.

$$\tau_u = 0,18 \tau_{s,máx} + 1,64 \sigma_c - 0,82 \frac{\sigma_c^2}{\tau_{s,máx}} \quad (MPa) \quad (2.48a)$$

¹³ SHAIKH, A. F. Proposed revisions to shear-friction provisions, **PCI Journal**, March-April, 1978. pp. 12-21.

$$\tau_{s,m\acute{a}x} = \frac{\sqrt{f_c}}{0,31 + \frac{24 w}{\phi_{agr} + 16}} \quad (MPa) \quad (2.48b)$$

sendo:

ϕ_{agr} – dimensão máxima característica do agregado (mm);

$\tau_{s,m\acute{a}x}$ – máxima tensão de cisalhamento, com fissuras controladas, que a seção pode resistir;

w – abertura média das fissuras na interface (mm);

$\sigma_c - \rho f_y + \sigma_n$ – tensão normal de compressão, com valor positivo (MPa).

Observa-se que nesta equação foram acrescentados dois novos parâmetros, ϕ_{agr} e w . A determinação de w é difícil. Verifica-se que elas diminuem com o aumento da percentagem de armadura, dessa forma, é importante apenas para pequenos valores de ρ . Além disso, não foi especificado um limite máximo para a resistência ao cisalhamento.

- Walraven, Fréney e Pruijssers (1987)

Estes autores realizaram 88 ensaios de cisalhamento direto e com eles uma vasta análise estatística, com isso, sugeriram a equação (2.49).

$$\tau_u = C_1 (\rho f_y)^{C_2} \quad (MPa) \quad (2.49)$$

onde $C_1 = 0,878 f_c^{0,406}$ e $C_2 = 0,167 f_c^{0,303}$.

- Mattock (1988)

Este autor realizou um comentário sobre o trabalho de Walraven *et al.* (1987) e incluiu o efeito da resistência do concreto sugerindo uma nova expressão:

$$\tau_u = 0,467 f_c^{0,545} + 0,8 (\rho f_y + \sigma_n) \leq 0,3 f_c \quad (MPa) \quad (2.50)$$

Nesta expressão, o primeiro termo representa a resistência devido à aderência e o segundo termo devido ao atrito entre os agregados.

- S. T. Mau e T. T. C. Hsu, 1988

Assim como Mattock (1988), Mau e Hsu (1988) também comentaram o trabalho de Walraven et al., (1987) e propuseram uma equação semelhante à equação de Loov (1978):

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,66 \sqrt{\frac{\rho f_y}{f_c}} < 0,3 \quad (2.51)$$

Ressalta-se que os autores adotaram o mesmo coeficiente, 0,66, tanto para interfaces em modelos com plano de cisalhamento pré-fissurado, quanto para os não pré-fissurados, mesmo eles apresentando comportamentos diferentes na ruptura.

- S. G. Tsoukantas e T. P. Tassios, 1989

Com base nos resultados de ensaios de cisalhamento, os autores sugeriram a equação (2.52).

- ✓ Para superfícies lisas:

$$\tau_u = 0,40 \sigma_n \quad (MPa) \quad (2.52a)$$

- ✓ Para superfícies rugosas:

$$\tau_u = 0,50 \sqrt[3]{f_c^2 \sigma_n} \quad (MPa) \quad (2.52b)$$

sendo σ_n a tensão normal à interface devido às ações externas e à armadura transversal.

- Mattock (1994)

Em um comentário do trabalho de Patnaik (1992), Mattock (1994) sugeriu que a resistência da interface não era proporcional a $f_c^{0,5}$. Assim, sugeriu as seguintes expressões:

- ✓ peças monolíticas com plano de cisalhamento não pré-fissurado:

$$\tau_u = \frac{\sqrt{\rho f_y f_c^{0,73}}}{3,820} \leq 0,3 f_c \quad (MPa) \quad (2.53a)$$

- ✓ peças monolíticas com plano de cisalhamento pré-fissurado:

$$\tau_u = \frac{\sqrt{\rho f_y f_c^{0,73}}}{4,536} \leq 0,3 f_c \quad (MPa) \quad (2.53b)$$

✓ peças onde as partes são moldadas em idades diferentes:

$$\tau_u = \frac{\sqrt{\rho f_y f_c^{0,73}}}{3,820} - 0,02 f_c \leq 0,3 f_c \quad (MPa) \quad (2.53c)$$

sendo adotado para a resistência do concreto o valor médio da resistência das duas partes.

- Gohnert (2003)

Esse autor realizou 90 ensaios de cisalhamento direto para determinar a resistência ao cisalhamento horizontal entre duas peças de concreto com interface rugosa. De posse dos resultados, concluiu que a rugosidade da interface é um fator significativo na determinação da resistência ao cisalhamento, sendo tão ou mais importante do que a resistência à compressão do concreto das peças. Com isso, sugeriu duas equações, uma primeira (equação 2.51a) na qual a resistência ao cisalhamento é determinada em função de f_{cm} e outra que leva em consideração o nível de rugosidade da interface (equação 2.51b).

$$\tau_u = 0,0286 f_c + 0,5701 \quad (MPa) \quad (2.54a)$$

$$\tau_u = 0,2090 R_z + 0,7719 \quad (MPa) \quad (2.54b)$$

sendo f_c a resistência à compressão do concreto moldado no local, em MPa, e R_z a rugosidade média da interface, em mm.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA DA PESQUISA

O programa experimental dessa pesquisa foi desenvolvido no Laboratório de Concreto da Eletrobrás FURNAS, em Aparecida de Goiânia – GO. O trabalho foi dividido em três etapas: ensaios de cisalhamento direto para caracterização da rugosidade da superfície da interface; ensaios de cisalhamento direto para verificação da influência da taxa de armadura normal à interface, e ensaios em vigas compostas pré-moldadas.

3.1 MATERIAIS

O concreto empregado, tanto para as peças pré-moldadas quanto para a realização da ligação entre tais peças, foi um concreto de resistência convencional, com agregado graúdo de dimensão máxima característica, $d_{máx}$, igual 19 mm e adição de sílica ativa e pozolana (cinza volante). A sílica ativa e a pozolana foram adicionadas na forma de substituição do cimento na proporção, em massa, de 5% e 20%, respectivamente. O traço do concreto empregado na pesquisa é apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Composição do concreto (quantidades por m^3).

Composição	Traço
Cimento equivalente - C_{eq} (kg)	358
Cimento – CP II F 32 (kg)	269
Sílica ativa (kg)	13
Cinza volante (kg)	54
Areia natural (kg)	686
Brita 19 mm (kg)	1105
Aditivo superplastificante (kg)	1,432
Água (kg)	179
Relação $a/c_{equivalente}$	0,5

A caracterização de todos os materiais empregados na pesquisa foi realizada, cada um de acordo com a normatização vigente. O cimento teve sua caracterização tanto química quanto física realizadas de acordo com a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Caracterização do cimento.

Propriedades determinadas		Método	CP II-F-32	NBR 11578 (ABNT, 1997a)
Massa específica (g/cm ³)		NBR NM 23 (ABNT, 2001)	3,02	---
Finura	Resíduo na peneira 200 (%)	NBR 11 579 (ABNT, 1991)	2,10	≤ 12
Tempo de pega (hh:mm)	Início	NBR NM 65 (ABNT, 2003)	02:30	≥ 01:00
	Fim		04:00	≤ 10:00
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	NBR 7215 (ABNT, 1997b)	23,6	≥ 10
	7 dias		30,2	≥ 20
	28 dias		39,7	≥ 32
Perda ao fogo		NBR NM 18 (ABNT, 2012a)	10,24	≤ 6,5
Resíduo insolúvel		NBR NM 15 (ABNT, 2012b)	3,31	≤ 2,5
Óxido de magnésio (MgO)		NBR NM 14 (ABNT, 2012c)	1,53	≤ 6,5
Dióxido de silício (SiO ₂)			18,60	---
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)			2,45	---
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)			4,53	---
Óxido de cálcio (CaO)			57,23	---
Óxido de cálcio livre (CaO)			NBR NM 12 (ABNT, 2012d)	1,60
Álcalis totais	Óxido de sódio (Na ₂ O)	NBR NM 17 (ABNT, 2012e)	0,21	---
	Óxido de potássio (K ₂ O)		0,51	---
	Equivalente alcalino		0,55	---
Álcalis solúveis em água	Óxido de sódio (Na ₂ O)	NBR 15 900-9 (ABNT, 2009)	0,06	---
	Óxido de potássio (K ₂ O)		0,34	---
	Equivalente alcalino		0,29	---

É sabido que a adição de sílica ativa à mistura do concreto proporciona maiores resistências à compressão do mesmo, pois essa adição trabalha melhorando a região de interface agregado-pasta, que se trata da zona de transição, conhecida como região de maior fragilidade no concreto. Além disso, por se tratar de composto com menor área específica do que o cimento,

ela tem a capacidade de preenchimento dos poros da microestrutura da matriz, por se tratar de uma adição com propriedades pozolânicas, corroborando para o aumento da resistência mecânica do concreto. Daí os motivos para o emprego de tal adição às peças de concreto pré-moldado.

No que diz respeito à adição da cinza volante, esta foi adicionada visando, além da economia no consumo de cimento, também menores gradientes de calor de hidratação, pois o trabalho foi concebido pensando na confecção de grandes peças de concreto, nas quais se faz necessário o controle do calor de hidratação.

Tanto a sílica ativa, quanto a cinza volante tiveram suas massas específicas determinadas (Tabela 3.3), ambas pelo método de ensaio prescrito pela NBR NM 23 (ABNT, 2001).

Tabela 3.3 – Massa específica da sílica ativa e da cinza volante.

Massa específica (g/cm ³)	Sílica ativa	Cinza volante
		2,22

Quanto às propriedades dos agregados, estas são apresentadas na Tabela 3.4, juntamente com seus respectivos métodos de determinação.

Tabela 3.4 – Caracterização dos agregados.

Propriedade determinada	Método	Areia natural	Brita
Massa específica (g/cm ³)	NBR NM 52 (ABNT, 2009)* NBR NM 53 (ABNT, 2009)**	2,61	2,62
Módulo de finura	NBR NM 248 (ABNT, 2003)	2,34	6,94
d _{máx} (mm)		2,34	19,0
Absorção (%)	NBR NM 30 (ABNT, 2001)* NBR NM 53 (ABNT, 2009)**	0,50	0,76

* Agregado miúdo;

** Agregado graúdo.

Nos modelos de cisalhamento direto do tipo três blocos e nas vigas foram utilizadas barras de aço CA50 dobradas como conectores presentes nos nichos das ligações. Os resultados dos ensaios de caracterização do aço empregado nos conectores, assim como na confecção das armaduras são apresentados nas Figuras 3.1 a 3.6.

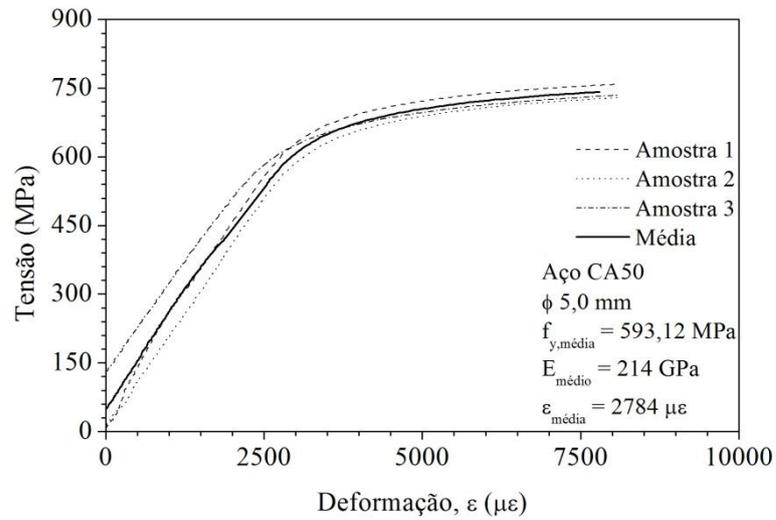
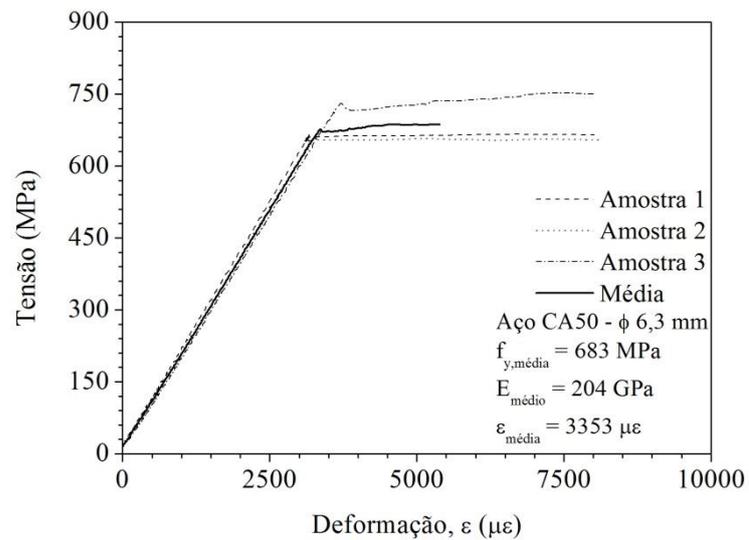
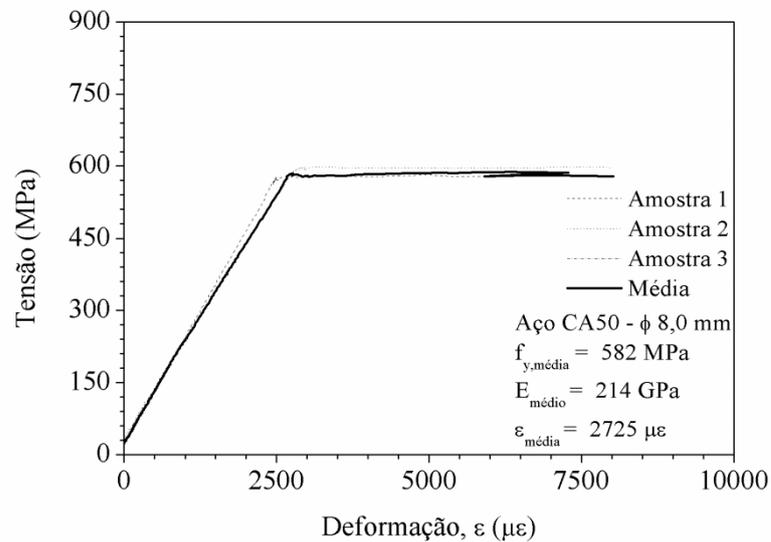
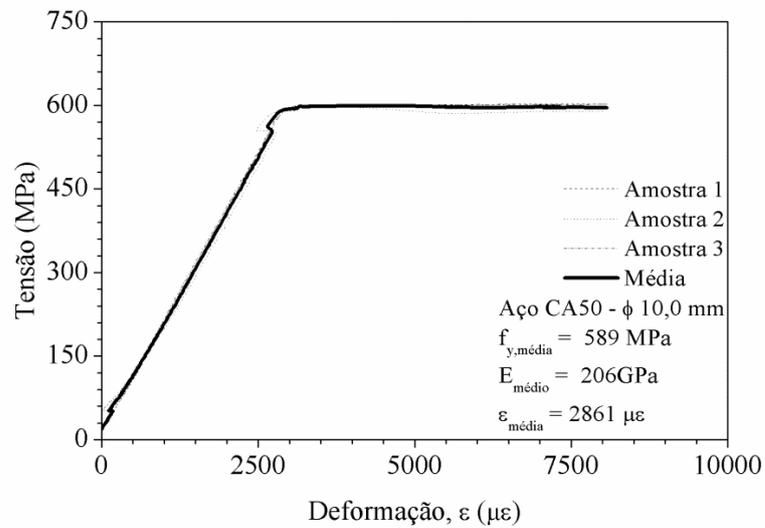
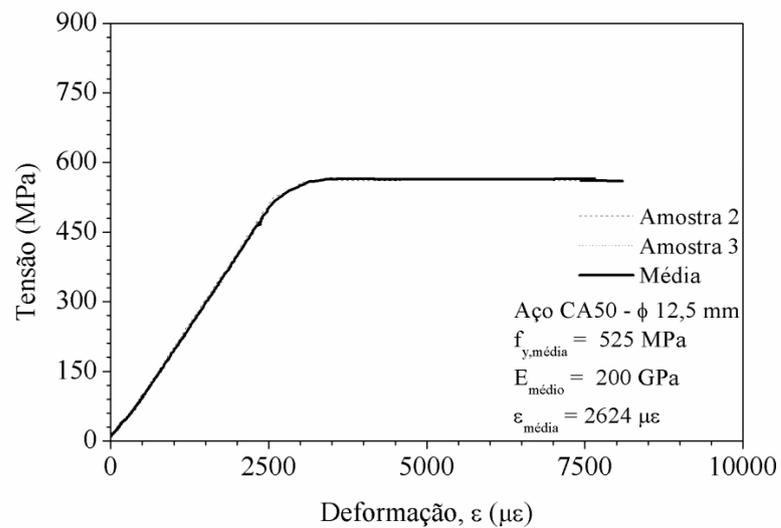
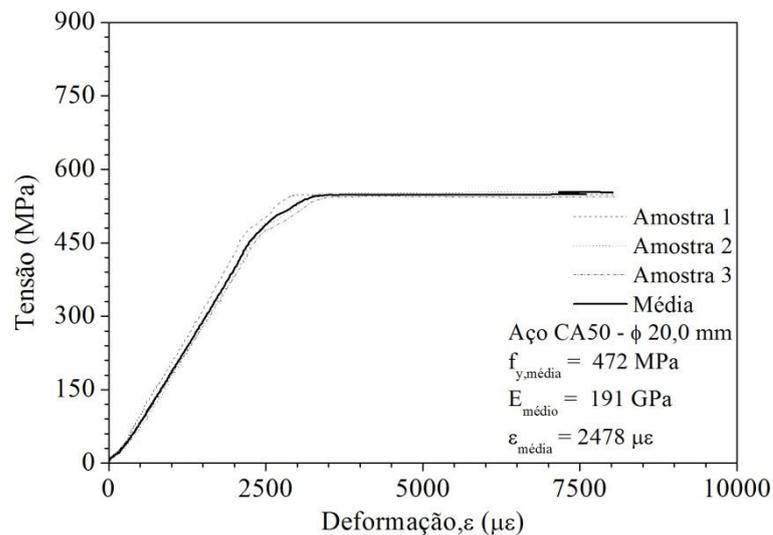
Figura 3.1 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 5 mm.Figura 3.2 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 6,3 mm.Figura 3.3 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 8 mm.

Figura 3.4 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 10 mm.Figura 3.5 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 12,5 mm.Figura 3.6 – Caracterização do aço CA50 – ϕ 20 mm.

Na Tabela 3.5 são listados os ensaios de caracterização realizados no concreto nos estados fresco e endurecido.

Para a caracterização do concreto no estado endurecido, foram moldados seis corpos de prova cilíndricos de 15 cm x 30 cm para os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, como apresentado na Tabela 3.5. Além desses corpos-de-prova, foram moldados três corpos-de-prova prismáticos de 10 cm x 10 cm x 40 cm para a realização do ensaio de flexão sob três pontos de carga com o objetivo de determinar a energia no modo I de fratura do concreto (G_f).

Tabela 3.5 – Ensaios de caracterização do concreto nos estados fresco e endurecido.

Estado fresco		
Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – NBR NM 67 (ABNT, 1998)	Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico – NBR 9833 (ABNT, 2009b)	
Estado endurecido		
Ensaio (Idade – 28 dias)	Quantidade de corpos de prova	Dimensões dos corpos de prova (mm)
Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos – NBR 5739 (ABNT, 2007)	6	150 x 300
Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – NBR 7222 (ABNT, 2010)	6*	150 x 300
Determinação do módulo de elasticidade – NBR 8522 (ABNT, 2008a)	6*	150 x 300
Ensaio de flexão sob três pontos de carga em corpo de prova prismático entalhado ¹	3	100 x 100 x 400

*São empregados os mesmos corpos de prova para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

A Figura 3.7 mostra um esquema do ensaio de flexão sob três pontos de carga com corpo-de-prova entalhado, do qual é obtida a curva de força *versus* deslocamento. Em seguida, a energia de fraturamento é calculada com o auxílio da equação (3.1):

$$G_f = \frac{W_0 + (m_1 + 2m_2)g\delta_0}{A_{lig}} \quad (3.1)$$

Onde:

¹ Este ensaio foi realizado com o intuito de realização de modelagem computacional posteriormente.

W_0 é o trabalho produzido pela força F exercida pelo atuador durante a deformação do corpo-de-prova – área sob a curva Força versus Deslocamento (N.mm);

m_1 é a massa do corpo-de-prova entre os apoios (kg);

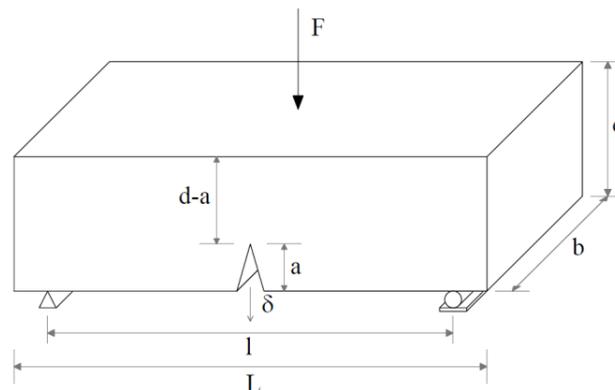
m_2 é a massa do equipamento que acompanha a deformação do corpo-de-prova durante o ensaio e que não está acoplada ao atuador (kg);

g é a aceleração da gravidade, adotada igual a 9,81 m/s²;

δ_0 é a flecha última quando $F = 0$ (mm);

A_{lig} é igual a $b(d-a)$ – ou área da superfície de fratura acima do entalhe projetado no plano ortogonal ao eixo longitudinal do corpo-de-prova (mm²).

Figura 3.7 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga para determinação da energia no modo I de fratura.



3.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Na primeira etapa da pesquisa foram realizados ensaios de cisalhamento direto para caracterização da rugosidade da superfície da interface, enquanto na segunda etapa verificou-se a influência da taxa de armadura normal à interface. A rugosidade da interface foi analisada por meio de ensaios em modelos do tipo duplo “L”, enquanto a taxa de armadura foi analisada por meio de ensaios nesse mesmo tipo de modelo e em modelos do tipo três blocos.

3.2.1 Caracterização da rugosidade da interface

Para analisar a influência da rugosidade, foram avaliados dois diferentes tipos de superfícies, quais sejam: rugosa (em dois níveis) e com chave de cisalhamento (Figura 3.8). Para tanto,

foram confeccionados oito modelos de cisalhamento direto em forma de duplo “L”, com as dimensões mostradas na Figura 3.9, sendo seis com junta de concretagem e dois monolíticos. Tais modelos apresentaram diferentes tratamentos na superfície entre as duas peças de concreto, conforme designação mostrada na Tabela 3.6.

A confecção do modelo com junta de concretagem deu-se em três dias. No primeiro dia foi concretada a primeira metade do modelo com auxílio de uma divisória (o primeiro “L”), com a qual se fizeram as diferentes rugosidades, e dois dias após essa primeira concretagem foi concretada a segunda metade (o segundo “L”). No segundo dia após a primeira concretagem foi realizada a leitura de rugosidade da superfície da junta de cisalhamento.

Tabela 3.6 – Designação dos modelos tipo “L” da primeira etapa.

Modelo	Quantidade	Superfície da interface
MONO	2	Monolítico
MCC	2	Intencionalmente rugosa - Mini-chaves de cisalhamento
CC	2	Chaves de cisalhamento
ARSP	2	Naturalmente rugosa - Aditivo retardador superficial de pega

Figura 3.8 – Tipos de superfícies.

- a) Superfície naturalmente rugosa – Aditivo retardador superficial de pega.



- b) Superfície intencionalmente rugosa – Mini-chaves de cisalhamento.



- c) Superfície com chave de cisalhamento.



Nesse tipo de modelo, toda a superfície da interface entre as duas peças foi considerada superfície aderente, tendo, portanto, uma área de interface igual a 512 cm². Dessa forma, toda essa área recebeu tratamento quanto à rugosidade.

Para a obtenção das superfícies rugosas apresentadas nas Figuras 3.8a e 3.8b foram utilizados, respectivamente, um aditivo retardador superficial de pega (ARSP) aplicado na divisória e tiras de isopor fixadas na divisória com dimensões de 12 mm x 15 mm (espessura x largura) a cada 15 mm. Dessa forma, foi obtida uma superfície naturalmente rugosa com o primeiro procedimento e uma superfície intencionalmente rugosa com o segundo procedimento e que atendida a recomendação de rugosidade mínima de 5 mm a cada 30 mm da NBR 9062 (ABNT, 2006). Para a confecção das chaves de cisalhamento na interface, Figura 3.8c, foram utilizadas peças de madeira no formato apresentado na Figura 3.10.

Figura 3.9 – Dimensões do modelo de cisalhamento direto tipo duplo “L”.

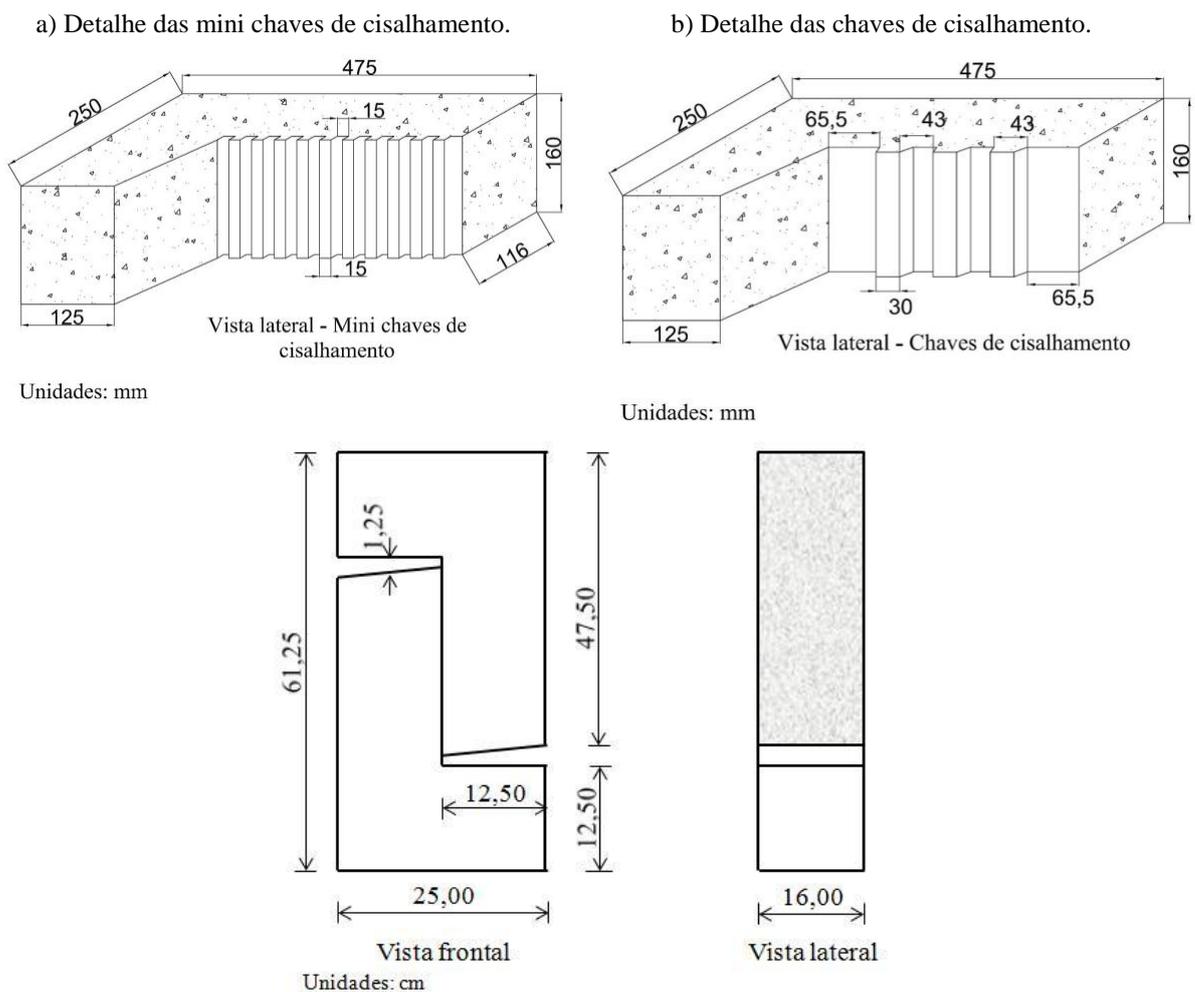
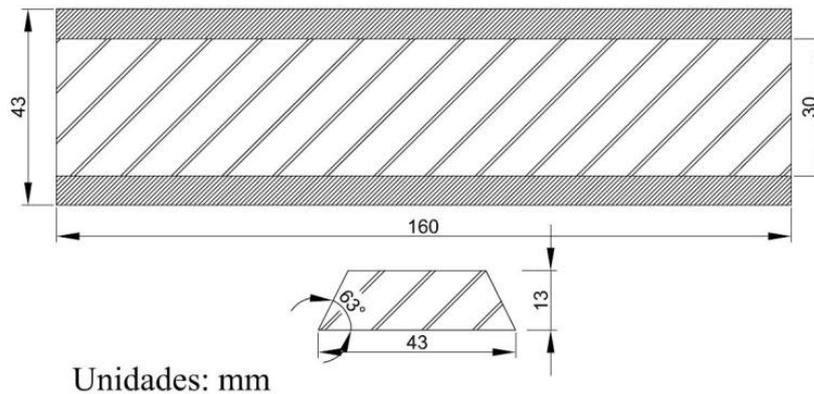


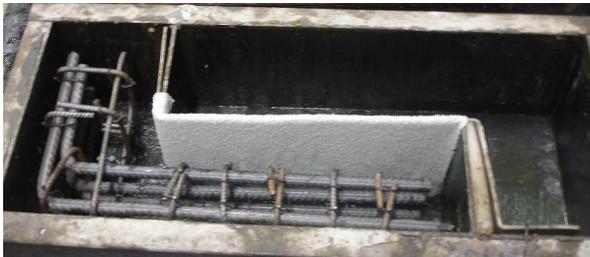
Figura 3.10 – Detalhe da peça de madeira utilizada para confecção da chave de cisalhamento.



Como o ARSP utilizado possuía uma viscosidade muito baixa e ele foi desenvolvido para ser utilizado em superfícies horizontais, no caso dos modelos de cisalhamento do tipo duplo “L” foi necessário o emprego de um tecido embebido desse aditivo fixado na divisória onde se deveria formar a interface rugosa (Figura 3.11).

Figura 3.11 – Concretagem dos modelos com ARSP.

a) Detalhe do tecido fixado na divisória da fôrma.



b) Concretagem da primeira etapa do modelo.

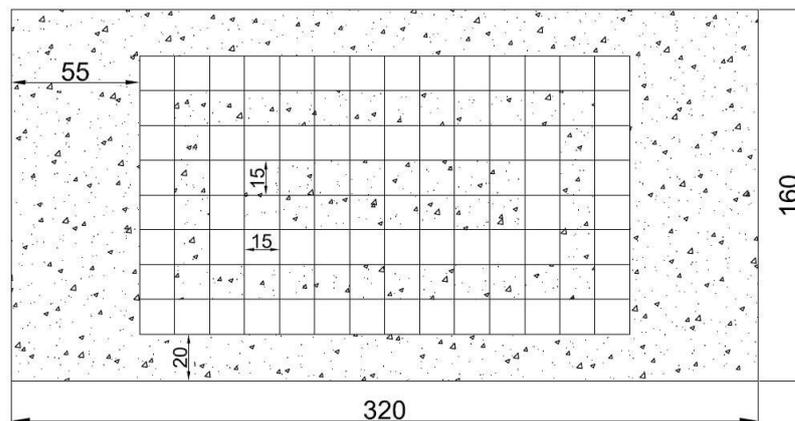


Para a determinação do nível de rugosidade da superfície naturalmente rugosa (com ARSP), foi empregado um rugosímetro, conforme mostrado na Figura 3.12. Esse rugosímetro foi construído especialmente para este trabalho seguindo a recomendação da *Fédération Internationale de la Précontrainte* – FIP (1982). Para a medição da rugosidade, foi gerada uma malha quadrada de 15 mm de espaçamento sobre a superfície da interface. A rugosidade foi determinada no dia de intervalo entre a concretagem das duas metades do modelo, ou seja, cerca de 16 horas após a concretagem. Após a deforma, procedeu-se à lavagem da superfície da junta de cisalhamento com água e escova de aço. Na Figura 3.13 é mostrada a malha adotada, a qual constava de 135 pontos de leitura.

Figura 3.12 – Rugosímetro para determinação da rugosidade da interface.



Figura 3.13 – Malha para leitura da rugosidade (210 mm x 120 mm).



Unidade: mm

Com os resultados das leituras realizadas em cada ponto com o rugosímetro, foram calculadas as médias e os desvios padrões de cada linha (cada uma com quinze pontos) e, por fim, a rugosidade média da superfície. Além disso, a rugosidade foi também determinada segundo o item 8.3 apresentado na recomendação da *Fédération Internationale du Béton – FIB (2008) – Structural connections for precast concrete buildings*. As equações 3.2 e 3.3 determinam, respectivamente, a variância das medidas dos diferentes pontos de cada linha e o desvio padrão da superfície, segundo a recomendação da FIB (2008).

Segundo o Manual da FIB (2008)

$$S_{r,n}^2 = \frac{1}{8} \left[(a_n - b_n)^2 + (b_n - c_n)^2 \dots + (i_n - j_n)^2 - \frac{1}{9} (i_n - j_n)^2 \right] \quad (3.2)$$

$$S_r = \frac{1}{6} \sqrt{(S_{r,1}^2 + S_{r,2}^2 \dots + S_{r,n}^2)} \quad (3.3)$$

Onde:

$a_n, b_n \dots j_n$ são as leituras em cada ponto em uma determinada linha, em mm;

$S_{r,n}^2$ é a média quadrática, em mm^2 ;

S_r é o desvio padrão, em mm.

Para a formação da superfície intencionalmente rugosa, chamada de mini-chaves de cisalhamento, foram utilizadas tiras de isopor, conforme é mostrado na Figura 3.14.

Figura 3.14 – Concretagem dos modelos com mini-chaves de cisalhamento.

a) Detalhe das tiras de isopor.



b) Concretagem da segunda etapa do modelo.



Já para a formação da superfície com chaves de cisalhamento, foram utilizadas peças de madeira (Figura 3.10), como apresentado na Figura 3.15.

Figura 3.15 – Concretagem dos modelos com mini-chaves de cisalhamento.

a) Detalhe das madeiras formando as chaves de cisalhamento.



