



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

JOÃO PEDRO NASCIMENTO DE SOUZA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO FEITOS EM AÇO CA-50 PARA USO EM ESTRUTURAS
MISTAS DE PERFIS EM AÇO E CONCRETO ARMADO**

TUCURUÍ – PARÁ

2019

JOÃO PEDRO NASCIMENTO DE SOUZA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO FEITOS EM AÇO CA-50 PARA USO EM ESTRUTURAS
MISTAS DE PERFIS EM AÇO E CONCRETO ARMADO**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia da Universidade Federal do Pará. Como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.

Área de concentração: Infraestrutura

Prof. D. Sc. Aarão Ferreira Lima Neto

Orientador – Universidade Federal do Pará

TUCURUÍ – PARÁ

2019

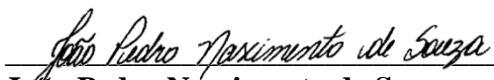
CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: João Pedro Nascimento de Souza

TÍTULO: Análise experimental do desempenho de conectores de cisalhamento feitos em aço ca-50 para uso em estruturas mistas de perfis em aço e concreto armado

GRAU: Mestre, ANO: 2019

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.



João Pedro Nascimento de Souza

Avenida Castelo Branco, n° 2312, Cidade Nova
68501-700, Marabá – Pará - Brasil

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

-
- N244a Souza, João Pedro Nascimento de.
Análise experimental do desempenho de conectores de cisalhamento feitos em aço ca-50 para uso em estruturas mistas de perfis em aço e concreto armado / João Pedro Nascimento de Souza. — 2019.
xxi, 120 f. : il. color.
- Orientador(a): Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2019.
1. Estrutura Mista. 2. Concreto armado. 3. Conectores. 4. Cisalhamento. I. Título.

CDD 624

JOÃO PEDRO NASCIMENTO DE SOUZA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO FEITOS EM AÇO CA-50 PARA USO EM ESTRUTURAS
MISTAS DE PERFIS EM AÇO E CONCRETO ARMADO**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia da Universidade Federal do Pará. Como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.

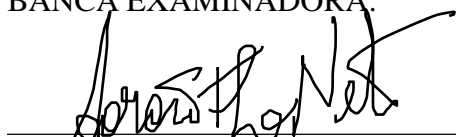
Área de concentração: Infraestrutura

Prof. D. Sc. Aarão Ferreira Lima Neto

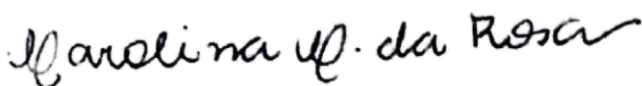
Orientador – Universidade Federal do Pará

Aprovada em 25 de Outubro de 2019.

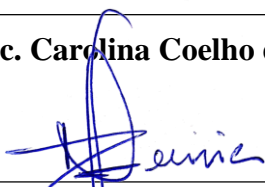
BANCA EXAMINADORA:



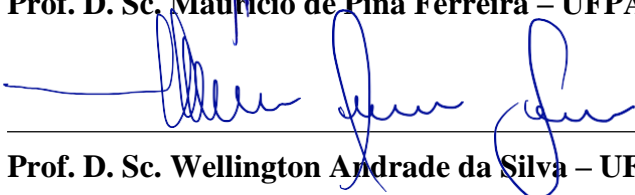
Prof. D. Sc. Aarão Ferreira Lima Neto – UFPA – Orientador



Prof. D. Sc. Carolina Coelho da Rosa – UFPA – Examinadora Externa



Prof. D. Sc. Mauricio de Pina Ferreira – UFPA – Examinador Interno



Prof. D. Sc. Wellington Andrade da Silva – UFG – Examinador Externo

*Dedico este trabalho aos meus pais, Marcio Nunes
de Souza e Evanilde Nascimento de Souza.*

São as nossas escolhas que revelam o que realmente somos, muito mais do que as nossas qualidades.

Alvo Dumbledore (J.K. Rowling)

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo, à Deus, pelo dom da vida, pelas graças e bênçãos concedidas, durante toda a vida. Agradeço pelo Seu amor infinito e misericordioso, apesar de ser tão pequeno diante dEle, e as vezes não o merecer, Ele nunca me deixou desamparado, sempre me levantou e me guiou.

Agradeço aos meus pais, Marcio Nunes de Souza e Evanilde Nascimento de Souza, por sempre acreditarem no meu potencial, pela confiança e paciência comigo, e por sempre serem meu porto seguro e minha fundação, e estarem comigo sempre que eu precisei me dando todo amor e carinho.

Aos meus irmãos, Marcio Nunes de Souza Filho e Marcus Paulo Nascimento de Souza, que mesmo de longe sempre se fizeram presente em todos os momentos, me apoiando e incentivando.

Ao professor e amigo, Aarão Ferreira Lima Neto, pela confiança na elaboração deste trabalho, por todo conhecimento transmitido, pela sua amizade, apoio e por sua valiosa orientação nesta pesquisa.

Aos colaboradores do Laboratório de Engenharia Civil, pelo apoio durante a preparação e execução dos ensaios experimentais, em especial a Francirene Bonfim, que foi bastante prestativa e atenciosa, ajudando na execução dos ensaios e incentivo no decorrer do programa experimental desta pesquisa. Ao seu Lúcio, que muitas vezes colaborou e trouxe soluções para problemas difíceis de resolver. Aos amigos Diego Ferreira, Gabriela Barroso, Jedson Abrantes, Marília Caires, Misley Teixeira, Vanessa Carolaine de Sousa e Vinicius Oliveira, que colocaram a mão na massa, literalmente. Vocês foram sensacionais.

Ao meu amigo e irmão, Diego Ferreira de Souza por todo apoio prestado durante a execução deste trabalho, se mostrando um amigo fiel nas horas fáceis e difíceis, desde a graduação até a finalização deste trabalho, sendo minha “dupla” de laboratório e parceiro de posto.

A minha amiga, Glenda da Silva Costa, uma das melhores pessoas que tive a honra de conhecer ainda durante a graduação, obrigado por ter aberto as portas da Toca tornando-a também meu lar, por ter me dado suporte quando precisei, pelos conselhos e principalmente pela amizade sincera e verdadeira, que muitas vezes tornaram minhas temporadas em Tucuruí mais agradáveis.

Ao meu amigo Eduardo Tenório, pela amizade, pelos diversos momentos de descontração e por ter sido masterchef da Toca muitas vezes. Você foi um anjo que nos alimentou

A minha amiga, Gabriela Machado Barroso, pelo suporte durante a execução deste trabalho, por ser uma amiga compreensiva e por sempre entender os meus atrasos (ou não), e também por ter tornado minhas temporadas em Tucuruí mais agradáveis.

A Ana Irene e Nivaldo Barroso, por terem aberto a porta de sua casa e me dado suporte quando precisei. Vocês foram maravilhosos.

Ao meu amigo Jedson Abrantes pelo companheirismo, paciência e conhecimentos compartilhados durante a realização dos ensaios desta pesquisa. Você é uma pessoa com um coração enorme.

Ao meu amigo, Matheus Lima, meu parceiro de trabalhos da graduação, obrigado pela amizade e por ter me recebido em sua casa quando precisei.

Aos meus amigos, Anderson Alves, Hugo Rodrigues, Gabriela Pires, Gustavo Rodrigues, Lorena Barreto, Mayara Paiva e Lorrany Pereira Marques, Nicole Sá, Veridiano Cardoso e Patrick Silva, que se fizeram presentes apoiando minha caminhada, obrigado pela amizade, companheirismo, conselhos, brincadeiras e por sempre terem estado ao meu lado.

Aos demais familiares e amigos que me apoiaram e incentivaram na realização desse trabalho.

A todos, os meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

As estruturas mistas de aço e concreto passaram a ter um aumento como sistema construtivo com o passar dos anos, devido apresentar vantagens tanto no seu comportamento estrutural quanto a aspectos construtivos. Essas estruturas são aquelas em que ambos os materiais (aço e concreto) trabalham em conjunto, e para que isso seja possível, é necessário o uso de conectores que combatam os esforços de cisalhamento gerados entre os materiais. Existem vários tipos desses conectores, porém, o objetivo de todos é fazer com que a estrutura seja solidarizada e trabalhe monoliticamente. Este trabalho tem o objetivo de analisar experimentalmente o desempenho de conectores de cisalhamento, para emprego em estruturas mistas de aço e concreto armado, modificando geometrias e disposição de conectores compostos por barra de aço CA-50 de diâmetro de $\varnothing 12,5$ mm dobrada em formato próximo ao de uma treliça, fazendo um comparativo para definição de qual modelo oferece uma maior contribuição na ligação. Sendo assim, foram realizados ensaios tipo push-out, seguindo o procedimento descrito na norma europeia EN 1994-1-1 (2004), em 7 espécimes, compostos por um perfil metálico em I soldado com 800 mm de altura, e duas lajes de concreto armado, com dimensões de (600x600x150) mm, em contato com as mesas do perfil metálico, contendo os conectores soldados. Dentre os 7 modelos, 2 deles, chamados de Treliçado Isósceles (TI) e Treliçado Retângulo (TR), foram utilizados como referência, em 4 deles foram feitas variações de disposição dos conectores utilizados nos espécimes de referência, que foram chamados de Treliçado Isósceles Inclinado (TII), Treliçado Retangular Inclinado (TRI), Treliçado Isósceles Piramidal tipo A (TIP A) e Treliçado Isósceles Piramidal tipo B (TIP B), e em 1 foi feita uma mudança de geometria, sendo chamado Reto (RT). Em relação à capacidade de carga, o conector RT apresentou um ganho de carga de 10,82%, 32,94%, 19,53%, 34,51%, 30,98%, 23,14% em relação ao TI, TR, TII, TRI, TIP A e TIP B, respectivamente. Levando em consideração o procedimento de cálculo da resistência de projeto (P_{Rd}) de cada conector pela norma EN 1994-11 (2004) os conectores ensaiados tiveram uma capacidade de carga 46,54% superior a P_{Rd} . Os conectores, em sua totalidade, mostraram-se dúcteis no seu modo de ruptura. Em comparação aos demais, o conector TR apresentou um comportamento mais rígido e, o conector TRI, um comportamento mais flexível em relação aos demais. Desta forma, observa-se que os conectores propostos apresentaram um bom desempenho em relação a capacidade de carga e ao modo de ruptura.

Palavras-chave: Estrutura Mista; Concreto armado; Conectores; Cisalhamento.

ABSTRACT

The steel and concrete composite structures began to increase as a construction system over the years, due to their advantages both in their structural behavior and in their constructive aspects. These structures are those in which both materials (steel and concrete) work together, and for this to be possible, it is necessary to use connectors that combat the shear forces generated between the materials. There are several types of these connectors, but their goal is to make the structure solid and work monolithically. This work aims to experimentally analyze the performance of shear connectors, for use in steel and concrete reinforced composite structures, modifying geometries and arrangement of connectors composed of \varnothing 12.5 mm diameter CA-50 steel bar bent in shape close to a truss, making a comparative to define which model offers the greatest contribution in the connection. Therefore, push-out tests were performed, following the procedure described in the European Standard Norm EN 1994-1-1 (2004), in 7 specimens, consisting of an 800 mm high welded I-metal profile, and two slabs of reinforced concrete, with dimensions of (600x600x150) mm, in contact with the top of flanges of the metallic profile, containing the welded connectors. Among the 7 models, 2 of them, named Isósceles Truss (IT) and Rectangular Truss (RT), were used as reference; in 4 of them were made variations on the arrangement of the connectors used on the reference specimens, which were named Slanted Isosceles Truss. (SIT), Slanted Rectangular Truss (SRT), Piramidal Isosceles Truss Type A (PIT A) and Piramidal Isosceles Truss Type B (PIT B), and in 1 was made a change on the geometry, which was named Straight Truss (ST). Regarding the load capacity, the ST connector presented a load gain of 10.82%, 32.94%, 19.53%, 34.51%, 30.98%, 23.14 % in relation to IT, RT, SIT, SRT, PIT A and PIT B, respectively. Taking into account the design resistance calculation (P_{Rd}) of each connector according to EN 1994-1-1 (2004), the tested connectors had a load capacity 46.54% higher than P_{Rd} . The connectors, in their entirety, presented themselves as ~~they are~~ ductile in their breaking mode. Compared to the others, the RT connector presented a more rigid, and, the SRT, a more flexible behavior. Thus, it is observed that the proposed connectors presented a good performance in relation to the load capacity and rupture mode.

Keywords: Composite Structure; Reinforced concrete; Connectors; Shear.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Esquema (A) e estrutura em execução de sistema misto aço e concreto (B).....	1
Figura 1.2 - Sede da Confederação Nacional dos Municípios (CNM).....	2
Figura 2.1 - Viga Híbrida e viga mista sujeitas a flexão.	6
Figura 2.2 - Tensão de cisalhamento e deslocamentos na interface aço-concreto	7
Figura 2.3 - Tensão e deformação de uma viga mista para diferentes graus de conexão.....	8
Figura 2.4 - Comportamento das vigas mista de acordo com o grau de interação.....	10
Figura 2.5 - Curva Força x Escorregamento para conectores de cisalhamento.....	11
Figura 2.6 - Conector <i>Stud Bolt</i>	12
Figura 2.7 – Esquema conector <i>U</i>	13
Figura 2.8 - Conector <i>U</i> soldado às vigas em um canteiro de obras.	13
Figura 2.9 - Conectores <i>Perfobond</i> (A) e <i>Crestbond</i> (B)	14
Figura 2.10 - Conectores treliçados – (A) Isósceles (TI) e (B) Retângulo (TR).....	15
Figura 2.11 - Conector piramidal	16
Figura 2.12 – Tipos de posições dos conectores de Malite (1993).....	18
Figura 2.13 – Modelo após ensaio <i>push-out</i> realizado por Malite (1993).....	19
Figura 2.14 – Forças de colapso médias dos conectores para os modelos analisados por Malite (1993)	19
Figura 2.15 – Conector V estudado por Cavalcane (2010)	20
Figura 2.16 – Modelo adotado para o conector do tipo V estudado por Cavalcante (2010)....	20
Figura 2.17 – Modelo adotado para o conector do tipo <i>stud bolt</i> estudado por Cavalcante (2010)	21
Figura 2.18 – Resumo das cargas e deslizamentos máximos obtidos por Cavalcane (2010)....	21
Figura 2.19 – Resumo das cargas, deslizamentos característicos e verificação do <i>uplift</i> obtidos por Cavalcane (2010).....	22
Figura 2.20 – Conector treliçado estudado por Chater (2015)	22
Figura 2.21 – Conector treliçado estudado por Chater (2015)	23
Figura 2.22 – Cargas de ruptura dos modelos ensaiados por Chater (2015).....	23
Figura 2.23 – Cargas de ruptura dos modelos ensaiados por Chater (2015).....	23
Figura 2.24 – Cargas de ruptura dos modelos ensaiados por Chater (2015).....	24
Figura 2.25 – Características para os modelos do ensaio <i>push-out</i> por Barbosa (2016).....	24
Figura 2.26 – Conector TR estudado por Barbosa (2016).....	25

Figura 2.27 – Conector TI estudado por Barbosa (2016).....	25
Figura 2.28 – Conector S estudado por Barbosa (2016).....	26
Figura 2.29 – Conectores estudado por Barbosa (2016)	26
Figura 2.30 – Conectores estudado por Barbosa (2016)	27
Figura 2.31 – Conectores estudado por Barbosa (2016)	28
Figura 2.32 - Ensaio de <i>push-out</i> conforme a EN 1994-1-1 (2004).....	29
Figura 2.33 - Determinação da capacidade de deslizamento.....	31
Figura 3.1 – Detalhe das armaduras das lajes.....	34
Figura 3.2 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Isósceles - TI.....	35
Figura 3.3 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Retangular – TR.....	36
Figura 3.4 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Isósceles Inclinado - TII	37
Figura 3.5 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Retangular Inclinado - TRI.....	38
Figura 3.6 - Esquema do Modelo com conector treliçado isósceles piramidal posição A – TIP B.....	39
Figura 3.7 - Esquema do Modelo com conector treliçado isósceles piramidal posição B – TIP B.....	40
Figura 3.8 - Esquema do Modelo com conector <i>Reto</i> - RT.....	41
Figura 3.9 – Armaduras espécimes (A) TI, (B) TR.....	42
Figura 3.10 - Armaduras espécimes (A) TI-I, (B) TR-I, (C) TIP A e TIP B, (D) RT	43
Figura 3.11 – (A) Perfil I utilizado para execução dos espécimes (B) região desbastada.....	46
Figura 3.12 – Conjunto perfil-conectores.....	46
Figura 3.13 – (A) e (B) Extensometro Eletrônico de Resistencia (ERR) e (C) potenciômetro.....	47
Figura 3.14 - Posicionamento dos EER's. no espécime com conector <i>RT</i>	48
Figura 3.15 - Posicionamento dos EER's. no espécime com conector Treliçado isósceles	48
Figura 3.16 - Posicionamento dos EER's. no espécime com conector Treliçado retangulo	48
Figura 3.17 - Posicionamento dos EER's. na armadura das lajes	49
Figura 3.18 – Barra preparada para receber o (a) EER e (b) EER colado.....	49
Figura 3.19 – Barra das Lajes instrumentadas.....	50
Figura 3.20 – Conectores ((A)RT e (B)TR) instrumentados.....	50
Figura 3.21 – Esquema do suporte utilizado para os potenciômetros.	51
Figura 3.22 – Esquema do posicionamento do potenciômetro.....	51
Figura 3.23 - Posicionamento dos potenciômetros (A) esquema (B) execução.....	52
Figura 3.24 - Sistema de aquisição de dados ADS 2000.....	52

Figura 3.25 - Projeto das fôrmas - Esquema	53
Figura 3.26 - Projeto das fôrmas – Medidas.....	53
Figura 3.27 – Execução das formas.....	54
Figura 3.28 – Formas executadas e preparas com desmoldante.....	54
Figura 3.29 - Armadura das lajes	55
Figura 3.30 – (A) Armadura em posicionamento e (B) Espécime TI preparados.....	55
Figura 3.31 – Espécimes preparados para serem colocados nas formas.	55
Figura 3.32 – Colocação dos espécimes na forma.....	56
Figura 3.33 – Espécimes nas formas e prontos para concretagem	56
Figura 3.34 – <i>Slump test</i> do concreto	58
Figura 3.35 – Espécimes moldados	59
Figura 3.36 – Cura dos CPs desformafos	59
Figura 3.37 – Cura dos Espécimes	60
Figura 3.38 – CP’s preparados para o ensaio de caracterização do concreto	60
Figura 3.39 – Espécimes desformados	60
Figura 3.40 - Espécimes pintados.....	61
Figura 3.41 - Ensaio dos CPs. (A) Compressão centrada e (B) Tração por compressão diametral	62
Figura 3.42 - Ensaio de tração do aço	63
Figura 3.43 – Esquema de ensaio.	64
Figura 3.44 – Espécimes posicionado para o ensaio. (A) TI, (B), TR, (C) TI-I.....	65
Figura 3.45 – Espécimes posicionado para o ensaio. (A) TR-I, (B) TIP A, (C) TIP B	65
Figura 3.46 – Espécime RT posicionado para o ensaio.....	65
Figura 4.1 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isósceles - TI	67
Figura 4.2 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Retângulo - TR	67
Figura 4.3 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isosceles Inclinado - TII.....	68
Figura 4.4 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Retângulo Inclinado - TRI.....	68
Figura 4.5 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isosceles Piramidal tipo A – TIP A	69
Figura 4.6 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isósceles Piramidal tipo B – TIP B	69

Figura 4.7 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Reto - RT.....	70
Figura 4.8 – Carga de ruptura dos espécimes.....	71
Figura 4.9 – Carga de ruptura por conector.....	71
Figura 4.10 – Carga resistente de projeto para os conectores pela norma europeia EN 1994-1-1 (2004).	72
Figura 4.11 – Deslizamento vertical para os espécime.	73
Figura 4.12 – Deslizamento vertical para o espécime TI.	75
Figura 4.13 – Deslizamento vertical para o espécime TR.....	76
Figura 4.14 – Deslizamento vertical para o espécime TII.....	76
Figura 4.15 – Deslizamento vertical para o espécime TRI.....	77
Figura 4.16 – Deslizamento vertical para o espécime TIP A.	77
Figura 4.17 – Deslizamento vertical para o espécime TIP B.	78
Figura 4.18 – Deslizamento vertical para o espécime RT.....	78
Figura 4.19 - Deslizamento vertical – Conectores de Cavalcante (2010) e Conectores desta pesquisa.	79
Figura 4.20 – Deslizamento vertical – Conectores de Chater (2015) e TR.....	80
Figura 4.21 - Deslizamento vertical – Conectores de Chater (2015) e Conectores desta pesquisa.	81
Figura 4.22 – Deslizamento vertical – Conectores R-12,5 de Barbosa (2016) e TR.....	82
Figura 4.23 - Deslizamento vertical – Conectores R-12,5 de Barbosa (2015) e Conectores desta pesquisa.	82
Figura 4.24 – Deslizamento vertical – Conectores I-12,5 de Barbosa (2016) e TI.....	83
Figura 4.25 - Deslizamento vertical – Conectores I-12,5 de Barbosa (2015) e Conectores desta pesquisa.	84
Figura 4.26 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime TI.	85
Figura 4.27 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime TR.	86
Figura 4.28 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime TII.	86
Figura 4.29 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime TRI.....	87
Figura 4.30 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime TIP A.....	87
Figura 4.31 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime TIP B.....	88
Figura 4.32 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) para o espécime RT.	88
Figura 4.33 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para os espécimes.	90
Figura 4.34 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime TI.....	90

Figura 4.35 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime TR.	91
Figura 4.36 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime TII.	91
Figura 4.37 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime TRI.	92
Figura 4.38 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime TIP A.	92
Figura 4.39 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime TIP B.	93
Figura 4.40 – Separação transversal (<i>Uplift</i>) média para o espécime RT.	93
Figura 4.41 - Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores de Cavalcante (2010) e conectores desta pesquisa.	95
Figura 4.42 – Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores de Chater (2015) e TR.	96
Figura 4.43 - Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores de Chater (2015) e conectores desta pesquisa.	96
Figura 4.44 – Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores R-12,5 de Barbosa (2016) e TR ...	97
Figura 4.45 - Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores R-12,5 de Barbosa (2016) e conectores desta pesquisa.	98
Figura 4.46 – Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores I-12,5 de Barbosa (2016) e TI	99
Figura 4.47 - Separação transversal (<i>uplift</i>) – Conectores I-12,5 de Barbosa (2016) e conectores desta pesquisa.	99
Figura 4.48 – Deformação dos conectores para o espécime TI.	100
Figura 4.49 – Deformação dos conectores para o espécime TR.	101
Figura 4.50 – Deformação dos conectores para o espécime TII.	101
Figura 4.51 – Deformação dos conectores para o espécime TRI.	102
Figura 4.52 – Deformação dos conectores para o espécime TIP A.	102
Figura 4.53 – Deformação dos conectores para o espécime TIP B.	103
Figura 4.54 – Deformação dos conectores para o espécime RT.	103
Figura 4.55 – Fases de carregamento do ensaio e respectivos comportamentos do conector TI.	106
Figura 4.56 – Fases de carregamento do ensaio e respectivos comportamentos do conector TR.	107
Figura 4.57 – Fases de carregamento do ensaio e respectivos comportamentos do conector RT.	107
Figura 4.58 – Deformação das armaduras da laje dos espécimes.	108
Figura 4.59 – Deformação no concreto para os Espécimes.	109
Figura 4.60 – Espécime TI após a ruptura.	110

Figura 4.61 – Espécime TR após a ruptura.	111
Figura 4.62 – Espécime TII após a ruptura.	111
Figura 4.63 – Espécime TRI após a ruptura.	112
Figura 4.64 – Espécime TIP A após a ruptura.	112
Figura 4.65 – Espécime TIP B após a ruptura.	113
Figura 4.66 – Espécime RT após a ruptura.	113
Figura 4.64 – Mecanismo de surgimento da fissura de sobrecarga, por rotação maior de uma laje em relação a outra, causada por instabilidade devido a alguma excentricidade.	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características dos modelos para ensaios de <i>push-out</i>	33
Tabela 3.2 - Quantidade de material utilizado na concretagem (Kg).....	57
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto	62
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do aço	63
Tabela 4.1 – Cargas obtidas dos espécimes após o ensaio <i>push out</i>	70
Tabela 4.2 – Deslizamentos vertical.....	79
Tabela 4.3 – Resultados de <i>uplift</i>	94
Tabela 4.4 – Ruptura dos espécimes	114

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_{cs}	área da seção transversal do conector;
A_c	área da seção de concreto;
A_s	área da seção do perfil metálico;
d	diâmetro do corpo do conector de cisalhamento;
E_{cm}	modulo de elasticidade do concreto;
f_c	resistência à compressão do concreto;
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão;
f_{cm}	resistência do concreto à compressão obtido experimentalmente;
F_{comp}	força resultante de compressão no concreto da laje mista;
F_{hd}	força de cisalhamento de cálculo tomada como a menor resistência dentre o escoamento da seção bruta do perfil metálico e a resistência à compressão da laje colaborante;
F_s	força de tração no perfil de aço;
f_u	resistência última de ruptura;
f_{ucs}	resistência à ruptura do aço do conector;
f_{ut}	resistência à ruptura do aço do conector obtida experimentalmente;
f_y	tensão de escoamento do aço;
M_{sh}	momento fletor ocasionado pela força 'Fsh' distante 'Z' da base do conector;
P_c	resistência do concreto da laje mista;
P_{Rk}	resistência característica, tomada como a menor carga de ruptura dentre as amostras, dividido pelo número de conectores e reduzido em 10%;
P_s	resistência do perfil metálico da viga mista;
P_{sh}	resistência dos conectores de cisalhamento;

P_{shmax}	resistência dos conectores de cisalhamento no ponto de momento fletor máximo;
$P_{shmax,fi}$	resistência dos conectores de cisalhamento no ponto de momento fletor máximo necessária para anular o deslocamento entre o aço e o concreto;
Q_{Rd}	resistência de cálculo dos conectores de cisalhamento;
R	força de reação a carga aplicada no ensaio de cisalhamento direto push-out nos apoios das lajes;
R_g	coeficiente para a consideração do efeito de atuação de grupo de conectores;
R_p	coeficiente para a consideração da posição do conector;
V_{sh}	força de cisalhamento na interface aço-concreto;
Z	distância de aplicação de 'Fsh' a base do conector de cisalhamento;
α	fator de forma que depende da razão entre a altura nominal do stud bolt e o seu diâmetro 'd';
η_i	grau de conexão entre os materiais, indicativo da resistência da viga mista;
γ_v	fator parcial de segurança segundo a norma EN 1994-1-1:2004;
δ_u	capacidade de deslizamento de conector de cisalhamento ensaiado modelo de push-out, segundo a EN 1994-1-1:2004;
δ_{uk}	capacidade de deslizamento característico de conector de cisalhamento ensaiado modelo de push-out, segundo a EN 1994-1-1:2004;
$EA01$	Extensômetro da haste superior do conector localizado na região superior do perfil.
$EA02$	Extensômetro da haste inferior do conector localizado na região superior do perfil.
$EB01$	Extensômetro da haste superior do conector localizado na região superior do perfil.
$EB02$	Extensômetro da haste inferior do conector localizado na região superior do perfil.