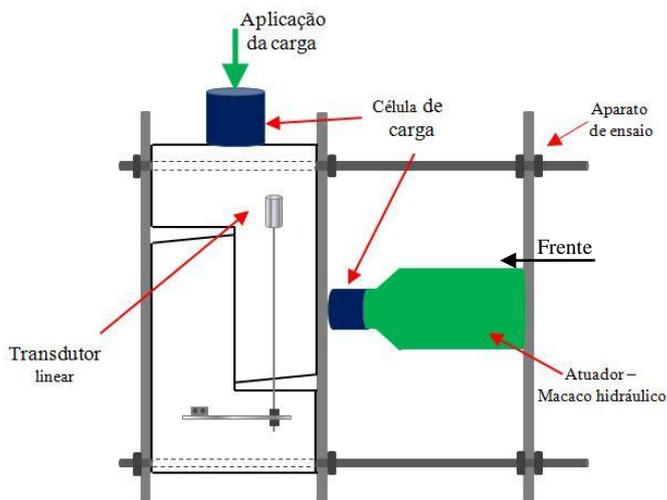
b) Concretagem da segunda etapa do modelo.



Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados após 28 dias de idade da concretagem dos modelos em uma prensa com controle de força e capacidade de 500 toneladas. Por se tratar de um equipamento analógico, foram empregados célula de carga (100 t) e um sistema de aquisição de dados (SAD) para registrar o valor da força aplicada. Nesse ensaio foi empregado um aparato no qual foram acoplados uma célula de carga (30 t) e um atuador hidráulico para aplicação de uma tensão horizontal constante da ordem de 0,5 MPa (Figura 3.16). Essa tensão foi aplicada para simular o efeito da tensão normal à interface proporcionada por uma armadura que a atravessasse, e corresponde a uma taxa de armadura de 0,15% (dois estribos de ϕ 5 mm) em aço CA-50 com tensão de escoamento estimada de 500 MPa.

Figura 3.16 – Esquema de ensaio de cisalhamento direto tipo duplo “L” sem armadura normal à interface.

a) Disposição dos transdutores e das células de carga.



a) Disposição dos transdutores e das células de carga.



Os modelos foram instrumentados com dois transdutores lineares para medida do deslizamento na interface, conforme esquema da Figura 3.16a, um em cada face do corpo de prova (Figura 3.16b). Dessa forma, havia duas leituras do deslizamento da interface que foram utilizadas para determinar o deslizamento médio.

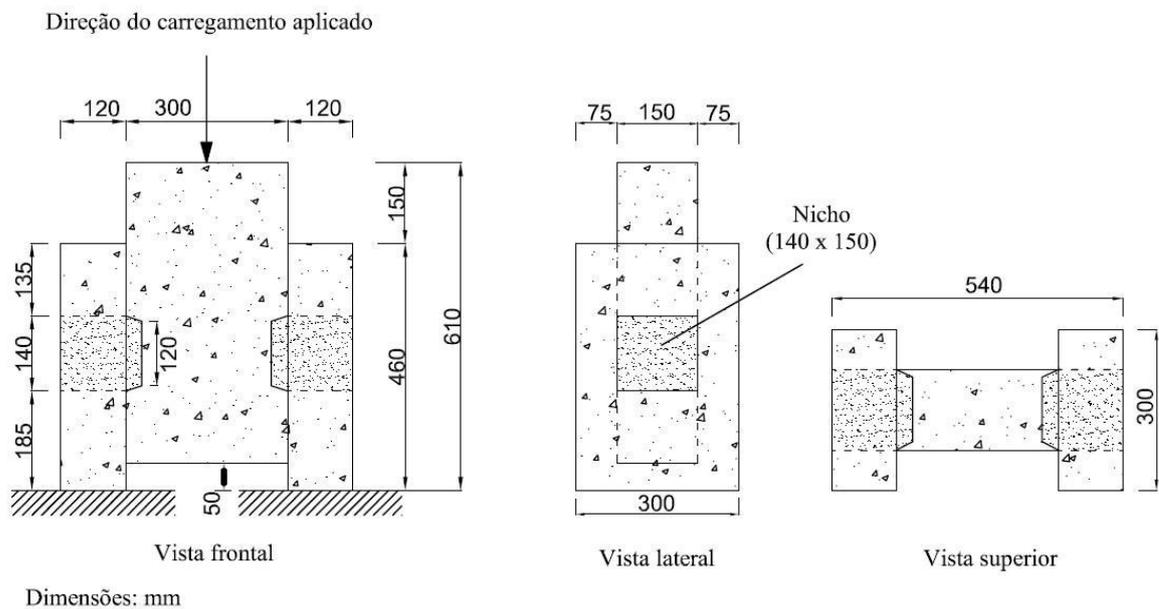
3.2.2 – Influência da taxa de armadura normal à interface

Após a análise dos diferentes tipos de tratamento da interface realizada, na sequencia procedeu-se à análise da influência da taxa de armadura normal à interface (ρ) na resistência da ligação ao cisalhamento. Dos três diferentes modos de tratamento da interface, foi escolhido aquele com resistência ao cisalhamento semelhante à do concreto monolítico e de

mais fácil execução. Esse modo de tratamento da interface foi mantido constante para a realização de todos os ensaios dessa etapa, bem como no ensaio das vigas compostas.

Para esta etapa, adotaram-se dois diferentes tipos de modelos de cisalhamento direto, o duplo “L”(Figura 3.9) e o de três blocos (Figura 3.17). Nos modelos do tipo duplo “L” a área da interface continuou sendo a mesma da etapa anterior, 512 cm², enquanto nos modelos de três blocos a ligação entre as peças deu-se por meio de nichos com 210 cm² (14 cm x 15 cm) e conector metálico.

Figura 3.17 – Modelo tipo três blocos para ensaio de cisalhamento direto (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).



A comparação dos resultados entre esses dois tipos de modelos se deu a partir da taxa de armadura (ρ), que é a relação entre área de aço normal à ligação (A_s) e a área da interface (A_c).

Na Tabela 3.7 são apresentadas as taxas de armadura adotadas em cada modelo, o diâmetro dos conectores e a quantidade de ensaios realizados, além do tipo de ensaio de cisalhamento direto, se duplo “L” ou de três blocos.

Nos modelos do tipo duplo “L”, o conector metálico foi constituído por vergalhões de aço dobrados em forma de laço, com diâmetros de 6,3 mm, 8 mm e 10 mm (Figura 3.18a), ou em forma de estribos, com diâmetros de 5 mm e 6,3 mm (Figura 3.18b).

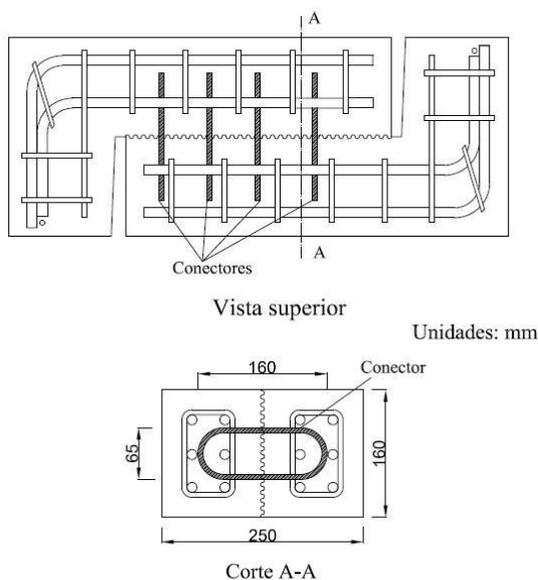
Tabela 3.7 – Designação dos modelos de cisalhamento direto da segunda etapa.

Modelo	Quantidade de CP	ρ (%)	Diâmetro do conector – ϕ (mm)	Tratamento da superfície
DL _E -0,19	2	0,19	5,0	
DL _E -0,30	2	0,30	6,3	
DL _E -0,37	2	0,37	5,0	
DL _L -0,50	2	0,50	6,3	
DL _L -0,80	2	0,80	8,0	ARSP
DL _L -1,20	2	1,20	10,0	
TB-0,50	1	0,50	8,0	
TB-0,80	1	0,80	10,0	
TB-1,20	1	1,20	12,5	

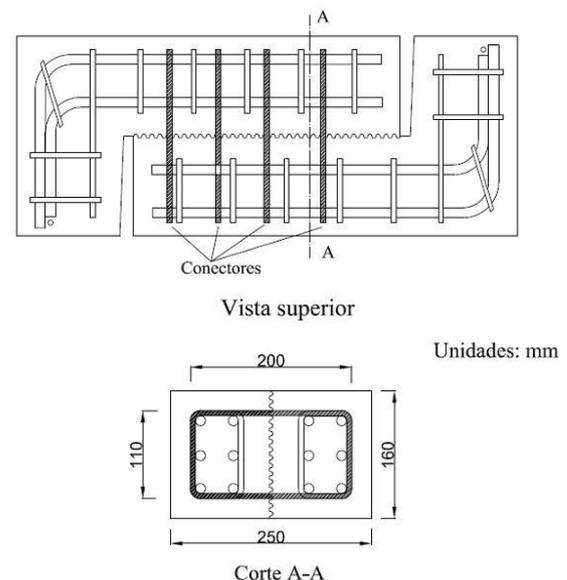
Legenda: DL – Duplo “L”; TB – Três blocos; DL_E – Armadura transversal em forma de estribo; DL_L armadura transversal em forma de laço.

Figura 3.18 – Armadura do modelo do tipo duplo “L” – Detalhes dos dois tipos de conectores.

a) Detalhe do conector em forma de laço.



b) Detalhe do conector em forma de estribo.



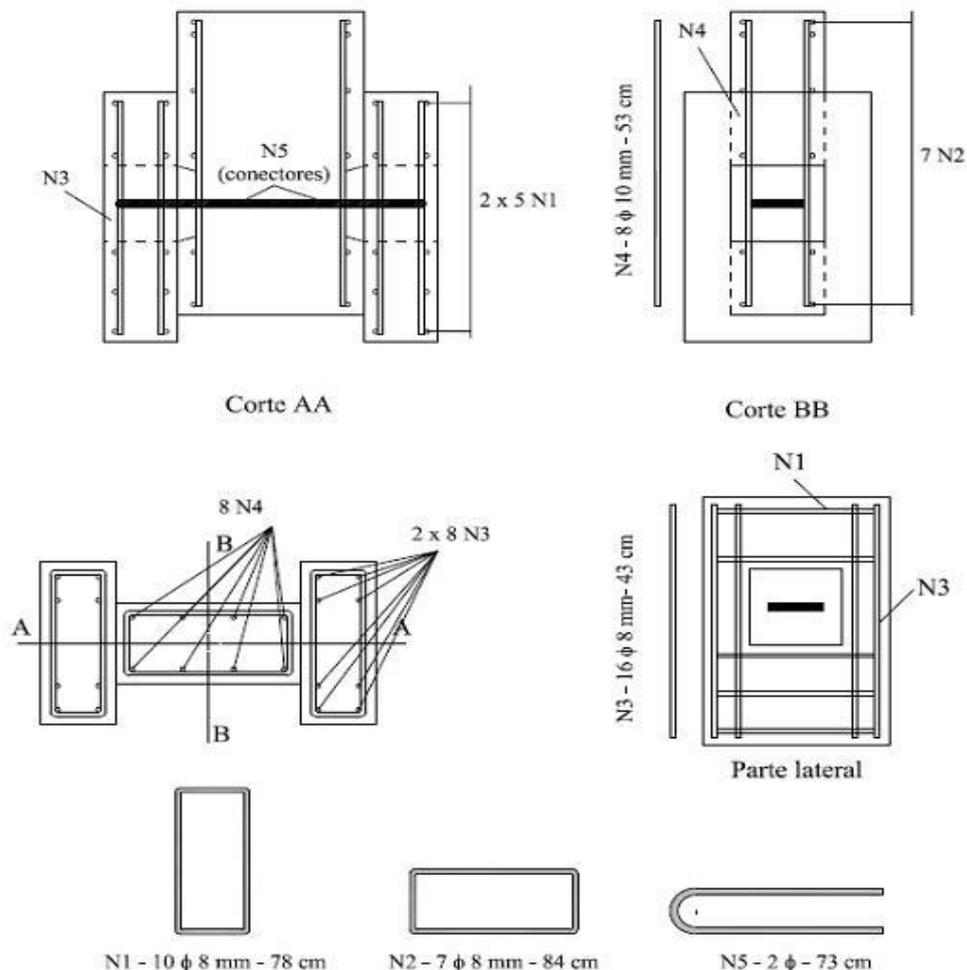
Para os ensaios nos modelos do tipo duplo “L” dessa etapa não se empregou mais o aparato de ensaio mostrado na Figura 3.10 devido à existência dos conectores na interface de ligação. Nesse caso, houve aplicação somente da carga vertical, realizada pela prensa de ensaios. Para os modelos do tipo DL_E, foram empregados conectores do tipo estribos, envolvendo a armadura longitudinal dos dois lados do duplo “L”, sendo seis modelos com apenas dois estribos e quatro deles com quatro estribos. Quanto aos demais modelos do tipo duplo “L”, foram utilizados quatro conectores tipo laço normais à interface, variando-se o diâmetro do

conector. Para que a taxa de armadura desse ensaio fosse a mesma do ensaio de três blocos, o diâmetro dos conectores no ensaio de três blocos foi aumentado.

Para os modelos do tipo duplo “L”, a instrumentação adotada sofreu pequena alteração comparada à primeira etapa. Os transdutores de deslocamento para registro do deslizamento na interface não foram utilizados, tendo em vista que o objetivo do estudo foi determinar apenas a resistência da ligação. Ademais, os conectores foram instrumentados com dois extensômetros elétricos uniaxiais na região da interface entre as duas peças para registro da deformação do aço.

Nos modelos do tipo três blocos, os conectores foram dispostos atravessando a interface, sendo os mesmos em forma de laço (Figura 3.19). Assim como no outro tipo de modelo, os conectores foram instrumentados com dois extensômetros elétricos uniaxiais na região da interface entre as duas peças para registro da deformação do aço (Figura 3.19c).

Figura 3.19 – Armadura do corpo de prova de três blocos – Detalhe do conector (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).



A concretagem dos modelos do tipo três blocos deu-se em três etapas. Na primeira etapa foram concretadas as peças, ou seja, os três blocos, a peça viga e as peças laje (Figura 3.20a). Nessa etapa, assim como na anterior, utilizou-se um tecido para aplicação do ARSP nas superfícies da peça viga na região dos nichos. Três dias após a concretagem das peças, foi concretada uma das ligações, isto é, um dos nichos foi preenchido (Figura 3.20b). Dois dias foram aguardados para, enfim, concretar a segunda ligação, ou seja, preencher o segundo nicho do modelo (Figura 3.20c).

Figura 3.20 – Etapas da concretagem dos modelos de três blocos.

a) Fôrmas para concretagem da primeira etapa – peças.



b) concretagem do primeiro nicho – detalhe da instrumentação e do conector.

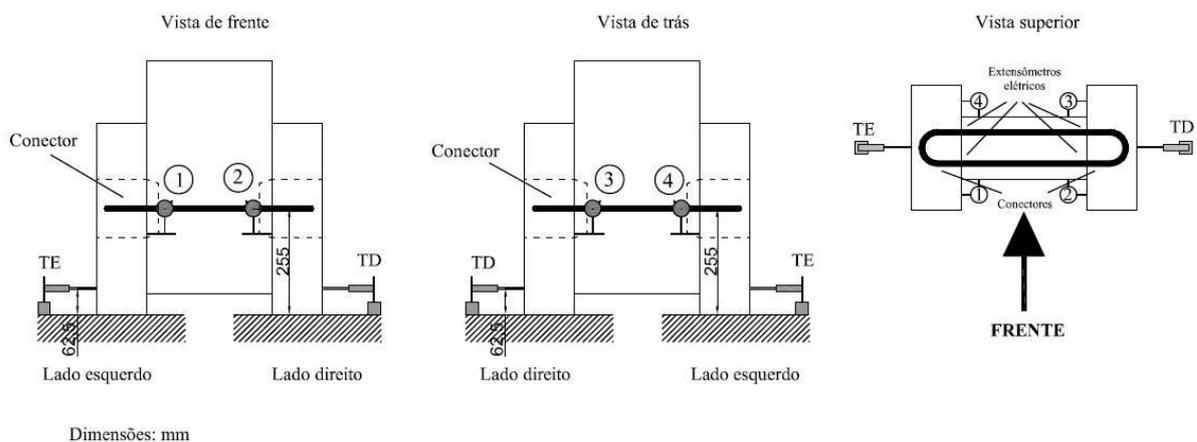


c) vista lateral do modelo totalmente concretado.



O esquema de instrumentação empregado foi o mesmo de Araújo (2002), conforme Figura 3.21.

Figura 3.21 – Esquema de instrumentação do ensaio de cisalhamento direto com três blocos (Modificado pelo autor – ARAÚJO, 2002).



Os modelos do tipo três blocos foram instrumentados com quatro relógios comparadores, para o registro do deslizamento vertical entre as peças (Figura 3.22a), sendo dois fixados na parte

da frente do modelo e os outros dois na parte de trás. Os relógios foram fixados na peça central e as cantoneiras para referência desse deslizamento foram fixadas nas peças laterais.

Além desses relógios, foram utilizados também dois transdutores lineares para medir os possíveis deslizamentos horizontais. Tais sensores foram fixados nas peças laterais apoiados na base da prensa (Figura 3.22b).

Figura 3.22 – Detalhes da instrumentação dos modelos do tipo três blocos.

a) Modelo na prensa com transdutores para medir o deslizamento vertical entre as peças.



b) Detalhe do transdutor horizontal.



c) Detalhe dos extensômetros elétricos.



A nomenclatura empregada para identificar os relógios comparadores, os transdutores e os extensômetros foi a seguinte:

- TV – transdutor vertical;
- TD – transdutor horizontal do lado direito do modelo;
- TE – transdutor horizontal do lado esquerdo do modelo;
- E1 – extensômetro colado no conector do lado esquerdo e à frente do modelo;
- E2 – extensômetro colado no conector do lado esquerdo e atrás do modelo;
- D1 – extensômetro colado no conector do lado direito e à frente do modelo;
- D2 – extensômetro colado no conector do lado direito e atrás do modelo.

Os ensaios de cisalhamento direto com esse modelo foram realizados após 28 dias da realização da segunda ligação. O modelo foi solicitado por uma força vertical aplicada no sentido vertical, de cima para baixo, na peça central, como mostrado na Figura 3.11.

3.3 ENSAIOS EM VIGAS COMPOSTAS

Nessa etapa da pesquisa, foram ensaiadas quatro vigas, sendo uma monolítica, que é tratada como referência, e três vigas compostas com viga e laje pré-moldadas. As vigas eram de seção transversal em forma de T, biapoiadas e receberam uma força concentrada aplicada no meio do vão. Suas dimensões foram semelhantes às ensaiadas por Araújo (2002), porém, com altura das vigas maior cerca de 15 cm, objetivando a melhor análise da formação das bielas de compressão (Figura 3.23).

As vigas ensaiadas possuíam dimensões inferiores à das vigas reais empregadas em construção de pontes, entretanto, o tamanho dos nichos, assim como no trabalho de Araújo (2002), tinham dimensões bem semelhantes aos nichos propostos para vigas compostas de pontes. Portanto, no que diz respeito ao comportamento da ligação, os resultados encontrados nesses ensaios podem ser considerados representativos das ligações reais. Contudo, quanto às demais solicitações, como, por exemplo, resistência ao cisalhamento vertical na viga pré-moldada, os resultados não podem ser diretamente extrapolados para estruturas reais.

Quanto ao material empregado na confecção das vigas, o concreto foi o mesmo utilizado durante todo o programa experimental, assim como para os nichos. A rugosidade na face superior da viga pré-moldada, na região dos nichos, foi mantida constante e igual à rugosidade obtida pelo mesmo tratamento utilizado na etapa anterior, tendo como variável apenas o diâmetro do conector, ou seja, a taxa de armadura (ρ).

Os valores da taxa de armadura avaliados foram os mesmos adotados na etapa anterior do presente trabalho, ou seja, 0,5%, 0,8% e 1,2%, sendo seus conectores de cisalhamento confeccionados com barras de aço CA50 de diâmetros de 8 mm, 10 mm e 12,5 mm, respectivamente. As dimensões dos nichos foram as mesmas do ensaio de cisalhamento direto do tipo três blocos, apresentando uma área de 210 cm² (Tabela 3.8).

Figura 3.23 – Dimensão das vigas compostas e dos nichos com rugosidade da interface obtida com ARSP.

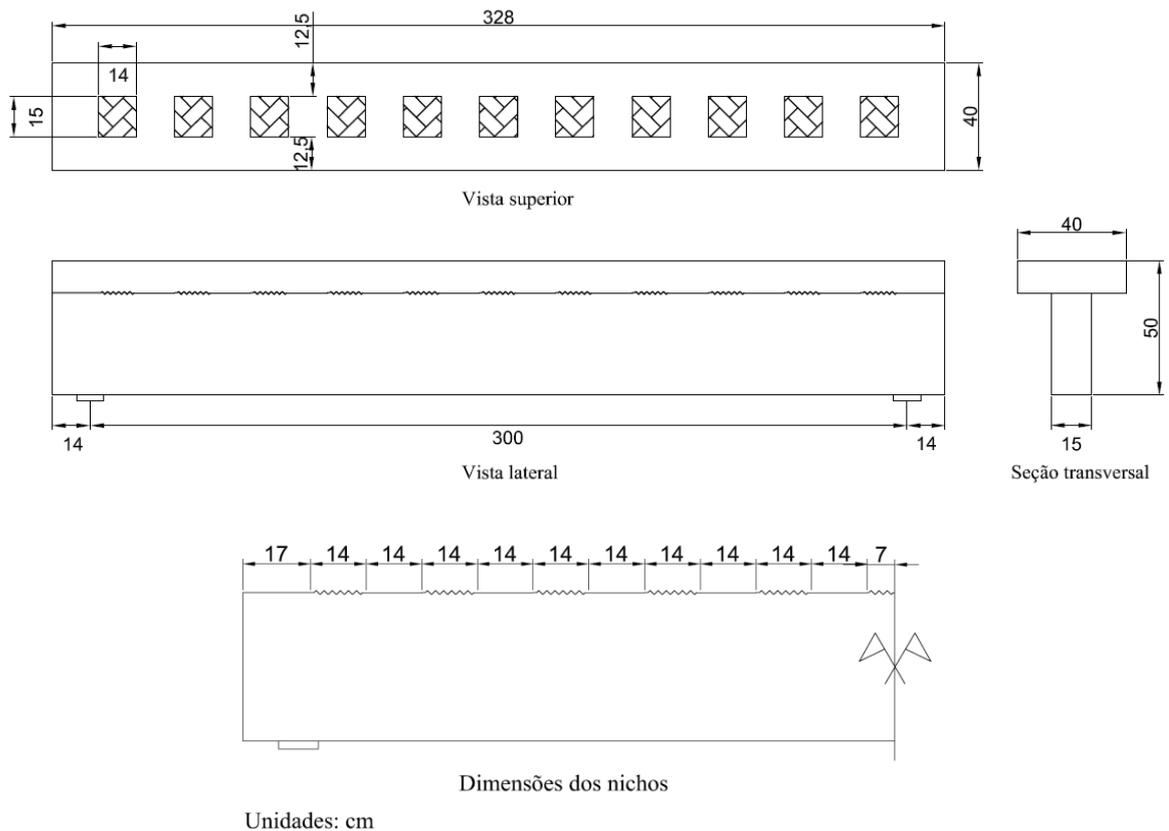


Tabela 3.8 – Relação de ensaios em vigas compostas.

Viga	ρ (%)	ϕ (mm)	β^*
Viga monolítica – VM	---	---	---
Viga composta – VC1	0,50	8,0	0,47
Viga composta – VC2	0,80	10,0	0,47
Viga composta – VC3	1,20	12,5	0,47

*Relação entre a área de transferência de esforços de cisalhamento e a área total da interface em uma viga composta.

Na Figura 3.24 é mostrada a armadura das vigas compostas, enquanto na Figura 3.25 é apresentada a armadura da viga monolítica.

Foram adotados espaçamentos entre nichos de 28 cm. Isso se deve às conclusões obtidas por Araújo (2002) quando em seus estudos verificou que dentre os três valores de espaçamento por ele analisados, 28 cm, 42 cm e 56 cm, o que apresentou melhor comportamento foi o de 28 cm.

Figura 3.24 – Armadura das vigas compostas ensaiadas.

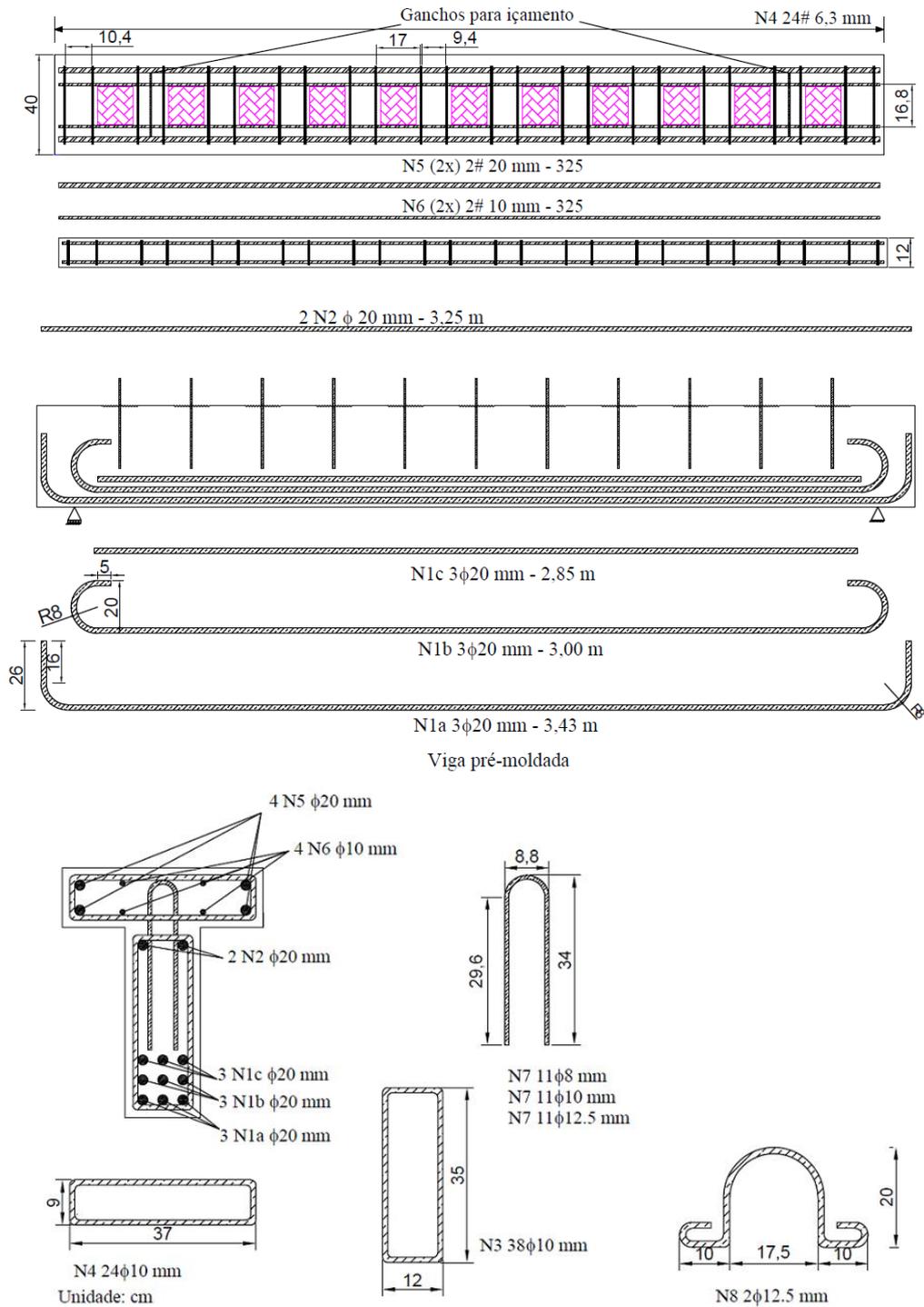
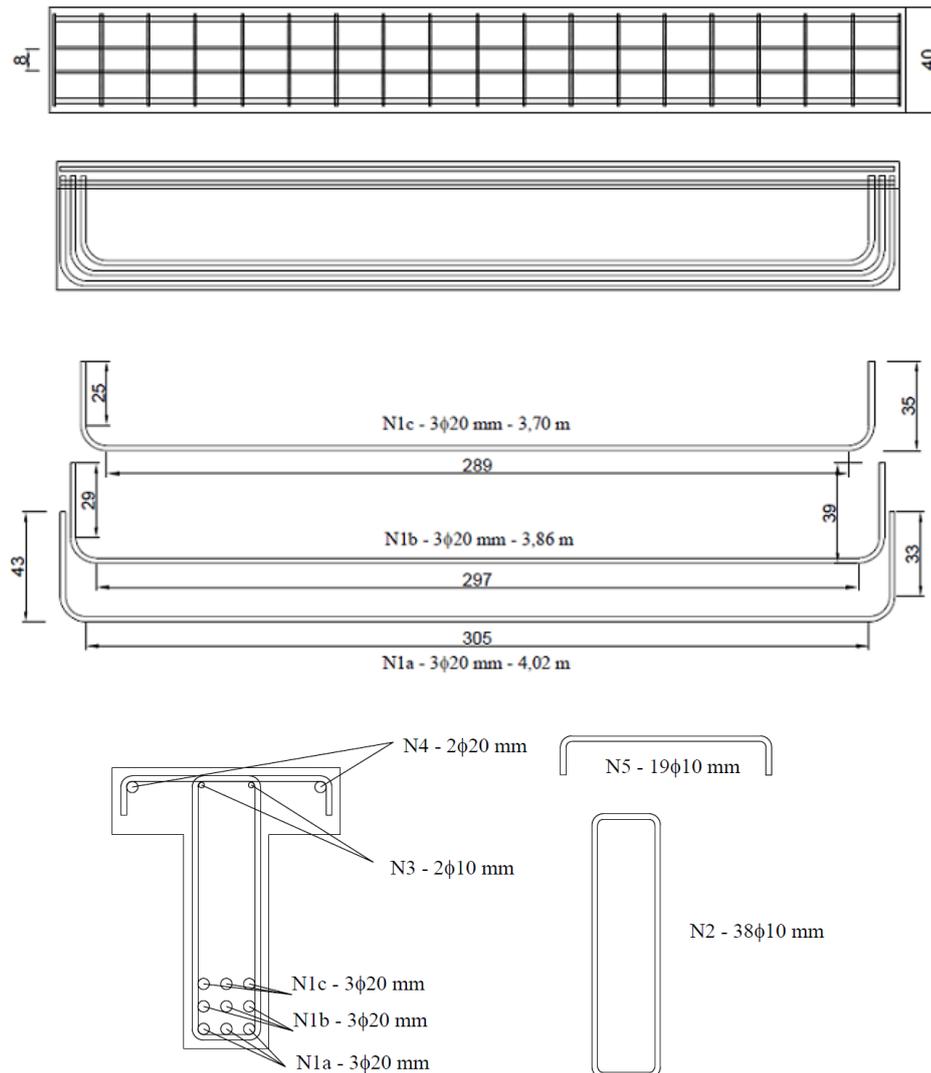


Figura 3.25 – Armadura da viga monolítica (VM).



Unidade: cm.

3.3.1 Confeção das vigas

Para a concretagem das vigas, tanto a monolítica (Figura 3.26) quanto as vigas compostas, foi empregada uma betoneira de capacidade igual a 1 m³, como mostrado nas Figuras 3.26d e 3.26e. A concretagem das vigas compostas foi realizada em duas etapas: em um primeiro momento foram concretadas a viga e a laje separadamente, deixando os nichos formados e os conectores previamente fixados na viga. Em um segundo momento, após quatro dias, foi realizada a deforma da laje e da viga e, dois dias após a desmoldagem, foi efetuada a ligação entre essas duas peças por meio da concretagem dos nichos (Figura 3.27).

Figura 3.26 – Confeção da viga monolítica.

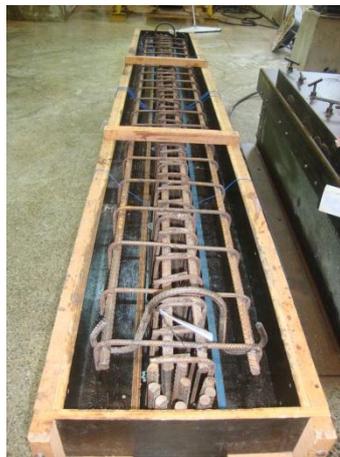
a) Armadura da viga monolítica.



b) Detalhe da instrumentação na armadura longitudinal.



c) Fôrma da viga monolítica.



d) Abastecimento da betoneira.



e) Concreto antes do lançamento na fôrma.



f) Concretagem viga monolítica.



g) Viga após a concretagem.



Figura 3.27 – Confeção das vigas compostas.

a) Fôrma da viga pré-moldada – detalhe dos conectores expostos.



b) Fôrma da laje pré-moldada.



c) Concretagem da viga pré-moldada.



d) Superfície da viga pré-moldada após concretagem – detalhe da aplicação do ARSP na região dos nichos.



e) Vigas e lajes desmoldadas.



Para a obtenção da superfície rugosa na região dos nichos, assim como nas demais etapas do programa experimental, foi empregado o aditivo retardador superficial de pega (ARSP) aplicado com a ajuda de pedaços de tecido cortados nas dimensões dos nichos (Figura 3.27d). No dia seguinte à concretagem da viga, retirou-se o tecido, procedendo-se a lavagem dos nichos com escova de aço e água, formando assim a textura rugosa. O cronograma de concretagem das vigas compostas é apresentado na Figura 3.28.

Figura 3.28 – Cronograma de moldagem das vigas compostas.

Serviço	Qua.	Qui.	Sex.	Sáb.	Dom.	Seg.	Ter.	Qua.
Moldagem da viga e laje pré-moldadas (corpos de prova)								
Tratamento da interface dos nichos.								
Desmoldagem da laje e posicionamento sobre a viga.								
Concretagem dos nichos.								

No caso da viga monolítica, sua concretagem foi realizada em apenas uma etapa e ensaiada aos 28 dias após a concretagem. Para a concretagem dos corpos de prova de caracterização do concreto, procedeu-se de forma semelhante àquela adotada para as demais etapas, ou seja, foram moldados corpos de prova para determinação da resistência à compressão, à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade e energia de fraturamento. Todos os ensaios de caracterização foram realizados 28 dias após a concretagem.

Quanto à cura, na primeira semana, ou seja, durante os dias de concretagem, a cura foi realizada com sacos de aninhagem, que foram mantidos molhados durante o período referido. Após sete dias da concretagem dos nichos, as vigas foram levadas para câmara úmida, com umidade relativa de $(98\pm 2)\%$ e temperatura de $(20\pm 1)^\circ\text{C}$, ficando neste ambiente até uma semana antes da realização do ensaio, o qual se deu com 28 dias após a concretagem dos nichos.

3.3.2 Instrumentação

As vigas foram instrumentadas para a medição do deslizamento relativo entre a viga e a laje em quatro pontos, dos dois lados da viga, frente e verso. A instrumentação foi semelhante à adotada por Araújo (2002) para a medição dos deslocamentos verticais, do deslizamento na interface e para a medição da deformação na armadura (Figura 3.29).

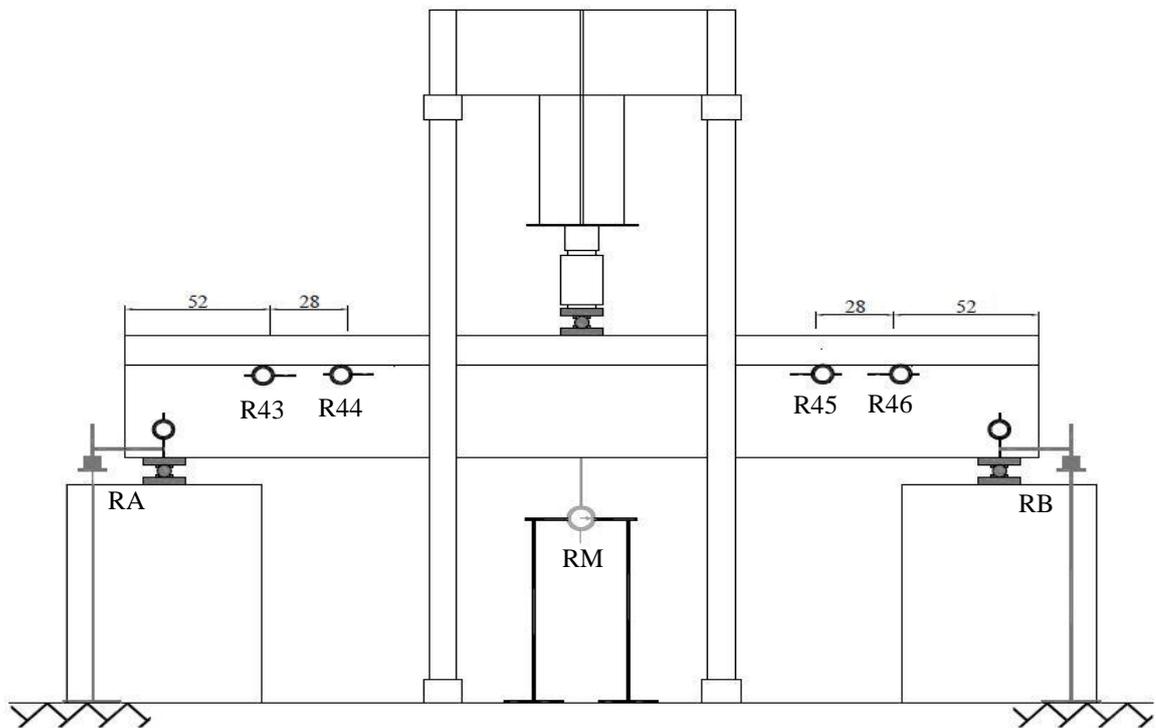
Para a medição das deformações, tanto nos conectores, quanto nos estribos e na armadura longitudinal, foram colados extensômetros elétricos uniaxiais (Figuras 3.29b e 3.29c). Nas barras da armadura longitudinal eles foram colados no meio do vão, ficando apenas uma barra sem instrumentação por impossibilidade de preparação da superfície da mesma para posterior colagem do extensômetro. Já os estribos da viga foram instrumentados com um extensômetro na sua altura média, em cada perna, sendo três estribos instrumentados em cada metade da viga.

Todos os 11 conectores receberam dois extensômetros, um de cada lado, na altura da interface. Por fim, o concreto recebeu dois extensômetros na região central da viga, próximo à face superior da laje pré-moldada que seria comprimida, sendo um de cada lado da mesma.

A instrumentação da viga monolítica foi semelhante a das vigas compostas, diferenciando apenas quanto à colagem dos extensômetros nos conectores e também quanto à medida do deslizamento relativo entre as peças.

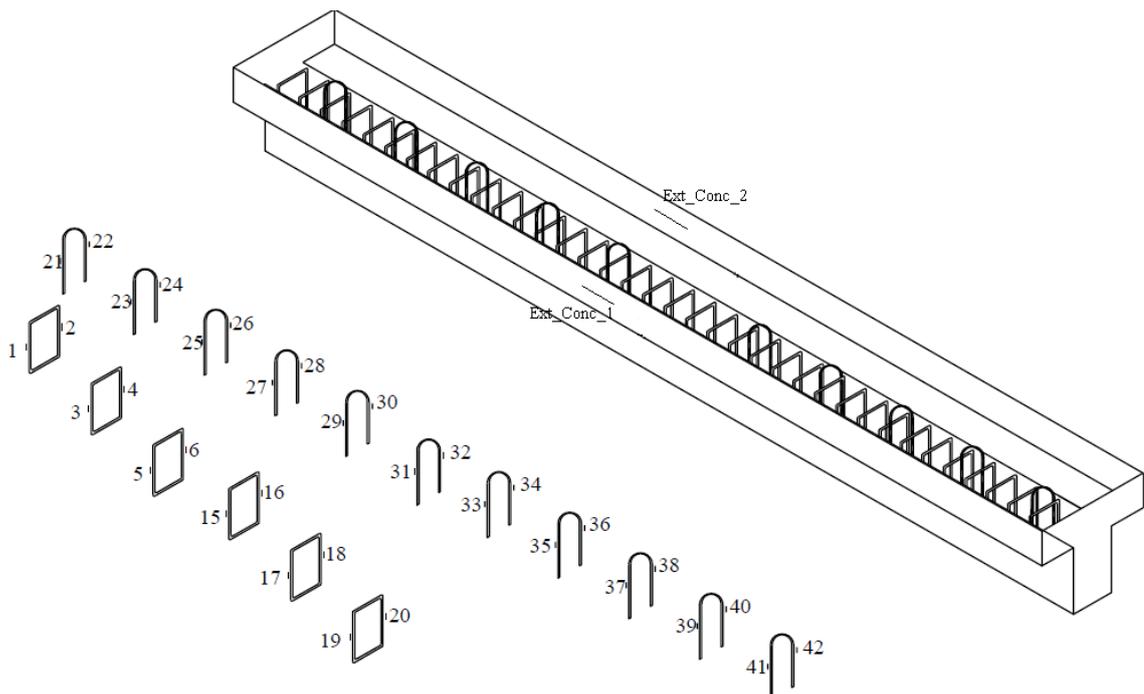
Figura 3.29 – Esquema de instrumentação das vigas compostas.

a) Posição dos transdutores para medição dos deslocamentos verticais e horizontais.



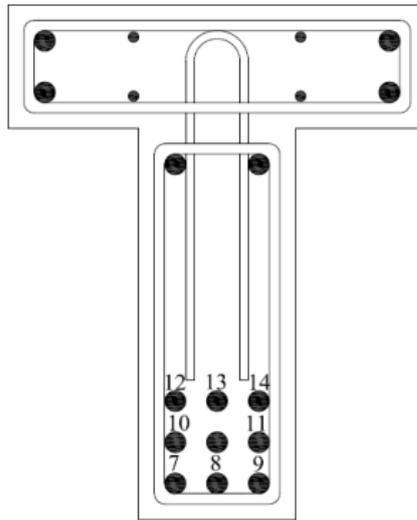
Unidades: cm.

b) Extensômetros nos estribos, conectores e no concreto.



Continuação da Figura 3.29 – Esquema de instrumentação das vigas compostas.

c) Extensômetros na armadura longitudinal.



3.3.3 Execução dos ensaios

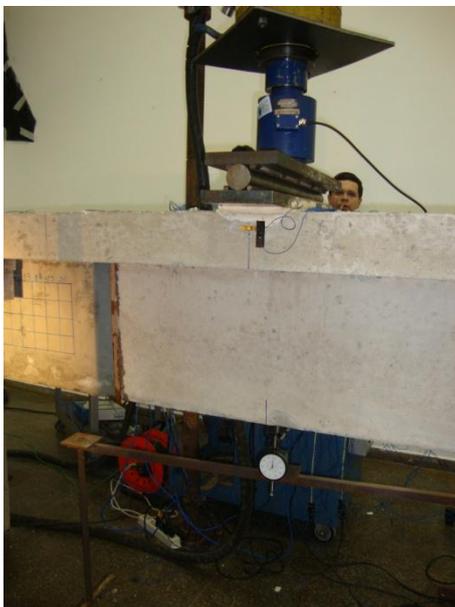
O ensaio de flexão, com aplicação de uma carga concentrada no meio do vão da viga biapoiada, foi realizado após 28 dias da concretagem dos nichos e, no caso da viga monolítica, após 28 dias após sua concretagem. Para a realização desse ensaio, foram empregados um pórtico de reação e um atuador hidráulico para aplicação da carga (Figura 3.30). Assim como em todo o trabalho, foi utilizado um SAD para aquisição de deslocamento, deslizamentos, deformações e força aplicada nas vigas.

Figura 3.30 – Ensaio das vigas.

a) Vista geral do ensaio.



b) Detalhe da célula de carga, atuador hidráulico, extensômetro no concreto e relógio comparador no meio do vão para leitura da flecha.



c) Detalhe do relógio comparador no apoio.



Durante a execução dos ensaios de flexão nas vigas, foram realizados ensaios de fotoelasticidade em uma das faces laterais das vigas, com cerca de um metro de comprimento por 38 cm de altura (Figura 3.31). A realização desse procedimento teve como objetivo corroborar com as análises da formação da biela de compressão na viga pré-moldada.

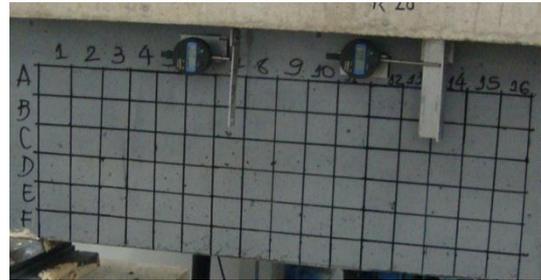
Para a realização desse ensaio, a preparação da superfície se deu da seguinte forma: lixamento, pintura com tinta em spray na cor cinza metálico e posterior preenchimento com resina do tipo epóxi própria para esta finalidade na espessura de aproximadamente 10 mm. Gerou-se uma malha nesta superfície de quadrados de 5 cm (Figura 3.25b)

Figura 3.31 – Superfície para o ensaio de fotoelasticidade.

a) Preparação da superfície para o ensaio de fotoelasticidade.



b) Detalhe da malha.



CAPÍTULO 4

ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto. Inicialmente, é analisada a influência do tratamento da interface nos modelos chamados duplo “L”. Posteriormente, é avaliada a influência da taxa de armadura (ρ), tanto nos modelos tipo duplo “L” quanto nos modelos tipo três blocos.

4.2 AVALIAÇÃO DO TRATAMENTO DA INTERFACE

4.1.1 Rugosidade da interface

Nesta etapa foram realizados diferentes tipos de tratamento da interface de cisalhamento, como detalhado na Tabela 3.3 do Capítulo 3. Foram concretados oito corpos de prova de cisalhamento direto do tipo duplo “L”, sendo que dois corpos de prova eram monolíticos, ou seja, sem superfície pré-fissurada. Nos demais, a interface foi tratada de três formas diferentes, isto é, com emprego de aditivo retardador de pega superficial (ARSP) para se obter uma superfície naturalmente rugosa, com mini-chaves de cisalhamento para se obter uma superfície intencionalmente rugosa e com chaves de cisalhamento. Para cada tipo de tratamento, foram moldados dois corpos de prova.

Para o tratamento com o ARSP, foi determinada a rugosidade média da interface seguindo a metodologia descrita no item 3.1 (Tabela 4.1). Ressalta-se que tal ensaio foi realizado em apenas dois corpos de prova, pois se considerou que, a se manter o procedimento para outros corpos de prova, manter-se-iam também os valores de rugosidade encontrados, além de não haver possibilidade de leitura da rugosidade nos modelos com conectores atravessando a interface.

Observa-se que, em média, o emprego do ARSP atende à recomendação de rugosidade mínima de 5 mm a cada 30 mm da NBR 9062 (ABNT, 2006). Quanto à classificação sugerida no Manual da FIB (2008), a superfície pode ser considerada rugosa, pois neste texto, afirma-se que para valores de S_r menores ou iguais a 1,0 mm a superfície é considerada lisa, enquanto

que para valores maiores ou iguais a 1,5 mm, pode-se considerar a presença de uma superfície rugosa. Além disso, quanto à classificação de rugosidade dos Manuais da FIP (1998) e da FIB (2008), a superfície pode ser classificada como sendo do nível 6, ou seja, trata-se de uma superfície que foi deliberadamente texturizada pelo escovamento do concreto ainda fresco.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de rugosidade – Média Aritmética, Variância e Desvio Padrão.

Linha	Modelo 1			Modelo 2			$S_{r,n}^2$ (mm ²) – FIB (2008)
	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	$S_{r,n}^2$ (mm ²) – FIB (2008)	Linha	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	
L1	5,21	1,82	5,96	L1	9,14	2,50	21,62
L2	4,87	2,42	6,06	L2	7,59	1,88	9,95
L3	3,79	2,01	4,97	L3	6,33	1,92	9,32
L4	4,63	1,84	9,90	L4	6,83	2,83	16,15
L5	4,41	2,28	18,26	L5	4,42	2,09	11,00
L6	5,30	3,29	41,88	L6	6,57	2,09	13,23
L7	4,77	2,51	16,37	L7	4,50	1,67	9,21
L8	6,15	2,68	9,99	L8	4,42	1,60	4,79
L9	5,65	3,45	26,32	L9	1,94	1,52	2,78
Média total (mm)			4,98	Média total (mm)			5,75
Desvio padrão total (mm)			2,55	Desvio padrão total (mm)			2,84
Desvio padrão (mm) – FIB (2008)			1,97	Desvio padrão (mm) – FIB (2008)			1,65

4.1.2 Resistência da interface

Na Tabela 4.2 tem-se um resumo das propriedades do concreto e dos principais resultados obtidos do ensaio de cisalhamento direto dessa etapa da pesquisa. Verifica-se nessa tabela a relação entre a tensão de cisalhamento experimental (τ_{exp}), ou seja, aquela obtida no ensaio de cisalhamento, e a resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,SP}$) obtida na caracterização do concreto. Apesar de ter sido empregado o mesmo traço de concreto em todos os modelos ensaiados, observa-se que houve uma pequena variação nos valores de $f_{ct,SP}$, apresentando valores que variam de 3,4 MPa 4,5 MPa, ou seja, valores diferentes entre si da ordem de 32%.

Observa-se que o concreto com maior valor de $f_{ct,SP}$ foi o dos modelos MCC, ou seja, os modelos com menor resistência na ligação. Considerando o comportamento observado por Araújo (2002), que ao aumentar a resistência à tração do concreto em cerca de 40%, obteve aumento na resistência da ligação, tais modelos deveriam ter apresentado maiores valores na resistência da ligação. Contudo, verifica-se comportamento contrário.

Quanto à relação $\tau_{exp}/f_{ct,SP}$, pode-se verificar que, em média, os modelos ARSP foram mais resistentes do que os MONO cerca de 8%, seguidos dos modelos CC com acréscimo de 28%, enquanto, os modelos MCC sofreram redução de 43%, em relação aos modelos MONO. E, de acordo com a bibliografia, a ligação deveria ter se mostrado mais resistente, tal comportamento, deve-se exclusivamente ao tratamento da superfície de ligação.

Tabela 4.2 – Resumo dos resultados dos modelos da Etapa I.

Tipo de interface	f_{cm} (MPa)	$f_{ct,SP}$ (MPa)	E (GPa)	τ_{exp} (MPa)	$\tau_{exp}/f_{ct,SP}$	$F_{máx}$ (kN)	σ_n (MPa)	$\delta_{máx}$ (mm)
Monolítica	35,7 ± 2,80	3,9 ± 0,43	23,2 ± 0,27	4,00 3,83	1,03 0,98	205,04 196,21	0,70 0,70	0,06**** 0,06****
	32,4 ± 0,73	3,4 ± 0,32	23,0 ± 0,69	3,62 3,82	1,06 1,09	185,48 195,43	0,57 0,54	0,00 0,02
ARSP*	34,9 ± 1,90	3,5 ± 0,38	23,5 ± 0,36	3,82	1,09	195,43	0,54	0,02
Rugosa	34,6 ± 0,74	4,4 ± 0,10	23,2 ± 0,87	2,53	0,56	129,53***	0,53	0,10
MCC**	34,5 ± 1,50	4,5 ± 0,13	23,2 ± 0,87	2,63	0,58	134,60	0,55	0,31
Chave de cisalhamento	42,3 ± 13,96	3,6 ± 0,22	23,4 ± 0,58	5,13	1,43	229,86	0,81	0,00
	33,2 ± 0,99	3,6 ± 0,32	22,5 ± 0,47	4,07	1,13	208,13	0,62	0,10

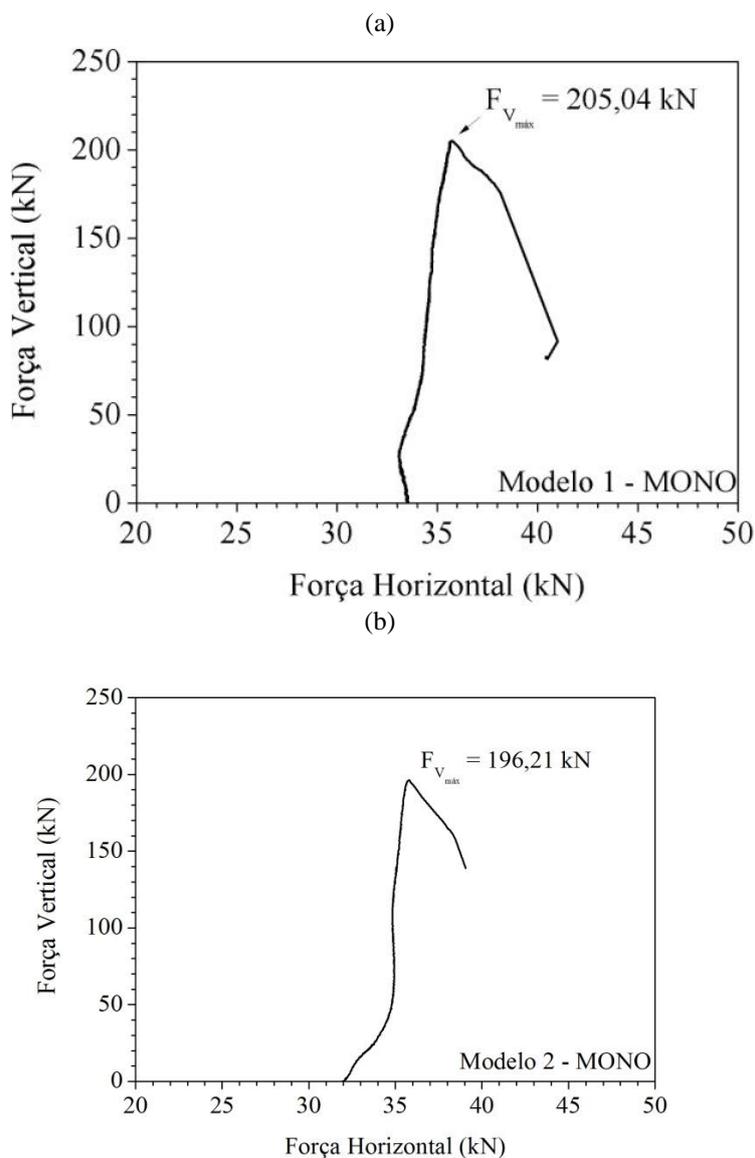
*ARSP – Aditivo Retardador Superficial de Pega;

**MCC – Mini-chave de cisalhamento;

***Foi admitida a carga referente ao instante em que, provavelmente, deu-se início à abertura entre as mini-chaves de cisalhamento e não a força máxima atingida durante a realização do ensaio;

****Deslizamento observado apenas no transdutor fixado do lado direito do modelo

Na Figura 4.1 foram traçadas as curvas de força vertical em função da força horizontal dos modelos de cisalhamento duplo “L” monolíticos. Como detalhado no Capítulo 3, houve a aplicação de uma força horizontal, perpendicular ao plano cisalhamento, a qual foi mantida constante durante o ensaio. Entretanto, devido à força não ter sido servo controlada, ou seja, o controle realizado foi manual, observa-se para todos os modelos dessa etapa que a partir do instante em que se inicia a ruptura e as duas metades do modelo tendem a se afastarem, há um acréscimo no valor da força horizontal.

Figura 4.1 – Força vertical *versus* força horizontal – Modelos monolíticos.

No modelo 1 foi registrada uma força vertical máxima de 205,04 kN, enquanto no modelo 2 este valor reduziu para 196,21 kN, ou seja, pode-se afirmar que, em média, o modelo com as características aqui adotadas suportou uma força vertical de 200,63 kN. Na Figura 4.1 observa-se que o acréscimo na força horizontal foi da ordem de 24% para o modelo 1 (σ_n variando de 0,65 MPa a 0,79 MPa) e de 20% para o modelo 2 (σ_n variando de 0,62 MPa a 0,78 MPa). Essa variação se deve à tendência de separação das peças, mesmo no modelo monolítico. Além disso, não foram observadas tendências de ocorrência de dilatação (ω).

Na Figura 4.2 é mostrado o modelo monolítico após a ruptura. Primeiramente, tem-se o detalhe da formação do plano de cisalhamento, semelhante àquele adotado nos modelos com

interface pré-definida. Na Figura 4.2b observa-se a superfície do plano de ruptura, a qual se mostrou também semelhante à superfície da interface dos demais modelos.

Figura 4.2 – Modelo monolítico (MONO1) após ruptura.

(a) Vista lateral do modelo após ruptura, detalhe da formação preferencial da fratura.



(b) Vista da interface no modelo após ruptura.

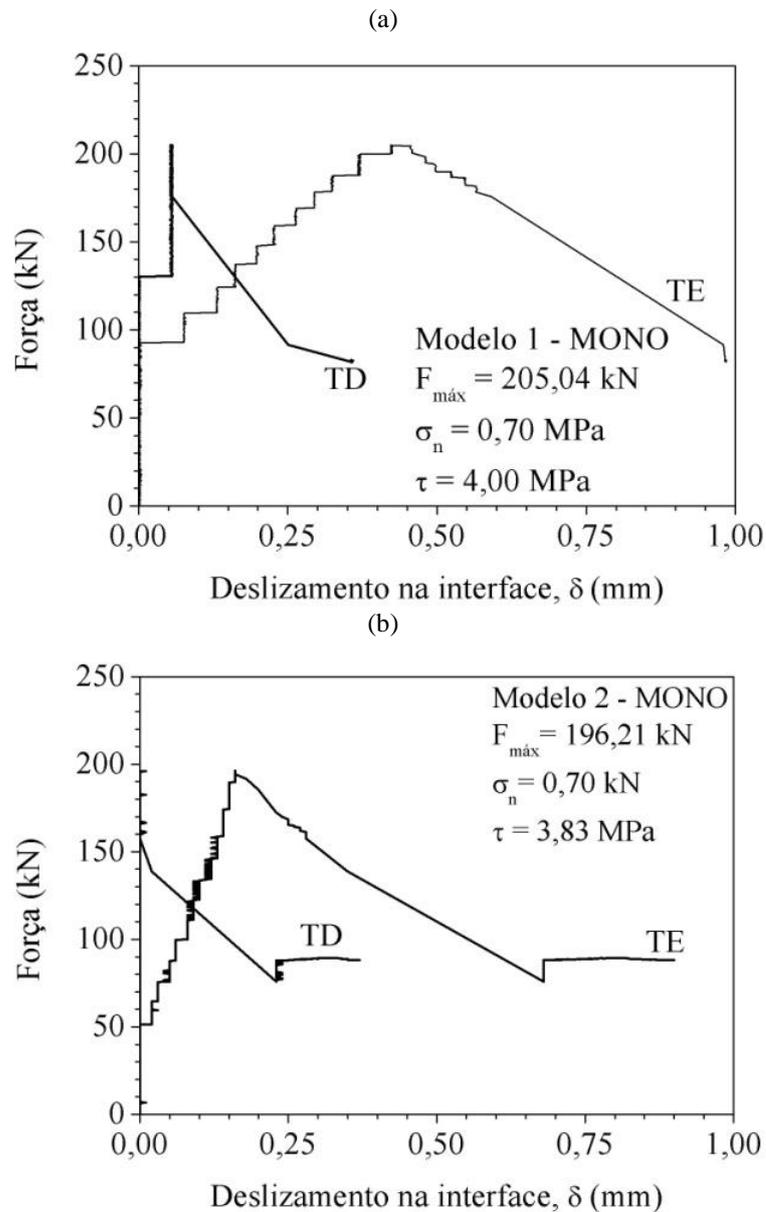


Na Figura 4.3 têm-se os gráficos da força vertical *versus* deslizamento para os dois modelos monolíticos. Nota-se por meio dessa figura a ocorrência de um giro nos dois modelos, isto é, em um lado do modelo, direito para os dois modelos, o deslizamento máximo registrado foi da ordem de 0,06 mm (valor considerado na Tabela 4.2), enquanto no lado esquerdo desses mesmos modelos os deslizamentos atingiram valores da ordem de 0,43 mm. Isso sugere ter havido um giro no modelo responsável por possível torção.

O comportamento da força vertical *versus* força horizontal dos modelos com interface pré-definida e superfície rugosa tratada com ARSP é mostrado na Figura 4.4. O comportamento observado foi semelhante ao dos modelos monolíticos. Nesse ensaio, como detalhado no Capítulo 3, não houve a inserção de armadura transversal, sendo esta substituída pela força horizontal aplicada, o que tornou possível a separação das duas peças “L” após a ruptura.

Para esses modelos, assim como para os demais com interface pré-definida, foi aplicada uma força horizontal constante da ordem de 27 kN (Figura 4.4). Essa força horizontal simulava uma taxa de armadura de 0,11%, ou, aproximadamente, duas barras de aço de 6,3 mm de diâmetro passando pela interface. Observa-se, dessa figura, que a força horizontal apresentou uma variação menor que a observada nos ensaios dos modelos monolíticos até a ruptura da interface, o que sugere uma pequena tendência de afastamento entre as duas superfícies em contato antes da ruptura da interface.

Figura 4.3 – Deslizamento no plano de cisalhamento – Modelos monolíticos.

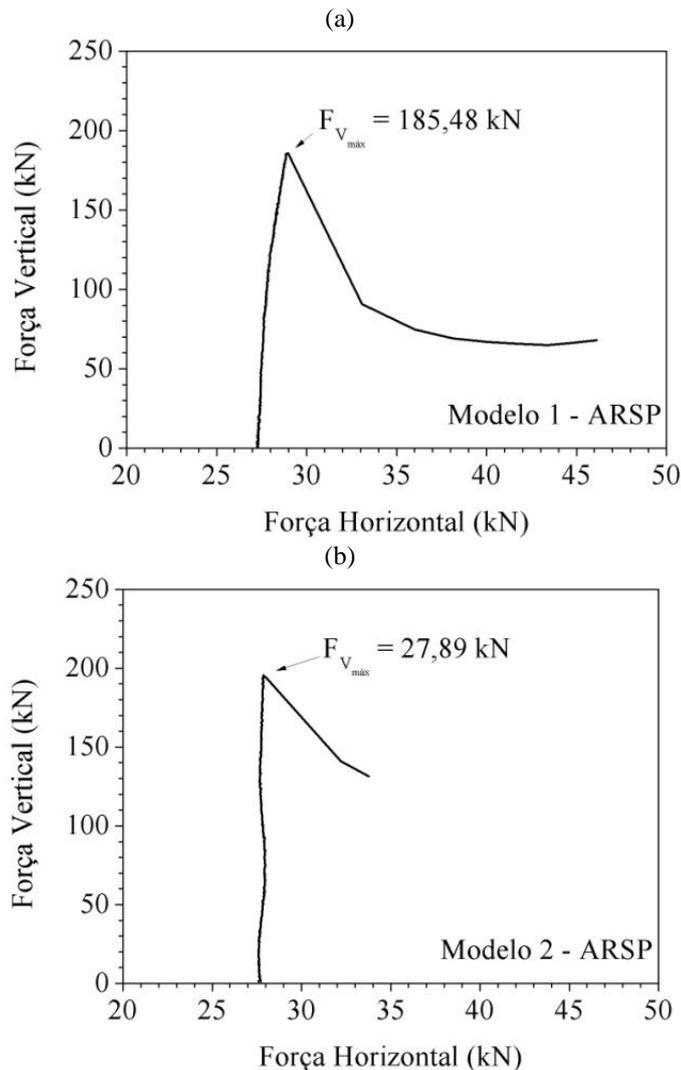


De fato, pela Figura 4.5 é possível notar que praticamente não houve deslizamento da interface antes da ruptura, o que sugere o não aparecimento da dilatância entre as peças. Na Figura 4.6 é possível observar a rugosidade entre as peças após a ruptura do modelo com superfície tratada com ARSP.

A força vertical máxima desses modelos, comparada aos resultados dos modelos monolíticos, apresentou uma redução de 4%, mesmo com tensões normais menores 21%. No que diz respeito ao deslizamento da interface, em média, os modelos com interface tratada com ARSP deslizaram 83% menos que os monolíticos. Porém, por se tratar de valores de deslizamento

tão baixos e de uma redução na tensão inferior a 10%, pode-se considerar que não houve diferença significativa entre os resultados dos modelos MONO e ARSP (Tabela 4.2).

Figura 4.4 – Força vertical versus força horizontal – Modelos com superfície rugosa - Tratamento da interface com ARSP.



O segundo tratamento realizado na interface para torná-la rugosa foi a confecção de mini-chaves de cisalhamento (MCC). Neste caso, a rugosidade apresentada foi da ordem de 12 mm a cada 15 mm de espaçamento, mais que o dobro da rugosidade medida nos modelos com interface tratada com o ARSP, que foi em média de 5,37 mm.

Nesses ensaios, foram observados dois comportamentos distintos. No primeiro modelo (Figura 4.7a), fica evidente a influência indireta da dilatância (ω). Como não foram realizadas medições da dilatância, pode-se afirmar que o comportamento observado, no qual há certa estabilização na força vertical com acréscimo da força horizontal, seguido de uma diminuição

na força vertical antes da ruptura, seria um indicativo da dilatação entre as peças. O ponto que se observa o início da estabilização da força vertical pode ser devido à possível abertura entre as mini-chaves de cisalhamento. Portanto, acredita-se que nesse modelo não houve ruptura das mini-chaves.

Figura 4.5 – Deslizamento na interface – Modelos com superfície rugosa – Tratamento da interface com ARSP.
(a)

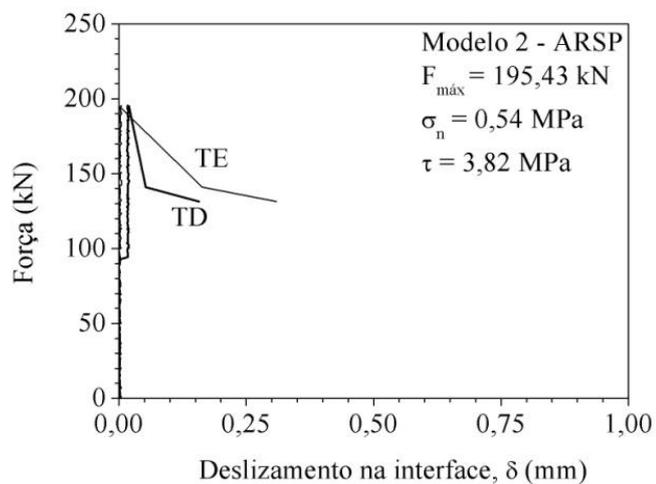
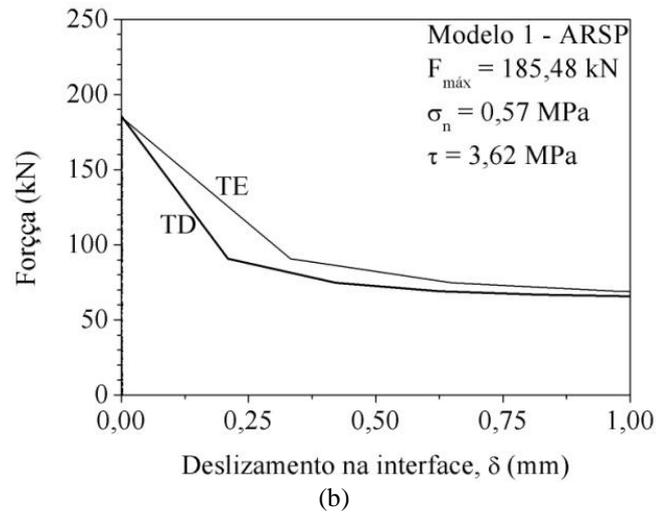


Figura 4.6 – Modelo ARSP1 após ruptura.

(a) Vista superior da interface de ligação após a ruptura.



(b) Vista lateral da interface após ruptura – Detalhe da rugosidade da interface.



No modelo 2 (Figura 4.7b), observou-se ruptura das mini-chaves de cisalhamento antes que ocorresse a expansão, ou seja, a tendência à dilatação. Na Figura 4.8 são mostrados detalhes da ruptura dos modelos MCC1 e MCC2. Na Figura 4.8a tem-se o detalhe da interface de ligação do modelo MCC1 após a ruptura, mostrando a não ruptura das mini-chaves. E, na Figura 4.8b, é apresentado o panorama de fissuração formado durante o ensaio do modelo MCC2.

Figura 4.7 – Força vertical *versus* força horizontal – Modelos com superfície rugosa - Tratamento da interface com mini-chaves de cisalhamento.