<i>EC</i>	Extensometro da laje de concreto armado.
<i>EL</i>	Extensometro da armadura da laje de concreto armado.
<i>PV</i>	Potenciometro para medição de deslocamento vertical.
<i>PH1</i>	Potenciometro localizado na região superior para medição da separação transversal.
<i>PH2</i>	Potenciometro localizado na região inferior para medição da separação transversal.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	3
1.1.1	Objetivo geral	3
1.1.2	Objetivos Específicos	3
1.2	Justificativa	4
1.3	Estrutura do trabalho	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	Viga mista de aço e concreto	6
2.1.1	Interface aço e concreto.....	7
2.1.2	Grau de conexão e grau de interação.....	8
2.1.2.1	<i>Grau de conexão</i>	8
2.1.2.2	<i>Grau de interação</i>	9
2.2	Conector de cisalhamento	10
2.2.1	Tipos de conectores de cisalhamento	12
2.2.1.1	<i>Conector stud bolt</i>	12
2.2.1.2	<i>Conector U</i>	13
2.2.1.3	<i>Conectores Perfobond e Crestbond</i>	14
2.2.1.4	<i>Conectores Trelçados</i>	15
2.2.1.5	<i>Conector piramidal</i>	16
2.2.2	Dimensionamento de conectores de cisalhamento	16
2.3	Trabalhos realizados na área	18
2.3.1	Malite (1993).....	18
2.3.2	Cavalcante (2010).....	20
2.3.3	Chater (2015).....	22
2.3.4	Barbosa (2016)	24
2.4	Ensaio de cisalhamento direto (<i>push-out</i>)	29
2.4.1	Preparação dos modelos	30
2.4.2	Procedimento de ensaio.....	30
2.4.3	Avaliação do ensaio.....	30
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	33
3.1	Modelos experimentais	33
3.2	Concepção dos conectores de cisalhamento	42
3.3	Solda	43
3.4	Instrumentação	47
3.4.1	Deformações específicas nos conectores de cisalhamento e nas armaduras das lajes.....	47
3.4.2	Deslizamento longitudinal e separação transversal	50
3.5	Formas	53
3.6	Montagem dos espécimes	54
3.7	Definição e caracterização dos materiais	56
3.7.1	Concreto	57
3.7.2	Aço	57
3.8	Dosagem e concretagem	57
3.8.1	Dosagem	57
3.8.2	Concretagem.....	58
3.8.2.1	<i>Moldagem e adensamento</i>	58

3.8.2.2	<i>Cura e desforma</i>	59
3.9	Preparação dos espécimes	61
3.10	Definição e descrição dos ensaios	62
3.10.1	Resistência mecânica do concreto	62
3.10.2	Resistencia mecânica do aço	63
3.10.3	Ensaio <i>push-out</i>	64
4	RESULTADOS E ANÁLISES	66
4.1	Ensaio <i>push-out</i>	66
4.1.1	Carga de Ruptura	66
4.1.2	Deslizamento entre o perfil e as lajes (deslizamento vertical)	73
4.1.3	Separação entre as lajes (<i>uplift</i>)	85
4.1.4	Deformação dos conectores de cisalhamento e da armadura das lajes	100
4.1.4.1	<i>Conectores de Cisalhamento</i>	100
4.1.4.2	<i>Armadura das lajes</i>	108
4.1.5	Fissuração no concreto	109
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	115
5.1	Conclusões	115
5.1.1	Carga de Ruptura	115
5.1.2	Deslizamento entre o perfil e as lajes (deslizamento vertical)	115
5.1.3	Separação transversal (<i>uplift</i>)	116
5.1.4	Conclusões gerais	116
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	117
6	REFERÊNCIAS	118

1 INTRODUÇÃO

Na construção civil, a utilização do aço estrutural e do concreto em sistemas estruturais, em que ambos funcionam em conjunto, teve um aumento expressivo com o passar das décadas. Com a associação desses materiais, foi possível aproveitar as suas propriedades mais relevantes na combinação: O concreto resistindo aos esforços de compressão e o aço aos esforços de tração. Foi possível também a obtenção de construções com formas mais esbeltas e com alta rigidez. As características de projeto, assim como as condições ambientais, influenciam diretamente na escolha do método construtivo a ser utilizado. Assim, o desenvolvimento de novas técnicas e tecnologias visa aproveitar ao máximo as características dos materiais de construção, de forma que otimize a eficiência, a economia e segurança das construções. Na Figura 1.1a mostra-se o esquema de uma estrutura mista de aço e concreto armado e a Figura 1.1b mostra-se uma estrutura em execução.

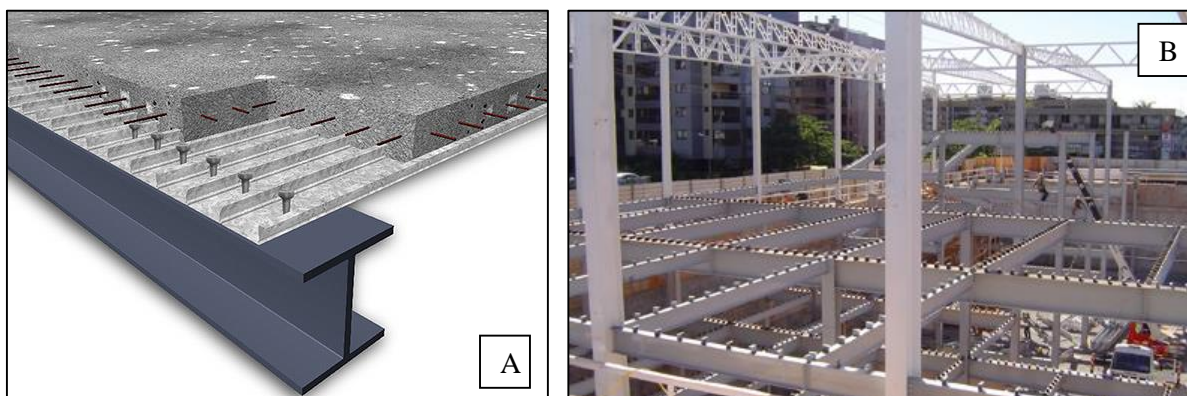


Figura 1.1 - Esquema (A) e estrutura em execução de sistema misto aço e concreto (B)
Fonte: (AÇO PLANO, 2017)

Os elementos mistos aço-concreto oferecem uma série de vantagens sobre os não-mistos e visam aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos. O uso desse sistema misto aço-concreto é bastante difundido em outros países há algumas décadas, de acordo com Ollgaard et al. (1971) tendo a aplicação em pontes na década de 1950 e edifícios na década de 1960. Entretanto, existe uma carência de estudos mais aprofundados sobre a viabilidade do uso desse sistema no Brasil. A Figura 1.2 mostra uma estrutura mista de aço e concreto, a Sede da confederação Nacional dos Municípios, localizada em Brasília (DF). A estrutura foi executada no sistema misto em aço e concreto, com uso de conectores do tipo *stud bolts*.



Figura 1.2 - Sede da Confederação Nacional dos Municípios (CNM)

Fonte: (PROJETO DESING, 2018)

Nos elementos mistos de aço e concreto a seção pode ser reduzida em comparação a uma peça de apenas de aço nas mesmas condições, já que o concreto resiste a uma parcela do carregamento atuante. No caso específico das vigas mistas, por exemplo, ocorre redução da altura total da viga e diminuição do peso de aço demandado. De acordo com Verissimo (2007), essa solução promove redução da altura total de um edificação e do consumo de aço na estrutura, refletindo diretamente na diminuição do custo final da construção. Uma vez que os esforços de tração serão combatidos pelo perfil metálico, não havendo necessidade de se ter concreto na região tracionada, como ocorre em estruturas convencionais de concreto armado, pra que haja o confinamento da armadura.

A conexão entre as seções de aço e de concreto é um dos componentes mais essenciais de um elemento estrutural misto. É através de conectores de cisalhamento que é feita a transferência de forças longitudinais do aço para o concreto e vice-versa. Para Verissimo (2007), são esses conectores que resistem às forças transversais ao eixo do elemento, que tendem a causar a separação dos materiais. Os conectores de cisalhamento são instalados no perfil de aço, usualmente por solda, assegurando dessa forma que os dois materiais que constituem a seção mista, após a concretagem, trabalhem como se fossem praticamente uma peça única.

Quando se trata de conectores de cisalhamento para estruturas de aço e concreto, nota-se que existem diversos tipos, no Brasil, os mais utilizados são o *stud bolt*, também conhecido como pino com cabeça e os conectores *U*, geralmente feitos com pedaços de perfil metálico *C*. Devido a sua praticidade e produtividade, o *stud bolt* é o mais usual atualmente, apresentando um comportamento mais rígido, com uma maior resistência aos esforços cisalhantes e menores deformações. O conector *U* possui uma superfície de contato maior com a laje de concreto, o

que acaba contribuindo para menores concentrações de tensões ao redor do conector, porém, como sua espessura é pequena, tem um comportamento mais dúctil, se deformando mais facilmente que o conector *stud bolt*.

Devido à grande importância dos conectores na conexão dos materiais que compõem uma estrutura mista de aço e concreto, houve a necessidade da elaboração de pesquisas tanto com o intuito de entender melhor o comportamento dos conectores de cisalhamento, quanto pela busca de alternativas economicamente viável, de fácil aquisição e que tivessem uma aplicabilidade de forma que não afete a produtividade. Os estudos de Chater (2015) e Barsosa (2016) buscaram essa alternativa, onde analisaram conectores feitos em barra de aço CA-50 dobrada em formato próximo ao de uma treliça, fixado por solda à viga metálica. Nesse contexto, essa pesquisa visa contribuir com estudos sobre estruturas mistas de aço e concreto, especificamente, conectores de cisalhamento, acerca de novas disposições e geometria dos conectores que foram estudados por Chater (2015) e Barbosa (2016).

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral analisar experimentalmente o comportamento de 7 conectores para cisalhamento na ligação entre estruturas mistas, de aço e concreto armado, utilizando barras de aço CA-50 com diâmetro de \emptyset 12.5 mm para a fabricação dos mesmos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar o comportamento dos conectores de cisalhamento em relação a resistência e ductilidade na ligação;
- Avaliar a influência da alteração de disposição e da geometria dos conectores na carga de ruptura;
- Avaliar a influência da alteração de disposição e da geometria dos conectores no deslizamento vertical e na separação transversal, *uplift*, analisando a ductilidade da conexão;

- Comparar resultados experimentais com trabalhos realizados na área e fazer a avaliação de acordo com as recomendações normativas da EN 1994-11(2004).

1.2 Justificativa

Um dos aspectos relevantes estudados em vigas mistas é a relação força no conector e deslocamento relativo aço-concreto, a qual é obtida por meio de ensaios denominados *push-out*. Por meio desse ensaio é possível, através de normas, determinar a resistência ao cisalhamento dos conectores.

Apesar dos conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt* apresentar vantagens relevantes, como uma alta produtividade na execução e boa ancoragem no concreto, sua aplicação como conectores apresenta desvantagens dentre elas a necessidade de um gerador próprio de grande potência, da ordem de 225 kVA, para a execução da solda, com um sistema de aplicação patenteado e importado que onera a sua utilização em estruturas mistas.

Dessa forma, os conectores treliçados, propostos por Chather (2015) e Barbosa (2016), de modo geral, reduz os custos com materiais e da dependência de equipamentos e instalações específicas para aplicação dos conectores, pois não exigem instalações nem equipamentos específicos para sua implantação, o que os tornam plenamente executáveis nas mais diversas situações de projeto de estruturas mistas.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho é composto de 5 capítulos, que são organizados em conteúdos teóricos e experimentais, com dados apresentados em forma de tabelas, figuras e gráficos, para facilitar a compreensão do que foi desenvolvido.

No capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica, abordando princípios básicos sobre conceitos sobre o tema principal e outros relacionados, os aspectos gerais sobre o comportamento das estruturas mistas de aço-concreto e a metodologia de cálculo para avaliação dos conectores de cisalhamento.

No capítulo 3, é apresentado o programa experimental, onde é descrito a caracterização e informações relacionadas aos materiais utilizados para a concepção dos protótipos ensaiados, assim como seu detalhamento e processo executivo, e também a metodologia de ensaio.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados assim como as análises e comentários acerca dos resultados experimentais obtidos durante a fase experimental. E no Capítulo 5 são apresentadas as conclusões quanto ao que foi estudado e sugestões para trabalhos futuros acerca do tema para novas possibilidades de investigação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com o Queiroz *et al.* (2012) um sistema onde um perfil de aço, seja laminado, soldado ou formado a frio, performa junto com o concreto, armado ou não, é denominado de estrutura mista aço-concreto. Podendo ser pilar misto, viga mista, laje mista ou uma ligação mista, onde a interação do conjunto se dá por meios mecânicos, por atrito ou por aderência e repartição de cargas.

2.1 Viga mista de aço e concreto

Segundo Queiroz *et al.* (2001) *apud* Silva (2006), em uma viga mista de aço e concreto, o concreto da laje e o aço do perfil tem propriedades e características distintas, de modo geral, a parte superior da laje de concreto sofre esforços de compressão, enquanto a base do perfil metálico responde a esforços de tração, desse modo há uma tendência de um deslizamento relativo entre eles, devido a resposta dos materiais ao carregamento ser diferente.

Quando não há conectores de cisalhamento entre os dois materiais, este deslizamento ocorre livremente, e a viga é híbrida, sem ação mista, com cada material agindo separadamente. A Figura 2.1a mostra um esquema de uma viga híbrida e a Figura 2.1b um esquema de uma viga mista.

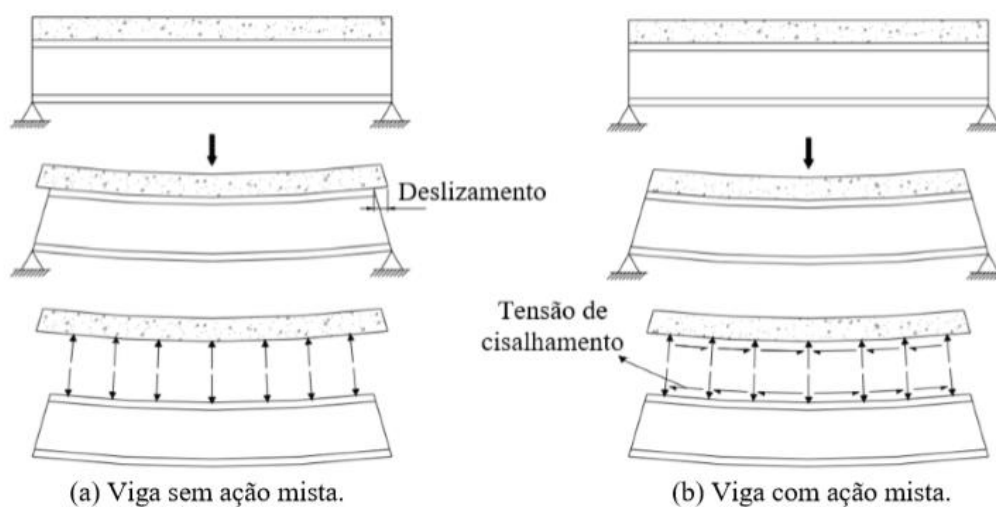


Figura 2.1 - Viga Híbrida e viga mista sujeitas a flexão.
Fonte: (DAVID, 2007)

2.1.1 Interface aço e concreto

Na interface aço e concreto, há forças de atritos, que para Verissimo (2007) elas podem atingir altos valores, porém, não são levadas em consideração na resistência das vigas mistas aço e concreto, por apresentarem comportamento pouco previsível. Devido a isso há a necessidade dos conectores de cisalhamento.

Quando dois elementos estruturais são ligados e passam a se deformar como um único elemento, ocorre a chamada ação mista. No caso de não haver qualquer ligação na interface, cada superfície da interface estará submetida a diferentes deformações e os dois elementos se deformarão independentemente, o que provocará um deslizamento relativo entre elas. Se houver a ligação entre o elemento de aço e o elemento de concreto por meio de conectores de cisalhamento, com resistência suficiente para resistir ao fluxo de cisalhamento gerado na interface, os dois elementos tenderão a se deformar como um único elemento. (BARBOSA, 2016). A Figura 2.2 mostra detalhes do comportamento observado na interface aço-concreto do perfil metálico com a laje de concreto de um sistema misto.

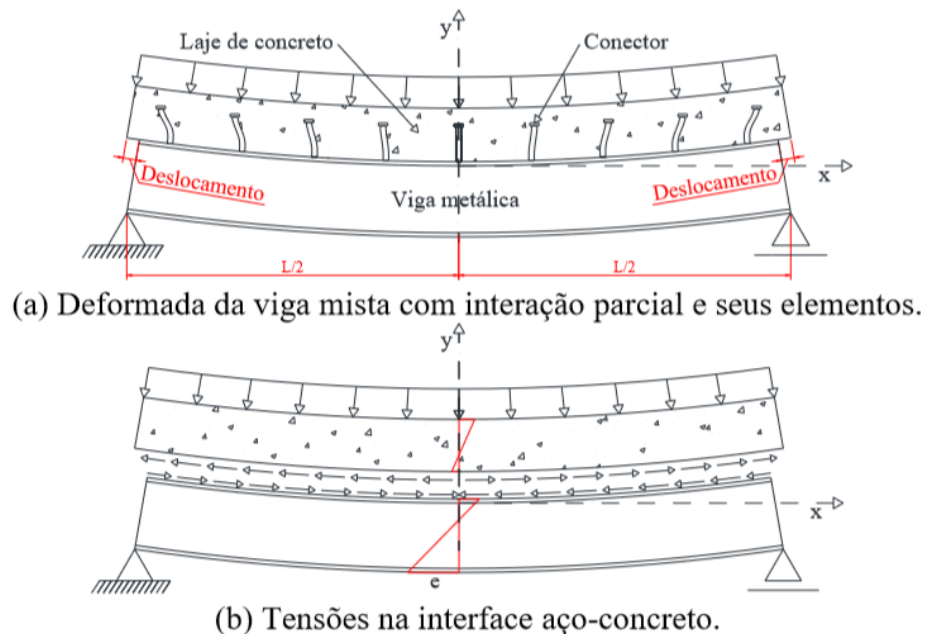


Figura 2.2 - Tensão de cisalhamento e deslocamentos na interface aço-concreto
Fonte: (CAVALCANTE, 2010)

2.1.2 Grau de conexão e grau de interação

2.1.2.1 Grau de conexão

O grau de conexão é indicativo da resistência da viga mista. A resistência de viga mista aço e concreto depende apenas das deformações máximas do concreto e do aço na seção transversal mais solicitada quando o grau de conexão é total, deixando de depender dos conectores. (BARBOSA, 2016)

De acordo com Chater (2015) é realizada uma comparação entre as resistências dos componentes da viga, de modo a se definir o grau de conexão. A conexão será considerada parcial, e a ruptura ocorrerá nos conectores quando a laje de concreto (de resistência $F_c = 0,85 \cdot f_c \cdot A_c$) ou o perfil metálico (de resistência $F_s = A_s \cdot f_y$) tenham a capacidade de resistência maior que os conectores de cisalhamento (de resistência F_{sh}). A viga tem conexão total e o esgotamento da capacidade resistente da viga mista irá se dar no aço do perfil metálico ou no concreto da laje caso os conectores sejam mais resistentes que o perfil e a laje ($F_{sh} > F_s$ e $F_{sh} > F_c$). O dimensionamento de uma viga mista com conexão total é feito determinando a resistência mínima dos conectores para atingir este grau de conexão, obtendo, assim, a quantidade e dimensões dos conectores, e então se procede-se ao cálculo, ignorando a influência dos conectores. A Figura 2.3 mostra detalhes da distribuição de tensões e deformação para os graus de conexão em vigas mistas

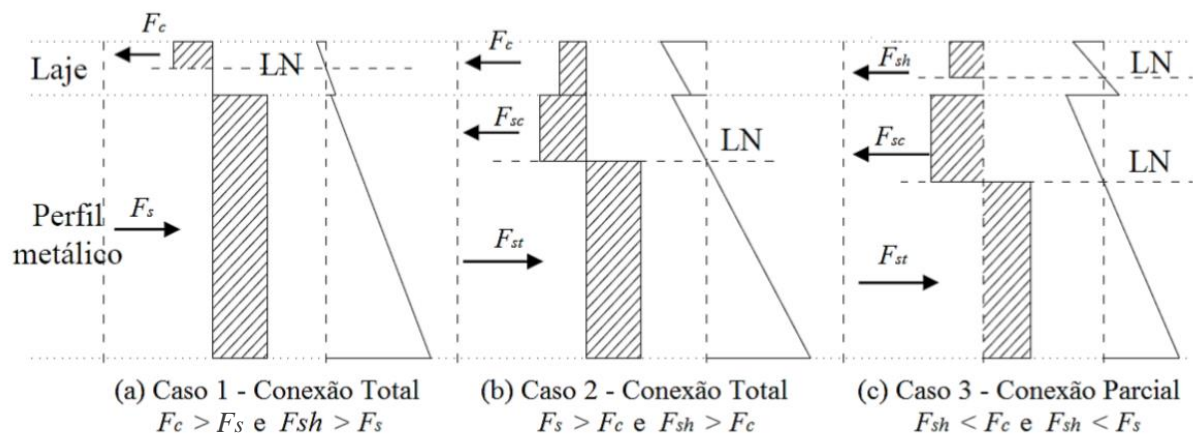


Figura 2.3 - Tensão e deformação de uma viga mista para diferentes graus de conexão
Fonte: (OEHLERS e BRADFORD, 1995 apud CHATER, 2015)

2.1.2.2 Grau de interação

O grau de interação é em relação ao deslizamento relativo entre o perfil metálico e a laje de concreto. Quando o grau de interação é nulo, trata-se de uma viga híbrida e cada material tem sua linha neutra bem definida, neste caso, ocorre um maior deslizamento entre o perfil metálico e a laje de concreto. Quando o grau de interação é total não há deslizamento entre o perfil metálico e a laje de concreto e neste caso a viga terá somente uma linha neutra e comportamento totalmente solidário entre o concreto e o perfil de aço. Quando o grau de interação é parcial ocorre o deslocamento relativo entre o perfil metálico e a laje de concreto. Neste caso a viga terá somente uma linha neutra, mas o diagrama de deformações apresenta uma descontinuidade. (BARBOSA, 2016)

Conforme a NBR 8800 (2008), caso a resistência de cálculo dos conectores situados nas regiões onde ocorrem momentos positivo forem igual ou superior a menor resistência de cálculo entre o aço à tração ou da laje de concreto à compressão, a interação entre o aço e o concreto é completa. Caso a resistência de cálculo dos conectores for menor às duas resistências mencionadas a interação é parcial. O grau interação η_i , pode ser calculado conforme apresentado na Equação 2.1:

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

$\sum Q_{Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção mais próxima de momento nulo;

F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, tomado como o menor valor dentre a resistência ao escoamento da seção bruta do perfil inteiro de aço e a resistência à compressão da seção da laje considerada como colaborante.