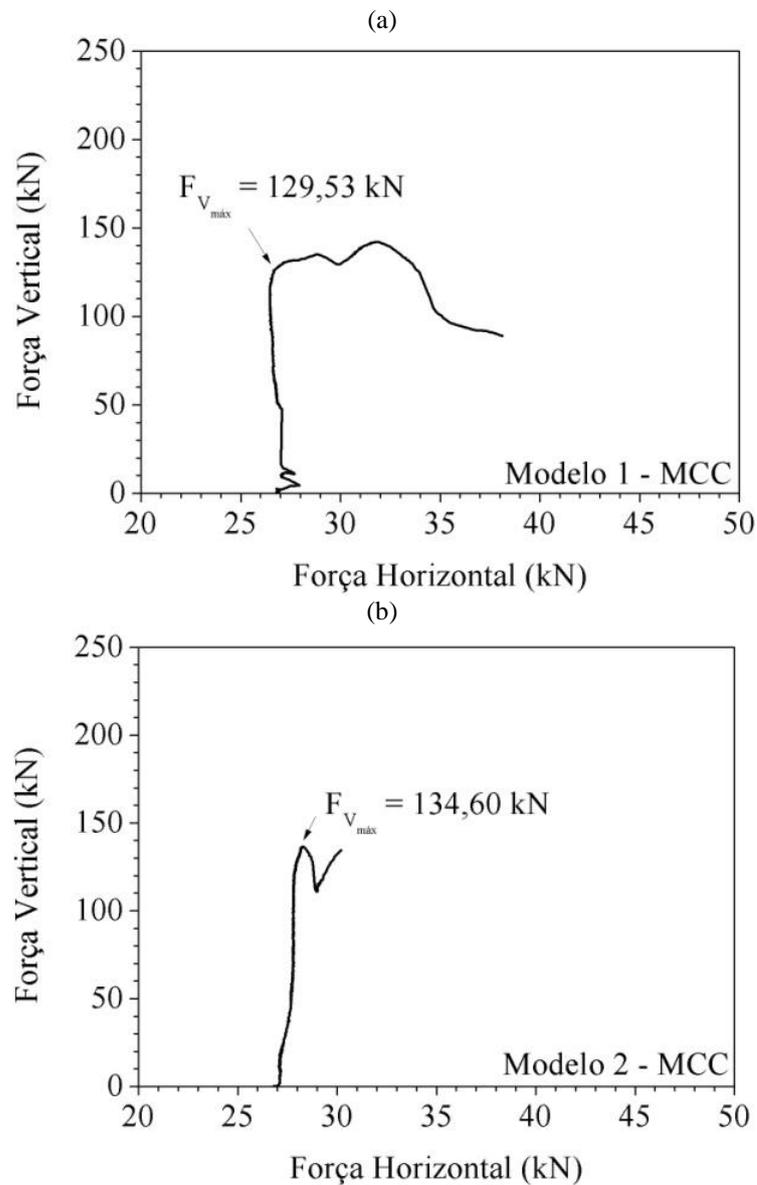


Figura 4.8 – Modelos MCC1 e MCC2.

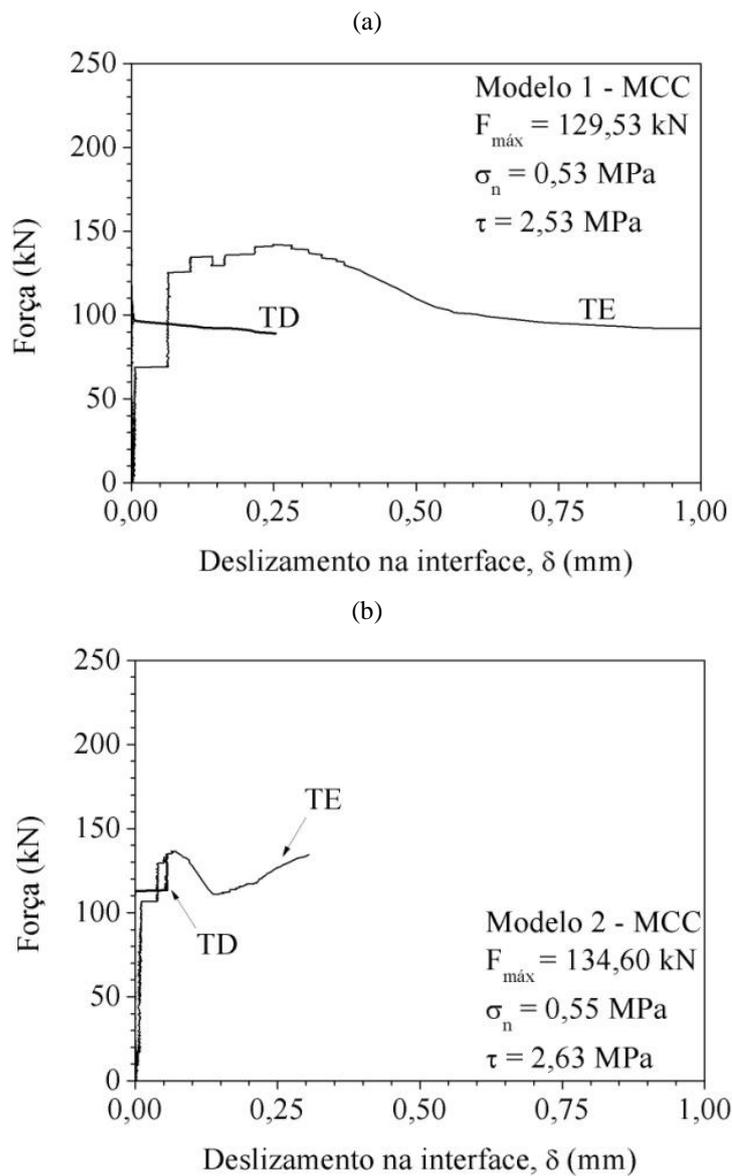
(a) Detalhe da interface após a ruptura – MCC1.



(b) Panorama de fissuração – MCC2.



Figura 4.9 – Deslizamento na interface – Modelos com superfície rugosa – Tratamento da interface com MCC.



Ao se comparar os valores da força vertical máxima, estas foram reduzidas em cerca de 31% com relação à força máxima registrada nos modelos com interface rugosa tratada com ARSP, valor considerado significativo. Acredita-se que tal redução seja devido ao tratamento da interface, pois realizando uma Análise de Variância (ANOVA) para os resultados de resistência à compressão e à tração do concreto desses modelos, não foi observada diferença significativa entre as propriedades do concreto.

O último tipo de tratamento da interface avaliado nessa etapa da pesquisa foi o emprego de chaves de cisalhamento, com geometrias de acordo com a Figura 3.4. Ao se traçar os gráficos de força vertical *versus* força horizontal para os modelos com chaves de cisalhamento, pode-se observar que, assim como nos modelos com mini-chaves de cisalhamento, há o indicativo de dois tipos de ruptura. No modelo 1, acredita-se que tenha ocorrido a dilatação, gerando o afastamento das chaves de cisalhamento seguido da ruptura (Figura 4.10a). Neste caso, a tensão normal à interface variou de 0,53 MPa a 0,56 MPa antes da ruptura. Já no modelo 2 (Figura 5.10b), o comportamento observado foi diferente, indicativo de ruptura por corte das chaves de cisalhamento, com uma menor variação da força normal antes da ruptura da ligação.

Na Figura 4.11a é mostrada a fissuração ocorrida no modelo CC2. Já na Figura 4.11b fica claro que houve a ruptura das chaves de cisalhamento, corroborando para a análise realizada com base na Figura 4.10b.

Na Figura 4.12 têm-se os gráficos da força vertical *versus* deslizamento na interface para os modelos CC1 e CC2. Como no modelo 1 não foi observada o corte do concreto nas chaves de cisalhamento, o $\delta_{m\acute{a}x}$ observado no momento da ruptura foi nulo. Já no modelo 2, como apresentado na Tabela 4.2, o valor do deslizamento no momento da ruptura foi igual a 0,10 mm. Mesmo esse valor sendo 67% maior que o observado nos modelos monolíticos, ao se comparar com os modelos com mini-chaves de cisalhamento, por exemplo, esse valor foi três vezes menor.

Assim como nos demais modelos, ao se comparar os resultados da caracterização do concreto dos dois modelos com chave de cisalhamento, com base na ANOVA, não houve diferença significativa entre os valores de resistência à compressão e à tração, mesmo no caso do modelo CC1.

Figura 4.10 – Força vertical versus força horizontal – Modelos com chaves de cisalhamento.

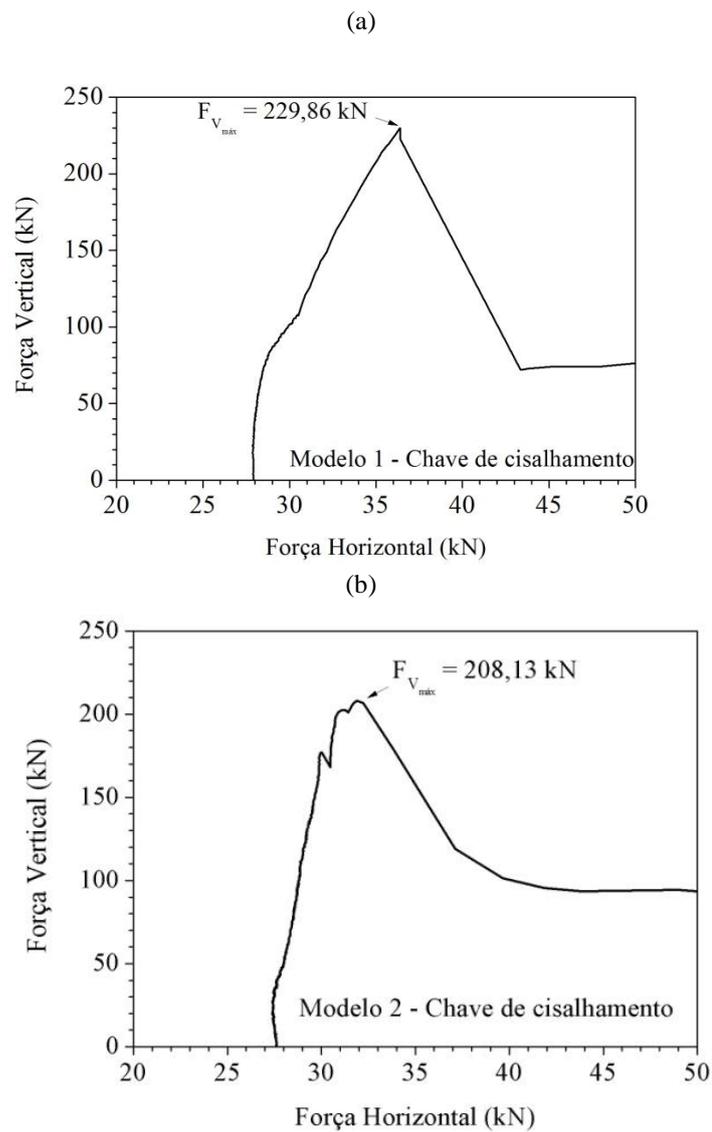


Figura 4.11 – Modelo CC2 durante e após ensaio.

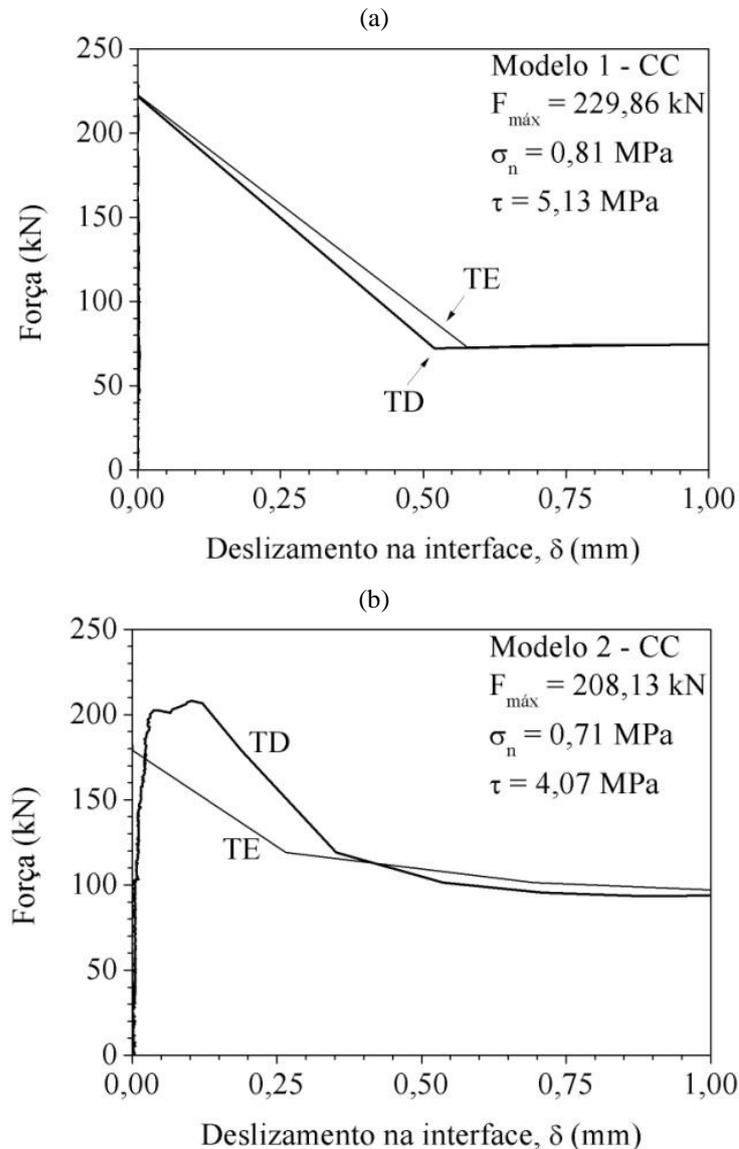
a) Detalhe da fissuração na interface pré-fraturada.



(b) Superfície da interface após a fissuração – Detalhe da ruptura das chaves de cisalhamento.



Figura 4.12 – Deslizamento na interface – Modelos com CC.



Portanto, de acordo com esses resultados, pode-se afirmar que o tipo de tratamento da interface interferiu na resistência da ligação. Os modelos com superfície da interface intencionalmente rugosa (com mini-chaves de cisalhamento) apresentaram redução considerável na resistência da ligação, o que não ocorreu nos demais tipos de tratamento (superfície naturalmente rugosa e com chave de cisalhamento).

Dentre os tratamentos avaliados, o modelo com chave de cisalhamento foi o que apresentou melhor comportamento, isto é, acréscimo de 9,2 % na resistência da ligação com deslizamentos menores que os apresentados nos modelos monolíticos. Entretanto, a interface naturalmente rugosa obtida com o ARSP não apresentou redução significativa na resistência da ligação. Devido a sua maior facilidade de aplicação na fábrica e, também, devido à

existência de trabalho no qual as chaves de cisalhamento já foram avaliadas (ARAÚJO, 2002), foi escolhido para o prosseguimento dos estudos a superfície naturalmente rugosa.

4.1.3 Comparação com equações empíricas

Posteriormente, procedeu-se à comparação da tensão de cisalhamento experimental última (τ_{exp}) com a tensão última calculada por meio das equações empíricas (τ_{emp}) sugeridas pelos autores citados no Capítulo de Revisão Bibliográfica. Os resultados dessa comparação são mostrados na Tabela 4.3.

Foram aplicados dezessete modelos, de 1968 até 2010. Em geral, os modelos subestimaram a resistência da ligação. O modelo que apresentou melhor adequação, ou seja, aquele que mais se aproximou dos valores experimentais, foi o de Mattock (1988), independentemente do tipo de tratamento da interface. Os modelos monolíticos mostraram melhor aderência aos resultados das equações empíricas, com valor médio de 0,98 entre a tensão de cisalhamento empírica e a tensão de cisalhamento experimental. Os modelos com superfície naturalmente rugosa obtida com o ARSP apresentaram valores próximos aos obtidos para os monolíticos, enquanto nos modelos com chaves de cisalhamento a resistência da ligação foi subestimada pelas equações empíricas. No caso dos modelos com superfície intencionalmente rugosa, obtida com as mini-chaves, tanto o modelo de Mattock (1988) quanto a maioria dos modelos superestimam a resistência da ligação.

Diante do exposto, pode-se afirmar que o modelo de Mattock (1988) é o que melhor representa a resistência da interface nesta etapa da pesquisa. Vale ressaltar que tal modelo considera a resistência devido à aderência e também o engrenamento entre os agregados.

Tabela 4.5 – Comparação da tensão de cisalhamento experimental com as tensões de cisalhamento calculadas com os modelos empíricos.

Modelos experimentais		τ_{emp}/τ_{exp} – Modelos empíricos								
Tipo de interface	Número	Birkeland (1968)	Mast (1968)	Hermansen e Cowan (1974) e Cowan e Cruden (1975)	Raths (1977)	Loov (1978)	Shaikh (1978)	Walraven, Frénay e Pruijssers, (1987)	Mattock (1988)	Mau e Hsu (1988)
Monolítica	1	0,58	-	1,14	0,72	0,88	0,60	0,79	0,96	0,82
	2	0,61	-	1,19	0,75	0,92	0,63	0,82	1,00	0,86
ARSP	1	0,58	0,22	-	-	-	0,32	0,76	0,98	0,78
	2	0,53	0,20	-	-	-	0,29	0,72	0,96	0,75
MCC	1	0,80	0,29	-	-	-	0,70	1,07	1,44	1,12
	2	0,78	0,29	-	-	-	0,68	1,05	1,39	1,09
CC	1	0,49	0,22	-	-	-	0,42	0,70	0,83	0,75
	2	0,54	0,21	-	-	-	0,47	0,71	0,90	0,74
Média		0,61	0,24	1,17	0,74	0,90	0,51	0,83	1,06	0,86
Desvio padrão		0,11	0,04	0,04	0,02	0,03	0,16	0,15	0,23	0,15

Continuação da Tabela 4.5 – Comparação da tensão de cisalhamento experimental com as tensões de cisalhamento calculadas com os modelos empíricos.

Modelos experimentais		τ_{emp}/τ_{exp} – Modelos empíricos							
Tipo de interface	Número	Tsoukantas e Tassios (1989)	Mendonça (2002)	Araújo (2002)	Judice (2002)	Gohnert* (2003)	Gohnert** (2003)	Menkulasi e Robeerts-Wollmann (2005)	Chung, Shim, Hyun e Kim (2010)
Monolítica	1	1,20	0,68	-	0,68	-	-	-	-
	2	1,27	0,71	-	0,72	-	-	-	-
ARSP	1	1,16	0,69	-	0,69	0,41	0,52	0,39	0,26
	2	1,14	0,67	-	0,67	0,41	0,50	0,37	0,24
MCC	1	1,70	1,01	-	1,01	0,62	1,34	0,56	0,37
	2	1,65	0,97	-	0,97	0,58	1,27	0,53	0,35
CC	1	1,10	0,60	3,12	0,60	0,35	0,68	0,30	0,23
	2	1,08	0,63	3,00	0,63	0,37	0,86	0,36	0,27
Média		1,29	0,75	1,83	0,75	0,46	0,86	0,42	0,29
Desvio padrão		0,25	0,16	0,13	0,16	0,11	0,37	0,10	0,06

* Tensão em função da resistência à compressão;

** Tensão em função do nível de rugosidade da interface.

4.2 AVALIAÇÃO DA TAXA DE ARMADURA

Neste item são analisados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto do tipo duplo “L” com conector de cisalhamento e dos ensaios de cisalhamento direto do tipo três blocos.

4.2.1 Modelos duplo “L” com conectores

A variável analisada nessa etapa da pesquisa foi a taxa de armadura normal à interface (ρ). Foram adotados seis diferentes valores para a taxa de armadura, como apresentado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Resumo das propriedades do concreto e dos resultados dos ensaios em modelos de cisalhamento direto do tipo duplo “L”.

Tipo de ensaio - Duplo "L"								
ρ	Modelo	f_{cm} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	E_c (GPa)	τ_{exp} (MPa)	$\tau_{exp}/f_{ct,sp}$	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	σ_n (MPa)
0,19	1	37,5 ± 1,10	4,2 ± 0,20	23,7 ± 0,3	2,85	0,68	119,72	0,10*
	2	36,6 ± 1,60	4,2 ± 0,20	22,9 ± 0,6	2,91	0,69	122,59	0,08*
0,30	1	33,4 ± 0,50	3,9 ± 0,30	23,0 ± 0,4	3,52	0,90	147,91	2,05**
	2	38,1 ± 0,40	3,9 ± 0,40	23,0 ± 1,0	3,62	0,93	151,84	2,05**
0,37	1	34,9 ± 2,80	4,3 ± 0,30	22,9 ± 0,6	3,32	0,77	139,03	2,20**
	2	34,9 ± 2,80	4,3 ± 0,30	22,9 ± 0,6	3,18	0,74	133,85	2,20**
0,50	1	32,7 ± 0,67	3,6 ± 0,11	23,4 ± 0,35	4,64	1,29	237,61	3,42**
	2	32,8 ± 1,07	3,5 ± 0,15	23,6 ± 0,47	4,57	1,31	233,79	3,42**
0,80	1	35,3 ± 0,72	3,5 ± 0,24	34,5 ± 1,60	3,99	1,14	204,31	4,67**
	2	34,0 ± 1,22	3,5 ± 0,31	30,7 ± 2,49	4,00	1,14	204,95	4,67**
1,20	1	34,5 ± 0,50	3,5 ± 0,24	23,6 ± 0,46	5,19	1,48	265,73	7,07**
	2	36,4 ± 1,16	3,5 ± 0,31	24,4 ± 0,96	4,89	1,40	250,48	7,07**

* $\sigma_n = \rho \varepsilon E$.

** $\sigma_n = \rho f_y$;

A interface dos modelos ensaiados era naturalmente rugosa, obtida com Aditivo Retardador Superficial de Pega.

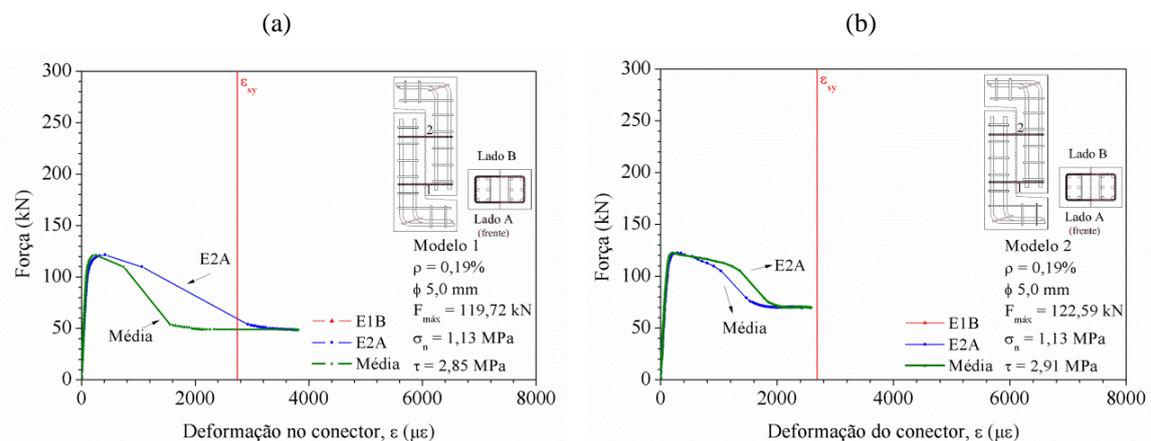
Para a determinação da tensão normal à interface (σ_n), foram utilizados os resultados de caracterização do aço, apresentados no item 3.1. Na maioria dos ensaios, verificou-se que a ruptura da ligação, ou seja, o momento em que se chegou à força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) ocorreu antes que a deformação de escoamento do aço fosse atingida (Figura 4.13 a 4.18). Dessa forma, σ_n foi calculada por $\sigma_n = \rho \varepsilon E_s$, onde ε é a deformação da armadura do conector determinada através do ensaio de cisalhamento, a qual se mostrou menor do que a deformação de escoamento do aço, ε_{sy} , e E_s é o valor do módulo de elasticidade do

aço. Contudo, nos casos em que essa deformação, ε , apresentou-se maior ou igual a ε_{sy} , adotou-se $\sigma_n = \rho f_y$, onde f_y é a tensão de escoamento do aço.

Na Figura 4.13 são apresentadas curvas de força *versus* deformação do conector para os modelos com taxa de armadura igual a 0,19%. O primeiro modelo (DL_{E1}-0,19 – Figura 5.13a) atingiu uma força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) no ensaio igual a 119,72 kN, ou o equivalente a uma tensão de cisalhamento de 2,85 MPa. Já no modelo DL_{E2}-0,19 (Figura 4.13b), o valor da força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) foi 2% maior que no primeiro modelo, contudo, não sendo esta pequena diferença considerada significativa. Observa-se, ainda, que nos dois modelos a força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) é atingida antes que fosse atingida a deformação de escoamento da armadura (ε_{sy}), ou seja, a ligação rompeu antes que o escoamento da armadura fosse atingido.

No caso do modelo com taxa de armadura (ρ) igual a 0,30%, assim como nos modelos com taxa de armadura (ρ) igual a 0,19%, a ligação rompeu antes que fosse atingida a deformação de escoamento do aço, ε_{sy} (Figura 4.14). Em termos de tensão de cisalhamento, observa-se que ao se aumentar a taxa de armadura de 0,19% para 0,30%, há um aumento de 24%, o qual pode ser considerado significativo no que diz respeito à resistência da ligação.

Figura 4.13 – Força *versus* deformação no conector para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,19\%$.

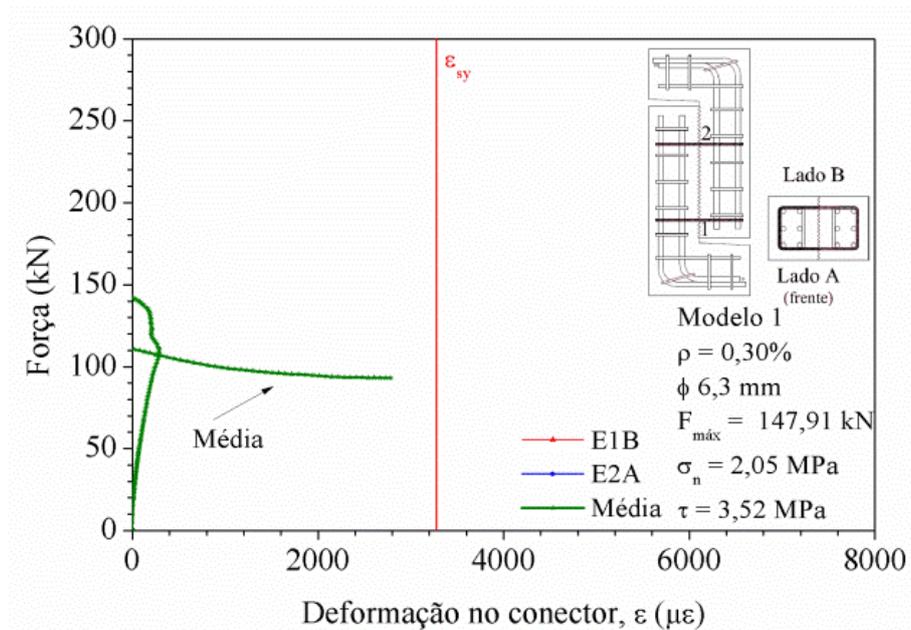


Quanto à deformação do conector, no modelo DL_{E2}-0,30 (Figura 4.14b) observa-se que mesmo depois de atingida a força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) da ligação, esta se mantém constante enquanto a deformação do conector aumenta da ordem de 400 $\mu\varepsilon$ para cerca de 2000 $\mu\varepsilon$, o que não se verifica nos ensaios com taxa de armadura igual a 0,19%, nos quais foi

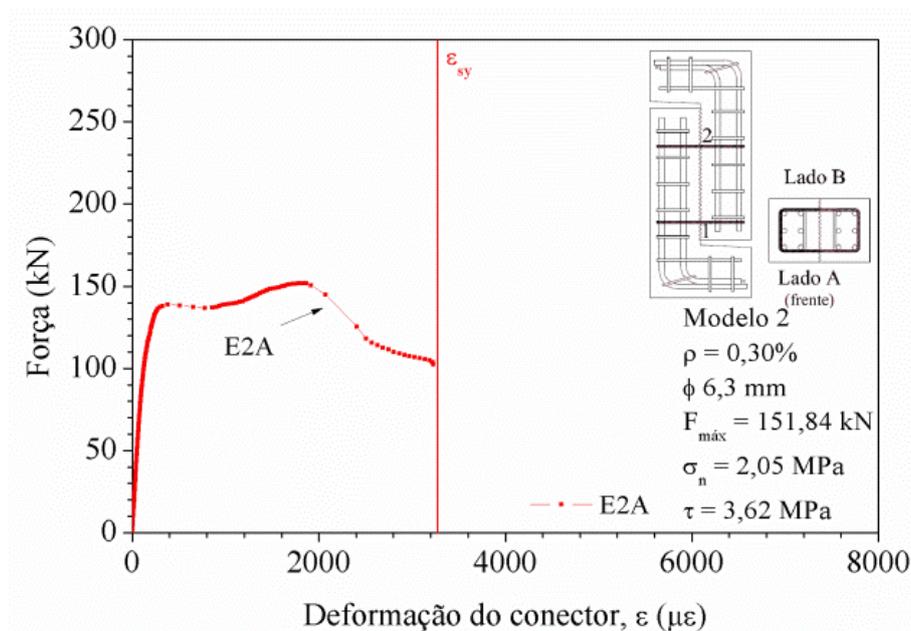
observada uma redução da força depois de atingida $F_{m\acute{a}x}$. Isso sugere que a taxa de armadura de 0,30% seria o valor da taxa de armadura mínima para essa ligaao. Esse valor é condizente com o PCI (2010) que recomenda uma taxa de armadura mínima de 0,22%.

Figura 4.14 – Força *versus* deformação no conector para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,30\%$.

(a)



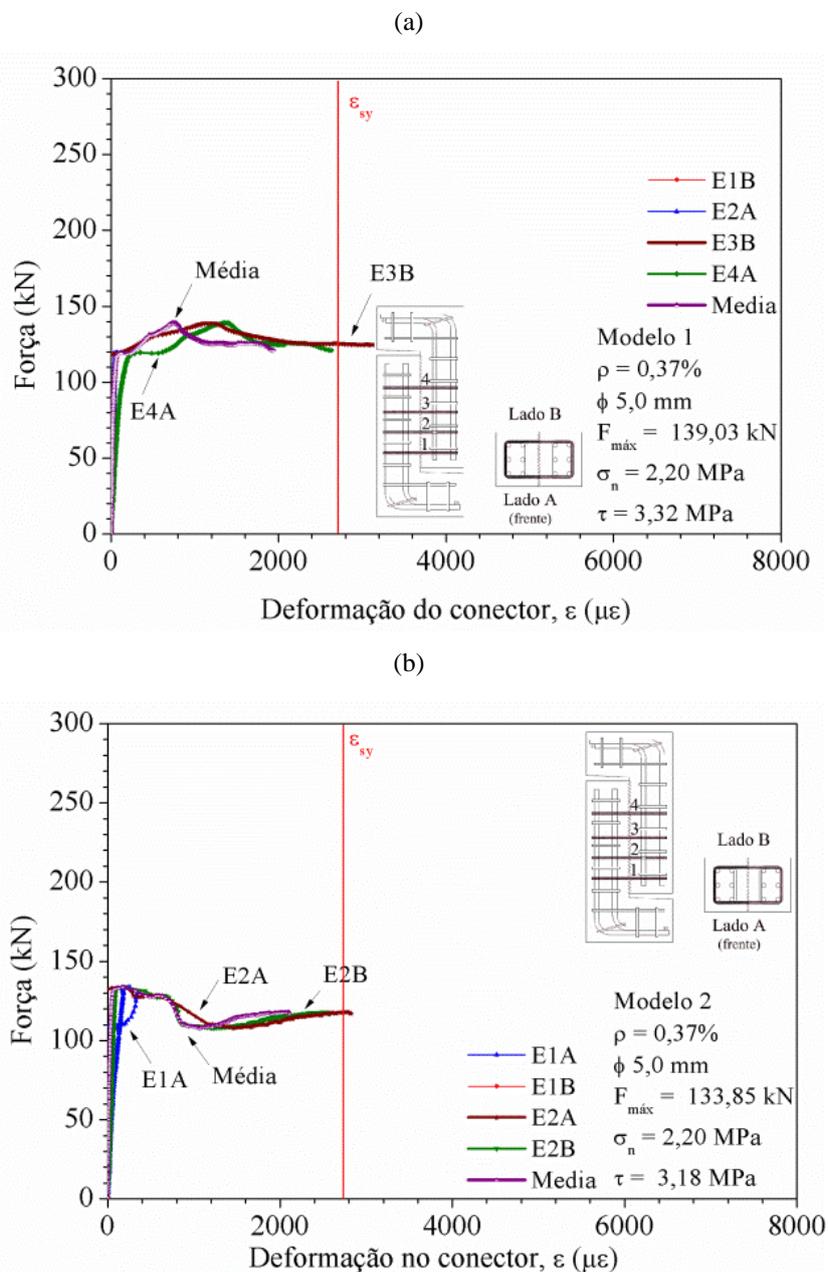
(b)



O acréscimo da taxa de armadura (ρ) de 0,19% para 0,37% mostrou um acréscimo da força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) de 13% e, contraditoriamente, uma redução de 10% quando se

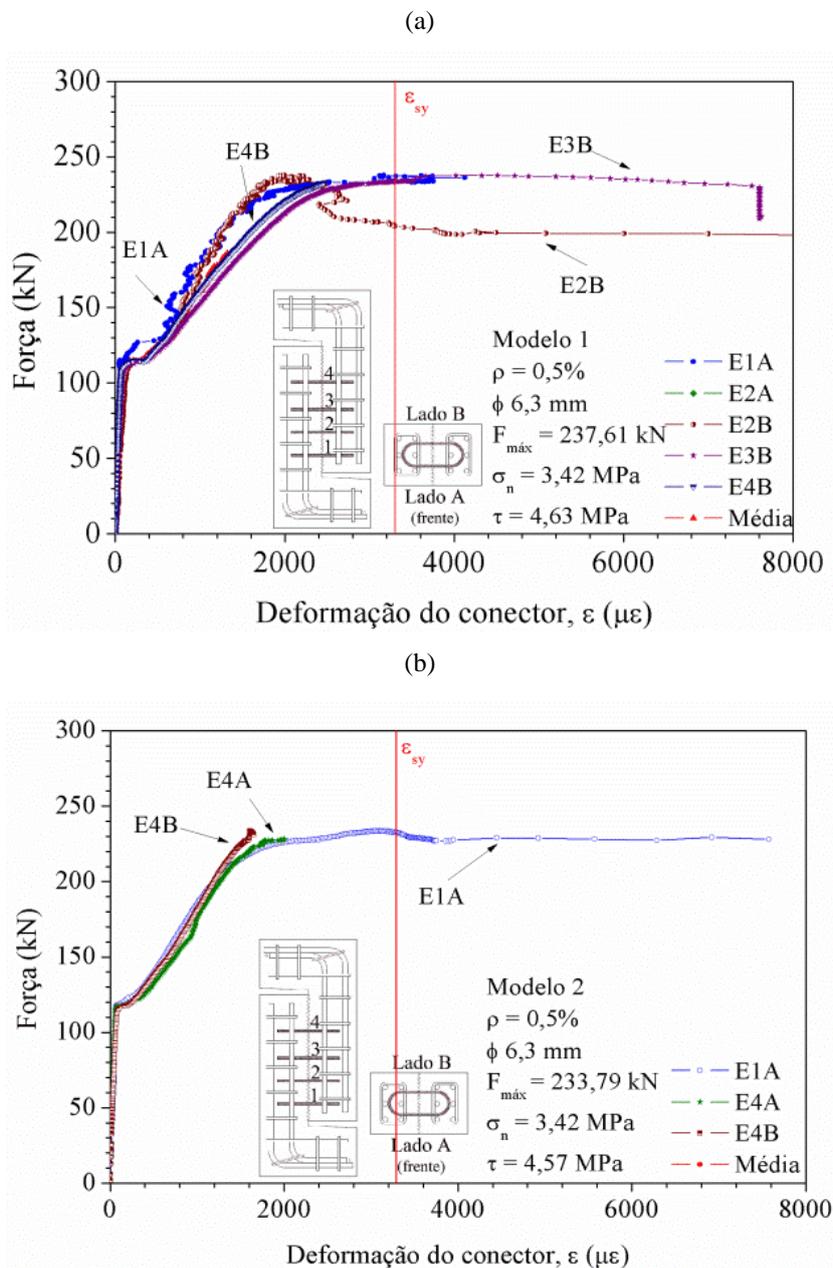
compara o modelo com taxa de armadura (ρ) de 0,30% com o modelo com taxa de armadura (ρ) 0,37%. Isso, provavelmente, ocorreu porque neste caso a taxa de armadura ainda é muito próxima da armadura mínima, o que pode ser constatado da Figura 4.15 que mostra que a força máxima da ligação ($F_{m\acute{a}x}$) foi atingida antes do escoamento da armadura, mantendo-se constante até que a armadura atingisse o escoamento. A redução na força máxima com relação ao modelo com taxa de armadura de 0,30% pode ser devida à redução do diâmetro do estribo, que passou de 6,3 mm para 5 mm, tendo essa redução maior influência que o pequeno aumento da taxa de armadura.