A Figura 2.4 mostra o comportamento de vigas mistas de acordo com a interação aço-concreto.

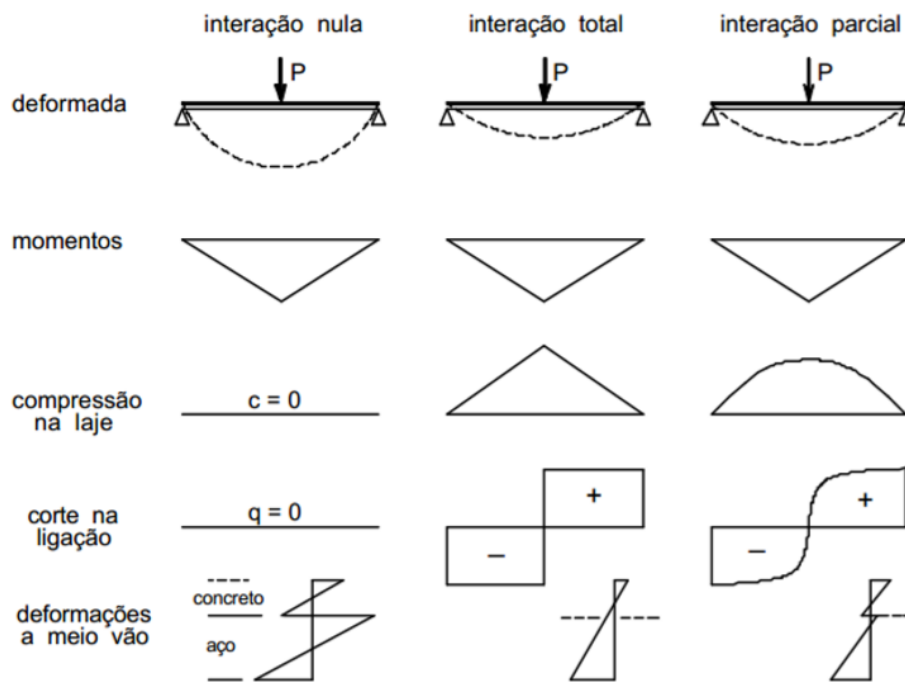


Figura 2.4 - Comportamento das vigas mista de acordo com o grau de interação.
Fonte: (MALITE, 1990 *apud* BARBOSA, 2016)

2.2 Conector de cisalhamento

O desempenho de estruturas mistas aço-concreto depende da ação em conjunta de seus elementos. Devido a isso, torna-se necessário a adoção de conectores de cisalhamento para transmitir o cisalhamento na interface dos componentes. De acordo com Alva e Malite (2005) os conectores são classificados em rígidos e flexíveis e tem como função absorver os esforços de cisalhamento nas duas direções e de impedir o afastamento vertical entre o concreto e o aço. O conceito de rigidez, está relacionado com a capacidade de resistência ao escorregamento na ligação viga de aço e concreto.

Conforme Barbosa (2016) apresenta, o conector flexível, deforma-se muito antes da ruptura, ocasionando maior deslizamento relativo entre o perfil metálico e a laje de concreto da viga mista e apesar de apresentar a vantagem de proporcionar ruptura dúctil, apresenta maior vulnerabilidade quanto a ocorrência de fadiga do material constituinte do conector. Já os conectores rígidos apresentam, pouca deformação e pequenos deslocamentos longitudinais entre o aço e o concreto e possibilita o surgimento de ruptura frágil na viga mista, o que não é desejável do ponto de vista da segurança estrutural. A Figura 2.5 mostra a curva que relaciona a força no conector e o deslocamento relativo entre o aço e o concreto.

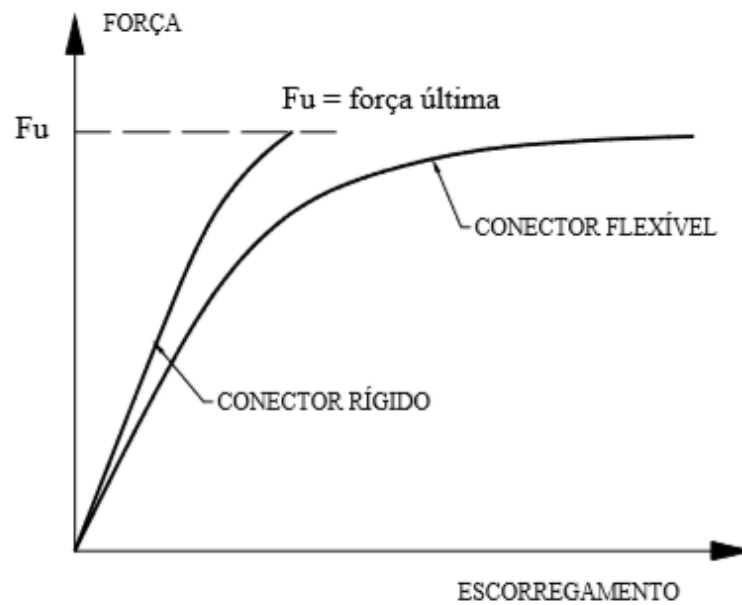


Figura 2.5 - Curva Força x Escorregamento para conectores de cisalhamento.
Fonte: (ALVA E MALITE, 2005)

Para Tristão (2002) quando os conectores são submetidos a carregamentos crescentes e apresentam deformações sem que ocorra o rompimento, mesmo chegando próximo de sua carga de ruptura, o conector tem o comportamento dúctil. Desse modo, ocorre um colapso dúctil após grandes deformações, devido à ruptura da ligação entre aço e concreto. Por outro lado, conectores rígidos demonstram uma boa conexão e apresentam pequenas deformações mostrando um deslocamento relativo baixo entre o perfil de aço e a laje de concreto, o que pode levar a uma ruptura brusca, sem sinais de aviso.

De acordo com Hanwkins e Mitchell (1984) para escolher o melhor tipo de conector, quanto à sua ductilidade, deve-se analisar as características específicas da sua situação de uso de modo que se saiba qual será a sua destinação. Por exemplo, os conectores flexíveis, não são recomendados para situações nas quais os conectores são submetidos a carregamentos cíclicos e cargas oscilantes, pois conectores flexíveis se deformam bem mais que os rígidos podendo colapsar precocemente.

2.2.1 Tipos de conectores de cisalhamento

2.2.1.1 Conector *stud bolt*

De acordo com Cruz *et al.* (2006) é classificado como conector flexível, não sendo recomendável em situações que a sobrecarga seja a maior parcela do carregamento total da estrutura, de modo a evitar a fadiga do conector. Foi desenvolvido na década de 1940 pela Nelson Stud Welding, consiste em um pino projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e, após a soldagem, como conector de cisalhamento, possuindo dimensões padronizadas. Na Figura 2.6 são mostrados alguns detalhes do conector tipo *stud bolt*.

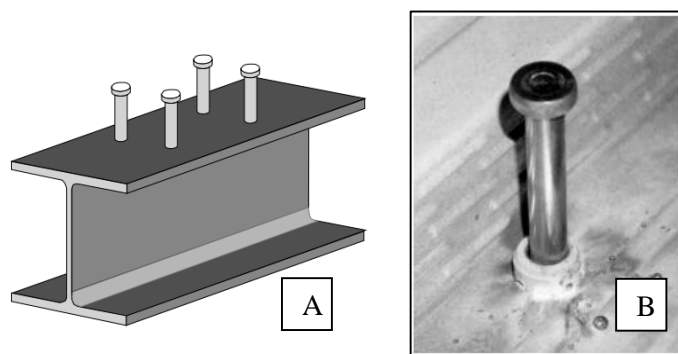


Figura 2.6 - Conector *Stud Bolt*
Fonte: (CRUZ *et al.* 2006)

Para Mahdi *et al.* (2012) as principais vantagens desse conector são:

- Alta velocidade de soldagem, aumentando assim a produtividade;
- Boa ancoragem no concreto;
- Facilidade de disposição da armadura da laje;
- Facilidade de produção em grande escala.

Em relação a sua geometria, ao realizar estudos computacionais em conectores submetidos a ação conjunta de flexão e cisalhamento, Patil e Shaikh (2013) concluíram que o aumento do comprimento dos conectores *studs* não proporciona mudanças consideráveis na deflexão das vigas mistas, por outro lado, ao variar o diâmetro dos *Studs* analisados, obteve-se uma diminuição na deflexão. Já os estudos de Xu *et al.*, (2011) relatam que o aumento da cabeça do conector e o aumento do comprimento embutido proporciona um aumento na carga de ruptura.

2.2.1.2 Conector *U*

O conector *U* é obtido de pedaços de perfis *U* ou *C*, dispostos com o plano da alma perpendicular ao eixo da viga. Para Barbosa (2016) este conector possui baixa inércia em relação a direção da força cisalhante devido a pequena espessura da sua alma, o que o caracteriza como um conector flexível, mais suscetível à deformações que o conector *stud*. Na Figura 2.7 é mostrado um esquema do conector *U* e na Figura 2.8 é mostrada um exemplo da sua aplicação.

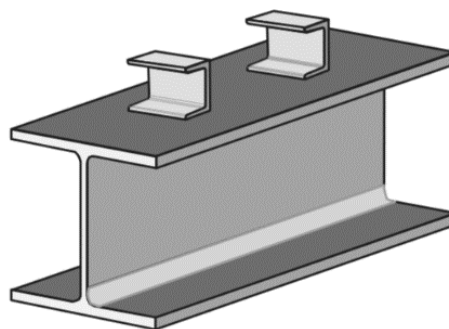


Figura 2.7 – Esquema conector *U*
Fonte: (VERISSIMO, 2007)



Figura 2.8 - Conector *U* soldado às vigas em um canteiro de obras.
Fonte: (BARBOSA, 2016)

Para Verissimo (2007) as maiores dificuldades para à utilização desse conector, são:

- Baixa produtividade de instalação;
- Geralmente o espaço disponível sobre a mesa da viga metálica, em sistemas com pré-laje, é insuficiente para o emprego do perfil *U*;
- O perfil *U*, utilizado como conector, é incompatível com a forma metálica.

2.2.1.3 Conectores *Perfobond* e *Crestbond*

O conector consiste de uma chapa de aço com furos soldada ao perfil metálico e tem comportamento mais rígido. O conector *Perfobond* foi criado em 1987 pela empresa Leonhardt, Andra and Partners. Durante a montagem, as barras de aço da laje devem passar por dentro das aberturas na chapa de aço do conector, o que dificulta o seu posicionamento, se tornando uma desvantagem.

De acordo com Oliveira (2007) ao passar por entre as aberturas da chapa continua o concreto forma pinos virtuais dentro da peça, proporcionando resistência ao cisalhamento na direção horizontal e evitando a separação vertical entre a laje de concreto e a viga de aço.

Conforme Verissimo (2007) o comportamento mecânico do *Perfobond* está principalmente associado a:

- A resistência ao cisalhamento da laje de concreto;
- O efeito da armadura transversal na laje;
- A resistência da própria chapa do conector;
- A resistência ao cisalhamento do concreto confinado dentro dos furos do conector.

Como variação do *Perfobond*, o conector *Crestbond* tem os furos abertos para facilitar a montagem da armadura da laje e para que seja possível um corte simétrico, permitindo a obtenção de duas unidades com um único corte. Para Verissimo (2007), ambos os conectores apresentam boa capacidade de retenção de carga após o pico, sendo que para dimensões semelhantes, o *Crestbond* é mais dúctil na ruptura, porém suporta uma carga um pouco menor que o *Perfobond*. A Figura 2.9 mostra os conectores *Perfobond* e *Crestbond*.

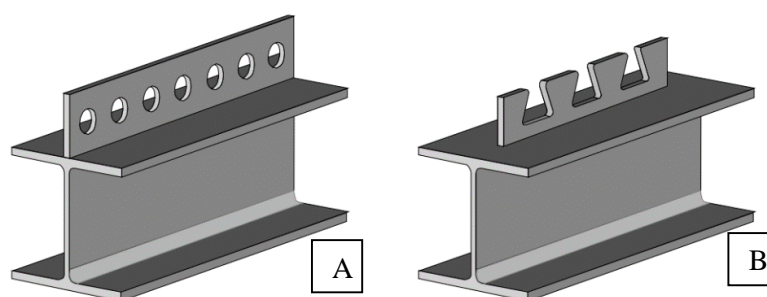


Figura 2.9 - Conectores *Perfobond* (A) e *Crestbond* (B)

Fonte: (CRUZ et al., 2006)

2.2.1.4 Conectores Treliçados

De acordo com Barbosa (2016) os conectores treliçados, apresentados na Figura 2.10, são classificados como um tipo de conector dúctil e apresentam como uma nova alternativa para as conexões em viga mista de aço-concreto. Considerando a aplicação prática em obra, as vantagens dos conectores treliçados são:

- Matéria prima facilmente encontrado no mercado da construção civil;
- Seu processo de fabricação e instalação é simples, podendo ser executado por qualquer profissional armador;
- Pode ser soldado com o auxílio de eletrodos e máquinas comuns, sem a necessidade de aluguel de equipamentos específicos.

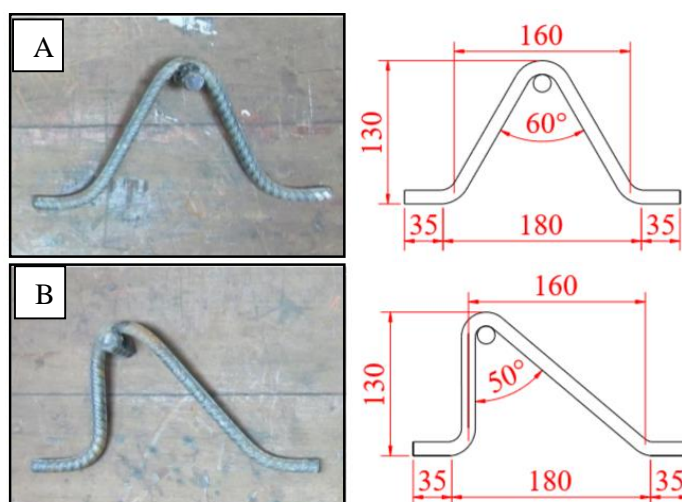


Figura 2.10 - Conectores treliçados – (A) Isósceles (TI) e (B) Retângulo (TR)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

Em Barbosa (2016) o conector I (treliçado isósceles) apresenta a barra dobrada em duas hastes inclinadas e o vértice do triângulo no mesmo lugar geométrico da ancoragem do *stud bolt* e o conector tipo R (treliçado retângulo) é construído com uma haste vertical em sua disposição geométrica, a partir do topo da haste vertical, a dobra da barra de aço forma um ângulo de 50°; esta haste vertical foi posicionada no lugar onde estaria o *stud bolt*.

Os resultados obtidos por Barbosa (2016) mostram que os conectores treliçados do tipo isósceles apresentaram maior ganho de carga em relação aos conectores treliçados do tipo retângulo. Cerca de 21,45%, 16,41% e 18,43% para os diâmetros de 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm, respectivamente.

Para capacidade resistente dos conectores treliçado (Isosceles e Retangular) sugeridos por Barbosa (2016) em relação aos conectores do tipo *stud bolt* de 19,0 mm, observou-se que para os conectores com diâmetro de 12,5 mm, houve um ganho de resistência de cerca de 67,33% para os conectores treliçados do tipo isósceles e 40,11% para os conectores treliçados do tipo retângulo.

2.2.1.5 Conector piramidal

Lee e Han (1998) estudaram o conector piramidal para vigas compostas de chapa de aço e laje de concreto solicitadas à fadiga, haja vista que por este ser o maior empecilho para seu uso em pontes. Uma formulação analítica que prevê, com boa precisão, a resistência do conector, foi proposta pelos autores, que constataram que a ruptura das vigas ensaiadas, com 2 milhões de ciclos de cargas se deu na chapa de aço e no conector. O conector piramidal que foi ensaiado é ilustrado na Figura 2.11.

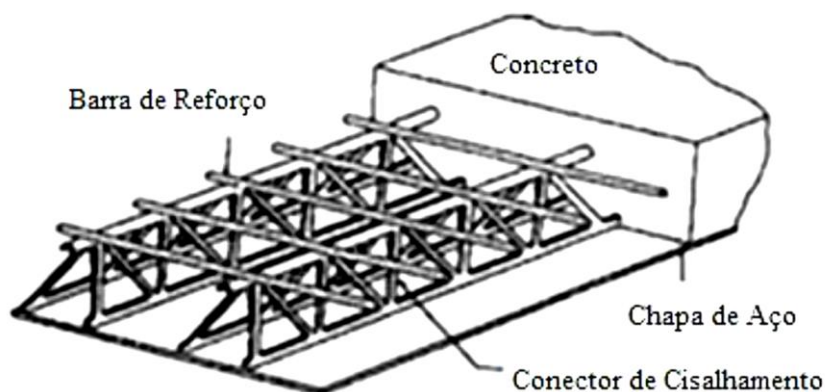


Figura 2.11 - Conector piramidal
Fonte: (LEE E HAN, 1998)

2.2.2 Dimensionamento de conectores de cisalhamento

No item O.4.2.1.1 da NBR 8800 (2008) é determinado que o dimensionamento do conector *stud bolt*, denominado pino com cabeça, seja tomado como o menor valor dentre as Equações 2.2 e 2.3.

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad \text{Equação 2.2}$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

Q_{Rd} é a resistência do conector;

A_{cs} é a seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, dado em O.4.2.1.2;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado em O.4.2.1.3.

Já a EN 1994-1-1 (2004), define a resistência do conector *stud bolt* para consideração deste em seu item 6.6.3.1, conforme as Equações 2.4 e 2.5

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad \text{Equação 2.4}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde:

f_u é a resistência de ruptura do aço do conector *stud bolt*;

d é o diâmetro do corpo do conector *stud bolt*;

γ_v é o fator parcial de segurança (o valor recomendado é de 1,25);

α é o fator de forma que depende da razão entre a altura nominal do *stud bolt* e o seu diâmetro d ;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do corpo de prova cilíndrico do concreto empregado;

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto empregado.

2.3 Trabalhos realizados na área

Existem diversos trabalhos realizados com a temática de conectores de cisalhamento para uso em estruturas mistas de aço e concreto armado. Alguns trabalhos apresentados neste tópico foram utilizados no Capítulo 4, análise dos resultados, para algumas comparações de resultados.

2.3.1 Malite (1993)

Foram ensaiados por Malite (1993) conectores de cisalhamento dos tipos cantoneira simples, enrijecida e perfil *U* formados a frio, os dados da análise laboratorial estão presentes no trabalho de Tristão (2002). Neste caso foram utilizados conectores de 2,66 mm e 4,66 mm de espessura. Onde para cada tipo de conector foram ensaiados 3 modelos. A Figura 2.12 mostra o esquema dos conectores utilizados por Malite (1993).

		Posição	
Tipo	Dimensões (mm)	I	II
Cantoneira simples	A		
	B		
Cantoneira enrijecida	C		
	D		
Perfil 'U' simples	E		
	F		

Figura 2.12 – Tipos de posições dos conectores de Malite (1993)
Fonte: Adaptado de TRISTÃO (2002)

De acordo com Tristão (2002), o modo de ruptura de todos os conectores ficaram bem divididos de acordo com o tipo de conector. Nesse caso, durante o ensaio ocorreram a ruptura do aço do conector junto à solda e a ruptura do concreto. Essas falhas se deram para os

conectores de 2,66 mm e 4,76 mm respectivamente. A Figura 2.13 mostra o ensaio *push-out* realizado por Malite (1993).



Figura 2.13 – Modelo após ensaio *push-out* realizado por Malite (1993)
Fonte: TRISTÃO (2002)

Malite (1993) conforme Tristão (2002), verificou que os conectores do tipo perfil ‘U’ apresentou comportamento semelhante aos conectores do tipo cantoneira, chegando a conclusão que a variável que tem mais influência na resistência da ligação é a espessura da chapa. E em relação ao posicionamento dos conectores, apresentado na Figura 2.12 não foi observados grandes diferenças de ganho de carga, conforme mostra a Figura 2.14, porém o posicionamento I mostrou-se mais dúctil que o posicionamento II.

TIPO DE CONECTOR	POSIÇÃO	FORÇA DE COLAPSO (P_u) (kN)
A	I	135,0
	II	118,8
B	I	185,8
	II	170,0
C	I	128,3
	II	108,3
D	I	168,3
	II	171,7
E	I	124,7
	II	121,7
F	I	203,3
	II	168,3

Figura 2.14 – Forças de colapso médias dos conectores para os modelos analisados por Malite (1993)
Fonte: TRISTÃO (2002)

2.3.2 Cavalcante (2010)

Cavalcante (2010) estudou conectores de cisalhamento em formato de V, fabricados a partir de perfis metálicos U, conforme mostra a Figura 2.14, onde além do estudo numérico ele realizou um estudo experimental, analisando 3 espessuras de conector V (2,65 mm, 3,75 mm e 4,75 mm). A Figura 2.15 mostra o conector V executado e a Figura 2.16 ilustra o esquema utilizado para execução dos conectores V (medidas em cm).

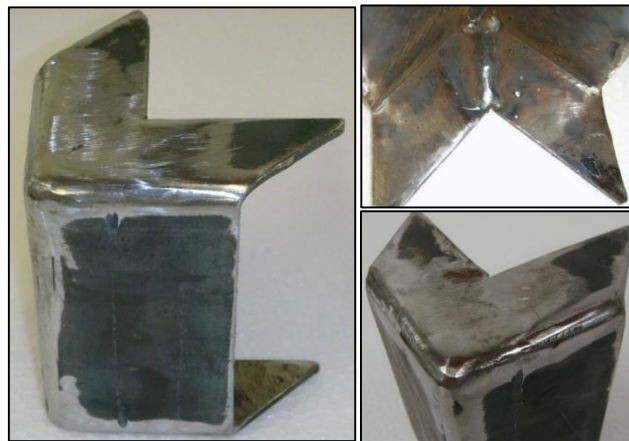


Figura 2.15 – Conector V estudado por Cavalcante (2010)
Fonte: (CAVALCANTE, 2010)

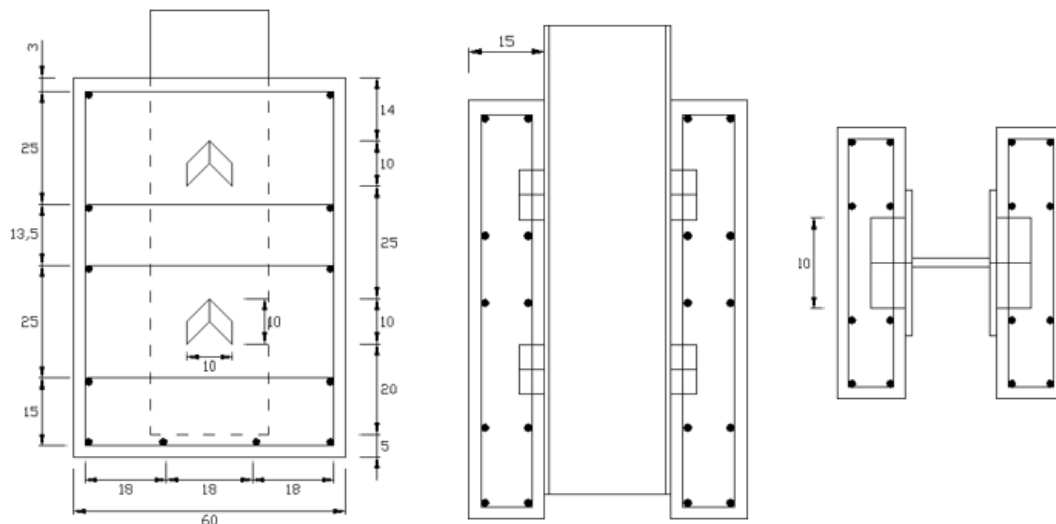


Figura 2.16 – Modelo adotado para o conector do tipo V estudado por Cavalcante (2010)
Fonte: CAVALCANTE (2010)

Cavalcante (2010) executou modelos com conectores *Stud Bolt*, com 19 mm de diâmetro (Tanto os conectores V, quanto os conectores *Stud Bolt* tinha 130 mm de altura). A Figura 2.17 ilustra o esquema utilizado para execução dos conectores *stud bolt* (medidas em cm).

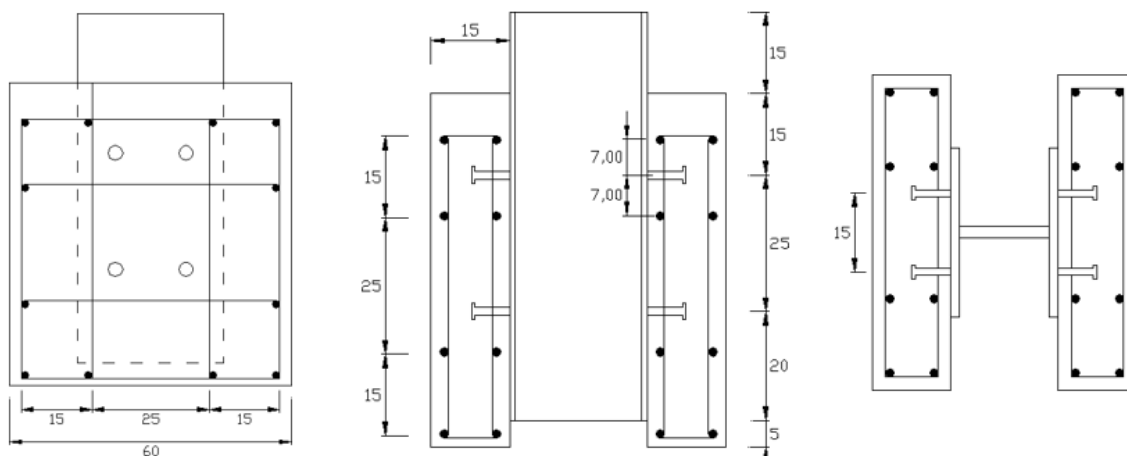


Figura 2.17 – Modelo adotado para o conector do tipo *stud bolt* estudado por Cavalcante (2010)
Fonte: CAVALCANTE (2010)

A Figura 2.18 ilustra a tabela com as cargas e os deslizamentos máximos. Em relação a carga de ruptura o modelo ‘V’ - 4,75 mm apresentou melhores resultados enquanto o conector ‘V’- 2,65 mm apresentou resultados aproximados ao conector *stud*, porém, nos carregamentos iniciais, apresentou maior rigidez que o *stud*. Para os deslizamentos longitudinais do perfil em relação à laje, os conectores ‘V’- 3,75 mm e ‘V’- 4,75 mm apresentaram resultados semelhantes. Essa semelhança é devido o conector ‘V’- 4,75 mm ter sido confeccionado com um aço de resistência à tração inferior aos demais conectores. Em relação a separação transversal o conector *stud* apresentou valores superiores em relação ao conectores ‘V’, conforme mostra a Figura 2.19. Cavalcante (2010) classificou, após análise dos resultados, o conector V como sendo um conector rígido.

Modelo do conector		Q_{max}	Q_{max} - por conector	P_k	δ_u	δ_{uk}
		kN	kN	kN	mm	mm
<i>stud</i> - 130 mm	Mod. -01	793,40	99,18	710,00	8,63	7,76
	Mod. -02	914,20	114,28	820,20	5,73	5,16
	Mod. -03	850,00	106,25	756,00	5,30	4,77
‘V’- 2,65 mm	Mod. -01	867,00	108,38	783,00	4,21	3,79
	Mod. -02	857,60	107,20	782,00	2,78	2,50
	Mod. -03	855,80	106,98	785,40	4,32	3,89
‘V’- 3,75 mm	Mod. -01	1230,00	153,75	1153,00	5,18	4,67
	Mod. -02	1191,60	148,95	108,34	4,87	4,38
	Mod. -03	1262,80	157,85	114,22	5,21	4,69
‘V’- 4,75 mm	Mod. -01	1219,80	152,48	1101,00	4,13	3,72
	Mod. -02	1244,20	155,53	1147,00	4,48	4,03
	Mod. -03	1221,40	152,68	1086,40	5,27	4,74

Figura 2.18 – Resumo das cargas e deslizamentos máximos obtidos por Cavalcante (2010)
Fonte: (CAVALCANTE, 2010)

Modelo do conector		Q_{max}	$0,8 \times Q_{max}$	δ_{80}	$uplift_{80}$	$uplift_{80}/\delta_{80}$	
		kN	kN	mm	mm	%	Resultado
stud-130 mm	Mod. -01	793,40	657,20	5,365	1,865	34,77	ok
	Mod. -02	914,20	735,60	2,984	0,664	22,24	ok
	Mod. -03	850,00	697,00	4,072	0,294	7,21	ok
‘V’- 2,65 mm	Mod. -01	867,00	660,00	1,999	0,997	49,86	ok
	Mod. -02	857,60	701,60	1,485	0,737	49,60	ok
	Mod. -03	855,80	666,00	2,615	1,120	42,84	ok
‘V’- 3,75 mm	Mod. -01	1230,00	988,00	2,964	1,275	43,00	ok
	Mod. -02	1191,60	96,02	2,018	0,925	45,83	ok
	Mod. -03	1262,80	110,99	3,875	1,864	48,09	ok
‘V’- 4,65 mm	Mod. -01	1219,80	96,50	2,261	0,918	40,59	ok
	Mod. -02	1244,20	102,50	2,616	0,876	33,49	ok
	Mod. -03	1221,40	98,54	2,820	1,066	37,80	ok

Figura 2.19 – Resumo das cargas, deslizamentos característicos e verificação do *uplift* obtidos por Cavalcante (2010)
Fonte: (CAVALCANTE, 2010)

2.3.3 Chater (2015)

Chater (2015) estudou conectores de cisalhamento feitos em barra de aço CA-50 dobrada em formato próximo ao de uma treliça, como mostra o esquema da Figura 2.20. Chater (2015) executou 3 modelos desse conector com diâmetro de 12,5 mm, conforme ilustra a Figura 2.21. Após a realização dos ensaios, Chater (2015) comparou os resultados obtidos com os resultados de Cavalcante (2010). A Figura 2.22 mostra a carga de ruptura para os modelos ensaiados por Chater (2015).

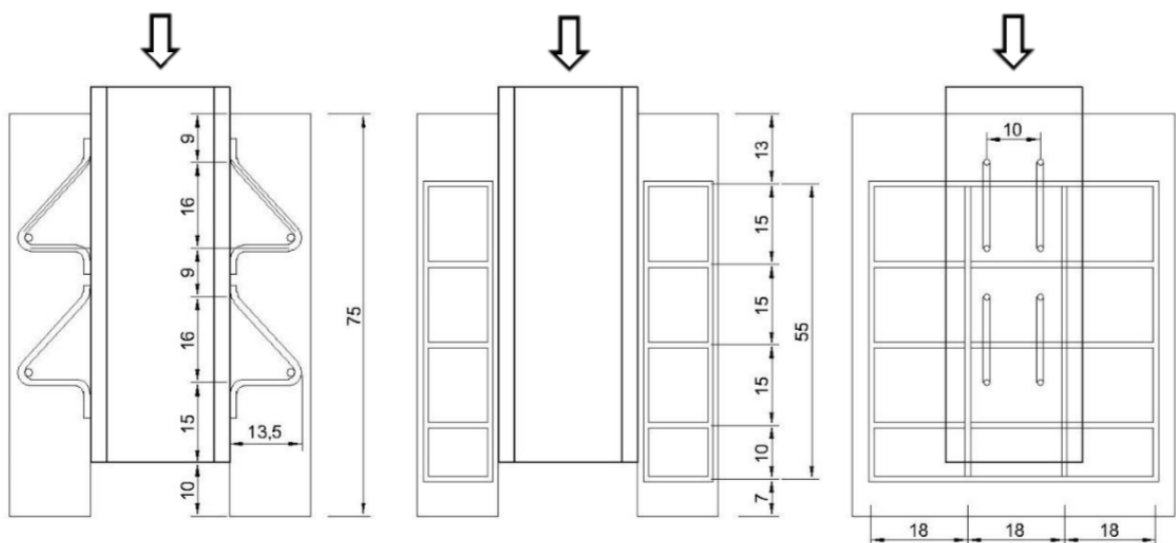


Figura 2.20 – Conector treliçado estudado por Chater (2015)
Fonte: (CHATER, 2015)



Figura 2.21 – Conector treliçado estudado por Chater (2015)
Fonte: (CHATER, 2015)

	Modelo V1	Modelo V2	Modelo V3	Média
Carga de Ruptura	138,12 tf	128,00 tf	134,60 tf	133,57 tf

Figura 2.22 – Cargas de ruptura dos modelos ensaiados por Chater (2015)
Fonte: (CHATER, 2015)

Em relação a carga de ruptura, os conectores apresentaram um ganho em relação ao conectores ‘V’ estudados por Cavalcante (2010). Para a separação transversal, a Figura 2.23 mostra o gráfico comparativo de *uplift*, onde os conectores V – treliçados de 12,5 mm obtiverem menores valores de *uplift* em relação ao *stud bolt*, ao conector ‘V’ de espessura 2,65 mm e valores próximos aos conectores ‘V’ de 3,75 mm e 4,75 mm. Chater (2015), após analisar os resultados, apresentados no gráfico da Figura 2.24, classificou o conector estudado como sendo um conector rígido.

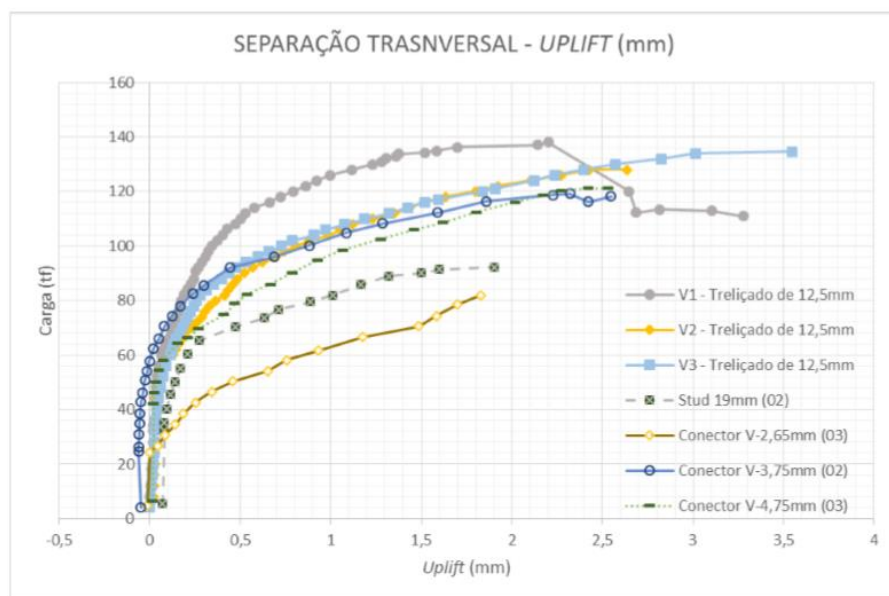


Figura 2.23 – Cargas de ruptura dos modelos ensaiados por Chater (2015)
Fonte: (CHATER, 2015)

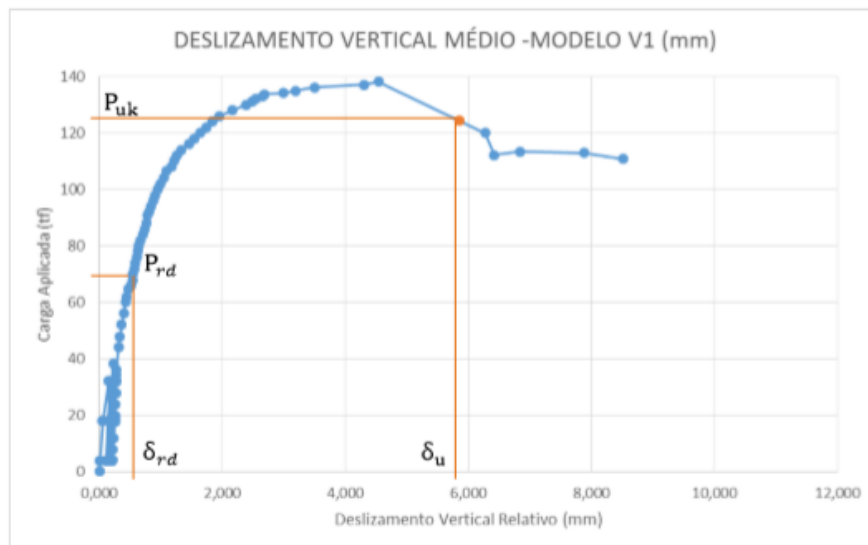


Figura 2.24 – Cargas de ruptura dos modelos ensaiados por Chater (2015)
Fonte: (CHATER, 2015)

2.3.4 Barbosa (2016)

Barbosa (2016) seguiu a mesma linha de pesquisa de Chater (2015), estudando conectores feitos em barra de aço CA-50 dobrada em formato próximo ao de uma treliça, além de estudar uma nova geometria (em formato de um triângulo isósceles), e variar o diâmetro dos conectores, 8 mm, 10 mm e 12,5 mm. Barbosa (2016) também executou modelos com conectores *Stud Bolt*, com 19 mm de diâmetro (Todos os conectores estudados por ele tinha 130 mm de altura). A Figura 2.25 mostra as características dos conectores estudados e as Figuras 2.26 a 2.28 mostra o esquema para execução dos modelos e a Figura 2.29 mostra os conectores.

Tipos de Modelos	Nomenclatura dos Modelos	Quantidade de Modelos	Armadura de Cisalhamento	
			Tipo de conector	Diâmetro (ϕ)
S	S19	3	<i>stud bolt</i>	19,0 mm
R	V	3	TR - Treliçado Retângulo	12,5 mm
	R8	3	TR - Treliçado Retângulo	8,0 mm
	R10	3	TR - Treliçado Retângulo	10,0 mm
	R12,5	3	TR - Treliçado Retângulo	12,5 mm
I	I8	3	TI - Treliçado Isósceles	8,0 mm
	I10	3	TI - Treliçado Isósceles	10,0 mm
	I12,5	3	TI - Treliçado Isósceles	12,5 mm

Figura 2.25 – Características para os modelos do ensaio *push-out* por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

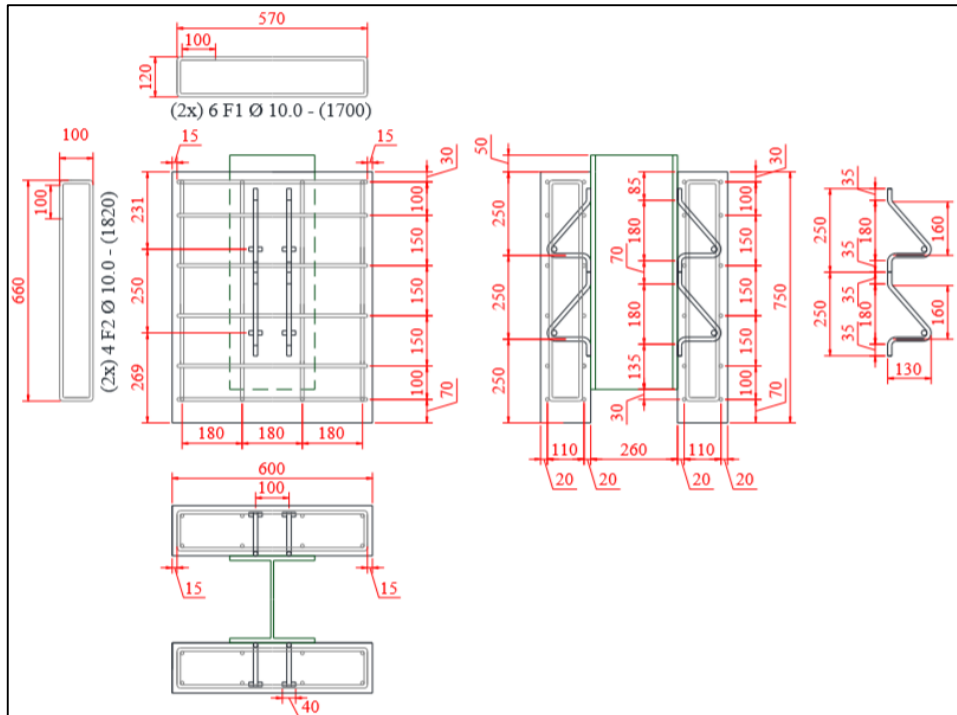


Figura 2.26 – Conector TR estudado por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

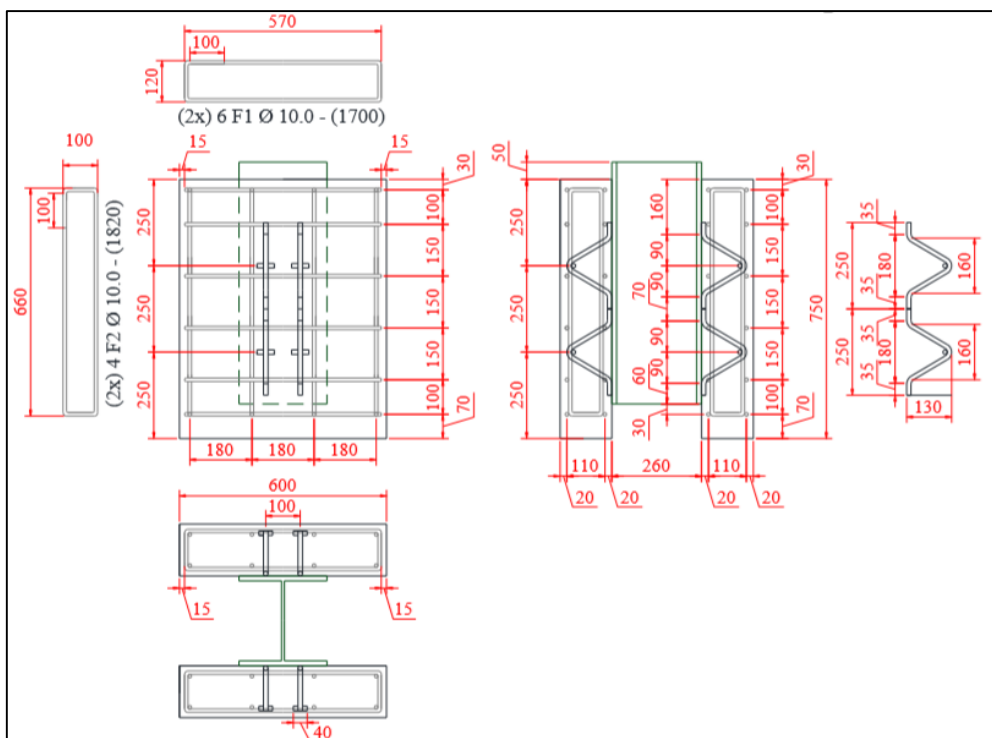


Figura 2.27 – Conector TI estudado por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

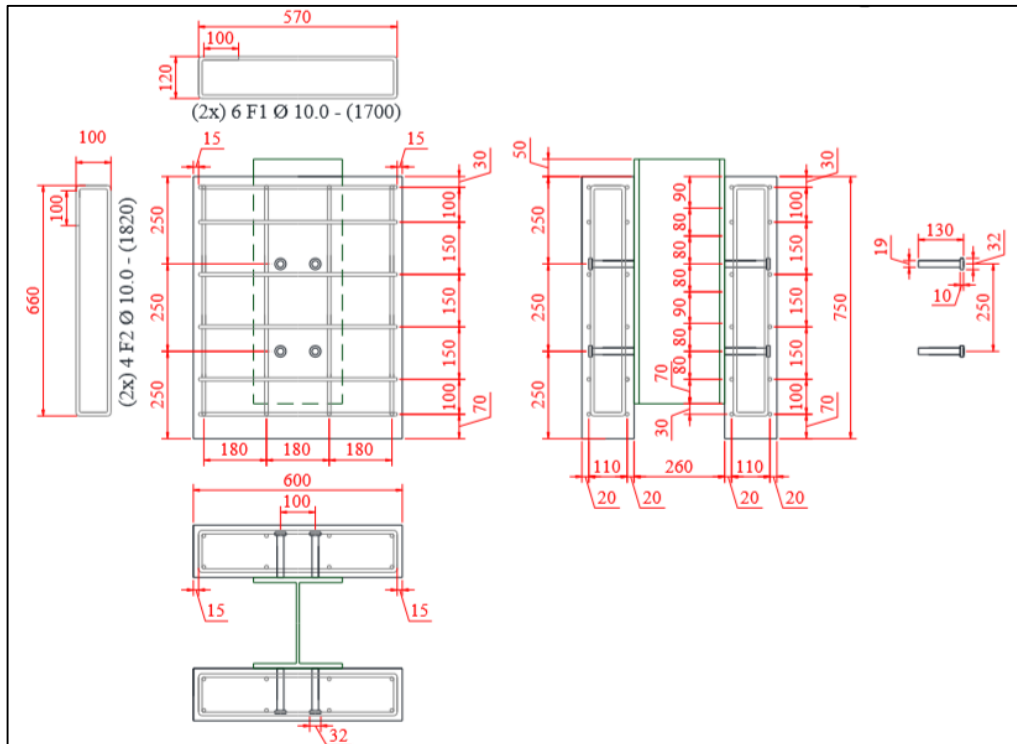


Figura 2.28 – Conector S estudado por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)



Figura 2.29 – Conectores estudado por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

Em relação a carga de ruptura, os conectores de cisalhamento que apresentaram maiores cargas resistentes foram os com formato de triângulo isósceles com 12,5 mm de diâmetro e triângulo retângulo com 12,5 mm de diâmetro respectivamente. Em relação a

separação transversal, os conectores treliçados isósceles apresentaram menores valores de *uplift*, com resultados semelhante os conectores *stud bolt* para os níveis de carregamento de 80% das cargas resistentes máximas. A Tabela da Figura 2.30 apresenta os resultados obtidos de *uplift* após o ensaio. De modo geral, os conectores treliçados com diâmetro de 12,5 mm apresentaram, menores valores de *uplift*. Após os ensaios experimentais, Barbosa classificou os conectores os conectores treliçados como flexível, apresentando comportamento plástico na ruptura, conforme mostra a Tabela da Figura 2.31.

Modelo	Data de ensaio	Idade do concreto (dias)	P_{max} Total (kN)	P_{med} Total (kN)	Up_{80} (mm)	Up_{80} média (mm)	$Up_{P_{max}}$ (mm)	$Up_{P_{max}}$ média (mm)	Up_{80}/δ_{80} (%)
V-1	01/08/2014	37	1354,50	1309,93	0,35	0,70	1,81	2,42	17%
V-2	29/07/2014	34	1255,30		0,85		2,37		38%
V-3	06/08/2014	42	1320,00		0,91		3,07		47%
S19-1	25/09/2015	65	920,80	997,00	0,26	0,42	0,81	0,99	8%
S19-2	29/09/2015	69	1010,20		0,25		0,71		5%
S19-3	01/10/2015	71	1060,00		0,75		1,44		13%
R8-1	05/11/2015	106	481,40	505,60	0,80	0,97	2,07	2,65	36%
R8-2	09/11/2015	110	533,80		1,00		3,22		40%
R8-3	10/11/2015	111	501,60		1,12		2,67		45%
R10-1	09/10/2015	79	844,80	804,80	1,27	1,18	3,27	2,55	34%
R10-2	13/10/2015	83	765,20		1,15		2,26		42%
R10-3	15/10/2015	85	804,40		1,13		2,12		38%
R12,5-1	20/10/2015	90	1290,20	1384,07	1,68	1,69	3,41	3,03	31%
R12,5-2	22/10/2015	92	1347,20		1,55		2,85		25%
R12,5-3	28/10/2015	98	1514,80		1,85		2,83		23%
I8-1	04/12/2015	135	584,80	597,73	0,28	0,22	1,79	1,32	18%
I8-2	07/12/2015	138	601,00		0,20		1,05		13%
I8-3	09/12/2015	140	607,40		0,19		1,12		14%
I10-1	20/11/2015	121	897,00	921,53	0,35	0,27	1,42	1,34	24%
I10-2	26/11/2015	127	976,80		0,21		1,40		14%
I10-3	28/11/2015	129	890,80		0,25		1,20		18%
I12,5-1	11/12/2015	142	1548,60	1553,13	0,55	0,47	2,01	1,70	23%
I12,5-2	14/12/2015	145	1540,80		0,46		1,69		13%
I12,5-3	18/12/2015	149	1570,00		0,40		1,39		12%

P_{max} - Carga máxima resistida pelo modelo experimental.
 P_{med} - Média das cargas máximas dos modelos experimentais.
 Up_{80} - Valores de *uplift* para 0,8. P_{max} .
 $Up_{P_{max}}$ - *Uplift* para a carga máxima resistida pelos modelos experimentais.
 δ_{80} - Deslizamento correspondente a 0,8. P_{max} .