Figura 4.15 – Força *versus* deformação no conector para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,37\%$.



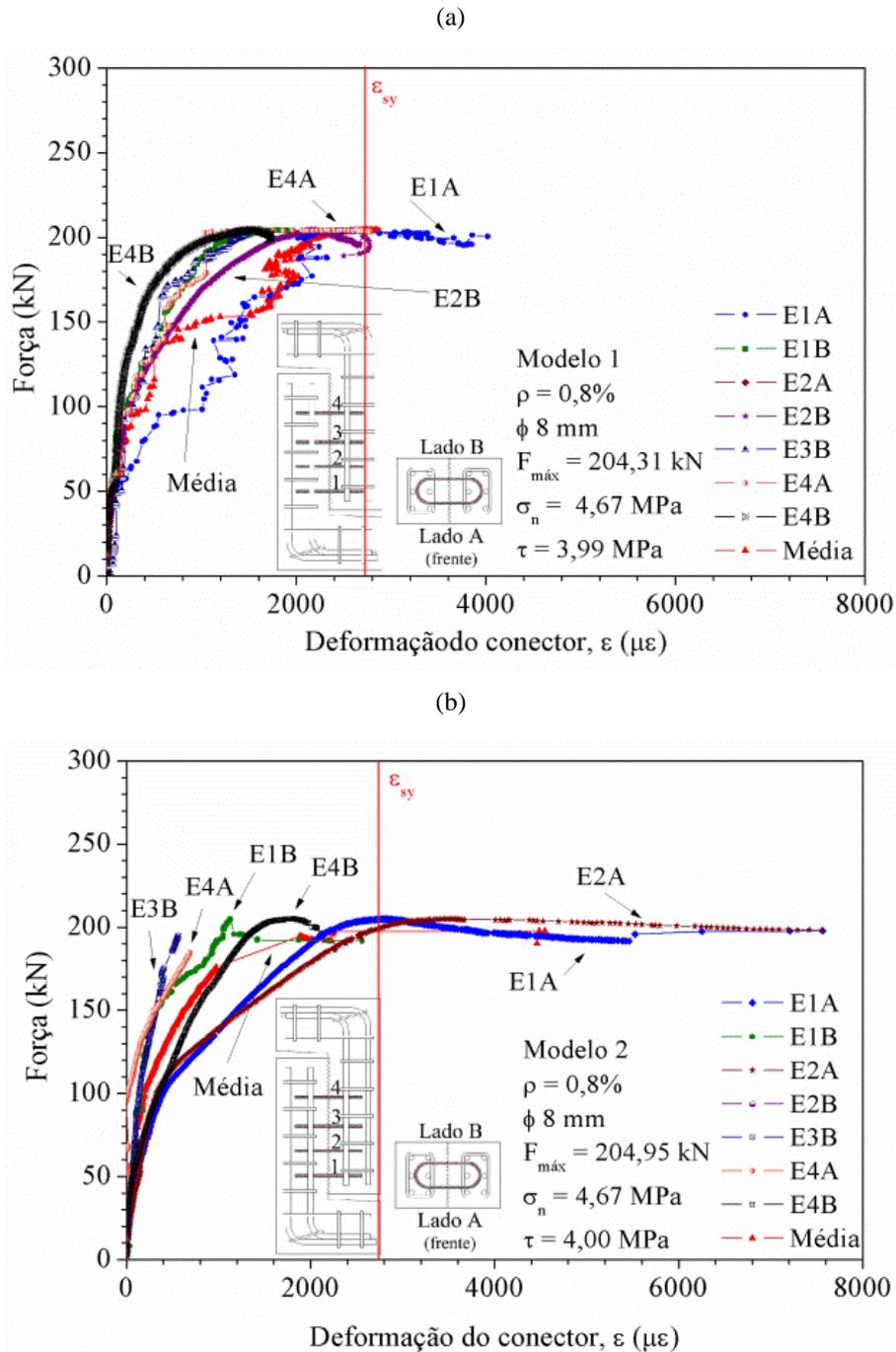
Na Figura 4.16 são apresentados os resultados de força *versus* deformação no conector para os modelos DL_L-0,50, com taxa de armadura de 0,50%. Diante desses resultados, observa-se que, neste caso, a armadura normal à interface contribuiu com a resistência da ligação após a ruptura da aderência, pois nota-se um aumento da deformação da armadura com conseqüente aumento da resistência da ligação. A força máxima ($F_{\text{máx}}$), que foi, em média, 95% maior que a força máxima observada no modelo com taxa de armadura de 0,19%, foi atingida para deformações na armadura superiores a 2000 $\mu\epsilon$, portanto, muito próximo do escoamento do aço.

Figura 4.16 – Força *versus* deformação no conector para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,50\%$.



Ressalta-se que, no caso dos modelos DL_L, a distância entre o conector tipo laço e a borda é maior que nos modelos DL_E, onde a armadura normal à interface foi colocada em forma de estribo. Esse fato sugere que essa distância, ou seja, o cobrimento de concreto sobre o conector também pode ser um fator que influencia a resistência da ligação, como já demonstrado na literatura (TSOUKANTAS; TASSIOS, 1989).

Figura 4.17 – Força versus deformação no conector para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 0,80\%$.



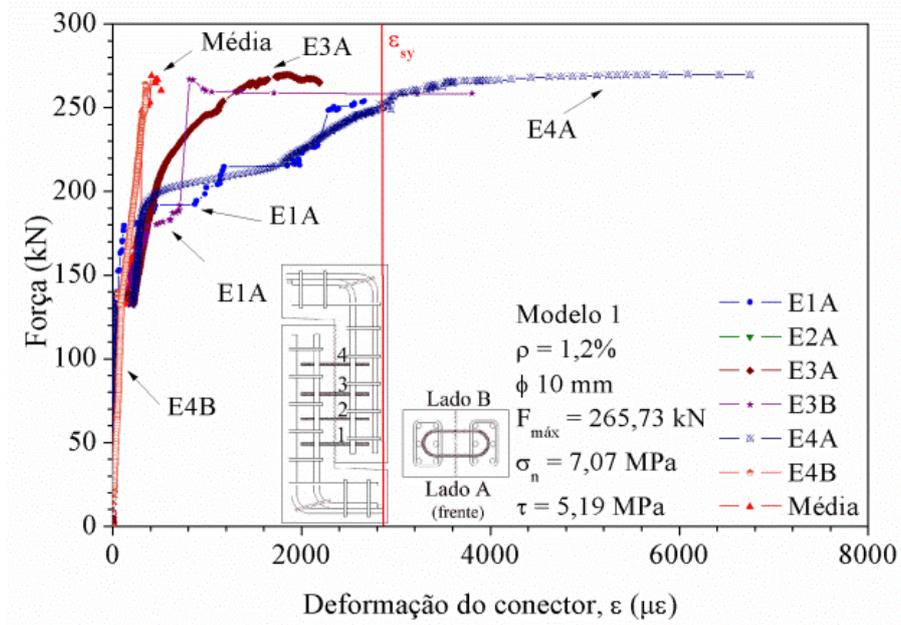
No modelo DL_{L2}-1,2 (Figura 4.18), o comportamento da ligação foi semelhante ao observado no modelo com taxa de armadura igual a 0,8%. O acréscimo da força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) com relação aos modelos com taxa de armadura igual a 0,8% foi, em média, de 26%. Neste caso, houve um aumento da taxa de armadura acompanhado do aumento do diâmetro do conector, que permaneceu com a mesma distribuição do modelo DL_{L2}-0,8, isto é, com quatro conectores. Dessa forma, além do aumento da contribuição do atrito na interface na resistência da ligação, deve ter havido um aumento significativo da contribuição do efeito de pino da armadura normal à interface.

Assim como na primeira etapa da pesquisa, os resultados obtidos dos ensaios foram comparados com os resultados obtidos dos modelos empíricos apresentados no Capítulo 2. Avaliando os resultados da Tabela 4.5, verifica-se que o modelo de Hanson (1960) foi o modelo (equação (2.33)) que melhor se adequou aos resultados experimentais, independentemente da taxa de armadura, apresentando valor médio da relação τ_{emp}/τ_{exp} igual a 0,92 e desvio padrão de 0,18. Essa relação indica uma situação conservadora com o uso dessa equação. Ressalta-se que a equação 2.33 depende apenas da taxa de armadura (ρ) e, na Tabela 4.5, observa-se que para valores de ρ da ordem de 0,30% são aqueles nos quais a adequação dos resultados experimentais e o modelo se mostram mais satisfatórios. Considerando apenas os valores de taxa de armadura, ρ , acima da armadura mínima, ou seja, os modelos com ρ acima de 0,30%, observa-se que o modelo de Hanson (1960) ainda é o que melhor se adéqua, apresentando valor médio da relação τ_{emp}/τ_{exp} ainda mais conservador, igual a 0,87 e desvio padrão de 0,15.

De forma geral, os resultados dos ensaios mostraram que a ruptura da ligação à aderência ocorreu antes que a deformação de escoamento do aço fosse atingida, contudo, verificou-se também que para valores de ρ maiores que 0,3%, a qual sugere ser a armadura mínima para este tipo de ensaio, há primeiramente essa ruptura, porém, o modelo continua suportando mais carga e aumentando sua deformação, fazendo com que esta se aproxime da deformação de escoamento do aço (ϵ_{sy}), ou até mesmo ultrapasse tal valor.

Figura 4.18 – Força versus deformação no conector para os modelos do tipo duplo “L” – $\rho = 1,20\%$.

(a)



(b)

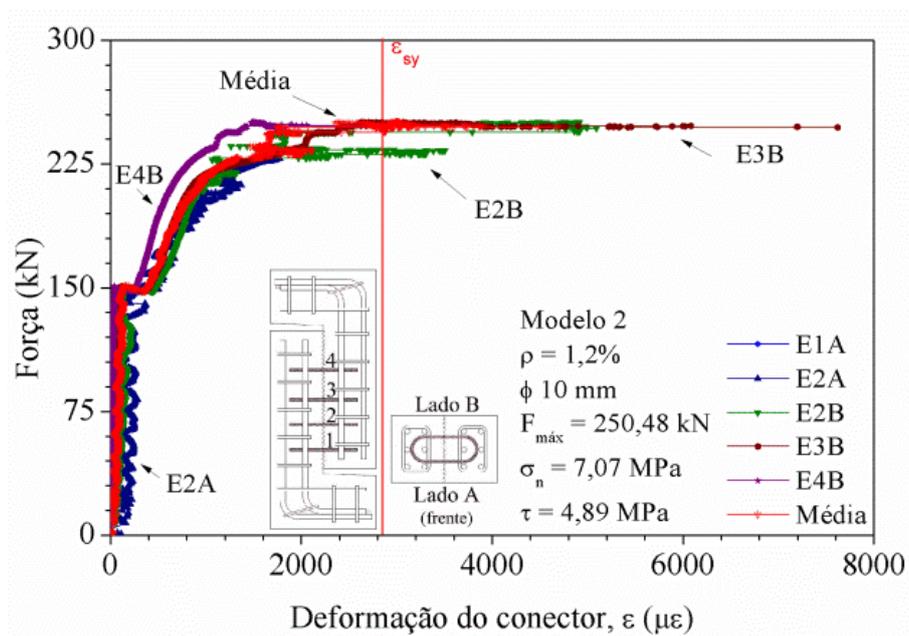


Tabela 4.5 – Comparação da tensão de cisalhamento experimental com as tensões de cisalhamento calculadas com os modelos empíricos.

Modelos experimentais		τ_{emp}/τ_{exp} Modelos empíricos							
Taxa de armadura – ρ	Número	Hanson (1960)	Birkeland e Birkeland (1966)	Birkeland (1968)	Mast (1968)	Mattock (1974)	Shaikh (1978)	Walraven, Fréney e Pruijssers (1987)	Mattock (1988)
0,19	1	1,21	0,67	1,04	0,55	1,28	0,62	1,42	1,50
	2	1,19	0,66	1,01	0,54	1,26	0,61	1,38	1,45
0,30	1	0,98	0,99	1,13	0,81	1,25	0,68	1,47	1,36
	2	0,95	0,97	1,10	0,79	1,22	0,66	1,53	1,39
0,37	1	1,04	1,13	1,24	0,93	1,36	0,74	1,64	1,50
	2	1,09	1,18	0,89	0,97	1,42	0,77	1,72	1,57
0,50	1	0,74	1,03	1,12	1,03	1,18	0,66	1,41	1,26
	2	0,76	1,05	1,29	1,05	1,20	0,67	1,43	1,28
0,80	1	0,87	1,63	1,50	1,63	1,63	0,90	1,99	1,75
	2	0,86	1,63	1,16	1,63	1,62	0,90	1,94	1,73
1,20	1	0,67	1,91	1,51	*	1,62	0,85	1,85	1,71
	2	0,71	2,02	1,51	*	1,72	0,90	2,04	1,83
Média		0,92	1,24	1,21	0,99	1,40	0,75	1,65	1,53
Desvio Padrão		0,18	0,45	0,21	0,38	0,20	0,11	0,25	0,19

* Inválido, pois $\tau_u > 0,15f_{cm} \text{ tag } \phi$

Continuação da Tabela 4.5 – Comparação da tensão de cisalhamento experimental com as tensões de cisalhamento calculadas com os modelos empíricos.

Modelos experimentais		τ_{emp}/τ_{exp} Modelos empíricos							
Taxa de armadura - ρ	Número	Mau e Hsu (1988)	Tsoukantas e Tassios (1989)	Mattock (1994)	Mendonça (2002)	Gohnert** (2003)	Gohnert*** (2003)	Menkulasi e Robeerts-Wollmann (2005)	Chung, Shim, Hyun e Kim (2010)
0,19	1	1,51	2,05	0,10	1,10	0,58	0,66	0,59	0,47
	2	1,46	1,97	0,10	1,07	0,56	0,65	0,58	0,46
0,30	1	1,55	1,87	0,19	1,05	0,43	0,54	0,62	0,56
	2	1,61	1,99	0,18	1,08	0,46	0,52	0,60	0,55
0,37	1	1,74	2,09	0,22	1,17	0,47	0,57	0,67	0,63
	2	1,82	2,18	0,23	1,22	0,49	0,60	0,70	0,66
0,50	1	1,50	1,66	0,23	1,03	0,32	0,41	0,62	0,64
	2	1,53	1,69	0,23	1,05	0,33	0,41	0,63	0,65
0,80	1	2,12	2,25	0,34	1,47	0,40	0,47	0,88	0,96
	2	2,08	2,19	0,34	1,46	0,39	0,47	0,87	0,96
1,20	1	1,99	1,96	0,36	1,50	0,30	0,36	0,91	1,07
	2	2,16	2,16	0,38	1,61	0,33	0,39	0,97	1,13
Média		1,75	2,00	0,24	1,23	0,42	0,51	0,72	0,73
Desvio Padrão		0,27	0,19	0,09	0,21	0,09	0,10	0,14	0,24

** Em função da resistência à compressão do concreto.

*** Em função da rugosidade da interface.

Outro modelo empírico ainda mais conservador foi o modelo proposto por Shaikh (1978). Com este modelo, a média dos resultados foi de 0,75 e o desvio padrão de 0,11. Porém, neste modelo mais variáveis são consideradas além da taxa de armadura, como o coeficiente de atrito (μ). A equação 2.47 é uma equação semelhante à do PCI (2010), entretanto, o valor o coeficiente de atrito (μ) adotado no PCI (2010) para superfícies naturalmente rugosas é igual a 0,6, enquanto no modelo de Shaikh (1978), para ligação entre concretos com interface rugosa, é sugerido um valor igual a 0,4.

No caso do modelo de Shaikh (1978) a melhor adequação para o nível de rugosidade avaliado foi para os modelos com ρ da ordem de 0,80% a 1,20%. Portanto, ao se comparar com o modelo de Hanson (1960), por exemplo, fica claro que o modelo de Shaikh (1978) é mais adequado para as situações onde a taxa de armadura é superior à taxa de armadura mínima, neste trabalho estabelecida como 0,3%.

4.2.2 Proposta de modelo empírico para cálculo da resistência da ligação

Baseado no modelo de atrito-cisalhamento do PCI (2010) e de posse dos resultados dos ensaios com modelos de cisalhamento direto do tipo duplo “L”, foram propostos dois modelos analíticos (equações (4.1) e (4.2)) para determinação da resistência ao cisalhamento da ligação entre interfaces naturalmente rugosas de concreto.

$$\tau_u = 2,94 + 0,3\rho f_y \quad (4.1)$$

$$\tau_u = 1,76 + 1,2\Phi \quad (4.2)$$

Onde:

$$\Phi = \sqrt{\rho f_y};$$

τ_u é a resistência ao cisalhamento da ligação, em MPa;

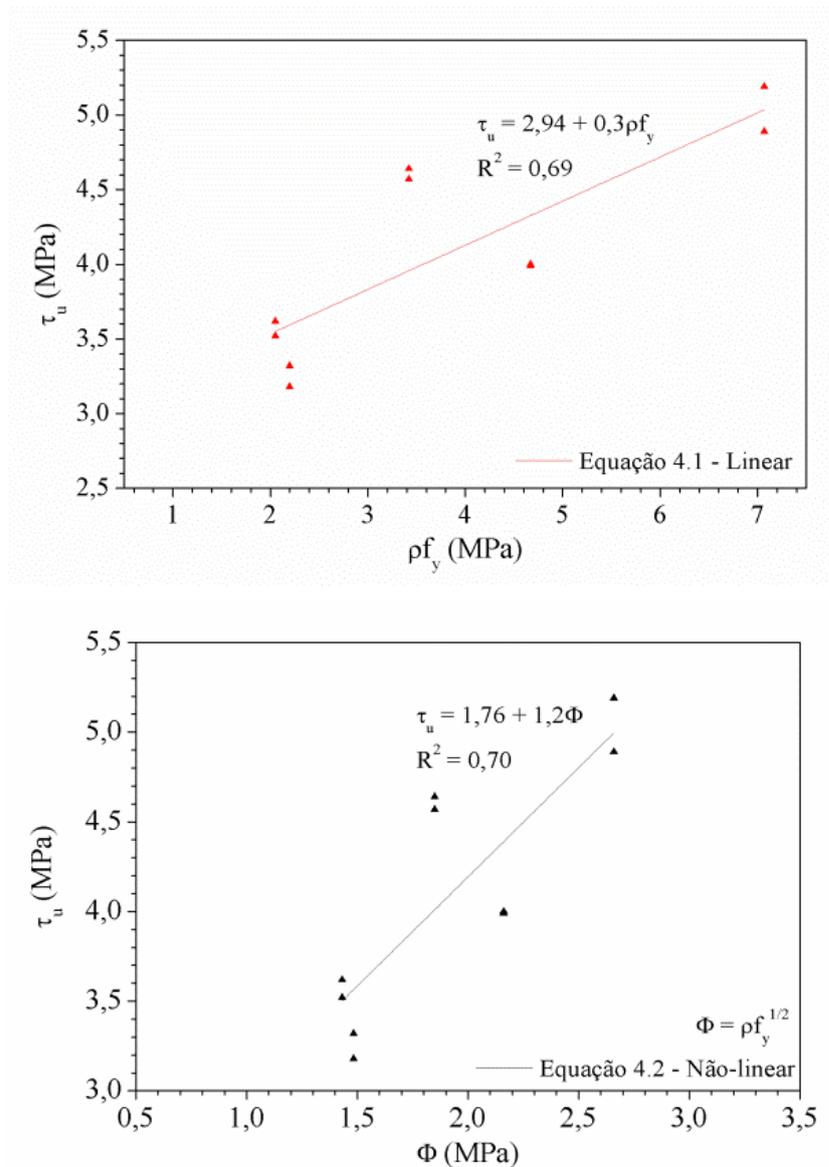
ρ é a taxa de armadura normal à interface;

f_y é tensão de escoamento do aço.

Assim como no modelo do PCI (2010), a interface na ligação é pré-fissurada e possui certa rugosidade, a qual, para os modelos propostos, é de aproximadamente 5,4 mm.

A equação (4.1) admite uma variação linear entre a resistência da interface e a tensão normal à interface, modelo de equação sugerida pela FIP (1998). A equação (4.2) segue o modelo de equação proposta no PCI (2010), isto é, admitindo que a resistência da interface cresça com a raiz quadrada da tensão normal à interface. Em ambas as equações há um termo constante que representa a parcela de resistência devido à aderência e que neste trabalho foi determinada a partir da regressão linear aplicada nos valores de ensaio, como apresentado na Figura 4.19.

Figura 4.19 - Correlação entre resistência ao cisalhamento e tensão normal à interface.



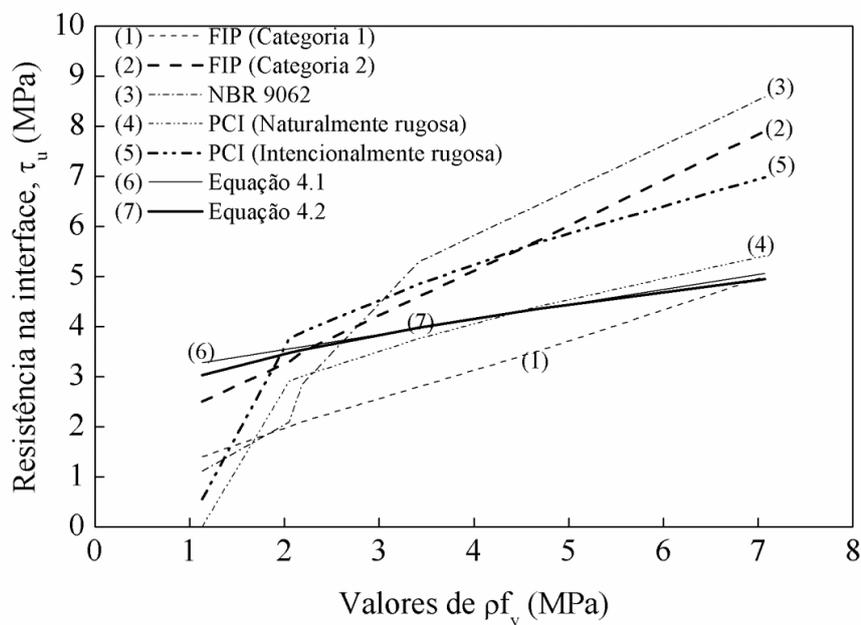
Nas equações 4.1 e 4.2, a contribuição da armadura transversal deve ser considerada apenas se a taxa de armadura for superior à mínima, determinada neste trabalho igual a 0,30%. Deve-se garantir, também, uma tensão normal à interface de pelo menos 0,5 MPa, o que pode ser garantido com a colocação da taxa de armadura mínima de 0,3%. Recomenda-se, ainda,

limitar a taxa de armadura normal à interface em, no máximo, 1,2% por falta de resultados experimentais que comprovem a validade dessas equações para maiores taxas de armadura.

As equações (4.1) e (4.2) foram comparadas com as recomendações do PCI (2010), tanto para superfície naturalmente rugosa quanto para superfície intencionalmente rugosa, e com as recomendações da FIP (1998), porém, considerando Categoria 1 e Categoria 2. Elas também foram comparadas com as recomendações da NBR 9062 (2006). Todas essas recomendações estão mostradas no item 2.4.

Na Figura 4.20 e nas Tabelas 4.8 a 4.10 é feita a comparação das equações (4.1) e (4.2) propostas neste trabalho com as equações propostas pelas recomendações de normas e regulamentos mostradas no item 2.4. Neste caso, foram utilizados os valores dos ensaios de cisalhamento direto do tipo duplo “L” (Tabela 4.4). Gráficamente, verifica-se que tanto o modelo linear (equação (4.1)) quanto o modelo não linear (equação (4.2)) têm ajustes mais próximo com as equações propostas no PCI (2010) – superfície naturalmente rugosa, assim como com a FIP (1998) – Categoria 1.

Figura 4.20 – Resistência de projeto na interface em função da taxa de armadura para cada caso típico – Dados dos ensaios com modelos do tipo duplo “L”.



Na Tabela 4.6 é feita a comparação da resistência avaliada pelas recomendações de normas e regulamentos com a resistência da ligação obtida dos ensaios. Neste caso, calculou-se a relação τ_{emp}/τ_{exp} , sendo τ_{emp} aquela determinada com a equação da norma ou regulamento descrito no item 2.4. Observa dessa tabela que tanto o PCI (2010) – superfície naturalmente

rugosa, quanto a FIP (1998) – Categoria 1 apresentaram valores conservadores e menores desvios padrões, ou seja, melhor se adequaram aos resultados dos ensaios.

Tabela 4.6 – Comparação da tensão de cisalhamento obtida pelo PCI (2010), pela FIP (1998) e pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com as tensões de cisalhamento obtidas nos ensaios.

Modelos experimentais		τ_{emp}/τ_{exp} - Normas				
ρ	Nº	FIP (1998) (Categoria 1)	FIP 91998) (Categoria 2)	PCI (2010) – Intencionalmente rugosa	PCI (2010) – Naturalmente rugosa	NBR 9062 (ABNT, 2006)
0,19	1	0,50	0,88	0,20	0,00	0,39
	2	0,49	0,86	0,19	0,00	0,38
0,30	1	0,56	0,95	1,07	0,83	0,60
	2	0,55	0,92	1,04	0,80	0,58
0,37	1	0,62	1,05	1,17	0,91	0,86
	2	0,65	1,09	1,22	0,95	0,90
0,50	1	0,60	0,98	1,05	0,81	1,14
	2	0,61	1,00	1,06	0,82	1,16
0,80	1	0,89	1,43	1,42	1,10	1,61
	2	0,89	1,42	1,42	1,10	1,60
1,20	1	0,96	1,51	1,35	1,04	1,65
	2	1,02	1,61	1,43	1,11	1,75
Média		0,69	1,14	1,05	0,79	1,05
Desvio padrão		0,19	0,27	0,43	0,39	0,51

No que diz respeito à NBR 9062 (ABNT, 2006), verifica-se que a relação entre a tensão resistente sugerida pela norma e a tensão experimental tem o que poderia ser considerado o melhor valor médio, pois é o que mais se aproxima da unidade, porém, essa relação, assim como a obtida para o PCI (2010) – superfície intencionalmente rugosa, apresentou valor de desvio padrão excessivamente alto, ou seja, o espectro de resistências sofre grande influência da taxa de armadura (ρ). No caso do PCI (2010) – superfície intencionalmente rugosa, ele representa relativamente bem os ensaios com baixas taxas de armadura, porém superestima a resistência dos ensaios com altas taxas de armadura. Isso mostra que de fato o nível de rugosidade obtido nessa pesquisa com o Aditivo Retardador Superficial de Pega não permite classificar a superfície da interface como intencionalmente rugosa.

Na Tabela 4.7 é apresentada a relação $\tau_{emp}/\tau_{modelo1}$, sendo τ_{emp} aquela determinada com a equação da norma ou regulamento descrito no item 2.4 e $\tau_{modelo1}$ aquela determinada com a aplicação da equação (4.1). Na Tabela 4.8 é feita comparação semelhante, entretanto $\tau_{modelo2}$ representa a tensão resistente calculada com a equação (4.2).

Tabela 4.7 – Comparação da tensão de cisalhamento obtida pelo PCI (2010), pela FIP (1998) e pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com as tensões de cisalhamento obtidas com a equação (4.1).

Taxa de armadura – ρ	$\tau_{emp}/\tau_{modelo1}$ Normas				
	FIB (Categoria 1)	FIB (Categoria 2)	PCI – Intencionalmente rugosa	PCI – Naturalmente rugosa	NBR 9062
0,19	0,46	0,81	0,18	0,00	0,36
0,30	0,58	0,98	1,10	0,85	0,61
0,39	0,60	1,00	1,12	0,87	0,83
0,50	0,72	1,18	1,26	0,97	1,37
0,80	0,83	1,33	1,33	1,03	1,50
1,20	0,98	1,55	1,38	1,07	1,69
Média	0,67	1,10	1,03	0,77	1,00
Desvio Padrão	0,16	0,23	0,43	0,39	0,49

Tabela 4.8 – Comparação da tensão de cisalhamento obtida pelo PCI (2010), pela FIP (1998) e pela NBR 9062 (ABNT, 2006) com as tensões de cisalhamento obtidas com a equação (4.2).

Taxa de armadura – ρ	$\tau_{emp}/\tau_{modelo2}$ Normas				
	FIB (Categoria 1)	FIB (Categoria 2)	PCI – Intencionalmente rugosa	PCI – Naturalmente rugosa	NBR 9062
0,19	0,41	0,73	0,16	0,00	0,32
0,30	0,54	0,90	1,02	0,79	0,57
0,39	0,55	0,93	1,04	0,81	0,77
0,50	0,70	1,15	1,22	0,95	1,33
0,80	0,85	1,36	1,35	1,05	1,53
1,20	1,10	1,74	1,54	1,20	1,90
Média	0,69	1,13	1,06	0,80	1,07
Desvio Padrão	0,25	0,37	0,48	0,42	0,61

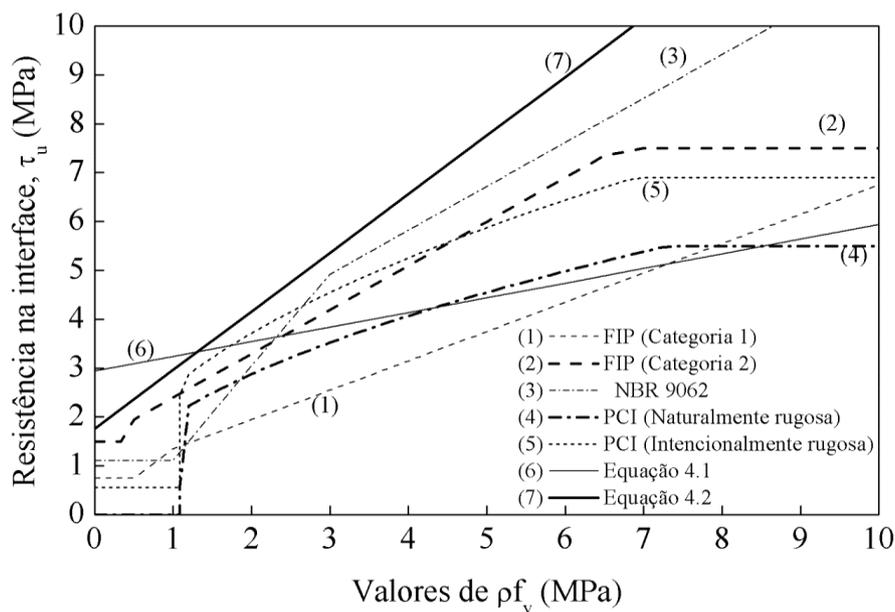
Observa-se dessas tabelas que novamente a equação do PCI (2010) – superfície naturalmente rugosa e a equação da FIP (1998) – Categoria 1 fornecem valores mais conservadores que os obtidos com as equações propostas neste trabalho. Já as equações da FIP (1998) – Categoria 2, do PCI (2010) – superfície intencionalmente rugosa e da NBR 9062 forneceram valores superiores aos obtidos com as equações propostas. Observa-se, ainda, que os valores obtidos com a equação (4.2) mostraram-se mais próximos dos valores obtidos com a equação do PCI (2010) – superfície naturalmente rugosa e com a equação da FIP (1998) – Categoria 1 que aqueles obtidos com a equação (4.1).

Portanto, as equações aqui propostas são válidas para valores de taxa de armadura de até 1,20%, sugerindo-se que seja adotada uma taxa de armadura mínima de 0,30%, valor pouco superior ao sugerido pelo PCI (2010). Sugere-se, ainda, que a tensão resistente da interface seja limitada ao máximo de 7,0 MPa, que é praticamente o mesmo valor sugerido pelo PCI (2010). Aplicando o modelo aqui proposto aos resultados dos ensaios de cisalhamento, chega a uma relação τ_{modelo}/τ_{exp} igual a 1,03, com desvio padrão de 0,10, para a equação (4.1) e igual a 1,00, com desvio padrão de 0,09, para a equação (4.2). Esses valores mostram que

essas equações são mais adequadas ao tipo de interface utilizada nessa pesquisa que as equações propostas pelas normas e regulamentos estudados.

Na Figura 4.21 é feita uma comparação das equações propostas neste trabalho com as equações propostas pelas normas e regulamentos estudados para a tensão normal à interface (ρf_y) variando de 0 a 10 MPa. Observa-se, neste caso, que as equações propostas se aproximam das equações propostas pela NBR 9062 (ABNT, 2006), como é o caso da equação (4.2), que se mostra a menos conservadora das equações. E a equação (4.1) aproxima-se da equação do PCI (2010) para superfície naturalmente rugosa. Ressalta-se que na região de baixa taxa de armadura há uma grande divergência com os valores das equações propostas devido ao fato de não terem sido embutidos coeficiente de minoração nessas equações.

Figura 4.21 – Resistência de projeto na interface em função da taxa de armadura para cada caso típico – Forma genérica.