Figura 2.30 – Conectores estudado por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

Modelo	Data de ensaio	Idade do concreto (dias)	P_{max} Total (kN)	P_{med} Total (kN)	δ_u (mm)	δ_u média (mm)	δ_{uk} (mm)	δP_{max} (mm)	δ_{80} (mm)	Classificação EN 1994-1-1:2004
V-1	01/08/2014	37	1354,50	1309,93	9,75	9,75	8,78	7,57	2,10	Flexível
V-2	29/07/2014	34	1255,30		-		-	6,09	2,23	-
V-3	06/08/2014	42	1320,00		-		-	8,97	1,95	-
S19-1	25/09/2015	65	920,80	997,00	-	18,05	-	8,13	3,09	-
S19-2	29/09/2015	69	1010,20		17,50		15,75	12,05	4,61	Flexível
S19-3	01/10/2015	71	1060,00		18,60		16,74	14,83	5,71	Flexível
R8-1	05/11/2015	106	481,40	505,60	10,55	9,63	9,50	8,06	2,20	Flexível
R8-2	09/11/2015	110	533,80		9,00		8,10	7,90	2,47	Flexível
R8-3	10/11/2015	111	501,60		9,35		8,42	6,72	2,47	Flexível
R10-1	09/10/2015	79	844,80	804,80	10,70	10,50	9,63	9,93	3,70	Flexível
R10-2	13/10/2015	83	765,20		-		-	5,63	2,72	-
R10-3	15/10/2015	85	804,40		10,30		9,27	5,90	2,95	Flexível
R12,5-1	20/10/2015	90	1290,20	1384,07	25,75	27,02	23,18	18,66	5,37	Flexível
R12,5-2	22/10/2015	92	1347,20		27,40		24,66	16,09	6,30	Flexível
R12,5-3	28/10/2015	98	1514,80		27,90		25,11	21,58	7,90	Flexível
I8-1	04/12/2015	135	584,80	597,73	10,22	10,32	9,20	5,66	1,60	Flexível
I8-2	07/12/2015	138	601,00		10,45		9,41	4,88	1,51	Flexível
I8-3	09/12/2015	140	607,40		10,30		9,27	4,58	1,36	Flexível
I10-1	20/11/2015	121	897,00	921,53	12,20	13,97	10,98	4,47	1,45	Flexível
I10-2	26/11/2015	127	976,80		13,50		12,15	5,58	1,55	Flexível
I10-3	28/11/2015	129	890,80		16,20		14,58	4,18	1,41	Flexível
I12,5-1	11/12/2015	142	1548,60	1553,13	-	18,35	-	12,96	2,37	-
I12,5-2	14/12/2015	145	1540,80		22,50		20,25	15,47	3,48	Flexível
I12,5-3	18/12/2015	149	1570,00		14,20		12,78	11,96	3,30	Flexível

P_{max} - Carga máxima resistida pelo modelo experimental.
 P_{med} - Média das cargas máximas dos modelos experimentais.
 δ_u - Deslizamento correspondente a P_k .
 δ_{uk} - $0,90 \cdot \delta_u$ (capacidade de deslizamento característica). Se $\delta_{uk} \geq 6,0$ mm, o conector é classificado com dúctil.
 δP_{max} - Deslizamento correspondente a P_{max} .
 δ_{80} - Deslizamento correspondente a $0,80 \cdot P_{max}$.

Figura 2.31 – Conectores estudado por Barbosa (2016)
Fonte: (BARBOSA, 2016)

2.4 Ensaio de cisalhamento direto (*push-out*)

A norma Europeia EN 1994-1-1 (2004) padroniza o ensaio de cisalhamento direto, mais conhecido como *push-out*, para cálculo em estruturas mistas. No ensaio, deve-se soldar a um perfil de aço os conectores de cisalhamento em ambos os lados (nas mesas). O perfil será ligado a duas lajes com dimensões de (60x60x15) cm, armadas, que são moldadas nas faces das mesas do perfil de aço, envolvendo os conectores. Com o auxílio de um atuador hidráulico é feita a aplicação de carga no perfil, medindo-se os deslizamentos do perfil em relação à laje (o que permitirá a construção de um gráfico força x deslizamento e uma análise da ductilidade e resistência dos conectores). Monitorando também o distanciamento entre as lajes, o *uplift*. A Figura 2.32 mostra como deve ser um espécime de acordo com a norma.

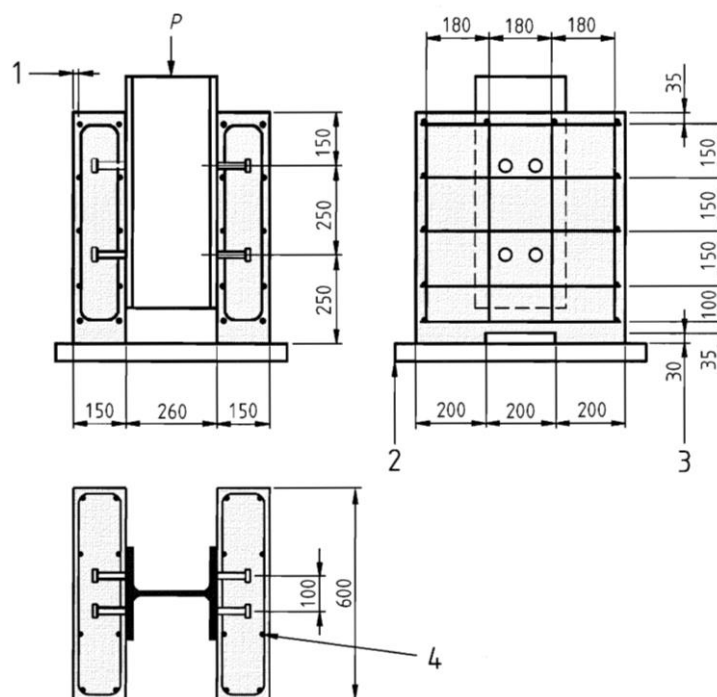


Figura 2.32 - Ensaio de *push-out* conforme a EN 1994-1-1 (2004)

Fonte: (EN 1994-1-1 (2004))

Onde:

1 é o cobrimento de 15 mm;

2 é a argamassa ou gesso para nivelamento;

3 é o recuo opcional;

4 são as barras com diâmetros de 10 mm com resistência de escoamento entre 450 e 550MPa.

2.4.1 Preparação dos modelos

Antes da concretagem dos modelos, os perfis devem receber na região de interface com o concreto, neste caso as mesas, uma substância que elimine a aderência com o concreto, como por exemplo a graxa. Durante a concretagem devem ser moldados 4 corpos de prova para cada lote ou betonada de concreto, colocados próximos dos modelos e curados ao ar, sob as mesmas circunstâncias, para determinação da resistência à compressão do concreto. A ruptura dos corpos de prova deve ser feita à mesma época do ensaio *push-out*. A resistência f_{cm} será tomada como a média dos 4 corpos de prova, e deve ter valor de $70\% \pm 10\%$ da resistência f_{ck} esperada.

2.4.2 Procedimento de ensaio

O ensaio deve ser realizado seguindo algumas etapas:

- Na primeira, aplica-se uma carga em incrementos até que se chegue a 40% da carga estimada de ruptura;
- Em seguida, aplica-se a carga ciclicamente variando entre 5% e 40% da carga de ruptura estimada, por 25 vezes;
- Na última fase, deve-se levar o modelo à carga de ruptura em menos de 15 minutos, e continuar tomando as medidas até que se alivie a carga máxima de ruptura em 20%.

Tanto o deslocamento relativo entre as lajes de concreto armado e o perfil metálico quanto a separação transversal entre as lajes de concreto devem ser monitorados durante todo o ensaio, desde o início do carregamento até que a força decresça em 20% do valor máximo de carga obtido para cada modelo.

2.4.3 Avaliação do ensaio

A EN 1994-1-1:2004 recomenda que para análise dos resultados de três modelos nominalmente idênticos ensaiados, caso nenhum resultado individual exceda em mais de 10%

a média dos resultados de todos os testes, a resistência de cálculo pode ser definida pela Equação 2.6.

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde:

P_{Rk} é a resistência característica, tomada como a menor carga de ruptura dentre as amostras, dividido pelo número de conectores e reduzido em 10%;

f_u é a mínima resistência última especificada para o material do conector;

f_{ut} é a resistência última do material do conector empregado no teste obtida por ensaio;

γ_V é o fator parcial de segurança (o valor recomendado é de 1,25).

Caso se exceda o limite de 10% do desvio padrão, mais três testes devem ser feitos.

A capacidade de deslizamento de um modelo, δ_u , deve ser tomada como o deslizamento medido para a carga P_{Rk} , ou seja, a carga máxima reduzida em 10%. A capacidade de deslizamento característica δ_{uk} é, por sua vez, δ_u reduzida em 10%. Na Figura 2.33 mostra a progressão do carregamento e das deformações nos modelos durante os ensaios experimentais para a caracterização do conector de cisalhamento quanto a sua ductilidade.

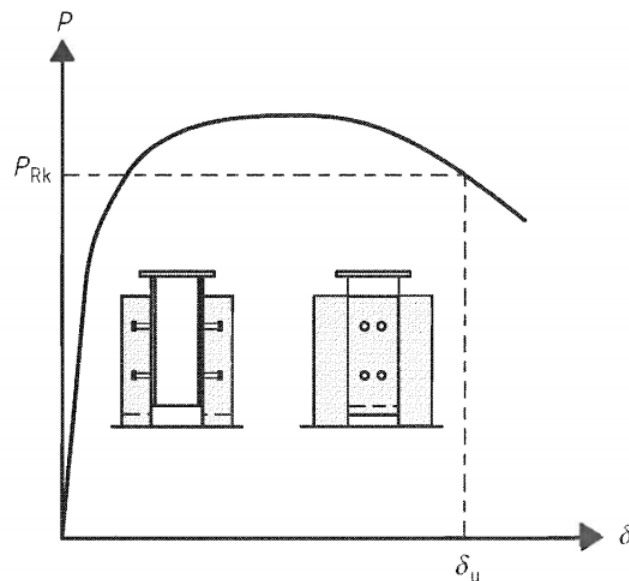


Figura 2.33 - Determinação da capacidade de deslizamento
Fonte: (EN 1994-1-1, 2004))

O conector deve resistir à separação transversal entre as lajes e o perfil, para 80% da carga de ruptura, de modo que o afastamento transversal não seja superior a 50 % do deslizamento longitudinal, para que assim, o desempenho do conector seja considerado satisfatório.

Segundo a EN 1994-1-1 (2004), o conector é considerado dúctil quando sua capacidade de deslizamento característica δ_{uk} é superior a 6,0 mm. Com essa classificação a norma permite que seja considerado o comportamento plástico ideal somente para conectores dúcteis, que possuem capacidade de deformação suficiente para comportarem-se desta maneira.

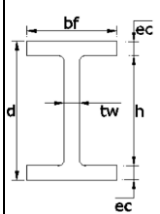
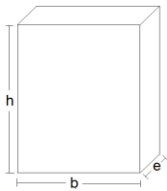
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentados os detalhes referentes aos parâmetros que levaram a escolha das dimensões dos espécimes (perfil + conectores + lajes de concreto armado) estudados, informações relacionadas a caracterização dos materiais utilizados na concretagem, processo executivo dos espécimes e corpos de prova, detalhamento da armadura, instrumentação dos conectores e lajes, dispositivos de ensaio, sistemas de aplicação de carga e de leitura de deformações.

3.1 Modelos experimentais

Para analisar o comportamento dos conectores de cisalhamento, treliçados (TI e TR analisados por Chater (2015) e Barbosa (2016)) e suas variações de disposição e geometria, através de ensaios de *push-out*, os espécimes foram constituídos por um perfil I metálico, onde foram soldados os conectores de cisalhamento na mesa do perfil, e duas placas de concreto, uma em cada mesa do perfil. Além dos ensaios *push-out*, realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará no Campus Universitário de Tucuruí, também foram realizados ensaios de caracterização dos materiais (aço e concreto). A Tabela 3.1 apresenta as características dos 7 modelos experimentais.

Tabela 3.1 - Características dos modelos para ensaios de *push-out*.

Nomenclatura dos modelos	Armadura de cisalhamento		Dimensões Perfil I (mm)	Dimensões Lajes de concreto (mm)	f_{cm} (MPa)
	Tipo de conector	Diâmetro (mm)			
		Conector			
TI	<i>Conector treliçado Isósceles</i>				25
TR	<i>Conector treliçado retângulo</i>				
TII	<i>Conexão treliçado isósceles inclinado</i>				
TRI	<i>Conector treliçado retângulo inclinado</i>				
TIP A	<i>Conector treliçado isósceles piramidal – posição A</i>				
TIP B	<i>Conector treliçado isósceles piramidal – posição B</i>				
RT	<i>Conector reto</i>				

O f_{cm} obtido em laboratório teve uma média de 25MPa

Os modelos ensaiados no programa experimental desta pesquisa possuíam as armaduras das lajes constituídas de barras de aço CA-50 com diâmetro igual a 10,0 mm. A Figura 3.1 ilustra detalhes das armaduras das lajes para os modelos experimentais avaliados, onde onde (a) Vista Frontal; (b) Vista lateral; (c) Vista superior e (d) 3D armadura.

Em relação à norma EN 1994-1-1 (2004), foi acrescentado 10 cm na altura das lajes dos modelos, para comportar toda a extensão dos conectores com folga. Observando a taxa de armadura das lajes conforme apresenta a EN 1994-1-1 (2004) obtendo as lajes de concreto que foram utilizadas tanto nesta pesquisa, quanto na pesquisa de Chater (2015) e Barbosa (2016).

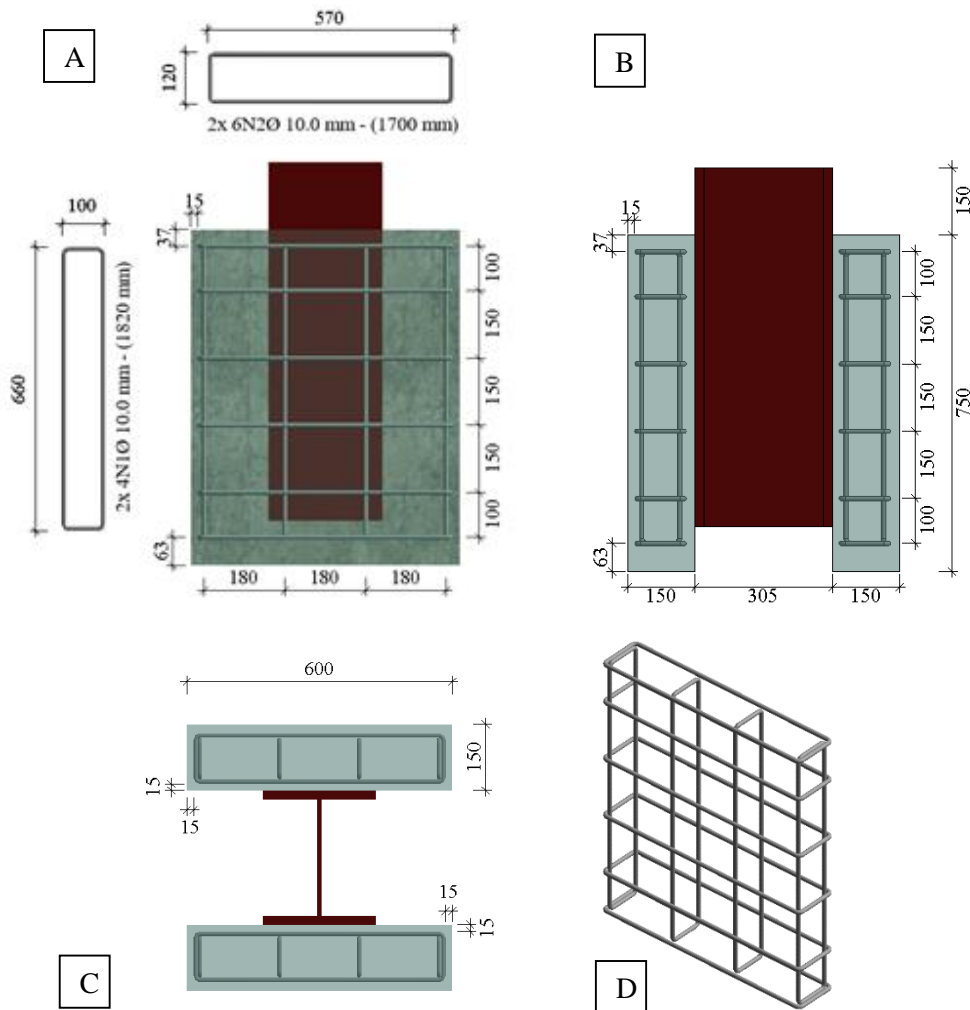


Figura 3.1 – Detalhe das armaduras das lajes

As Figuras 3.2 a 3.8 mostram alguns detalhes do projeto de armaduras dos modelos executados e trazem detalhes de suas dimensões e das disposições das armaduras das lajes e dos conectores de cisalhamento, onde (a) Vista frontal; (b) Vista lateral; (c) vista superior; (d) Modelo em 3D do conector e (e) Modelo em 3D do espécime.