5.2.3 Modelos de três blocos

Os ensaios de cisalhamento direto em modelos do tipo de três blocos fazem parte da segunda etapa do programa experimental definido para o desenvolvimento desta pesquisa. Como descrito no Capítulo 3, foram realizados três ensaios com modelos do tipo três blocos. Na Tabela 4.9 é apresentado o resumo das principais propriedades do concreto e dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

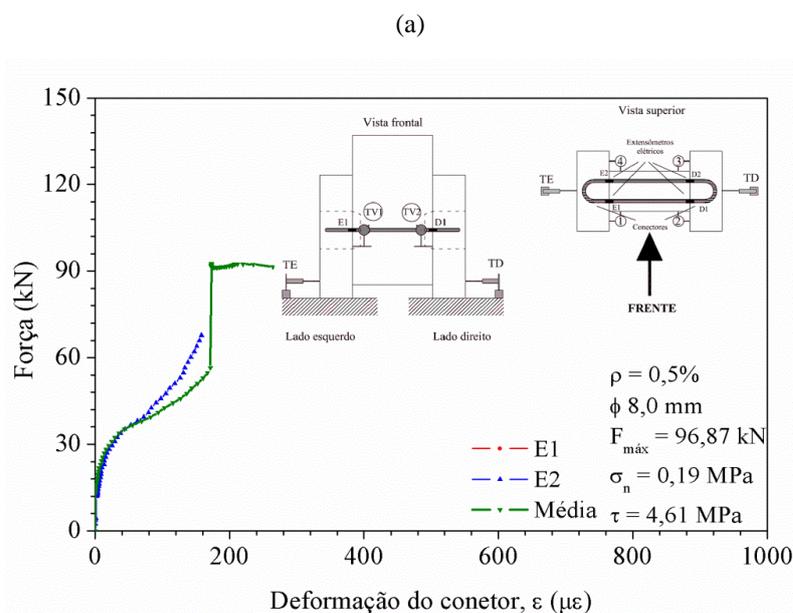
Tabela 4.9 – Resumo das propriedades do concreto e dos resultados do ensaio de cisalhamento direto do tipo três blocos.

ρ	Tipo de ensaio – Três blocos							E_c (GPa)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
	f_{cm} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	σ_n^* (MPa)	τ_{exp} (MPa)	$\tau_{exp}/f_{ct,sp}$			
0,50	$25,4 \pm 2,88$	$3,2 \pm 0,34$	96,87	0,19	4,61	1,44	$23,7 \pm 0,47$	0,45	
	$37,9 \pm 0,31$	$3,4 \pm 0,32$					$23,5 \pm 0,43$		
	$27,3 \pm 2,41$	$3,0 \pm 0,24$					$23,9 \pm 0,71$		
0,80	$25,2 \pm 2,99$	$2,8 \pm 0,21$	118,65	0,88	5,65	2,56	$23,8 \pm 0,55$	0,65	
	$29,1 \pm 2,84$	$3,1 \pm 0,17$					$22,8 \pm 0,53$		
	$34,5 \pm 0,42$	$3,1 \pm 0,24$					$23,5 \pm 0,68$		
1,20	$25,2 \pm 2,99$	$2,8 \pm 0,21$	109,76	1,34	5,23	2,74	$23,8 \pm 0,55$	0,53	
	$29,1 \pm 2,84$	$3,1 \pm 0,17$					$22,8 \pm 0,53$		
	$34,5 \pm 0,42$	$3,1 \pm 0,24$					$23,5 \pm 0,68$		

$$* \sigma_n = \rho \varepsilon_{m\acute{a}x} E_s.$$

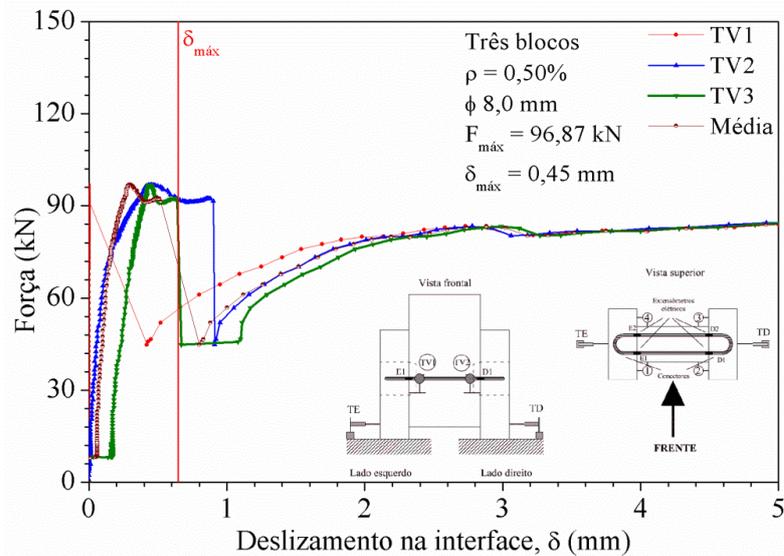
Na Figura 4.22 são apresentados os resultados do ensaio com taxa de armadura (ρ) igual a 0,50% (modelo TB-0,50), nos quais foram usados conectores de 8 mm de diâmetro. Esses conectores tinham diâmetro maior que o usado nos ensaios de duplo “L” para a obtenção da mesma taxa de armadura. Na Figura 4.22a são mostrados os resultados de força *versus* deformação do conector, enquanto na Figura 4.22b são mostrados os resultados de força *versus* deslizamento na interface.

Quanto à deformação do conector (Figura 4.22a), verifica-se que a ruptura da ligação deu-se antes que a deformação de escoamento do aço, ε_{sy} , fosse atingida, portanto, neste caso, o cálculo da tensão normal, σ_n , foi feito por $\sigma_n = \rho \varepsilon_{m\acute{a}x} E_s$, onde $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ é a deformação máxima do conector atingida no momento da ruptura da ligação.

Figura 4.22 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 0,50\%$.

Continuação – Figura 4.22 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 0,50\%$.

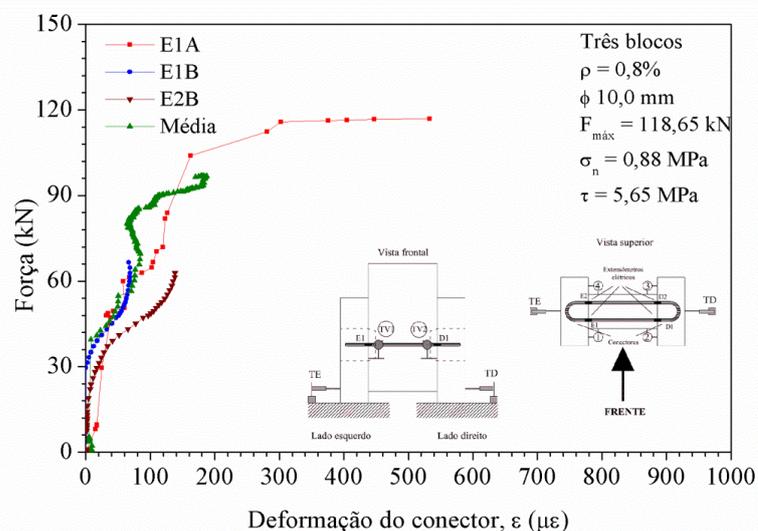
(b)



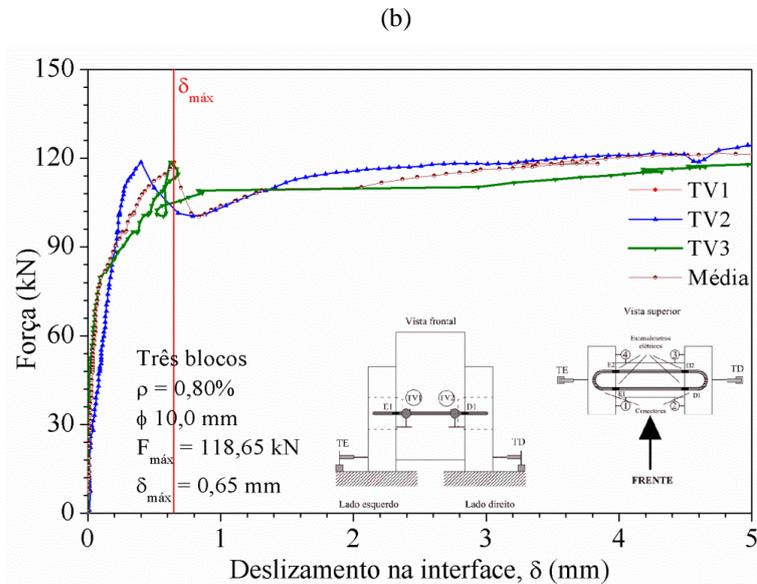
A Figura 4.23 apresenta o resultado do ensaio com taxa de armadura (ρ) igual a 0,80% (modelo TB-0,80). No que diz respeito à deformação no conector (Figura 4.23a), assim como no modelo TB-0,50, não se atingiu a deformação de escoamento do aço (ϵ_{sy}), sendo então σ_n calculada da mesma forma que no modelo anterior. Observa-se um acréscimo na resistência da ligação, comparada ao modelo TB-0,50, da ordem de 22%. Além disso, o aumento no valor da taxa de armadura, fez com que a ligação suportasse maior deslizamento antes de atingida a resistência da ligação, sendo esse acréscimo no deslizamento máximo ($\delta_{\text{máx}}$) da ordem de 44% com relação ao modelo TB-0,50.

Figura 4.23 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 0,80\%$.

(a)

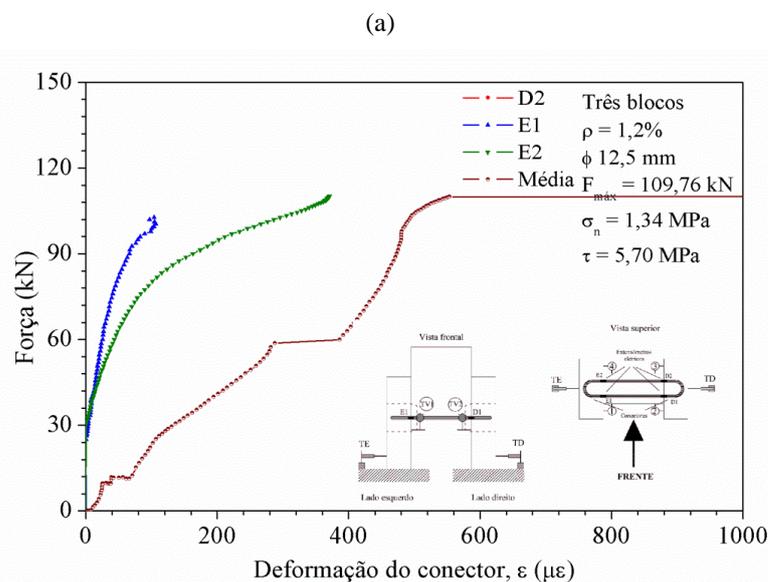


Continuação – Figura 4.23 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 0,80\%$.



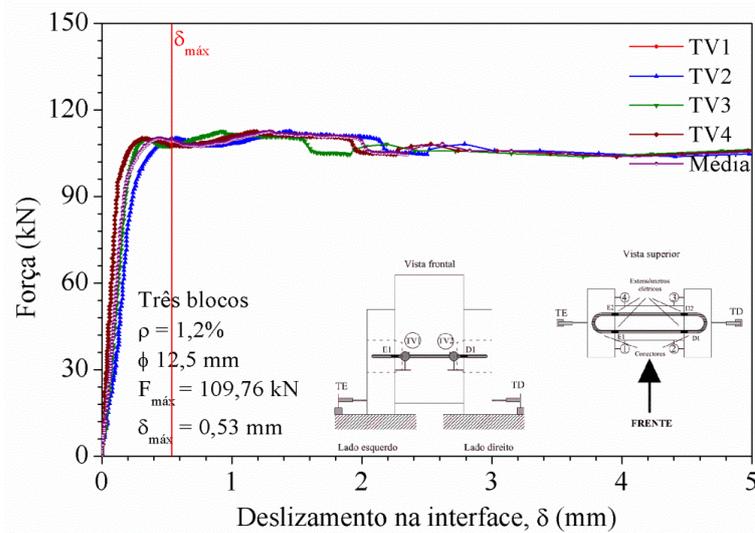
A Figura 4.24 apresenta o resultado do ensaio com taxa de armadura (ρ) igual a 1,20% (modelo TB-1,2). E, assim como nos demais modelos, a tensão normal, σ_n , foi calculada empregando a deformação do conector no momento da ruptura, obtida no ensaio, e o módulo de elasticidade do aço. Esse modelo apresentou menor deslizamento na ruptura ($\delta_{\text{máx}}$) que o modelo TB-0,80, porém apresentou uma resistência 24% maior que a do modelo TB-0,50 e 7,5% menor que a do modelo TB-0,8. A diferença para o modelo TB-0,8 pode ser considerada não significativa, o que sugere que o valor da taxa de armadura (ρ) igual a 1,20% esteja próximo a um valor máximo, por isso, não proporcionando acréscimo na resistência da ligação.

Figura 4.24 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 1,20\%$.



Continuação – Figura 4.24 – Ensaio de cisalhamento direto no modelo de três blocos – $\rho = 1,20\%$.

(b)



Vale ressaltar que, nos modelos TB-0,80 e TB-1,2, a força última foi maior que o valor indicado na Tabela 4.10. Isso porque nessa tabela foi informada a força máxima registrada até um deslocamento da ordem de 2,5 mm. Durante o ensaio, os deslizamentos atingiram valores superiores a 5 mm, acompanhado de aumento da resistência da ligação devido, provavelmente, ao efeito de pino do conector (aumentos de 27% e 2,4% para os modelos TB-0,80 e TB-1,20, respectivamente). Esse acréscimo de resistência foi desconsiderado, tomando como ruptura da ligação o momento que a mesma atingiu o deslocamento de 2,5 mm, como recomendado na FIB (2008) para superfícies rugosas.

Desse modo, para que a teoria atrito cisalhamento ainda possa ser aplicada a essa ligação, seria necessário conhecer o valor da tensão normal efetivamente aplicada à interface. Para simplificar essa avaliação, os resultados desse ensaio foram comparados com os resultados do ensaio de cisalhamento direto nos modelos do tipo duplo “L” com a mesma taxa de armadura normal à interface. Os resultados são mostrados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Comparação entre as tensões de cisalhamento na interface dos modelos TB e DLL.

ρ	τ_{TB}	τ_{DLL}	τ_{TB}/τ_{DLL}
0,50	4,61	4,64	0,99
		4,57	1,01
0,80	5,65	3,99	1,42
		4,00	1,41
1,20	5,70	5,19	1,10
		4,89	1,17
Média			1,18
Desvio Padrão			0,19

Dessa tabela observa-se que as tensões de cisalhamento para os modelos TB e DLL com taxa de armadura de 0,50% são os que mais se aproximam, havendo maior dispersão no caso da taxa de armadura igual a 0,80%. Assim como nos modelos do tipo duplo “L” houve acréscimo de resistência na ligação ao se aumentar a taxa de armadura de 0,50% para 0,80%, porém, quando a taxa de armadura foi aumentada para 1,20% houve uma diminuição da resistência. Apesar disso, nota-se uma aproximação razoável da resistência da ligação determinada pelos dois tipos de ensaios de cisalhamento direto (média de 1,18 com desvio padrão de 0,19). Isso sugere que as equações propostas a partir do ensaio de cisalhamento direto do tipo duplo “L” podem ser aplicadas para avaliação da resistência da ligação de cisalhamento formada pelo nicho com superfície rugosa e um conector em forma de laço atravessando a interface.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS ENSAIOS DAS VIGAS COMPOSTAS

Neste capítulo são analisados os resultados dos ensaios realizados nas vigas compostas formadas por viga e laje pré-moldadas e, também, na viga monolítica. Nesses ensaios foi avaliada a taxa de armadura presente na interface.

5.1 RESISTÊNCIA E RIGIDEZ À FLEXÃO

Na Tabela 5.1 é mostrada a força máxima resistida por cada uma das vigas ($F_{m\acute{a}x}$), além da resistência média do concreto à compressão aos 28 dias, tanto para as peças pré-moldadas (viga e laje) quanto para o nicho.

Tabela 5.1 – Força máxima resistida pelas vigas ensaiadas.

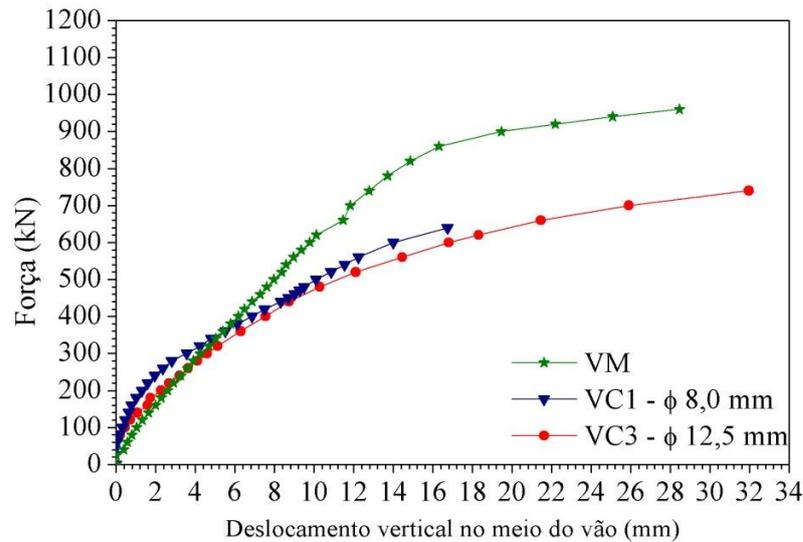
Viga ensaiada	ρ (%)	ϕ (mm)	Viga/Laje – f_{cm} (MPa)	Nicho – f_{cm} (MPa)	Força última (kN)
VM	---	---	$34,50 \pm 0,50$	$36,40 \pm 1,16$	993,03
VC1	0,50	8,0	$33,64 \pm 0,35$	$33,20 \pm 0,59$	693,73
VC2	0,80	10,0	$33,64 \pm 0,35$	$33,20 \pm 0,59$	681,00
VC3	1,20	12,5	$26,87 \pm 0,34$	$32,25 \pm 0,41$	773,73

Comparando a força máxima suportada por cada viga composta com a viga monolítica (VM), observa-se que com uma taxa de armadura (ρ) de 0,50%, com este tratamento de interface, a viga VC1 suportou apenas 70% da força suportada pela viga VM. No caso da viga VC2, esse valor sofreu uma pequena redução para 69%, mesmo esperando-se que ao se aumentar a taxa de armadura de 0,50% para 0,80% deveria haver um acréscimo na resistência da interface. Esse comportamento foi semelhante ao observado nos ensaios dos modelos de cisalhamento direto (TB e DL_L) que mostrou redução da resistência da interface para a taxa de armadura de 0,80%. Comparando a viga VC3 com a viga VM, a força máxima suportada pela viga VC3 foi de 78% da força máxima resistida pela viga VM.

As curvas força *versus* deslocamento no meio do vão das vigas VM, VC1 e VC3 são mostradas na Figura 5.1. Houve um problema durante a realização do ensaio no relógio comparador utilizado para medir o deslocamento no meio do vão para da viga VC2, impossibilitando o registro do deslocamento dessa viga. Observa-se que até um nível de força de, aproximadamente, 400 kN o comportamento das vigas compostas é bem semelhante ao da

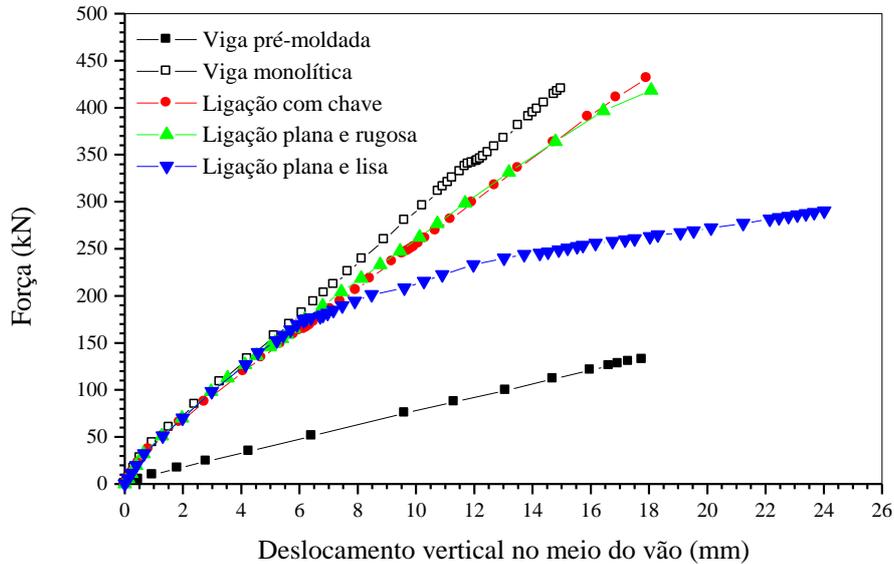
viga monolítica. Depois desse nível de força, a viga VC1 suportou deslocamentos até a ordem de 17 mm, quando atingiu a ruptura com uma força máxima de 694 kN. Já a viga VC3 suportou deslocamentos maiores, com valores próximos ao da viga VM. Com cerca de 30 mm de deslocamento, essa viga atingiu uma força máxima de 774 kN, ou seja, 78% da força máxima atingida pela viga VM.

Figura 5.1 – Curva força *versus* deslocamento no meio do vão das vigas ensaiadas.



Comparando os resultados apresentados na Figura 5.1 com os resultados apresentados na Figura 5.2, que apresenta resultados obtidos por Araújo e El Debs (2002), observa-se que o tipo de comportamento apresentado pela viga VC3 se assemelha ao comportamento da viga com superfície plane e lisa de Araújo e El Debs (2002). Tal semelhança é devido à menor resistência da ligação ensaiada neste trabalho (VC3) quando comparada à resistência da viga com ligação plana e rugosa (Figura 5.2) dos autores supracitados, e também, ao elevado deslizamento da ligação com conector de 12,5 mm (VC3). Em valores percentuais, verificou-se que a redução na resistência da ligação da viga VM para a VC3 foi da ordem de 22%, enquanto, no trabalho de Araújo e El Debs (2002), a redução de resistência da viga monolítica para a viga com superfície plana e lisa foi de cerca de 31%, pouco maior do que a queda da viga VM para a VC3, porém, ambas atingindo deslocamentos no meio do vão superiores a 20 mm.

Figura 5.2 – Deslocamento vertical no meio do vão das vigas compostas para vários tipos de ligação na interface (obtido da simulação numérica) – Araújo e El Debs (2002).



5.2 FORMA DE RUPTUA

A ruptura da viga monolítica (VM) ocorreu pelo esmagamento do concreto na face superior da viga (Figura 5.3) e no momento da ruptura toda a armadura longitudinal, ou de flexão, atingiu a tensão de escoamento do aço (Figura 5.4).

Figura 5.3 – Forma de ruptura da viga monolítica (VM).

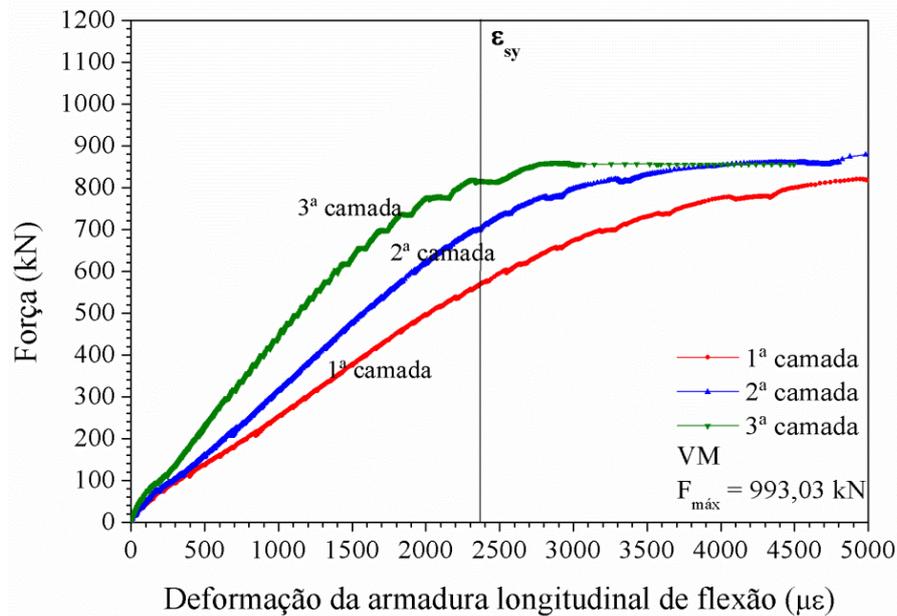
(a) face superior da viga no meio do vão;



(b) face inferior no meio do vão com fissuras de flexão;



Figura 5.4 – Deformação na armadura principal de flexão – viga monolítica (VM).



Na Figura 5.5 observa-se que no momento da ruptura a face superior da viga atingiu uma deformação da ordem de 3,0%, comprovando a ruptura por esmagamento do concreto.

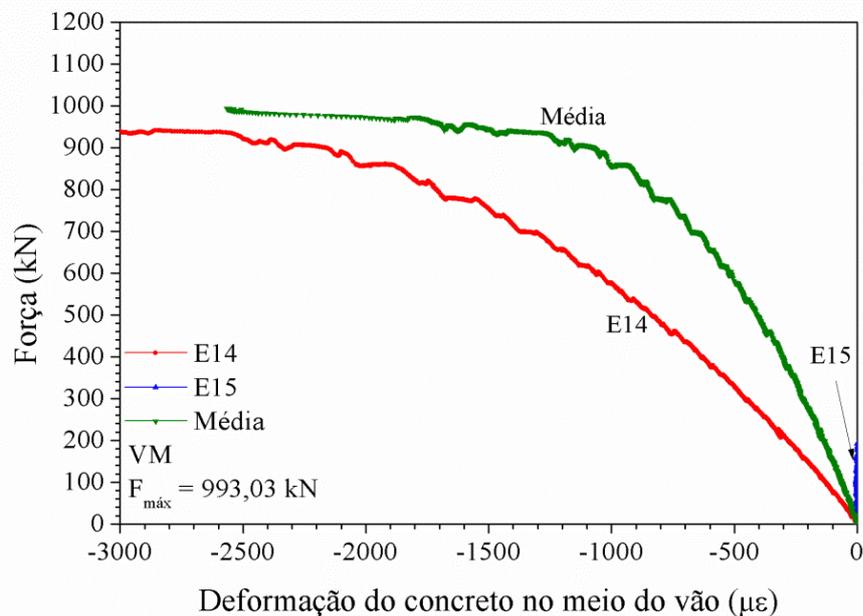


Figura 5.5 – Deformação na face superior da VM.

Nas três vigas compostas foi observado comportamento semelhante no momento da ruptura, ou seja, houve a formação de fissuras de flexão que surgiram na face inferior da viga e, próximo à ruptura, de fissuras de flexão na face inferior da laje. Tal comportamento permitiu evidenciar que as peças se comportaram de forma individual, pois fica clara a formação de duas linhas neutras, uma na viga pré-moldada e outra na laje pré-moldada.

Nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 são mostradas as curvas de força *versus* deformação da armadura de flexão das vigas compostas VC1, VC2 e VC3, respectivamente.

Figura 5.6 – Deformação na armadura principal de flexão – VC1.

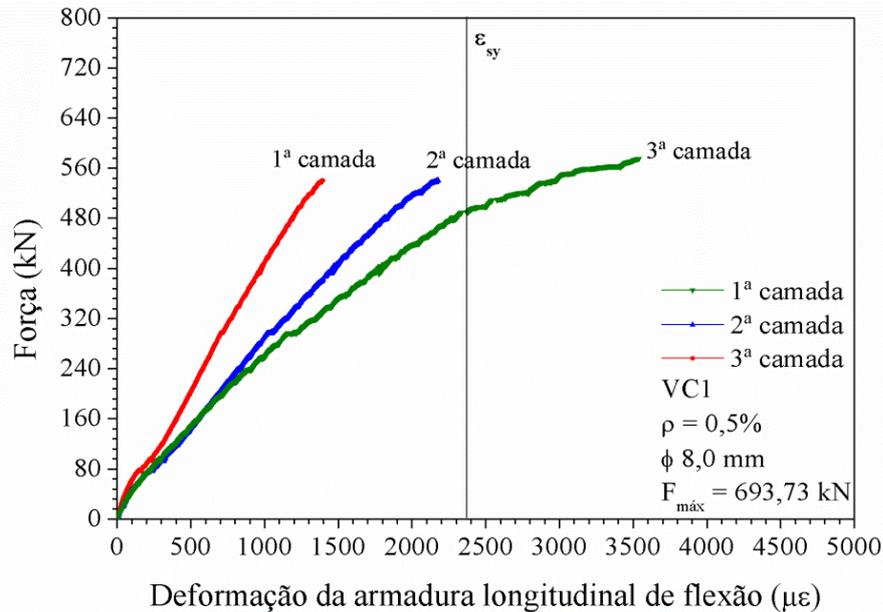
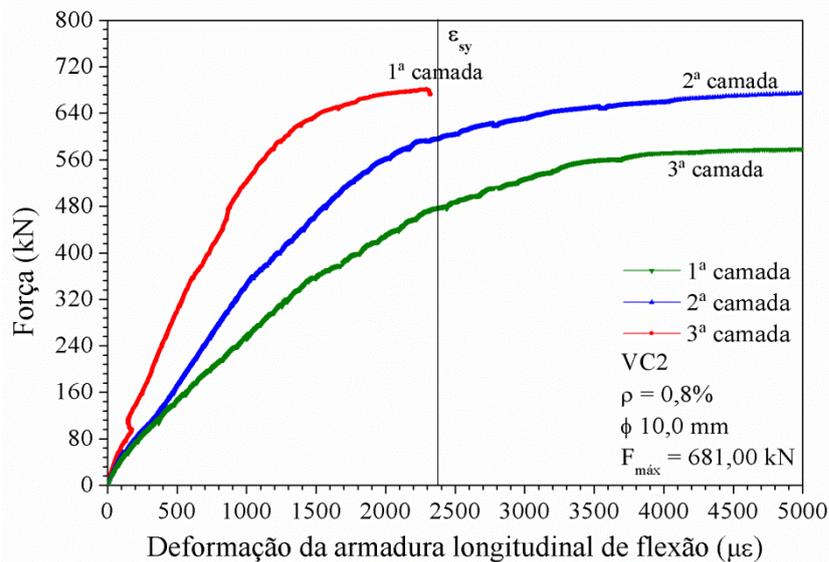
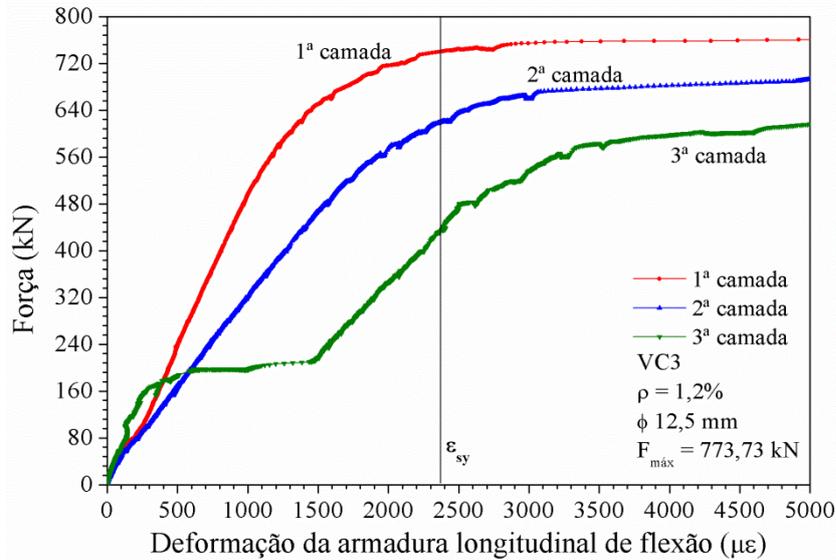


Figura 5.7 – Deformação na armadura principal de flexão – VC2.



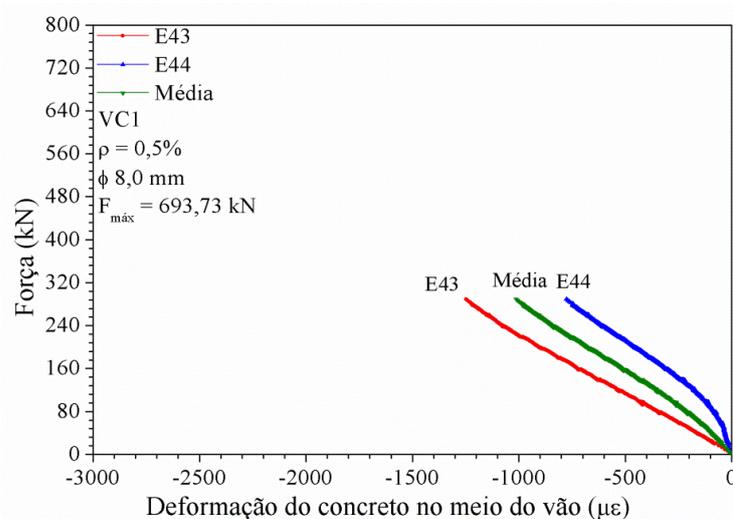
Analisando as curvas força *versus* deformação na armadura de flexão das três vigas compostas, evidencia-se a importância da resistência da ligação no comportamento dessas. Na viga composta VC3, com a ligação mais resistente, nota-se que toda a armadura de flexão entrou em escoamento no momento da ruptura da viga. Nas demais vigas compostas, a medida que a resistência da ligação foi reduzida, também foi reduzido o nível de deformação da armadura de flexão, o que está relacionado à menor resistência à flexão dessas vigas.

Figura 5.8 – Deformação na armadura principal de flexão – VC3.



Já no que diz respeito à deformação do concreto, medida na face superior da laje no meio do vão, os resultados são mostrados nas Figuras 5.9 a 5.11. No caso da viga VC1, os extensômetros se descolaram do concreto para uma força da ordem de 300 kN. Contudo, pode-se observar que nesse nível de carga o concreto havia sofrido uma deformação média de 1,0 ‰, enquanto na viga monolítica (VM) este valor foi menor do que 0,5‰, ou seja, a viga VC1 estava com uma deformação cerca de 50 a 60% maior que na viga monolítica, o que se deve ao deslizamento ocorrido na interface entre a viga e a laje pré-moldadas.

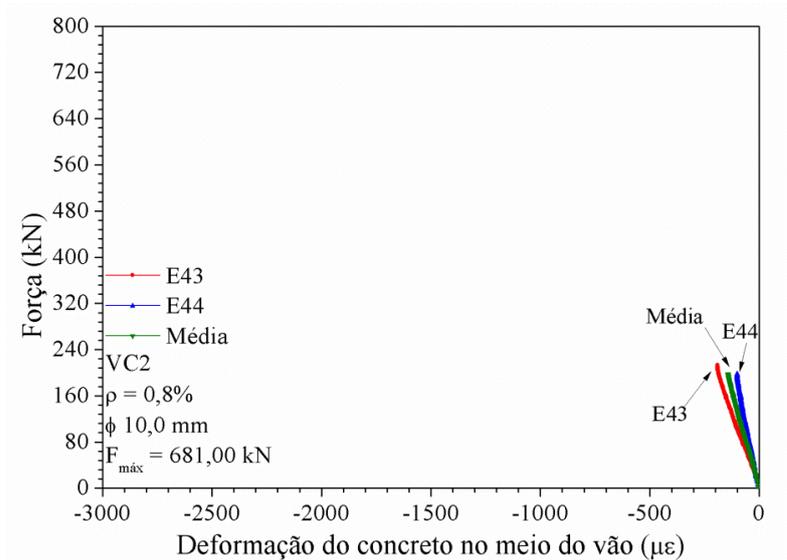
Figura 5.9 – Deformação na face superior da viga composta VC1.