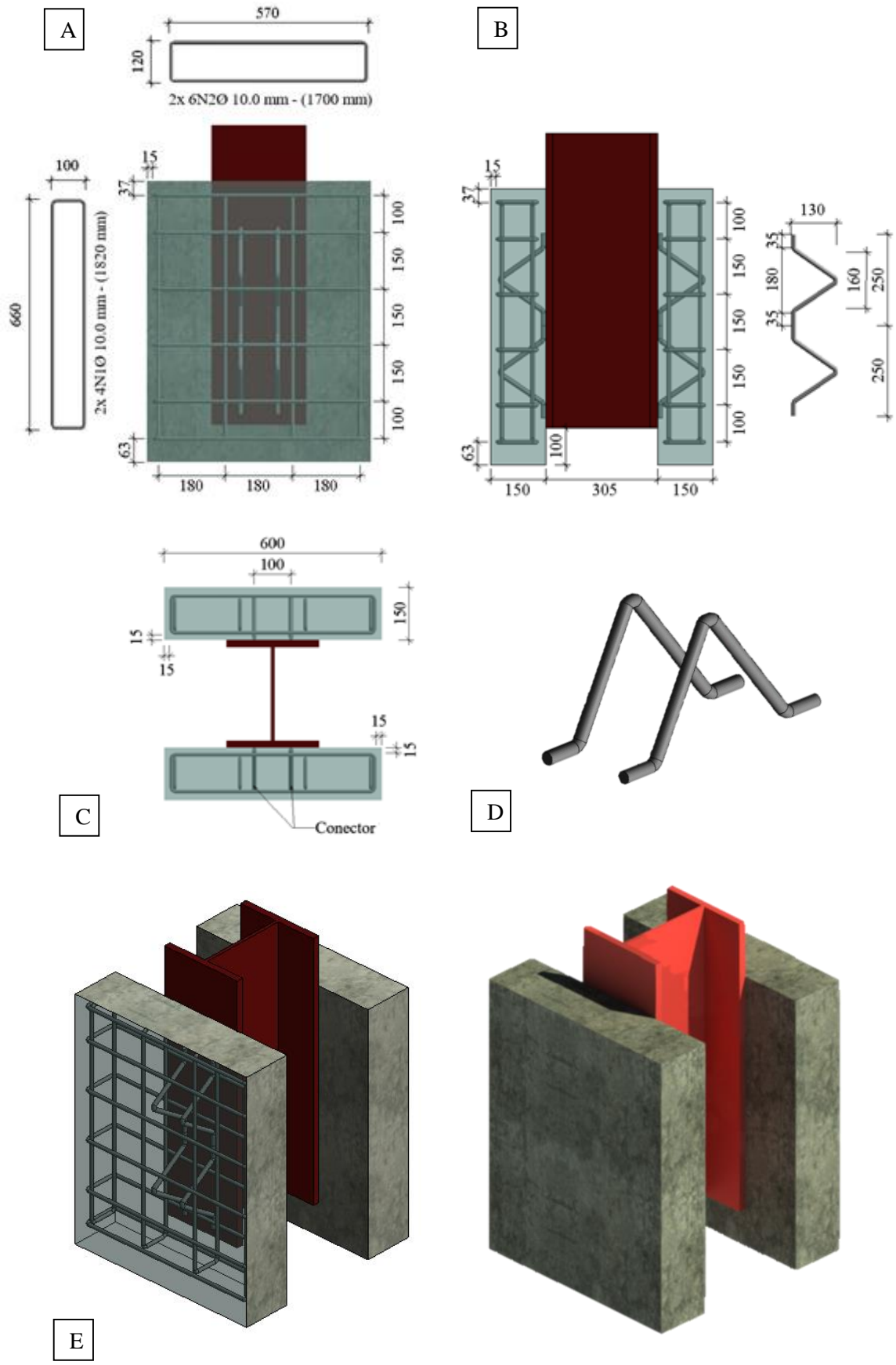


Figura 3.2 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Isósceles - TI

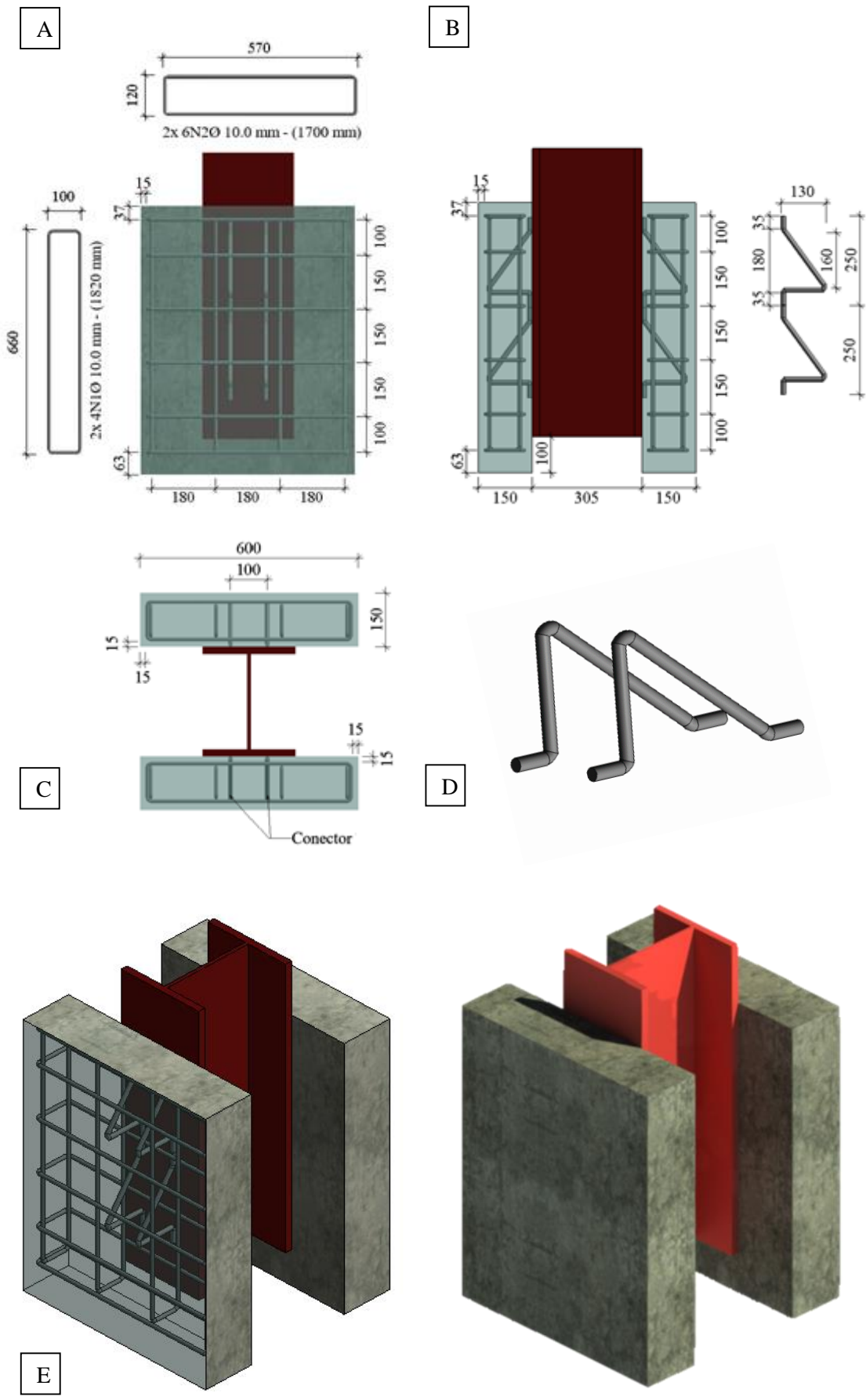


Figura 3.3 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Retangular – TR

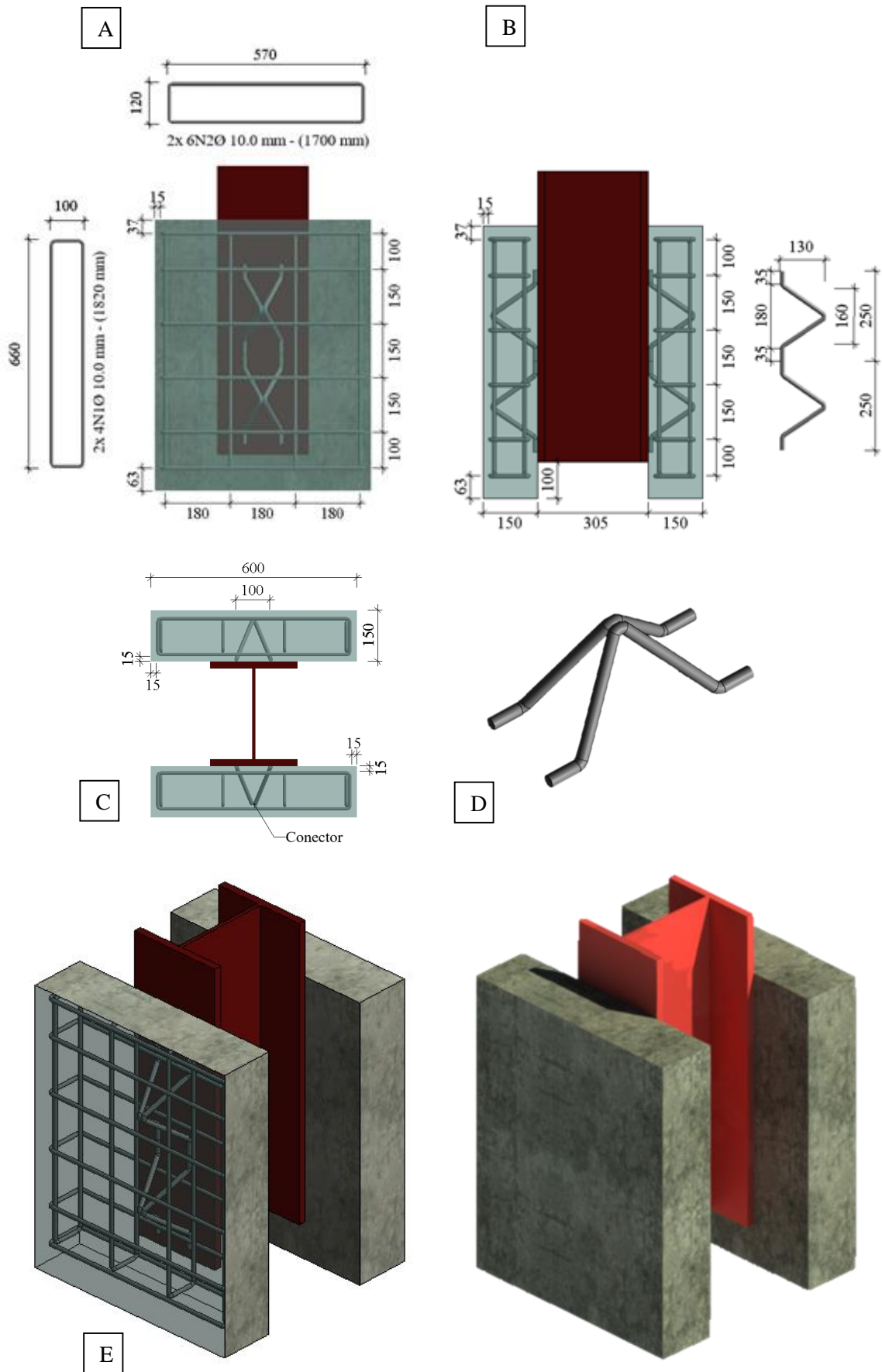


Figura 3.4 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Isósceles Inclinado - TII

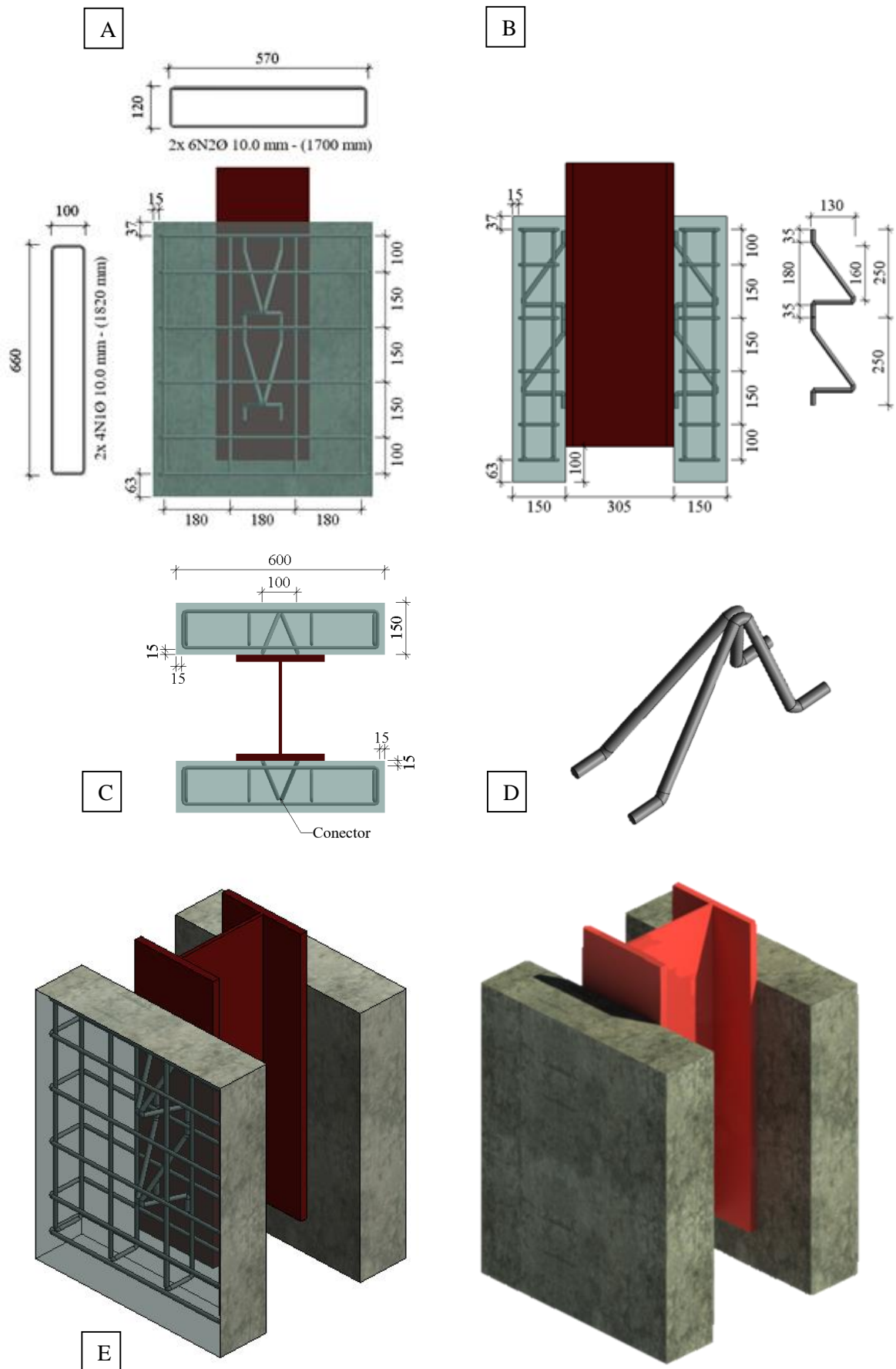


Figura 3.5 - Esquema do Modelo com conector Treliçado Retangular Inclinado - TRI

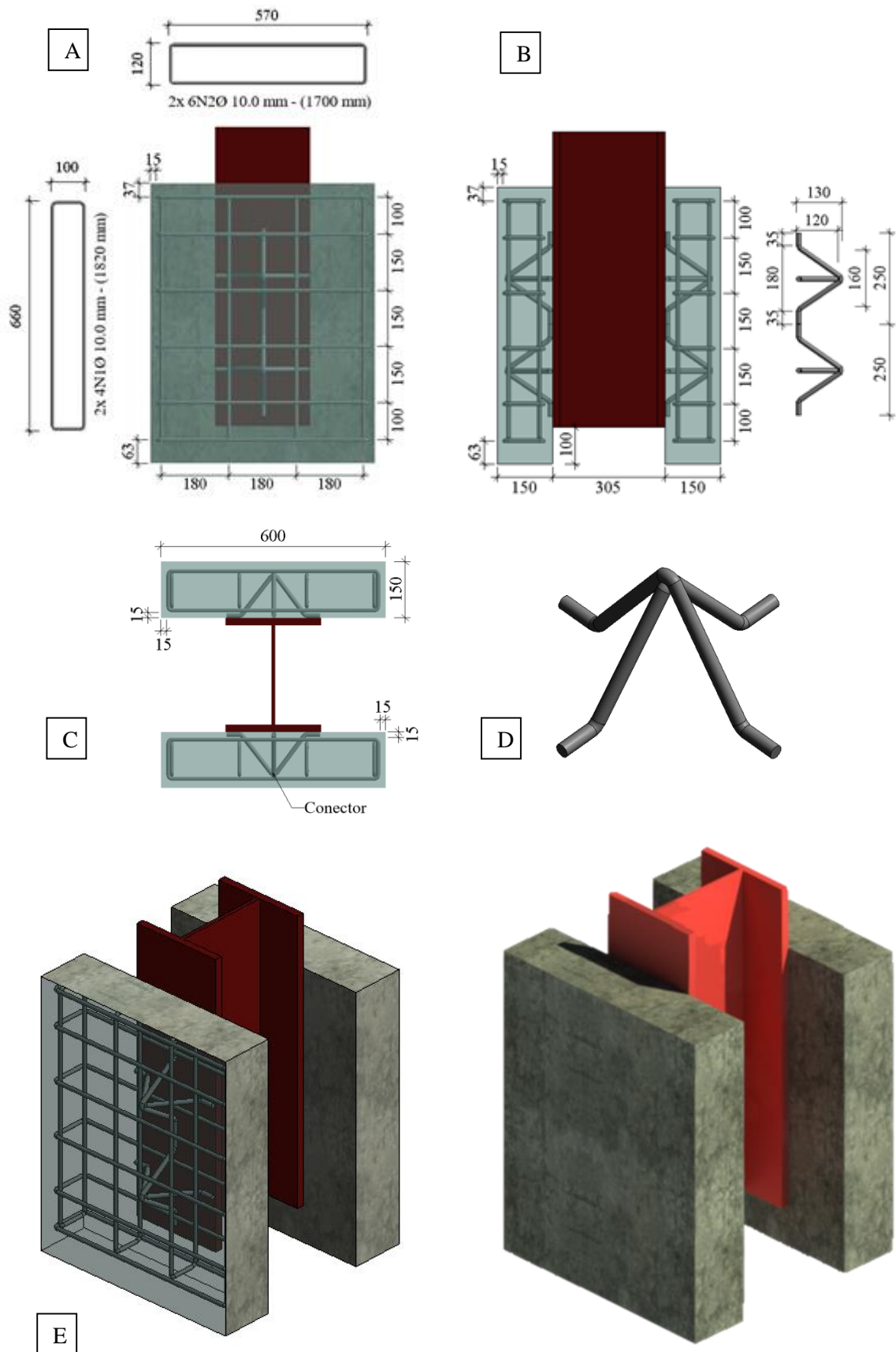


Figura 3.6 - Esquema do Modelo com conector treliçado isósceles piramidal posição A – TIP B

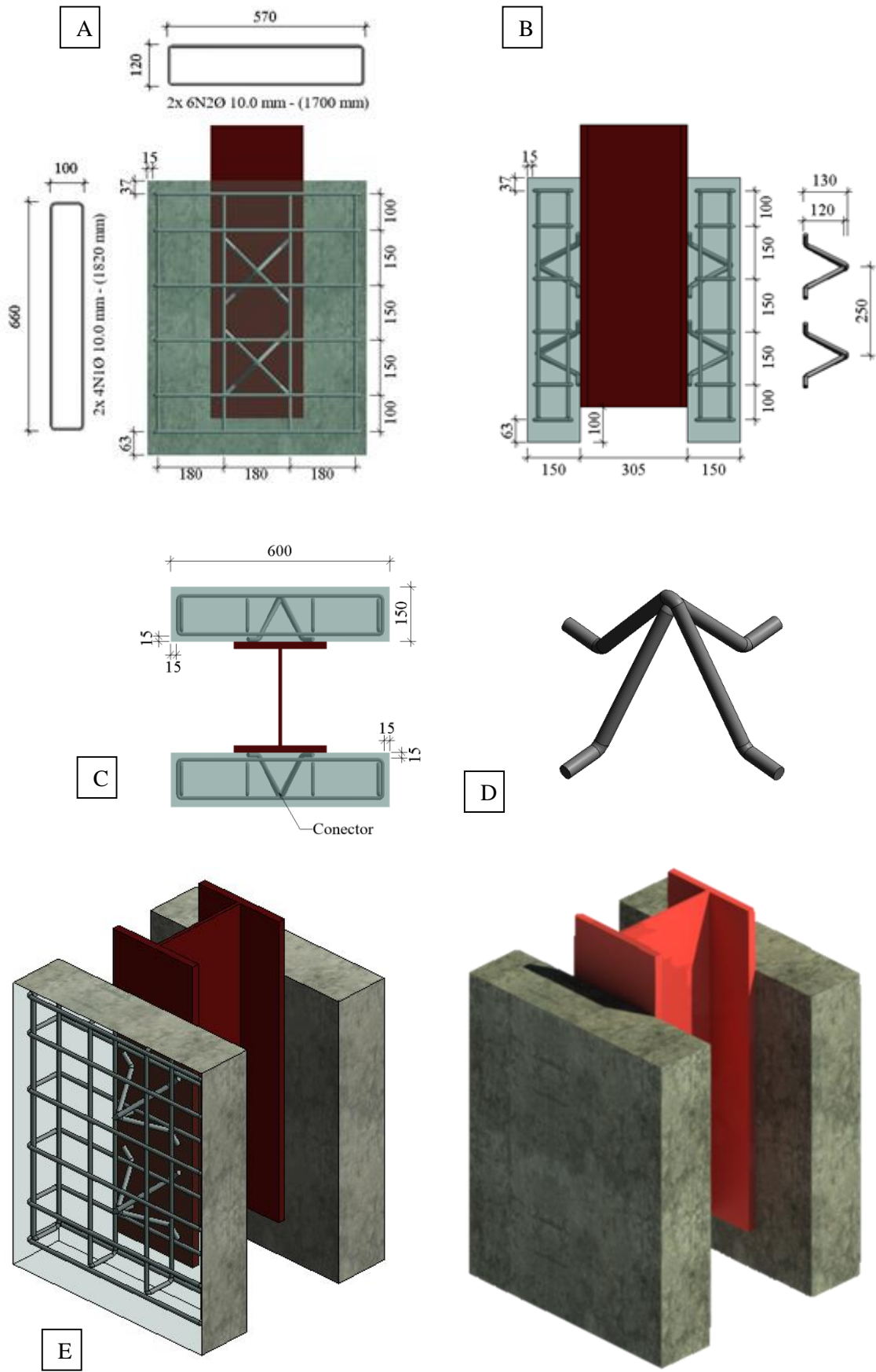


Figura 3.7 - Esquema do Modelo com conector treliçado isósceles piramidal posição B – TIP B

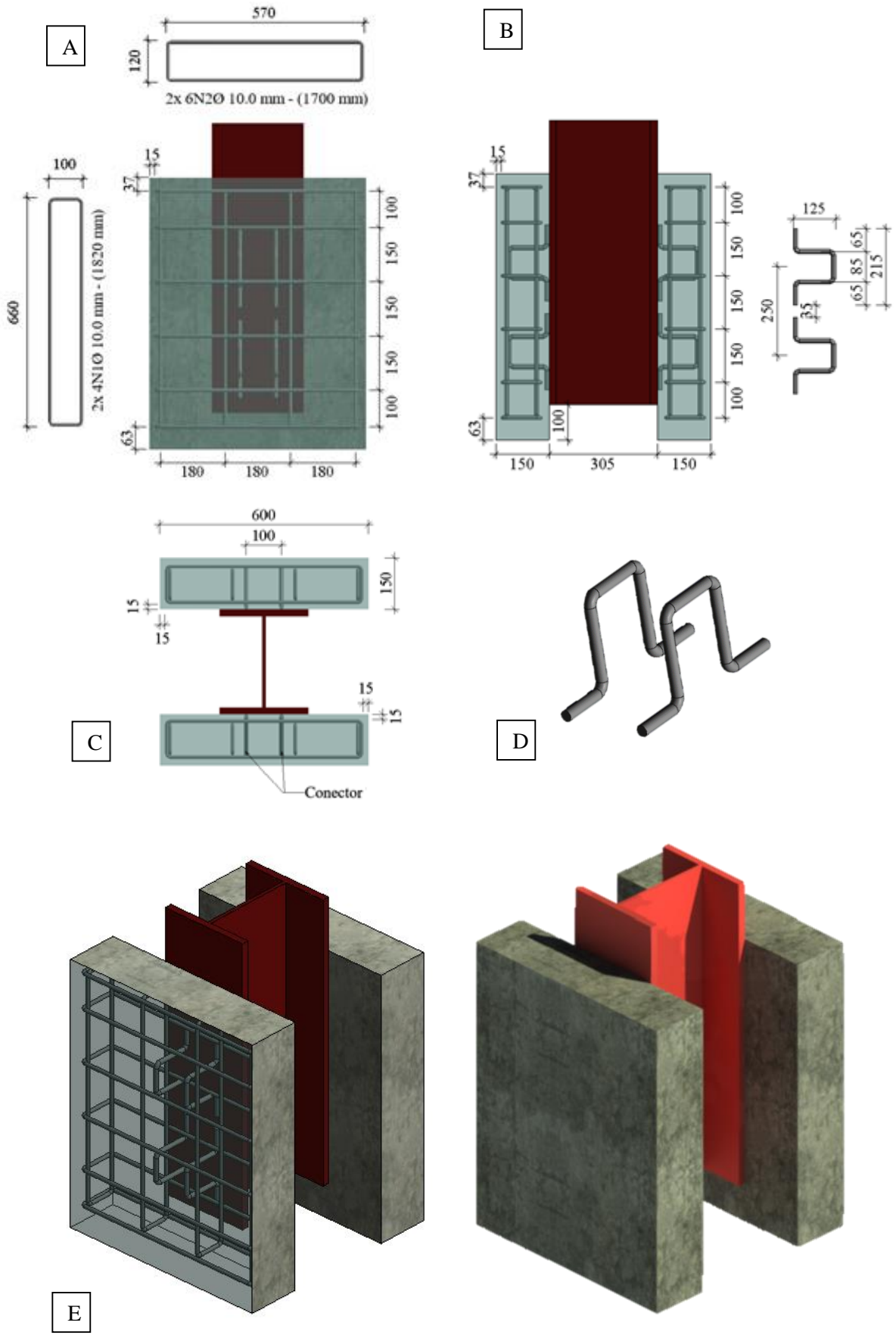


Figura 3.8 - Esquema do Modelo com conector *Reto* - RT

3.2 Concepção dos conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento analisados nesta pesquisa são uma variação dos conectores de vergalhões de aço para concreto armado CA-50 dobrado em formato triangular, propostos por Barbosa (2016).

O conector do tipo TR foi idealizado e construído com uma haste vertical em sua disposição geométrica, a partir do topo da haste vertical, realizou-se a dobra da barra de aço com um ângulo de 50° , onde esta haste vertical foi posicionada no lugar onde estaria o *stud bolt*. Para o conector TI a barra dobrada apresenta duas hastes inclinadas, com o vértice do triângulo no mesmo lugar geométrico da ancoragem apresentada na norma. Realizou-se a conformação do vergalhão de aço com o mesmo distanciamento entre os pontos de solda dos conectores do tipo TR. Na Figura 3.9 mostra-se os conectores e as armaduras das placas de concreto que foram utilizadas na confecção dos espécimes TI e TR.



Figura 3.9 – Armaduras espécimes (A) TI, (B) TR

Nas variações dos conectores, foi tomada como referência o posicionamento inicial dos conectores TI e TR. A primeira variação será o TI e TR inclinado, onde serão inclinados $22,7^\circ$ de forma que sua base fique fixa e seus topos fiquem unidos. A segunda variação é fazer o cruzamento do conector TI, formando um conector piramidal. Tendo assim dois posicionamentos, A e B. Na Figura 3.10 mostra-se os conectores e as armaduras das placas de

concreto que foram utilizadas na confecção dos espécimes TII, TRI, TIP A e TIP B e RT (conector que foi idealizado na forma de um retângulo, com ângulos de 90°, onde a parte inferior, que fica em contato com o perfil é aberta).



Figura 3.10 - Armaduras espécimes (A) TI-I, (B) TR-I, (C) TIP A e TIP B, (D) RT

3.3 Solda

Os conectores foram soldados no Laboratório de Engenharia Mecânica da UFPA – CamTuc. Antes que os conectores fossem soldados ao perfil metálico foi calculado o comprimento mínimo do cordão de solda de forma que a ruptura não ocorresse na solda. Uma vez que o objetivo desta pesquisa é analisar os conectores.

Para efeito de cálculo foi considerado como principal esforço o cisalhamento da área da solda, buscando-se dimensionar, com o auxílio da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), a solda para que resistisse mais que o aço do conector à ruptura. Assim como Barbosa (2016) e Chather (2015), foi considerado a solda de entalhe, de superfície curva com superfície plana, onde o metal de solda teria resistência mínima à tração $f_w = 485$ MPa e a resistência ao escoamento do aço do metal-base $f_y = 434$ MPa.

Foi considerada a solda como sendo de entalhe, inicialmente, por sua penetração sobre a superfície curva, conforme recomendação normativa, foi considerado um reforço de solda de filete além da superfície nivelada da solda de entalhe. Então, procedeu-se ao cálculo das resistências das soldas, de modo a achar o seu comprimento.

Solda de entalhe, de acordo com a Equação 3.1:

$$F_{WRd} = 0,6 \cdot A_{MB} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{(Equação 3.1)}$$

Onde:

$A_{MB} = b \cdot l_w$ - Área do metal base, produto da menor espessura entre os metais ligados, neste caso a barra do conector de 12,5 mm, e o comprimento efetivo de solda;

f_y - Tensão de escoamento do metal base adotado como $500/1,15 = 434$ MPa;

γ_{a1} - Coeficiente de ponderação das resistências para escoamento, flambagem e instabilidade, tabela 3 da NBR 8800 (ABNT, 2008), adotado como 1,1.

Solda de filete, conforme a Equação 3.2:

$$F_{WRd} = 0,6 \cdot A_w \cdot \frac{f_w}{\gamma_{w2}} \quad \text{(Equação 3.2)}$$

Onde:

$A_w = g \cdot lw$ - Área da solda de filete, produto da garganta efetiva, neste caso de 3,5 mm para pernas iguais de 5 mm, multiplicada por 2 (por serem dois filetes) e o comprimento efetivo da solda;

f_w - Tensão mínima de ruptura da solda, tomada como 485 MPa, de acordo com a tabela A.4 da norma;

γ_{w2} - Coeficiente de ponderação das resistências, adotado como 1,35, em acordo com a tabela 8 da norma.

De posse das duas parcelas resistentes das soldas, somam-se as parcelas, obtendo a expressão da Equação 3.3.

$$F_{wRd} = 4467,9 \cdot lw \quad \text{(Equação 3.3)}$$

A partir da tensão de ruptura, f_u , foi calculado a força de ruptura, F_u , conforme Equação 3.4.

$$f_u = \frac{F_u}{A_s} \quad \text{(Equação 3.4)}$$

Igualando a Força de ruptura, F_u , com a força resistente, F_{wRd} , foi possível obter um comprimento mínimo de solda, cerca de 1,31 cm, para que ela não rompesse antes do conector. O valor mínimo de comprimento da solda tipo filete, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), é 4,0cm. Considerou-se seguro aplicar na base dos conectores, em ambos os lados, a solda de no mínimo 4,0 cm de comprimento, de entalhe e de filete com garganta de 3,5cm como reforço.

A superfície do perfil de soldagem do conector foi preparada através de desbaste conforme mostra a Figura 3.11. A Figura 3.12 mostra os perfis e os pares de conectores preparados para soldagem.



Figura 3.11 – (A) Perfil I utilizado para execução dos espécimes (B) região desbastada.



Figura 3.12 – Conjunto perfil-conectores.

3.4 Instrumentação

A instrumentação foi realizada para coletar dados referentes ao comportamento dos conectores de cisalhamento, do espécime como um todo. Para acompanhar as deformações específicas no concreto das lajes, nos conectores de cisalhamento e na armadura das lajes foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), da empresa Excel Sensores, conforme mostra a Figura 3.13. Para acompanhar os deslizamentos longitudinais em relação ao perfil metálico de todos os modelos e a separação transversal durante os ensaios experimentais foram utilizados transdutores de deslocamentos potenciométricos, também ilustrado na Figura 3.13.

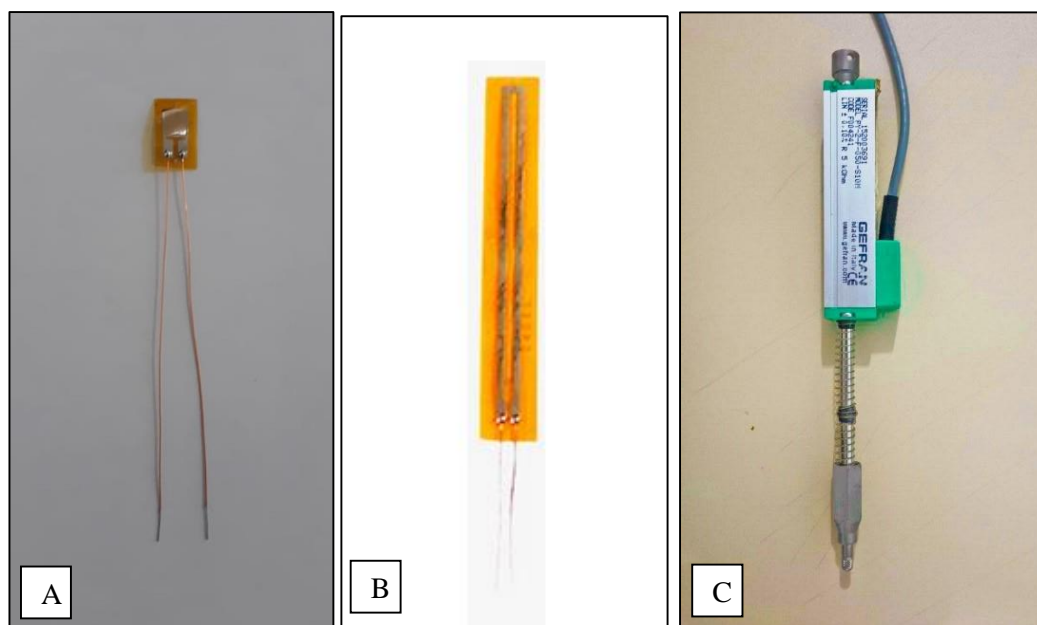


Figura 3.13 – (A) e (B) Extensometro Eletrônico de Resistência (ERR) e (C) potenciómetro

3.4.1 Deformações específicas nos conectores de cisalhamento e nas armaduras das lajes

A localização dos extensômetros nos modelos é apresentada nas Figuras 3.14, 3.15 e 3.16. Foi instrumentado um conector de cada dupla dos quatro conectores soldados em apenas uma mesa do perfil metálico, devido a sua simetria. O extensometro foi posicionado a uma altura de 3,5cm da altura da mesa para evitar qualquer influência da inclinação da dobra do conector junto a sua base. Assim, cada modelo foi instrumentado com quatro extensômetros elétricos de resistência nos conectores de cisalhamento.

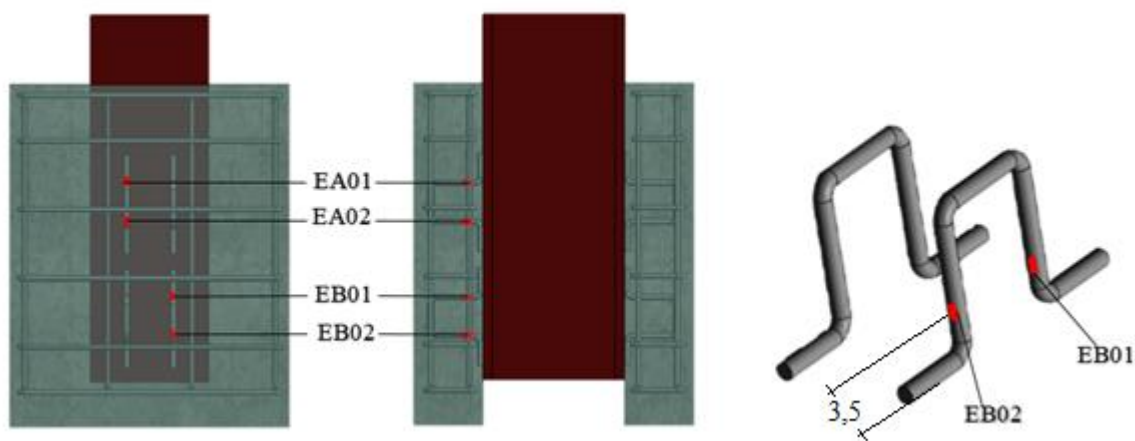


Figura 3.14 - Posicionamento dos EER's. no espécime com conector *RT*.

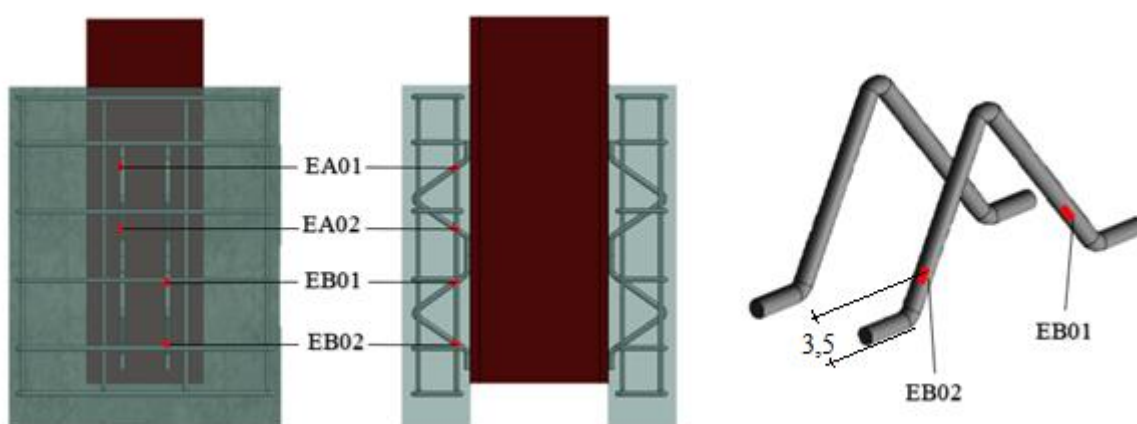


Figura 3.15 - Posicionamento dos EER's. no espécime com conector Treliçado isósceles

Os conectores Treliçado Isósceles Inclinado, Treliçado Isósceles Piramidal – posição A e Treliçado Isósceles Piramidal – posição B os EER's tiveram este mesmo posicionamento.

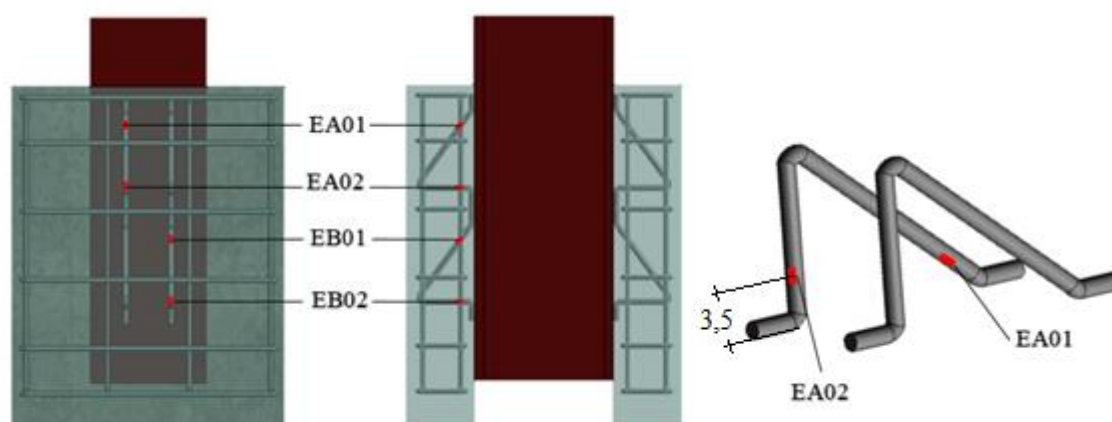


Figura 3.16 - Posicionamento dos EER's. no espécime com conector Treliçado retângulo

O conector Treliçado retangular Inclinado os EER's teve este mesmo posicionamento.

Para as lajes de cada modelos foi instrumentada com EER (extensômetros elétricos de resistências) 1 barra, nas proximidades da região de fixação dos conectores nos perfis metálicos, e na região externa da laje foi colocado um EER de concreto, conforme mostrado na Figura 3.17 (Medidas em milímetros (mm)).

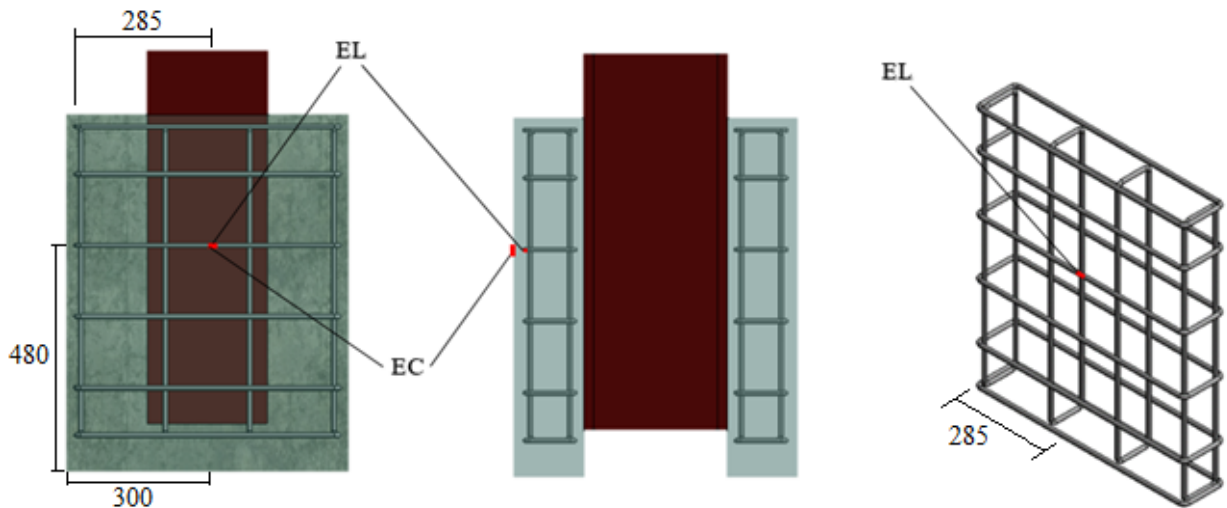


Figura 3.17 - Posicionamento dos EER's. na armadura das lajes

A Figura 3.18 mostra a região da barra preparada para instrumentação antes e após a colagem do EER, tanto dos ganchos quanto das armaduras. As barras das lajes e os ganchos instrumentados são ilustrados nas Figuras 3.19 e 3.20.

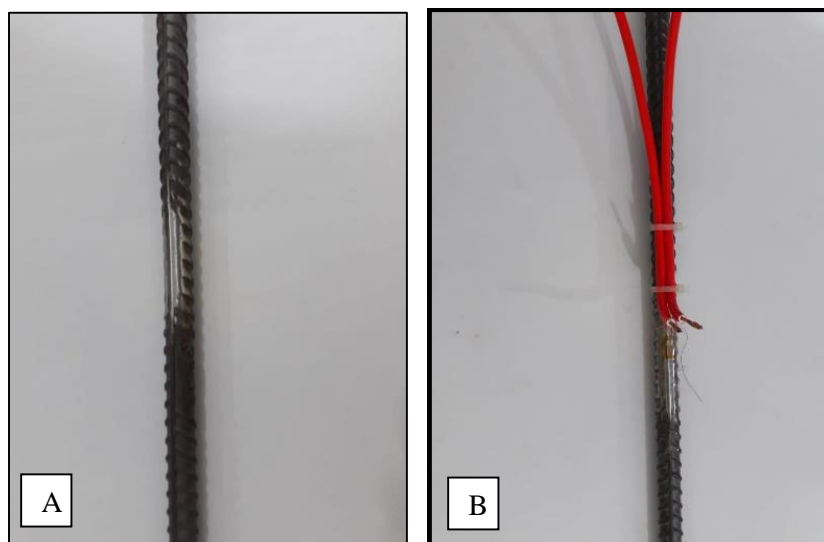


Figura 3.18 – Barra preparada para receber o (a) EER e (b) EER colado.



Figura 3.19 – Barra das Lajes instrumentadas

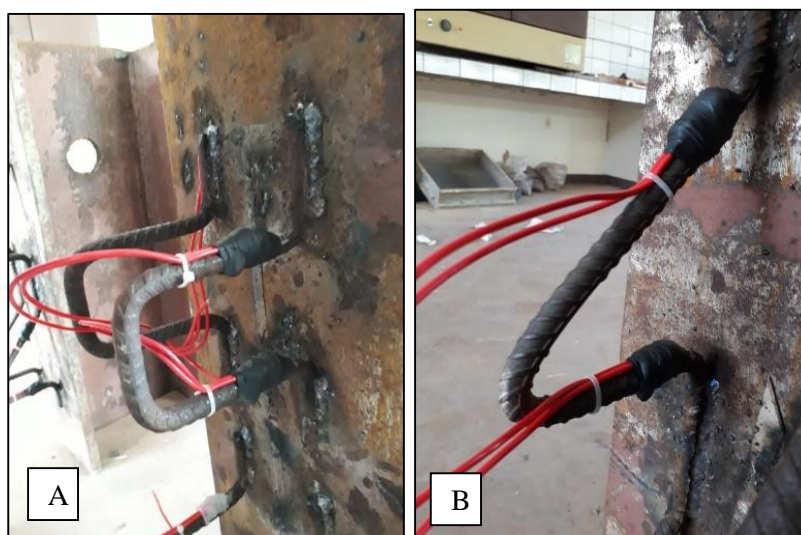


Figura 3.20 – Conectores ((A)RT e (B)TR) instrumentados.

3.4.2 Deslizamento longitudinal e separação transversal

Foram utilizados dois Potenciômetros horizontais, PH1 e PH2, para obtenção do distanciamento entre as lajes e o perfil metálico (*uplift*), e um vertical, *PV*, para o acompanhamento do deslizamento vertical do perfil metálico em relação às lajes de concreto.

Para acompanhar o distanciamento entre as lajes os potenciômetros foram posicionados com o auxílio de um suporte (ilustrado na Figura 3.21) conforme mostra o esquema da Figura 3.22, na altura dos vértices superiores dos conectores, a uma distância de 25 centímetros da extremidade superior das lajes, e foram espaçados a 25 centímetros do eixo longitudinal entre si.

Para acompanhar o deslizamento entre o perfil metálico e as lajes, o potenciômetro foi posicionado e fixado no centro geométrico do perfil metálico, neste caso, a uma distância de 40 cm em relação à extremidade superior do perfil, conforme mostra o esquema da Figura 3.22. A Figura 3.23 mostra um esquema e a execução do espécime com os potenciômetros posicionados.

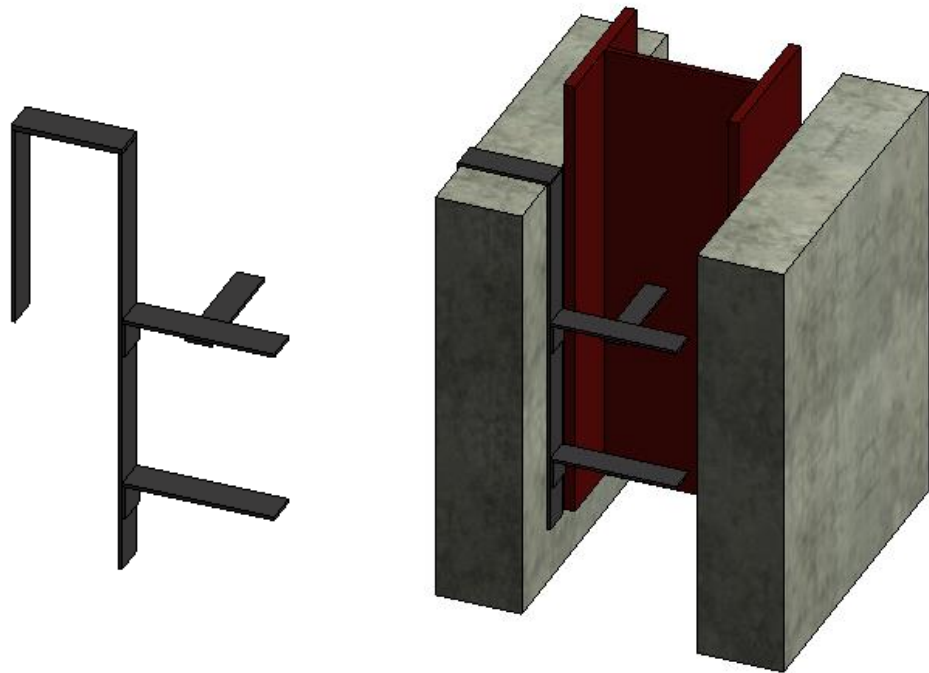


Figura 3.21 – Esquema do suporte utilizado para os potenciômetros.

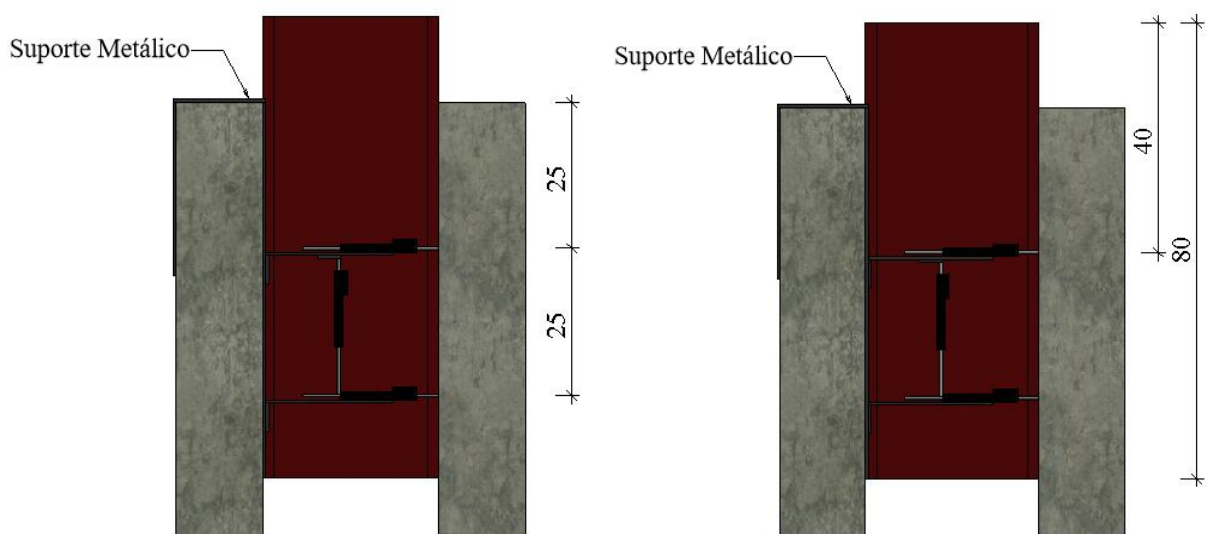


Figura 3.22 – Esquema do posicionamento do potenciômetro.

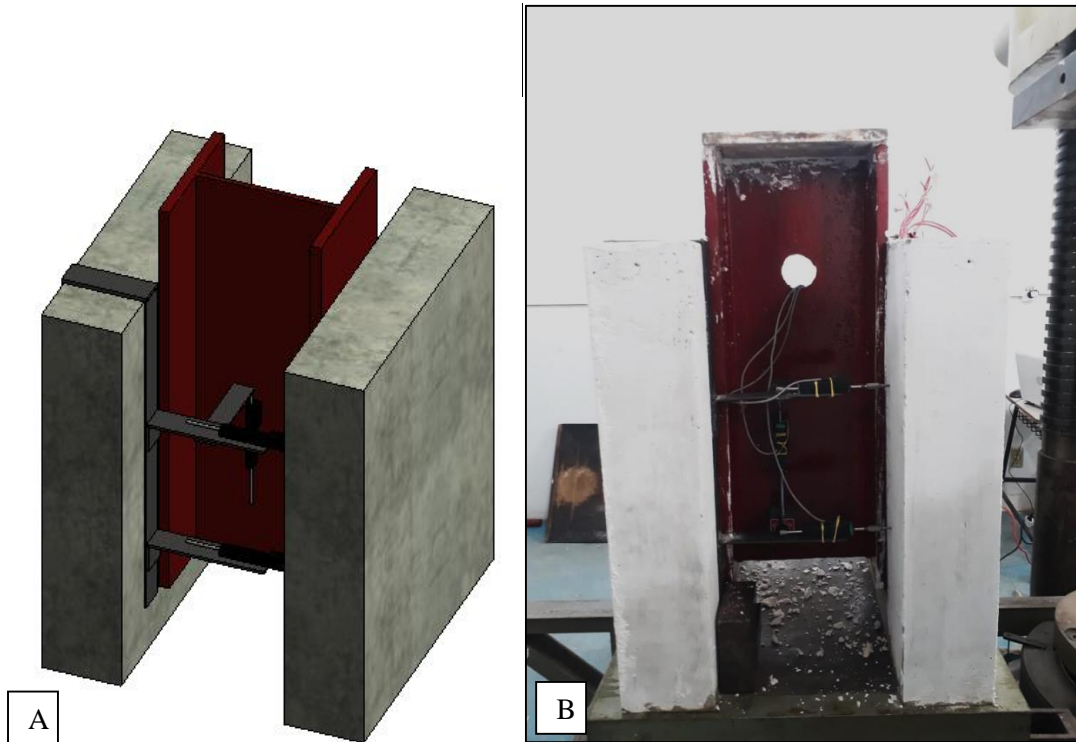


Figura 3.23 - Posicionamento dos potenciômetros (A) esquema (B) execução

Os instrumentos de monitoramento forão ligados ao módulo de aquisição de dados ADS 2000, da empresa Lynx Tecnologia, conforme mostra a Figura 3.24



Figura 3.24 - Sistema de aquisição de dados ADS 2000

3.5 Formas

Foram utilizados para as formas dos espécimes chapas de madeira compensada com espessura de 17 mm e sarrafos de madeira maciça para fabricação e fixação dos suportes entre as lajes e para o apoio do perfil metálico, de modo a realizar o lançamento do concreto pelas faces superior. As Figuras 3.25 e 3.26 mostram detalhes do projeto de formas elaborado e as Figuras 3.27 e 3.28 mostram as formas executadas. Em cada forma foram passadas duas demãos de desmoldante, nesse caso, óleo queimado, para facilitar a desforma.