Quanto à deformação no concreto da viga composta VC2, ocorreu problema semelhante de descolamento do extensômetro, entretanto, em um nível de força ainda menor, da ordem de

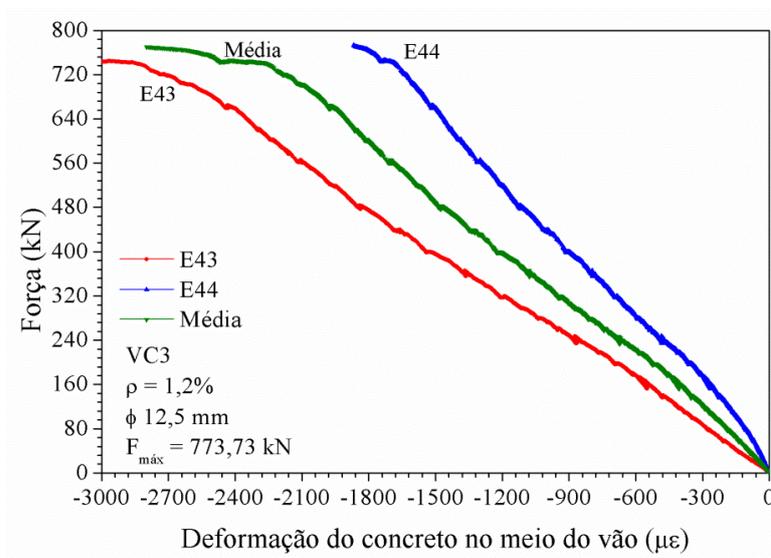
200 kN, com deformações de, aproximadamente, 0,2‰. Para esse nível de força, esse valor de deformação era próximo ao observado no ensaio da viga monolítica (VM).

Figura 5.10 – Deformação na face superior da viga composta VC2.



Na viga composta VC3, a deformação do concreto no momento da ruptura estava em torno de 3,0‰, o que indica a ruptura por esmagamento do concreto no meio do vão (Figura 5.10). Comparando à viga monolítica, percebe-se maior deformação no concreto na viga composta, o que se deve ao deslizamento na interface. Isso resultou na redução da rigidez da viga composta (maiores flechas) e formação de duas linhas neutras no momento da sua ruína.

Figura 5.11 – Deformação na face superior da viga composta VC3.



Por fim, a forma de ruptura observada nas vigas compostas sugere, assim como nos modelos de cisalhamento direto, que o tratamento da interface na região dos nichos não proporcionou rugosidade suficiente para que houvesse uma ligação mais resistente entre as peças, diferentemente do que Araújo (2002) observou nos seus ensaios com vigas compostas de viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos com chave de cisalhamento.

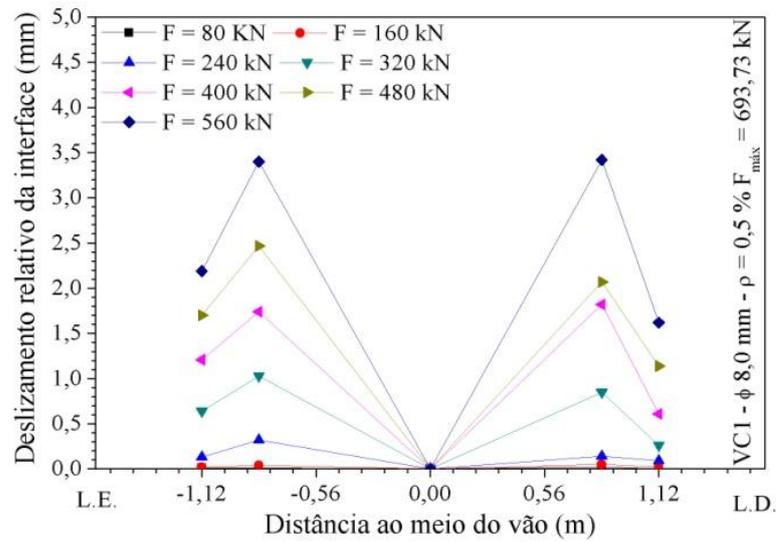
5.3 DESLIZAMENTO NA INTERFACE E DEFORMAÇÃO NOS CONECTORES

Na Figura 5.12 é mostrado o deslizamento relativo na interface ao longo do vão das vigas compostas analisadas. Essa figura permite visualizar a sequência de ruptura da viga. No caso da viga VC1, nota-se que o deslizamento relativo na interface foi praticamente semelhante nas duas metades da viga, sendo um pouco mais pronunciado do lado esquerdo. Fica claro que os nichos situados próximos a um quarto do vão foram os que apresentaram maior deslizamento. Já o deslizamento nos nichos mais próximos aos apoios mostrou-se menor, o que indica que essas ligações ainda não tinham esgotado sua capacidade resistente. Já nas vigas VC2 e VC3 (Figura 5.12b e 5.12c, respectivamente), o comportamento foi um pouco diferente para as duas metades das vigas. Primeiro, no caso da viga VC2, para uma força da ordem de 45% da força máxima resistida pela viga, praticamente não havia sido verificado deslizamento ao longo da interface. No caso da viga VC3, essa relação caiu para 31%. Já quanto aos valores máximos de deslizamento, tanto na viga VC2 quanto na viga VC3, a ligação a um quarto do meio do vão do lado direito da viga foi a que apresentou maior valor de deslizamento, sendo para a viga VC2 da ordem de 4,8 mm e para a viga VC3 da ordem de 3,2 mm. Assim como na viga VC1, o deslizamento nas ligações mais próximas aos apoios, mesmo apresentando valores de deslizamento maiores que na viga VC1, eram menores do que aqueles registrados nas ligações mais solicitadas.

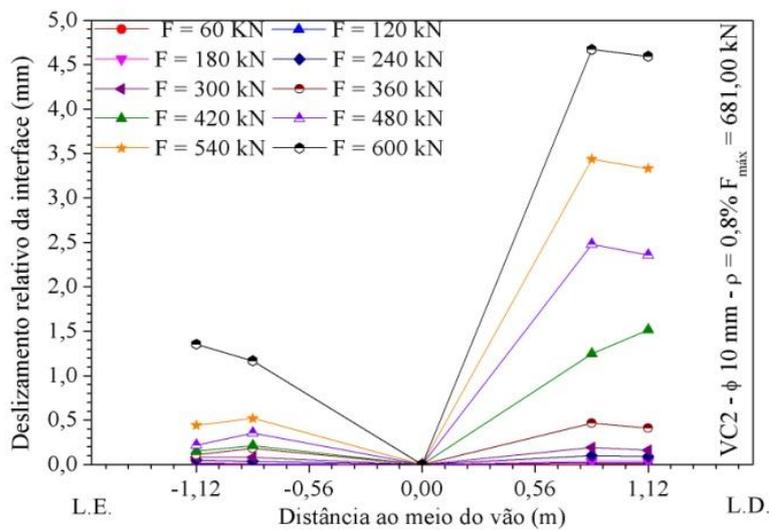
Essa sequência de ruptura da ligação pode ser observada também na Figura 5.12, na qual é mostrada a deformação dos conectores *versus* força aplicada na viga. Nas três vigas compostas observa-se que a armadura dos conectores atingiu a tensão de escoamento do aço antes da ruptura da viga. Além disso, nessa figura pode-se observar que o 3º nicho a partir do meio do vão foi o mais solicitado, ou seja, a ligação a um quarto do meio do vão onde foram registrados os maiores deslizamentos.

Figura 5.12 – Deslizamento relativo na interface das vigas compostas.

(a) Viga composta VC1



(b) Viga composta VC2



(c) Viga composta VC3

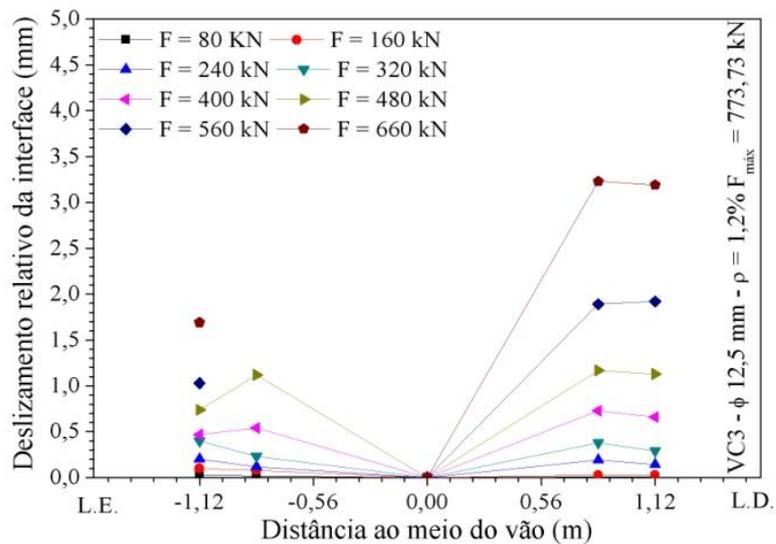
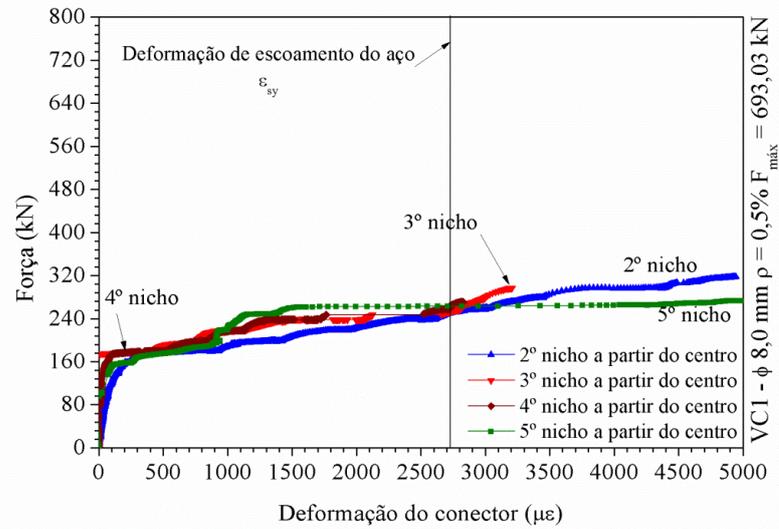
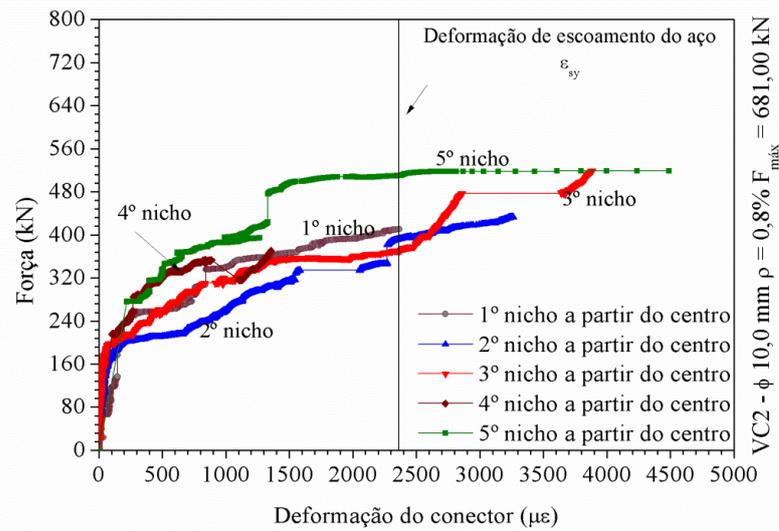


Figura 5.13 – Deformação nos conectores das vigas compostas.

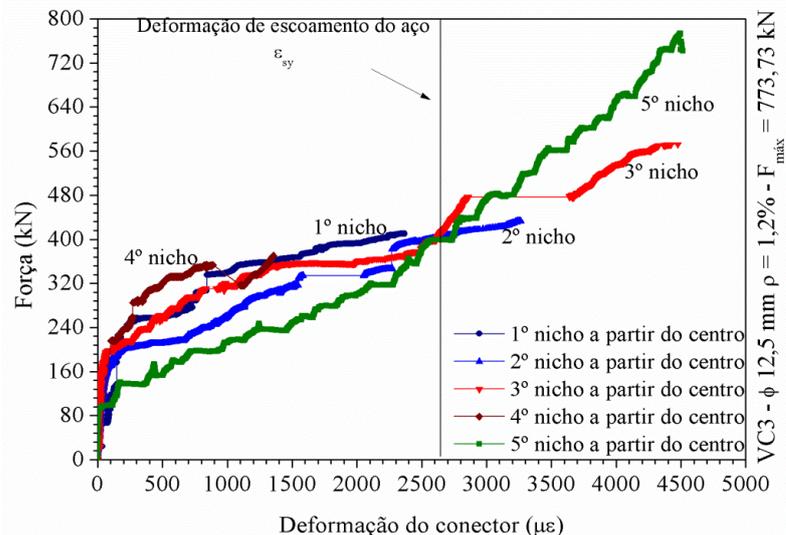
(a) Viga composta VC1



(b) Viga composta VC2



(c) Viga composta VC3



Outro detalhe importante da Figura 5.13 é que os conectores atingiram a deformação de escoamento para carregamentos inferiores ao de ruptura da viga. No caso da viga VC1, o conector no quinto nicho atingiu o escoamento para um carregamento equivalente a 38% da força de ruptura dessa viga. Nessa viga, todos os conectores atingiram o escoamento. Já nas vigas VC2 e VC3, o conector mais solicitado atingiu o escoamento para um carregamento equivalente a 76% e 56% da força de ruptura dessas vigas, respectivamente. Novamente, todos os conectores atingiram o escoamento. Essa capacidade da viga de ainda resistir a incrementos de carregamento após o escoamento dos conectores está ligada à grande ductilidade da ligação, associada com a contribuição da resistência por efeito de pino da armadura.

5.4 MOMENTO FLETOR RESISTENTE

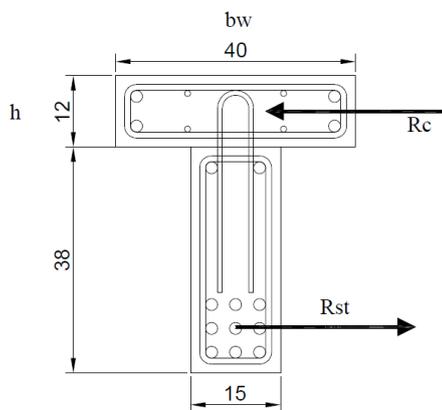
No que diz respeito ao momento fletor resistente da viga, para a análise dos resultados buscou-se uma analogia com vigas compostas formadas por viga metálica e laje de concreto, ou vigas mistas, definidas no EUROCODE 4 (2008).

Nesse código são apresentados dois diferentes conceitos: grau de conexão e grau de interação da ligação da viga composta, enquanto a norma brasileira, NBR 8800 (ABNT, 1986), utiliza apenas o conceito de grau de interação, unindo os dois conceitos anteriores. Contudo, Vieira (2001) *apud* David (2003) distingue os dois conceitos, afirmando que o grau de interação está associado ao escorregamento relativo entre as peças, enquanto o grau de conexão associa-se à capacidade da viga em atingir o máximo momento resistente sem atingir a ruptura da ligação.

Quanto ao grau de conexão, segundo Bradford *et al.* (1995) *apud* David (2003), este pode ser avaliado comparando-se a resistência dos conectores com a resistência das peças individuais, ou seja, quando a resistência da ligação é maior ou igual à resistência de cada uma das peças individuais (viga ou laje), o grau de conexão é total. Caso a resistência da ligação seja menor do que a menor resistência apresentada por qualquer uma das peças, a resistência da viga composta passa a ser limitada pela resistência dos conectores, havendo, portanto, grau de conexão parcial, o que faz com que os conectores controlem a capacidade resistente da viga mista ou composta.

Existe um índice, g , que permite avaliar o grau de conexão entre as peças, o qual é determinado pela relação entre o somatório das resistências individuais dos conectores situados entre uma seção de momento fletor máximo e uma seção adjacente de momento fletor nulo, e a resultante do fluxo de cisalhamento, R_{st} ou R_c (Figura 5.14), sendo adotado o menor valor dentre eles. Com o cálculo deste índice, pode-se avaliar o grau de conexão. Se ele for maior ou igual a 1, tem-se grau de conexão completa. Se esse índice for menor do que 1, o grau de conexão é parcial (DAVID, 2003).

Figura 5.14 – Equilíbrio para cálculo do grau de conexão.



$$R_c = f_{cm} b_w h \quad (5.1)$$

$$R_{st} = A_s f_y \quad (5.2)$$

No que diz respeito ao grau de interação, três diferentes comportamentos são observados. Primeiro aquele onde não há nenhum tipo de interação entre as peças, ou seja, não há ligação. As duas peças se deformam independentemente uma da outra. Um segundo comportamento seria aquele chamado de interação completa, no qual as duas peças são ligadas por meio de conectores de cisalhamento fazendo com que as duas peças se deformem como uma peça única, sem que haja deslizamento relativo na interface, formando apenas uma linha neutra. E, por fim, existe um terceiro comportamento intermediário aos demais, no qual existirá certo deslizamento relativo entre as duas peças. Porém, suas deformações não serão independentes, podendo-se classificá-lo como interação parcial. Neste caso, haverá a formação de duas linhas neutras independentes uma da outra.

Devido ao comportamento observado nos ensaios das vigas compostas, o grau de interação das vigas foi considerado como sendo parcial, pois houve a formação de duas linhas neutras, uma na mesa e outra na alma/nervura da viga. Quanto ao grau de conexão, este foi calculado para cada viga composta ensaiada, estando o resultado mostrado na Tabela 5.2.

Observa-se que em todas as vigas o grau de conexão foi parcial, o que comprova que a resistência dos conectores determinou a resistência à flexão da viga composta. Os valores das resistências nos conectores, $R_{conector}^1$ e $R_{conector}^2$, foram obtidas, com os modelos propostos no Capítulo 4, sendo, respectivamente, equação (4.1) e equação (4.2). Verifica-se que para as taxas de armadura ensaiadas e as tensões de escoamento do aço segundo caracterização apresentada no Capítulo 3 (Figura 3.6), tais resistências não se apresentaram significativamente diferentes dos resultados encontrados nos ensaios de cisalhamento de três blocos (Tabela 4.11). Quanto aos valores de R_c e R_{st} , foram determinados segundo equações (5.1) e (5.2), respectivamente.

Para a determinação do grau de conexão foi realizada a relação $R_{conector}/(R_c \text{ ou } R_{st})$, adotando-se o menor valor entre R_c e R_{st} . Os resultados da Tabela 5.2 confirmam o comportamento observado durante os ensaios, ou seja, todas as vigas, segundo a relação anterior, apresentam grau de conexão parcial. E, por fim, avaliando as diferentes equações para determinação de $R_{conector}$ e posterior determinação do grau de conexão, verifica-se que ambas as equações apresentam resultados iguais e adequados aos ensaios das vigas.

Tabela 5.2 – Grau de conexão das vigas compostas.

Viga	$R_{conector}^1$ (kN)	$R_{conector}^2$ (kN)	R_c (kN)	R_{st} (kN)	Grau de conexão ¹	Grau de conexão ²
VC1	80,07	79,95	1614,72	1334,55	0,30	0,30
VC2	91,43	91,66	1614,72	1334,55	0,34	0,34
VC3	101,43	100,21	1289,76	1334,55	0,39	0,39

¹Calculada empregando a equação (4.1) – modelo linear proposto;

²Calculada empregando a equação (4.2) – modelo não linear proposto.

A resistência à flexão teórica da viga pode ser obtida pela expressão recomendada pelo EUROCODE 4 (2008), equação (5.3), recomendada para a determinação do momento resistente de uma viga composta de aço e concreto:

$$M_t = M_{rd,VP} + (M_{rd,VC} - M_{rd,VP}) \frac{nR_{conector}}{(R_{st} \text{ ou } R_c)} \quad (5.3)$$

onde:

M_t é o momento resistente da viga composta com interação parcial, em kN.m;

$M_{rd,VP}$ é o momento resistente apenas da viga pré-moldada, em kN.m;

$M_{rd,VC}$ é o momento resistente viga composta com interação total, em kN.m;

n é o número de nichos solicitados, neste caso igual a cinco;

$R_{conector}$ é a resistência do conector, em kN;

R_c é resultante de compressão da viga composta, em kN;

R_{st} é a resultante de tração da viga composta, em kN.

Tabela 5.3 – Avaliação do momento resistente das vigas compostas.

Viga	M_{exp} (kN.m)	f_c^* (MPa)	$R_{conector}^1$ (kN)	M_{T1}^{**} (kN.m)	$R_{conector}^2$ (kN)	M_{T2}^{***} (kN.m)	M_{T1}/M_{exp}	M_{T2}/M_{exp}
VC1	520,30	28,2	80,07	462,22	79,95	463,32	0,89	0,89
VC2	510,75	28,2	91,43	477,94	91,66	481,70	0,94	0,94
VC3	580,30	32,4	101,43	531,95	100,21	518,94	0,92	0,89
$M_{rd,VP}$ (kN.m)		391,91		Média			0,92	0,91
$M_{rd,VC}$ (kN.m)		616,07		Desvio Padrão			0,03	0,03

*Resistência à compressão do concreto nas vigas e lajes pré-moldadas;

** Momento teórico calculado com a força máxima atingida no ensaio de três blocos;

*** Momento teórico calculado com a força obtida pela equação 4.2.

Na Tabela 5.3 são apresentados os momentos resistentes teóricos da seção do meio do vão das vigas compostas avaliados por meio da equação 5.3. Para esse cálculo, a resistência do conector foi calculada de duas formas distintas. Inicialmente, no caso de M_{T1} , a resistência do conector foi tomada igual à resistência da ligação determinada a partir do ensaio de cisalhamento direto do tipo três blocos (modelos TB). Em seguida, no caso de M_{T2} , a resistência do conector foi tomada igual à resistência da ligação avaliada por meio da equação (4.2) proposta no Capítulo 4.

Diante dos resultados apresentados na Tabela 5.3, verifica-se que o momento resistente experimental da viga VC1 mostrou-se 11% maior que os momentos teóricos. Já para a viga VC2, o momento resistente experimental foi apenas 6% maior. E, para a viga VC3, o momento resistente experimental foi 8% maior que o momento avaliado com a resistência do conector retirada do ensaio de cisalhamento direto e 11% maior com a resistência do conector avaliada pela equação (4.2).

Dessa forma, verifica-se que o momento resistente teórico calculado tanto com a resistência do conector avaliada pelos ensaios de cisalhamento direto quanto pela equação (4.2) são conservadores quando comparados com os valores experimentais obtidos nos ensaios das vigas compostas. Em termos médios, o momento teórico foi apenas 10% inferior ao obtido dos ensaios das vigas compostas, donde se conclui que esses métodos são adequados para avaliar a resistência à flexão desse tipo de viga composta.

5.5 ANÁLISE DA COMPRESSÃO NAS BIELAS DAS VIGAS COMPOSTAS

Este item tem como objetivo avaliar a compressão nas bielas que se formam na viga composta quando a ligação é feita de forma discreta, utilizando ARSP como tratamento da interface de ligação dos nichos. Foram observadas a forma, a inclinação e a tensão das bielas das vigas ensaiadas, além de verificar se o modelo de cálculo analítico proposto por Judice (2002) é satisfatório para os modelos com ligação discreta avaliados no presente trabalho.

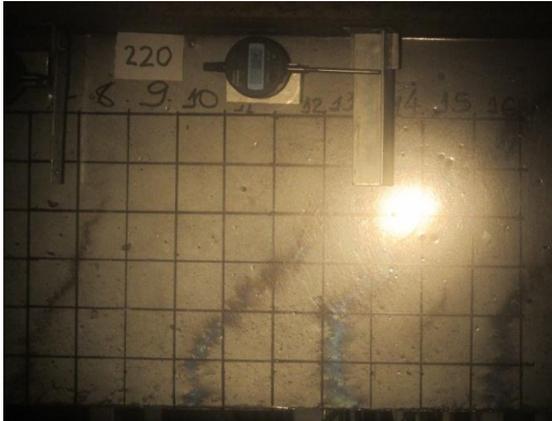
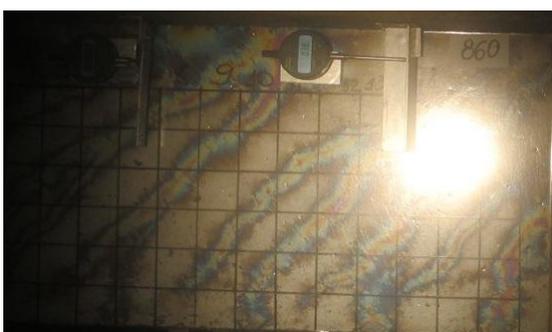
Das Figuras 5.15 a 5.18 são mostrados os panoramas de fissuração das vigas ensaiadas. São apresentadas fotografias realizadas por meio de fotoelasticidade, as quais foram feitas no lado esquerdo da viga e, também, fotografias feitas do lado direito da viga utilizando método comum de registro por fotografias.

A fotoelasticidade permite uma melhor visualização da formação de fissuras. É possível, também, verificar que houve formação de fissuras de flexão, todas surgindo na face inferior da viga e prolongando-se para a face superior. Além disso, durante os ensaios, fica claro que não houve ruptura por cisalhamento vertical das vigas, sendo a sua ruptura somente devido à flexão.

Na Figura 5.15 são mostrados quatro níveis de carregamento com os respectivos panoramas de fissuração da viga monolítica (VM). Nesse caso, as forças escolhidas foram 210 kN, 540 kN, 640 kN e 880 kN, ou seja, 21%, 54%, 64% e 89% da força máxima resistida pela viga ($F_{máx}$), respectivamente.

Quanto às bielas de compressão da viga monolítica, verificou-se que elas apresentaram, em média, um ângulo de 42° com relação à horizontal (Figura 5.19). Esse valor é próximo ao estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2007) para o cálculo de elementos lineares submetidos a força cortante pelo método da analogia de treliça. A tensão de compressão na biela, σ_c , da viga monolítica foi estimada em 24,22 MPa, segundo a equação (2.12).

Figura 5.15 – Panorama de fissuração da viga monolítica (VM) – Fotoelasticidade e fotos comuns.

(a) Fotoelasticidade – $F = 220$ kN.(b) $F = 200$ kN.(c) Fotoelasticidade – $F = 540$ kN.(d) $F = 540$ kN.(e) Fotoelasticidade – $F = 620$ kN.(f) $F = 660$ kN.(g) Fotoelasticidade – $F = 860$ kN.(h) $F = 900$ kN.

Na Figura 5.16 são mostrados três níveis de carregamento com os respectivos panoramas de fissuração da viga composta VC1. Nesse caso, as forças escolhidas foram 240 kN, 480 kN e 560 kN, ou seja, 35%, 69% e 81% da força máxima resistida pela viga ($F_{m\acute{a}x}$), respectivamente. Nas figuras pode-se verificar que a formação das fissuras se deu de forma ascendente, da face inferior da viga em direção à face superior, chegando, às vezes, a atingir a região de interface viga/laje.

Figura 5.16 – Panorama de fissuração da viga composta VC1 – Fotoelasticidade e fotos comuns.

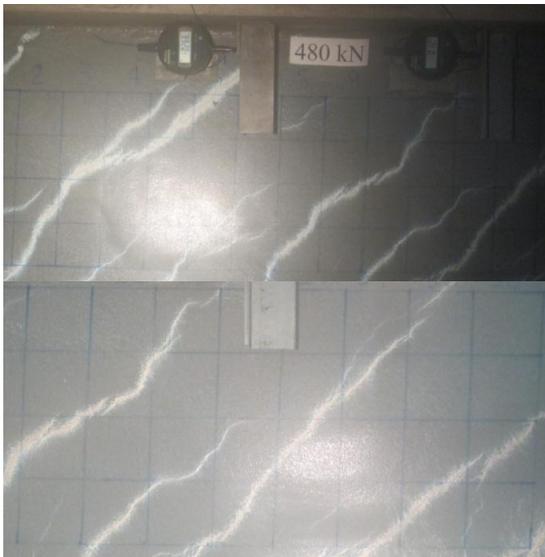
(a) Fotoelasticidade – $F = 240$ kN.



(b) $F = 240$ kN.



(c) Fotoelasticidade – $F = 480$ kN.



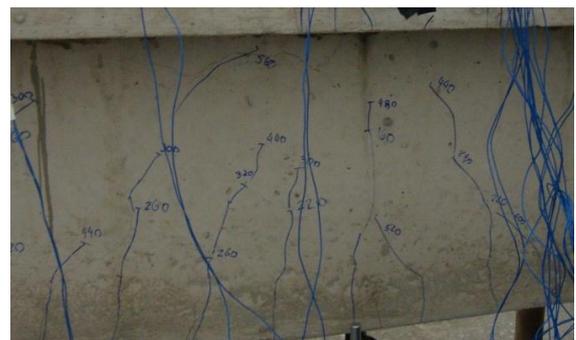
(d) $F = 480$ kN.



(e) Fotoelasticidade – $F = 560$ kN.



(f) $F = 560$ kN.



Quanto à fissuração da viga VC2, esta é mostrada na Figura 5.17, em três passos de carga, quais seja, 240 kN, 340 kN e 590 kN, em média. Nesse caso, as forças escolhidas representavam 35%, 50% e 87% da força máxima resistida pela viga ($F_{máx}$), respectivamente. Mais uma vez, pode-se observar que as fissuras mostram um caminho ascendente, mesmo que não comecem diretamente na face inferior, segundo as fotos comuns. Entretanto, na fotoelasticidade tal comportamento é evidenciado.

Figura 5.17 – Panorama de fissuração da viga composta VC2 – Fotoelasticidade e fotos comuns.

(a) Fotoelasticidade – $F = 240$ kN.



(b) $F = 240$ kN.



(c) Fotoelasticidade – $F = 320$ kN.



(d) $F = 360$ kN.



(e) Fotoelasticidade – $F = 580$ kN.



(f) $F = 600$ kN.



Na Figura 5.17f pode-se notar que as fissuras que surgiram na face inferior da viga alcançaram a interface, na região dos nichos. Diferentemente do verificado no trabalho de Araújo (2002), onde o autor verificou uma concentração de tensões nos cantos inferiores dos nichos devido à presença das chaves de cisalhamento, no caso do tratamento com ARSP tal comportamento não foi observado. Essa diferença nesse trabalho se deve, principalmente, à menor resistência da ligação.

Analisando as fotos da viga VC3 (Figura 5.18), em quatro passos de carga, isto é, 150 kN, 240 kN, 320 kN e 630 kN, pode-se observar um comportamento um pouco diferente do comportamento das demais vigas compostas. Nesse caso, as forças escolhidas representavam 31%, 41% e 81% da força máxima resistida pela viga ($F_{m\acute{a}x}$), respectivamente.

Essa leve diferença observada no comportamento pode ser mais bem visualizada na Figura 5.18d e 5.18f. Nessas figuras pode-se ver a formação de fissuras nos cantos de alguns nichos. Essas fissuras se formam no canto inferior do nicho e seguem de encontro às fissuras de flexão da viga formadas na sua face inferior. Contudo, essa formação pontual de fissura devido à maior resistência da ligação, como observado por Araújo (2002), não alterou a forma de ruptura dessa viga.

Nas Figuras 5.18g e 5.18h, o panorama de fissuração se assemelha bastante ao da viga monolítica, podendo-se observar a formação de múltiplas fissuras. Tal fenômeno pode ser explicado pelo fato da viga composta VC3 ter suportado cerca de 78% da força suportada pela viga monolítica.

Figura 5.18 – Panorama de fissuração da viga composta VC3 – Fotoelasticidade e fotos comuns.

(a) Fotoelasticidade – $F = 140$ kN.



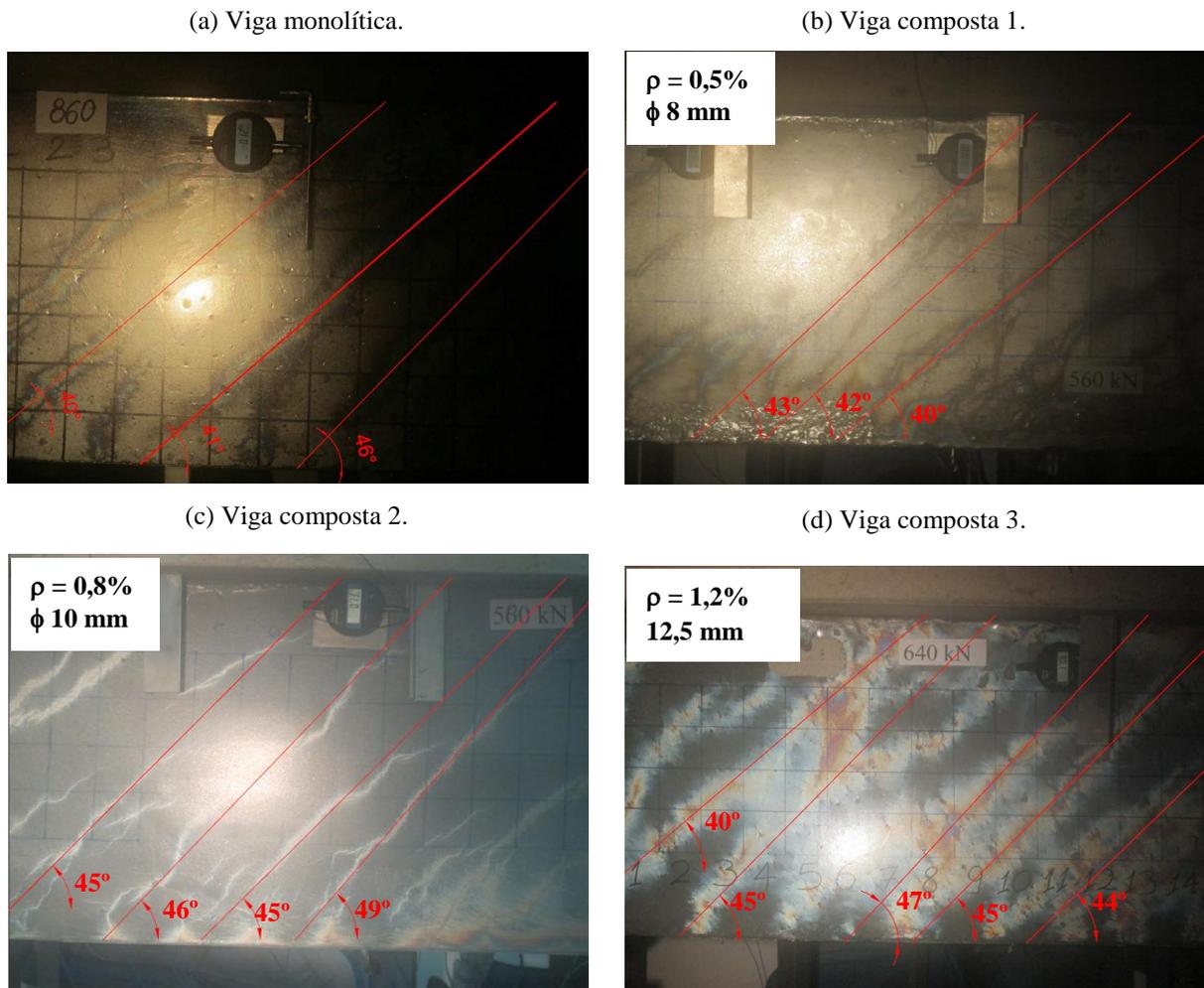
(b) $F = 160$ kN.



(c) Fotoelasticidade – $F = 240$ kN.

(d) $F = 240$ kN.

Figura 5.19 – Marcação das bielas de compressão das vigas ensaiadas.



Na Tabela 5.4 é apresentado o resultado das tensões de compressão nas bielas relativas à força máxima resistida pelas vigas. Neste caso, foi tomado o esforço cortante na viga e não a força máxima registrada na célula de carga. Verifica-se que o valor médio do ângulo de inclinação das bielas nas quatro vigas ensaiadas é de $43,6^\circ$, ou seja, menor que a inclinação da hipótese da analogia de treliça clássica, que é de 45° . Porém, tal comportamento já havia sido comprovado por outros ensaios, que afirmam que há imperfeições na analogia de treliça clássica (PINHEIRO; MUZARDO e SANTOS, 2010).

Tabela 5.4 – Tensões de compressão das bielas na ruptura das vigas .

Viga	V (kN)	$\theta_{\text{médio}}$	σ_{c1} (MPa)	σ_{c2} (MPa)
VM	496,52	$42,3^\circ$	24,22	---
VC1	346,87	$41,6^\circ$	17,02	10,33
VC2	340,50	$46,3^\circ$	16,55	10,95
VC3	386,87	$44,2^\circ$	18,80	11,41

No modelo proposto por Judice (2002), a largura da biela de compressão é variável, partindo igual ao comprimento do nicho junto à interface e aumentando em direção à base da viga. Entretanto, as fotos das vigas ensaiadas sugerem que na verdade não há essa variação na largura das bielas. Por essa razão, na equação (2.15) foi admitido $\alpha=\beta=\theta_{\text{médio}}$. Os resultados da Tabela 5.4 mostram que agindo dessa forma, a tensão de compressão nas bielas é variável, sendo menor junto à interface (σ_{c2}), o que não parece ser razoável no caso das vigas aqui ensaiadas. Além disso, as tensões junto à base da treliça (σ_{c1}) são menores que a resistência à compressão do concreto, o que comprova que de fato não houve ruptura das bielas comprimidas nas vigas ensaiadas.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foram avaliadas a rugosidade da superfície da interface de ligação, a taxa de armadura transversal perpendicular a esta superfície, as tensões que surgem nas bielas de compressão de vigas compostas formadas por viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos com conectores metálicos preenchidos com concreto, além da resistência dessa ligação.

O objetivo deste trabalho foi avaliar, experimentalmente, o comportamento dessa ligação, avaliando o tratamento da interface, comparando com modelos propostos em normas e/ou códigos, além da comparação com alguns modelos empíricos já consagrados. De forma geral, para o tratamento de interface, ou seja, para o nível de rugosidade avaliado, a ligação mostrou-se pouco resistente.

Foram analisados dois diferentes tipos de ensaios de cisalhamento direto, com dois tipos de modelos, um já muito empregado para avaliar a resistência da ligação entre duas peças de concreto moldadas em idades diferentes, tipo duplo “L”. E um segundo tipo de modelo, três blocos, que, originalmente, foi desenvolvido para avaliar a resistência da ligação entre vigas compostas formadas por viga metálica e laje moldada no local, sendo posteriormente adaptado para viga metálica e laje pré-moldada de concreto. Contudo, autores como Mendonça (2002) e Araújo (2002) adaptaram e usaram este tipo de modelo para avaliar a resistência da ligação entre vigas e lajes pré-moldadas de concreto.

De posse dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto do tipo duplo “L”, foi possível propor expressões para avaliar a resistência ao cisalhamento das ligações com nichos tratados com ARSP e conectores metálicos. Contudo, verifica-se ainda a necessidade de mais ensaios para que as expressões sejam mais bem fundamentadas.

Por fim, dos ensaios de flexão das vigas, pôde-se avaliar o comportamento das vigas compostas quanto ao cisalhamento horizontal que surge na interface de ligação. Verificou-se que a resistência à flexão das vigas compostas depende diretamente da resistência da ligação na interface entre a viga e a laje, mais especificamente no que diz respeito à rugosidade da superfície e ao diâmetro do conector de cisalhamento.

Diante de todos os resultados obtidos, pode-se afirmar que a metodologia adotada na pesquisa permitiu uma avaliação satisfatória dos diferentes tipos de ensaio, assim como da rugosidade da interface e do diâmetro do conector.

6.2 CONCLUSÕES

Principais conclusões:

- Quanto ao tratamento da interface: no que diz respeito aos modelos de cisalhamento direto do tipo duplo “L”, o tratamento com Aditivo Retardador Supercial de Pega mostrou-se satisfatório, aproximando-se da resistência ao cisalhamento presente em peças monolíticas. Contudo, ao se alterar o tipo de ensaio para modelos de cisalhamento direto do tipo duplo “L” com armadura atravessando a interface, o comportamento da ligação apresentou pequenas alterações. Na presença dos conectores, estes influenciaram quanto ao número de conectores atravessando a interface, quanto ao cobrimento de concreto, e quanto ao seu diâmetro, fazendo com que a resistência da ligação fosse menor que no ensaio com força de confinamento na ligação;
- Quanto à taxa de armadura transversal presente na interface da ligação: fica claro que ao se aumentar o valor da taxa de armadura, aumenta-se linearmente a resistência ao cisalhamento da ligação, lembrando que é necessário verificar um valor mínimo e um máximo;
- Quanto à resistência da ligação obtida pelos dois modelos ensaiados, duplo “L” e três blocos, pode-se concluir que ambos os ensaios são representativos do comportamento de cisalhamento observado nas vigas ensaiadas. Isso pode ser confirmado ao se aplicar as expressões propostas, as quais são provenientes apenas dos resultados dos ensaios de cisalhamento do tipo duplo “L”, aos resultados dos ensaios das vigas e compará-los aos resultados dos ensaios dos modelos de cisalhamento do tipo três blocos. Ao

realizar tal comparação, observou-se que a dispersão dos resultados não é significativa, ou seja, obteve-se um desvio padrão da ordem de 0,03;

- No que diz respeito ao comportamento de flexão das vigas, verifica-se que quanto menor a resistência ao cisalhamento da ligação, mais susceptível aos efeitos de flexão estará a viga, ou seja, mesmo que não corte do conector, mesmo após a ruptura da ligação, a viga sofrerá colapso com características de flexão.
- Quanto à formação das bielas de compressão: conclui-se que não há diferença entre a formação ou a inclinação das bielas de compressão nas vigas compostas aqui ensaiadas e a viga monolítica. Para a geometria avaliada e com as taxas de armadura testadas, verifica que não ruptura na biela de compressão, a viga teve um bom comportamento frente ao cisalhamento vertical ao qual foi imposta.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesse trabalho foram avaliados alguns tratamentos da interface de cisalhamento e, posteriormente, um deles foi mais explorado. Assim como, também houve uma investigação em torno de um intervalo de taxas de armadura, as quais para as equações propostas mostraram-se, relativamente satisfatórias, porém, algumas propriedades não puderam ser quantificadas, mesmo para este tratamento de superfície. Portanto, seguem algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Investigar outros tipos de tratamento de interface por meio de ensaios de cisalhamento direto, determinando a rugosidade média e fazendo comparações com as normas aqui comparadas, assim como com as equações aqui propostas;
- Realização de ensaios de cisalhamento direto com instrumentação que forneça dados suficientes para a quantificação da dilatância, do efeito de pino, ou seja, caracterização completa da ligação, para que não seja necessárias especulações quanto ao comportamento da ligação;
- Realização de mais ensaios de cisalhamento do tipo duplo “L” com diversos tratamentos da superfície, taxas de armadura no intervalo investigado neste trabalho, em número suficiente para reforçar ou não o emprego das equações propostas em projeto.

- Avaliar vigas com alturas semelhantes as aqui ensaiadas, porém, com ligação através de nichos com chaves de cisalhamento, para verificar a compressão na biela das vigas, se o comportamento é semelhante ao aqui observado.
- Avaliar a mesma ligação, porém, com valores maiores de f_{ck} .

REFERÊNCIAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 11 579**: Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75 μm (nº 200). Rio de Janeiro, 1991, 3p.
- ABNT _____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006, 24 p.
- ABNT _____. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007, 9 p.
- ABNT _____. **NBR 8522**: Determinação do módulo de elasticidade. Rio de Janeiro, 2008a, 16 p.
- ABNT _____. **NBR 9833**: Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2008b, 7 p.
- ABNT _____. **NBR 7222**: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010, 16 p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **Building code requirements for reinforced concrete** (ACI 318M-89). Detroit, American Concrete Institute, 2008.
- ARAÚJO, D.L. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão**. 1997. 229 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- ARAÚJO, D.L. **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho**. 2002. 319 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- ARAÚJO, D. L.; EL DEBS, M. K. Análises numérica e experimental de vigas compostas formadas por viga e laje pré-moldadas de concreto. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, Brasil, 2002. **Proceedings...**Brasília, 2002, 18p.
- BADIE, S.; SRIBOONMA, K.; GIRGIS, A.; TADROS, M. K.. Utilization of Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panels in USA. In: 2nd International Congress, Naples, 2006. **Proceedings...**Naples, 2006, 12p.
- BARROS, J. A. O. **Comportamento do betão reforçado com fibras: análise experimental e simulação numérica**. Porto, Portugal. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia Civil, Cidade do Porto. 1995.
- BIRKELAND, P.W.; BIRKELAND, H.W. Connections in precast concrete construction. Journal of American Concrete Institute, **Proceedings...**, v.63, n.3, p.345-367, March, 1966.
- CHIODI, L. Conceptual Design and Construction of a Fully Precast, Semi-Integral Viaduct. In: 2nd International Congress, Naples, 2006. **Proceedings...**Naples, 2006, 11p.

- CHUNG, C. H.; SHIM, C. S.; HYUN, B. H.; KIM, Y. J. Shear connections in prestressed beams with precast slabs. **Proceedings of the ICE - Structures and Buildings**, London, v. 163, n. SB5, p. 317–330, October 2010.
- EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. Projeto REENGE. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE – FIP **Shear at the interface of precast and in situ concrete: guide to good practice**, London, 1982.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB **Structural connections for precast concrete buildings**, London, 2008.
- GOHNERT, M. Horizontal shear transfer across a roughened surface. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, p. 379-385, 2003.
- HERMANSEN, B.R.; COWAN, J. (1974). Modified shear-friction theory for bracket design. **Journal of the American Concrete Institute, Proceedings**, v.71, p.55-60.
- HSU, T.T.C.; MAU, S.T.; CHEN, B. Theory of shear transfer strength of reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, v.84, n.2, p.149-160, March-April, 1987.
- JUDICE, F.M.S. **Comportamento da ligação entre lajes e vigas pré-fabricadas feitas com nichos preenchidos no local**. 2002. 383 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- JÚDICE, F. M. S., SHEHATA, I. M., SHEHATA, L. C. D. Estudo comparativo da resistência ao cisalhamento nas ligações de elementos compostos. In: Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, 31., 2004, Mendoza. **XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural**. Mendoza, 2004.
- MAST, R.F. Auxiliary reinforcement in concrete connections. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.94, n.ST6, p.1485-1504, June, 1968.
- MATTOCK, A.H. Comments of “Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members”. **PCI Journal**, v.33, n.1, p.166-168, January-February. Paper by J. Walraven, et al., **PCI Journal**, v.32, n.1, p.66-84, January-February. 1988.
- MATTOCK, A.H. Comments of “Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface”. **PCI Journal**, v.39, n.5, p.106-108, September-October. /paper by R.E. Loov. A.K. Patnaik, **PCI Journal**, v.39, n.1, p.48-69, January-February. 1994.
- MAU, S.T.; HSU, T.T.C. Comments of “Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members”. **PCI Journal**, v.33, n.1, p.166-168, January-February. /paper by J. Walraven, et al., **PCI Journal**, v.32, n.1, p.66-84, January-February. 1988.
- MENDONÇA, E. C. G. **Resistência ao Cisalhamento de Nichos de Concreto Utilizados na Ligação de Laje-Viga em Estruturas Pré-Moldadas**. 2002. 122 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002.
- MENKULASI, F.; ROBERTS-WOLLMANN, C. L. Behavior of horizontal shear connections for full-depth precast concrete bridge decks on prestressed I-girders. **PCI Journal**, Chicago, v. 50, n. 3, p. 60-73, 2005.
- PATNAIK, A.H. **Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface**. Ph.D Thesis, University of Calgary, Calgary, Canada, 1992.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. Cisalhamento em vigas – Capítulo 13. **EESC – USP** – Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 2010; Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/13%20Cisalhamento.pdf>>. Acesso em 01 de julho de 2012.

SAEMANN, J. C.; WASHA, G. W. Horizontal shear connections between precast beams and cast-in-place slabs. **ACI Journal**, nov 1964. Pp. 1383-1408. Michigan, 1974.

TAKAHASHI K.; KITO, H.; TSUNOKAKE, H.; OHUCHI, H. Interface shear transfer of diagonally arranged reinforcing bars under repeated loading. **ASCE library**. Virgínia, 2009. Disponível em: <http://ascelibrary.org/proceedings/resource/2/ascecp/341/41031/308_1?isAuthorized=no>. Acesso em 31 de maio de 2011.

TSOUKANTAS, S.G.; TASSIOS, T.P. Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements. **ACI Structural Journal**, v.86, n.3, p.242-249, 1989.

TASSIOS, T.P. ; VINTZELEOU, E.N. Shear crack stability along a precast reinforced concrete joint. In: CARPINTERI, A., ed. **Applications of fracture mechanics to reinforced concrete**. Essex, Elsevier Applied Science. p.365-486. 1990.

VECCHIO, F.J. ; COLLINS, M.P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **Journal of the American Concrete Institute, Proceedings**, v.83, n.2, p.219-231, March-April. 1986.

WALRAVEN, J. ; FRÉNAY, J. ; PRUISSERS, A. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. **PCI Journal**, v.32, n.1, p.66-84, January-February. 1987.

APÊNDICE A – Resultados dos ensaios de Energia de Fraturamento

Fraturamento

A seguir são apresentadas as curvas Força x Deslocamento no meio do vão para os ensaios de Energia de Fraturamento.

A.1) AVALIAÇÃO DO TRATAMENTO DA INTERFACE

Figura A.1 – Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” monolíticos – DL-MONO.

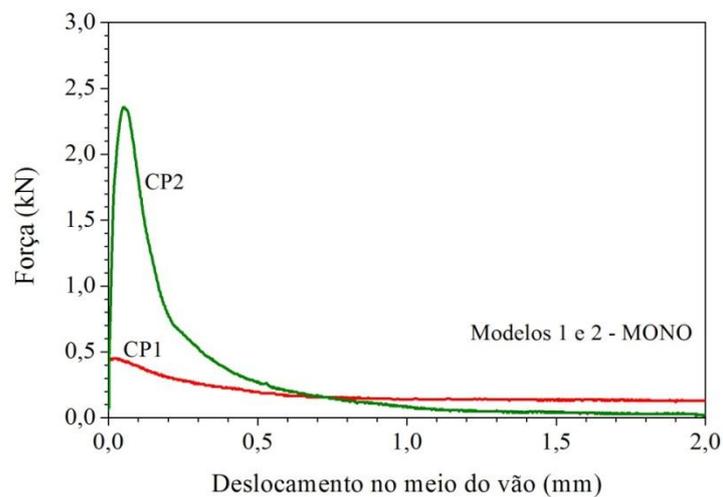


Figura A.2 – Resultados dos ensaios para os modelos duplo “L” monolíticos – DL-MCC.

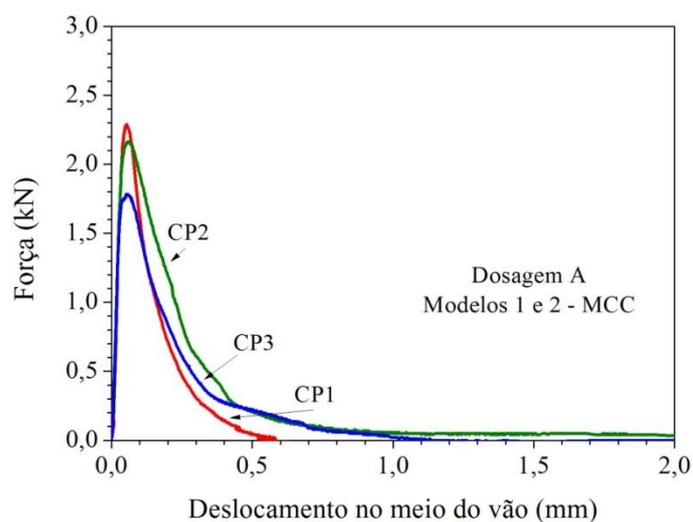
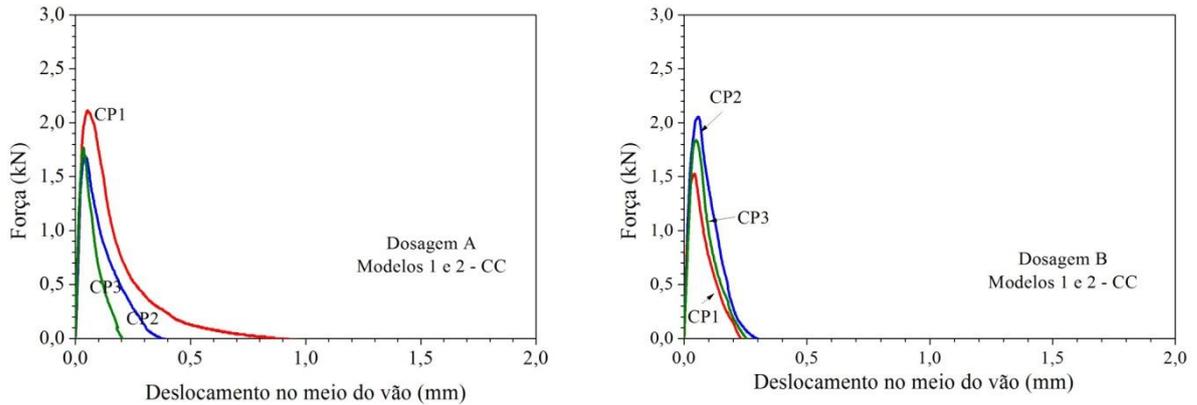


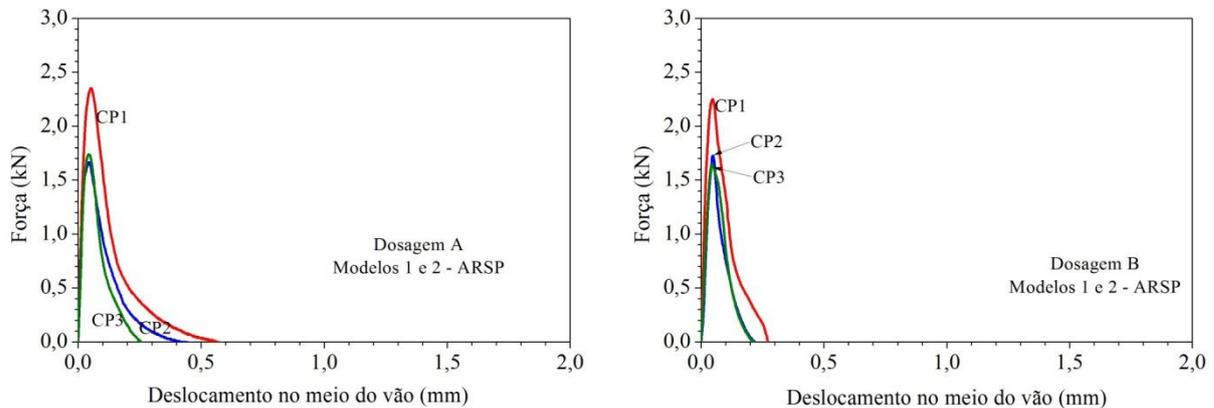
Figura A.3 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo "L" com chave de cisalhamento – DL-CC.



(A) Dosagem A – primeira parte do modelo.

(B) Dosagem B – segunda parte do modelo.

Figura A.4 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo "L" com aditivo retardador superficial de pega – DL-ARSP.



(A) Dosagem A – primeira parte do modelo.

(B) Dosagem B – segunda parte do modelo.

A.2) AVALIAÇÃO DA TAXA DE ARMADURA

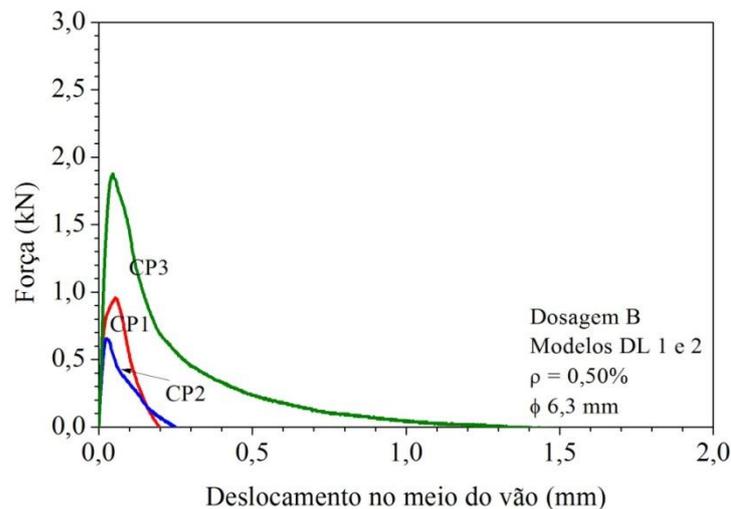
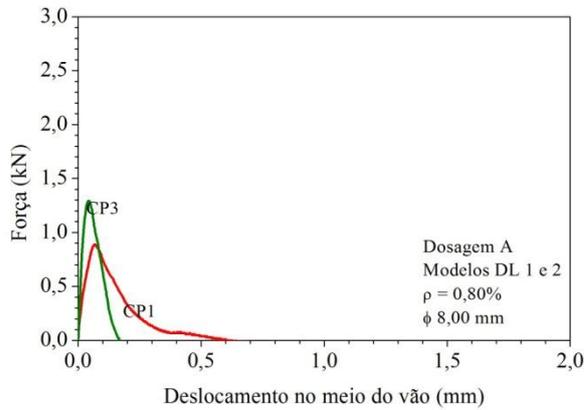
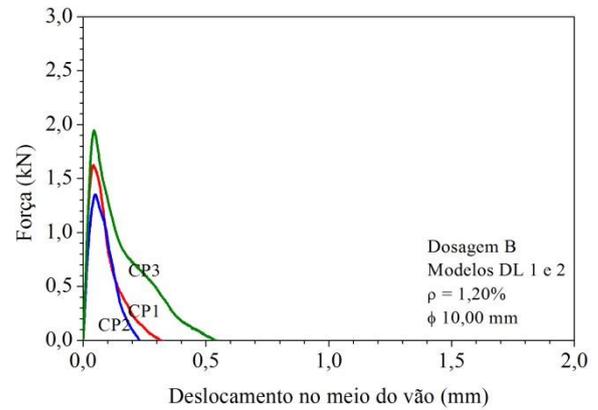
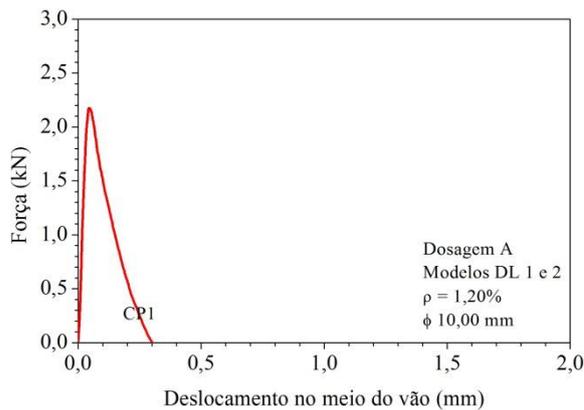
Figura A.5 – Resultados dos ensaios para os modelos DL_L-0,5.

Figura A.6 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo "L" DL_L-0,8.

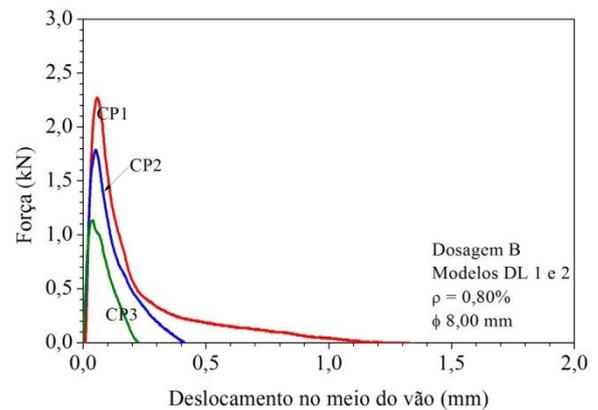
(A) Dosagem A – primeira parte do modelo.



(B) Dosagem B – segunda parte do modelo.

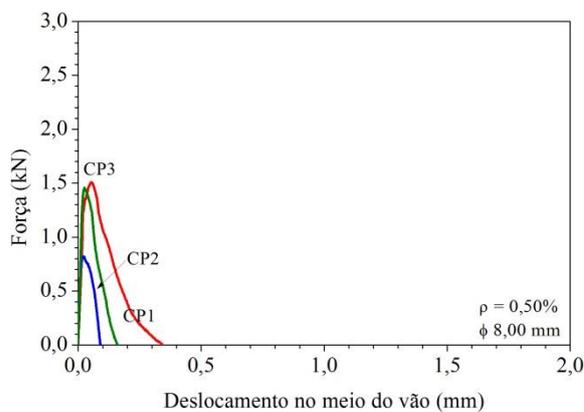
Figura A.7 - Resultados dos ensaios para os modelos duplo "L" DL_L-1,2.

(A) Dosagem A – primeira parte do modelo.

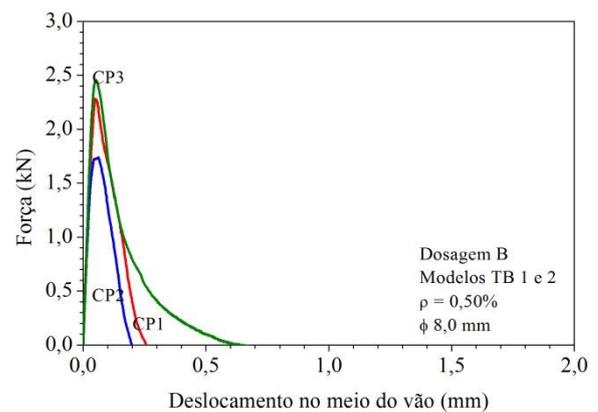


(B) Dosagem B – segunda parte do modelo.

Figura A.8 – Resultados dos ensaios para os modelos TB-0,5.

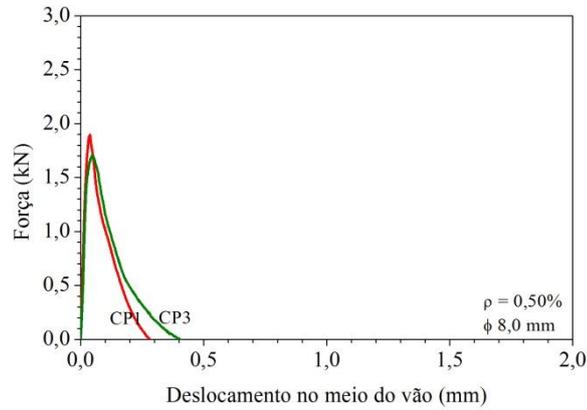


(A) Dosagem A – moldagem das peças.



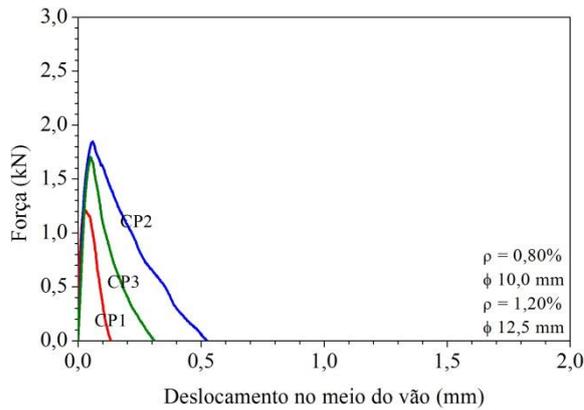
(B) Dosagem B – moldagem da ligação do lado esquerdo do modelo.

Continuação – Figura A.8 – Resultados dos ensaios para os modelos TB-0,5.

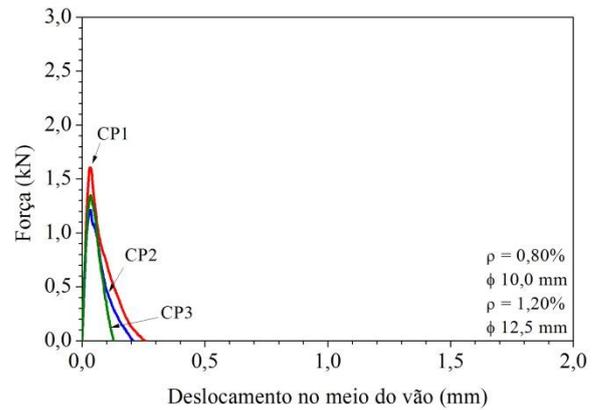


(C) Dosagem C – moldagem da ligação do lado direito do modelo.

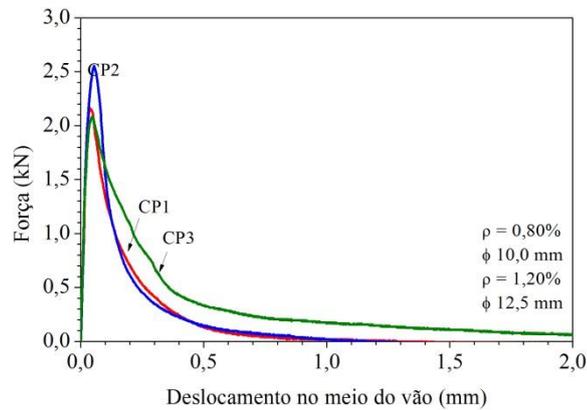
Figura A.9 – Resultados dos ensaios para os modelos TB-0,8 e TB-1.2.



(A) Dosagem A – moldagem das peças.



(B) Dosagem B – moldagem da ligação do lado esquerdo do modelo.



(C) Dosagem C – moldagem da ligação do lado direito do modelo.

A.3) ENSAIOS DE VIGAS COMPOSTAS

Figura A.10 – Resultados dos ensaios para a viga monolítica – VM.

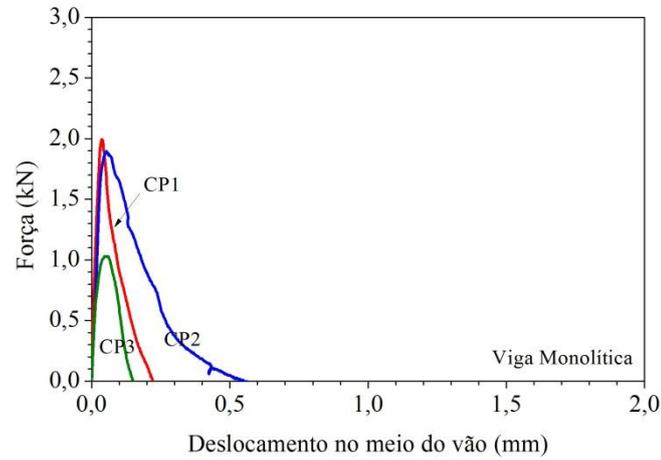


Figura A.11 – Resultados dos ensaios para as vigas e lajes da VC1 e da VC2.

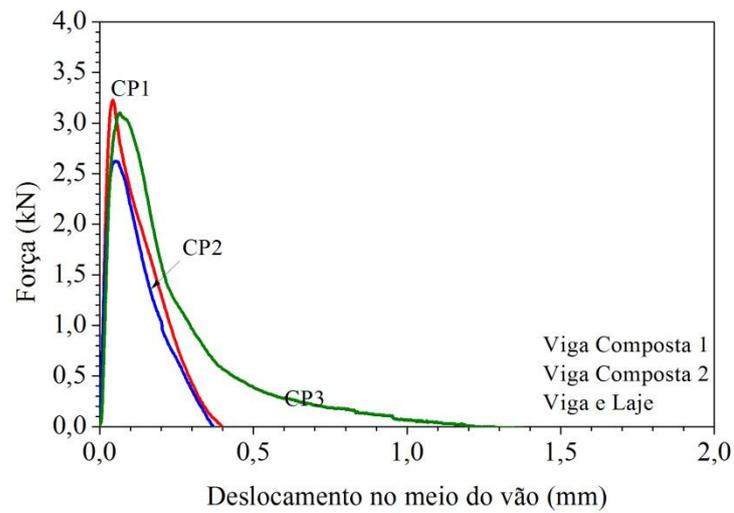
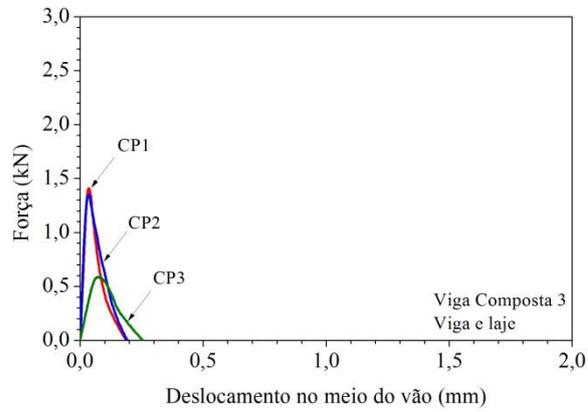
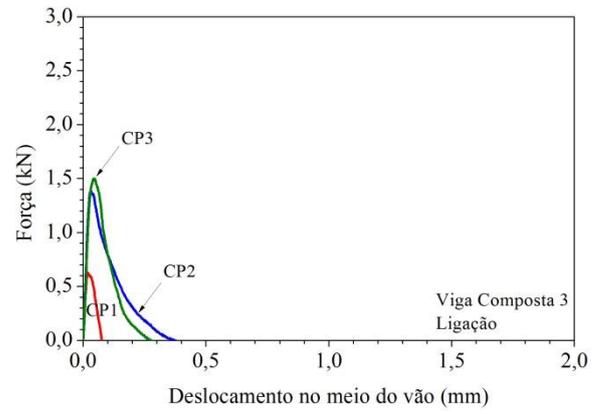


Figura A.12 - Resultados dos ensaios VC3.



(A) Dosagem A – moldagem da viga e da laje.



(B) Dosagem B – moldagem da ligação entre a viga e a laje..