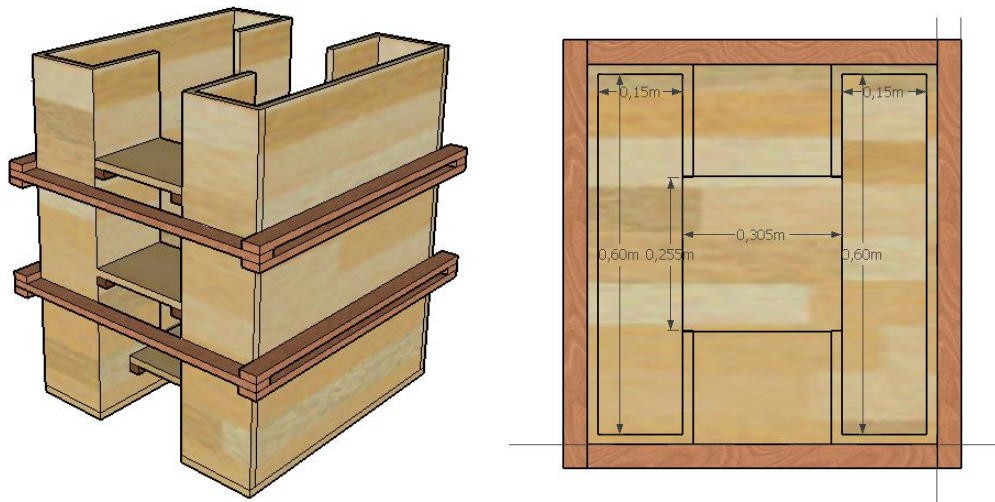


Figura 3.25 - Projeto das fôrmas - Esquema

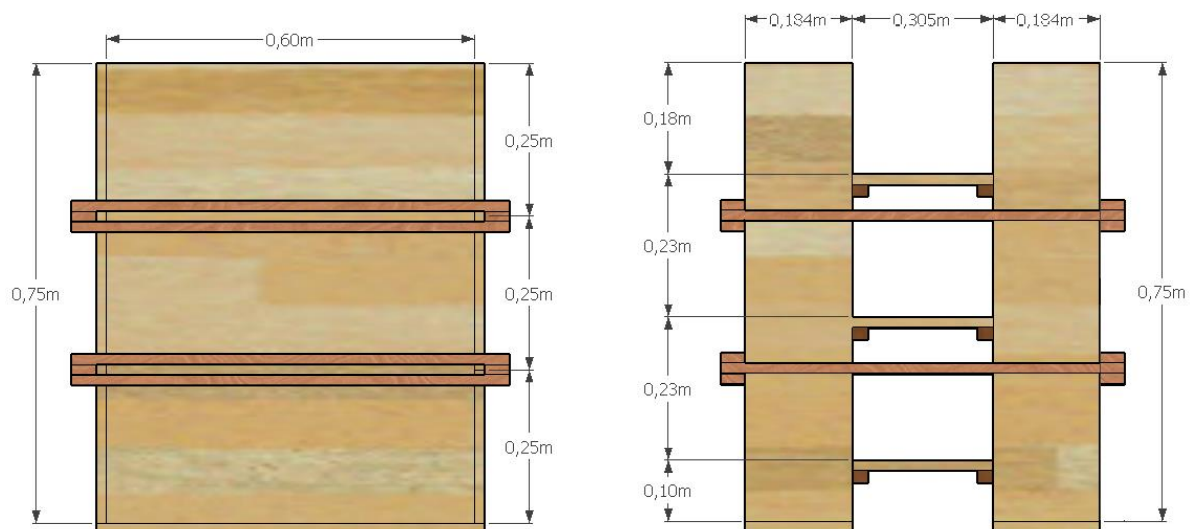


Figura 3.26 - Projeto das fôrmas – Medidas



Figura 3.27 – Execução das formas.



Figura 3.28 – Formas executadas e preparas com desmoldante.

3.6 Montagem dos espécimes

Os espécimes foram montados em etapas antes de serem colocados nas formas para que fosse realizada a concretagem. As armaduras foram pré-montadas, de modo que atendessem as recomendações normativas e fossem compatíveis com os conectores. A Figura 3.29 mostra a pré-montagem das armaduras das lajes.



Figura 3.29 - Armadura das lajes

As armaduras foram posicionadas em cada perfil I, em seguida, foi passado uma camada de graxa na superfície das mesas dos perfis, de modo a diminuir o atrito entre a placa de concreto e o perfil, conforme recomendação normativa. Em alguns pontos das barras foram posicionados espaçadores do tipo torre, de 15mm. O encaixe nas formas se deu com o auxílio de uma talha. As Figuras 3.30 e 3.31 mostram o posicionamento das armaduras das lajes nas mesas do perfil I e as Figuras 3.32 e 3.33 mostram o posicionamento de todo o conjunto na forma.



Figura 3.30 – (A) Armadura em posicionamento e (B) Espécime TI preparados



Figura 3.31 – Espécimes preparados para serem colocados nas formas.



Figura 3.32 – Colocação dos espécimes na forma



Figura 3.33 – Espécimes nas formas e prontos para concretagem

3.7 Definição e caracterização dos materiais

Assim como a produção dos espécimes, a caracterização dos seus constituintes, concreto das lajes e o aço das armadura das lajes e dos conectores de cisalhamento, foram caracterizados no Laboratório de engenharia civil – LEC.

3.7.1 Concreto

O concreto utilizado foi usinado, cerca de 1m³, encomendado junto a empresa CONCRENORTE, com resistência característica à compressão (*fck*) igual a 30 MPa e abatimento de tronco de cone igual a 14 ± 2 cm.

Foi utilizado cimento Portland pozolânico (CP - II - 32), o qual é muito difundido na cidade de Tucuruí. Como agregado graúdo, foi utilizada pedra britada de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm e como agregado miúdo, foi usado areia natural tipo quartzosa. Utilizou-se o aditivo Muraplast FK 101 fabricado pela empresa MC Bauchemie para aumentar a trabalhabilidade do concreto e proporcionar um maior tempo de pega.

3.7.2 Aço

O aço empregado para execução das armaduras das lajes e dos conectores de cisalhamento dos modelos foi do tipo CA-50. Para determinar as propriedades mecânicas do aço utilizado foram obtidas as resistências ao escoamento e módulo de elasticidade, através do ensaio de tração direta de amostras dos vergalhões metálicos utilizados na construção dos modelos de *push-out*. Foram seguidas as recomendações da NBR 6892 (ABNT, 2013).

3.8 Dosagem e concretagem

3.8.1 Dosagem

Adotou-se como referência o traço de concreto utilizado por Freitas (2018), que consistia em dosagem já utilizada em outros estudos relacionados no laboratório de engenharia civil do CamTuc. Na tabela 3.2 podem ser vistas as quantidades de materiais usados para a mistura do concreto, para o traço 1: 2,3: 2,5 com fator água/cimento 0,44 e adição de 0,01 de aditivo.

Tabela 3.2 - Quantidade de material utilizado na concretagem (Kg)

Material	Traço Unit.	Peso (kg)
Cimento	1	380,45
Areia	2,3	875,03
Brita	2,5	951,12
Água	0,44	167,34
Aditivo	0,01	3,8

3.8.2 Concretagem

Tanto os modelos de *push-out* quanto os corpos de prova foram concretados no mesmo dia. No estado fresco, foi obtido o abatimento pelo ensaio de tronco de cone (*slump test*) seguindo as recomendações normativas da ABNT NBR NM 67 (1998). O valor do slump do concreto foi de 16cm. Conforme mostra a Figura 3.34.



Figura 3.34 – Slump test do concreto

3.8.2.1 Moldagem e adensamento

Além dos espécimes, foram moldados corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura seguindo as recomendações da ABNT NBR 5738 (2008). Os corpos de prova foram utilizados nos ensaios de caracterização do concreto quanto a resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, seguindo as recomendações das normas ABNT NBR 5739 (2007), ABNT NBR 7222 (2011) e ABNT NBR 8522 (2008) respectivamente para os respectivos ensaios. A Figura 3.35 mostra os espécimes moldados ao final da concretagem.



Figura 3.35 – Espécimes moldados

O adensamento do concreto foi realizado de forma mecânica, através de um vibrador agulha de 25 mm, operação que foi padronizada para todos os espécimes. Para os corpos de prova o adensamento se deu de forma manual. Os procedimentos de moldagem e adensamento seguiram as recomendações da NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. (ABNT, 2003).

3.8.2.2 Cura e desforma

Os corpos de prova permaneceram nas fôrmas, cobertos por sacos de cimento úmidos para que não perdessem a umidade para o meio ambiente, sendo desmoldados após 72 horas, conforme mostram as Figuras 3.36. Sendo realizada a cura nos 7 primeiros dias, onde tanto os corpos de prova quanto os espécimes foram molhados e cobertos por papelão úmido (Figuras 3.36 e 3.37). Os espécimes foram desmoldados com a idade de 21 dias, conforme mostra a Figura 3.39. Os pilares não foram levados a câmara úmida, da mesma forma, optou-se por deixar os corpos de prova na mesma situação para que não houvesse variabilidade entre o tipo de cura realizada. A Figura 3.38 mostra os corpos de provas preparados para os ensaios.



Figura 3.36 – Cura dos CPs desformafos



Figura 3.37 – Cura dos Espécimes



Figura 3.38 – CP's preparados para o ensaio de caracterização do concreto



Figura 3.39 – Espécimes desformados

3.9 Preparação dos espécimes

Após a desforma, os espécimes foram preparados para o ensaio. O perfil metálico foi pintado com zarcão vermelho e as lajes de concreto receberam uma camada de cal, para que as fissuras devidas ao ensaio ficassem mais visíveis, e identificados. A Figuras 3.40 mostra os espécimes após a pintura.



Figura 3.40 - Espécimes pintados

3.10 Definição e descrição dos ensaios

3.10.1 Resistência mecânica do concreto

Os corpos de prova foram ensaiados à compressão simples, tração diametral e módulo de elasticidade. Para realizar cada ensaio foram seguidos os procedimentos indicados pelas respectivas normas NBR 5739 (2007), NBR 7222 (2011) e a NBR 8522 (2008). A Figura 3.41 mostra os ensaios realizados e a Tabela 3.3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios.



Figura 3.41 - Ensaio dos CPs. (A) Compressão centrada e (B) Tração por compressão diametral

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto

CONCRETO			
COMPRESSÃO		TRAÇÃO	
Corpo de prova	f_c (MPa)	Corpo de prova	f_t (MPa)
CP I	23,85	CP I	3,80
CP II	25,78	CP II	3,49
CP III	25,54	CP III	3,68
CP IV	25,27	CP IV	3,59
CP V	27,12	CP V	3,42
CP VI	23,79	CP VI	3,51
CP VII	23,69	CP VII	3,50
Média	25,01	Média	3,57
Desvio padrão	1,19	Desvio padrão	0,12

3.10.2 Resistência mecânica do aço

Para a caracterização das propriedades mecânicas do aço CA 50 foram retirados 3 corpos, tanto do aço utilizado nos conectores quanto no aço utilizado na armadura das lajes, o qual foram submetidos a ensaios de tração axial com as recomendações da NBR 6892 (2013). A Figura 3.42 mostra o ensaio realizado e os resultados do ensaio para cada diâmetro são apresentadas na Tabela 3.4



Figura 3.42 - Ensaio de tração do aço

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do aço

AÇO CA 50									
<i>Armadura das lajes</i> <i>Ø 10mm</i>					<i>Ganchos</i> <i>Ø 12,5 mm</i>				
Corpo de barra	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	Corpo de barra	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
B I	603,1	3,20	767,3	257,5	B I	608,6	3,12	727,2	252,9
B II	599,7	3,02	763,5	255,2	B II	606,9	3,08	726,5	251,7
B III	602,4	3,10	765,1	256,8	B III	609,5	3,18	728,3	253,6
Média	601,73	3,11	765,3	256,5	Média	608,33	3,126	727,33	252,73
Desvio padrão	1,80	0,09	1,91	1,18	Desvio padrão	1,32	0,05	0,91	0,96

3.10.3 Ensaio *push-out*

Foram seguidas as orientações da norma EN 1994-1-1(2004) para realização do ensaio, o qual consiste na aplicação de carga em um perfil metálico de um modelo experimental constituído por duas lajes de concreto armado ligadas ao perfil através de conectores de cisalhamento instalados no perfil metálico dos modelos. Durante os ensaios de *push-out* foram avaliados os deslizamentos longitudinais relativos entre o perfil metálico e as lajes de concreto, a separação transversal da laje em relação à alma do perfil metálico, a progressão de carga durante o ensaio e o comportamento das lajes de concreto e dos conectores durante e após os ensaios experimentais.

Os ensaios de cisalhamento direto *push-out* foram executados de acordo com o esquema da Figura 3.43, em uma prensa hidráulica da marca WOLPERT, modelo 300-D-74, com capacidade de aplicar um carregamento máximo de 300 toneladas, monitorada pelo software Tesc, pertencente ao Laboratório de Engenharia Civil da UFPA-CAMTUC. As Figuras 3.44, 3.45 e 3.46 mostram a realização dos ensaios em cada espécime.

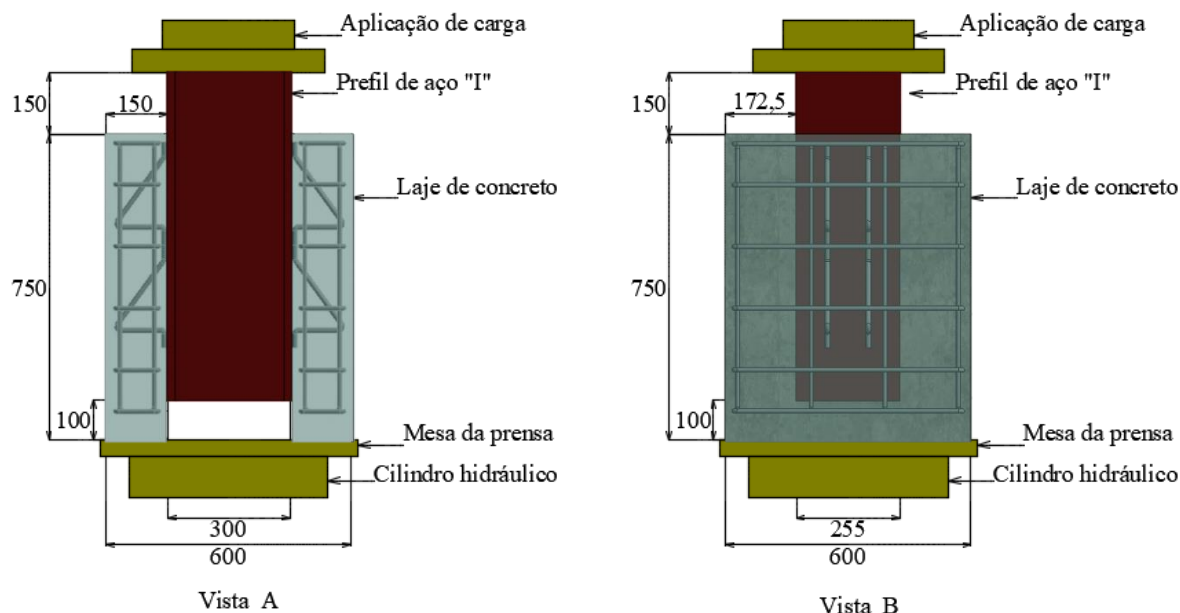


Figura 3.43 – Esquema de ensaio.



Figura 3.44 – Espécimes posicionado para o ensaio. (A) TI, (B), TR, (C) TI-I



Figura 3.45 – Espécimes posicionado para o ensaio. (A) TR-I, (B) TIP A, (C) TIP B



Figura 3.46 – Espécime RT posicionado para o ensaio.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos dos espécimes ensaiados, por meio da exposição de gráficos e tabelas, bem como figuras representativas, seguidos de uma breve discussão acerca dos dados encontrados. Foram observados a capacidade resistente dos espécimes, deslizamento entre o perfil e as lajes, separação entre o perfil e as lajes e as deformações nos conectores e nas barras das lajes, assim como a deformação no concreto da laje, obtida através do monitoramento dos mesmos com o emprego de extensômetros elétricos e potenciômetros.

4.1 Ensaio *push-out*

Para avaliação de novos conectores de cisalhamento em vigas mistas foram levadas em consideração as diretrizes e os procedimentos descritos na norma europeia EN 1994-1-1 (2004). Os resultados obtidos através dos ensaios de push-out para os espécimes construídos e ensaiados são apresentados a seguir.

4.1.1 Carga de Ruptura

A aplicação de cargas foi feita seguindo recomendações normativas, os 25 ciclos de pré-carregamento, variaram entre 5 e 40% da carga de ruptura estimada, neste caso as cargas foram de 40 e 320 kN, conforme o estudo computacional realizado por Barbosa (2016) e Chater (2015), levando em consideração um deslizamento vertical de 5 mm. Após o 25º ciclo, os espécimes foram submetidos ao rompimento, devendo o tempo ser superior a 15 minutos, considerando-se o início na carga de 20%, 160 kN. A aplicação de cargas foi feita através da prensa hidráulica, onde foi monitorado os passos de carga aplicados. Os gráficos das Figuras 4.1 a 4.7 mostram como foi a aplicação da carga em relação ao tempo para cada espécime estudado.

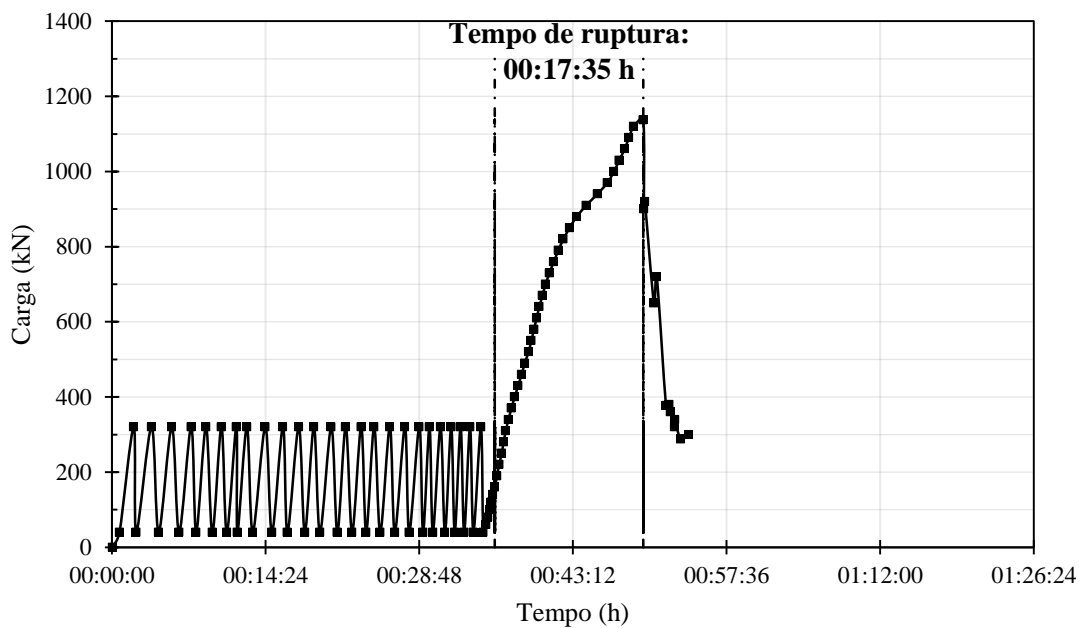


Figura 4.1 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isósceles - TI

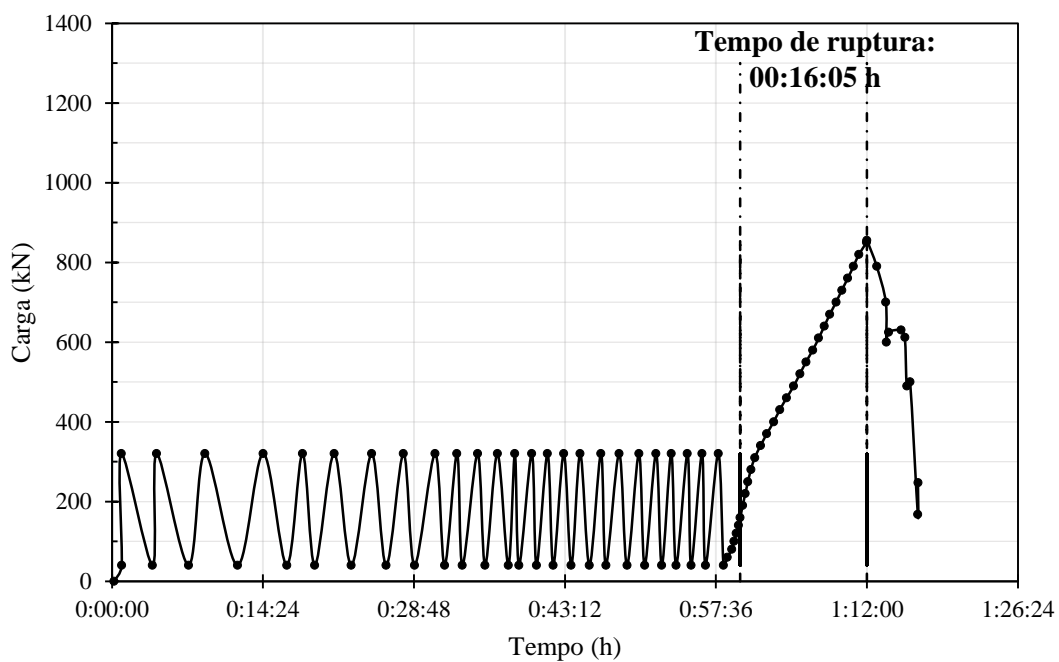


Figura 4.2 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Retângulo - TR

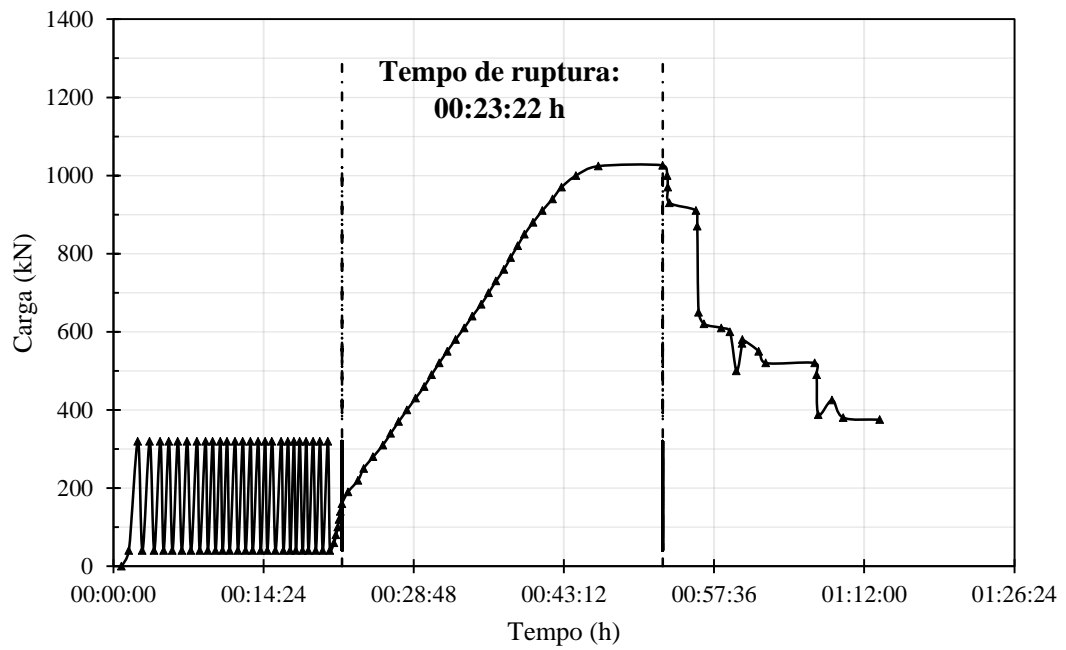


Figura 4.3 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isosceles Inclinado - TII

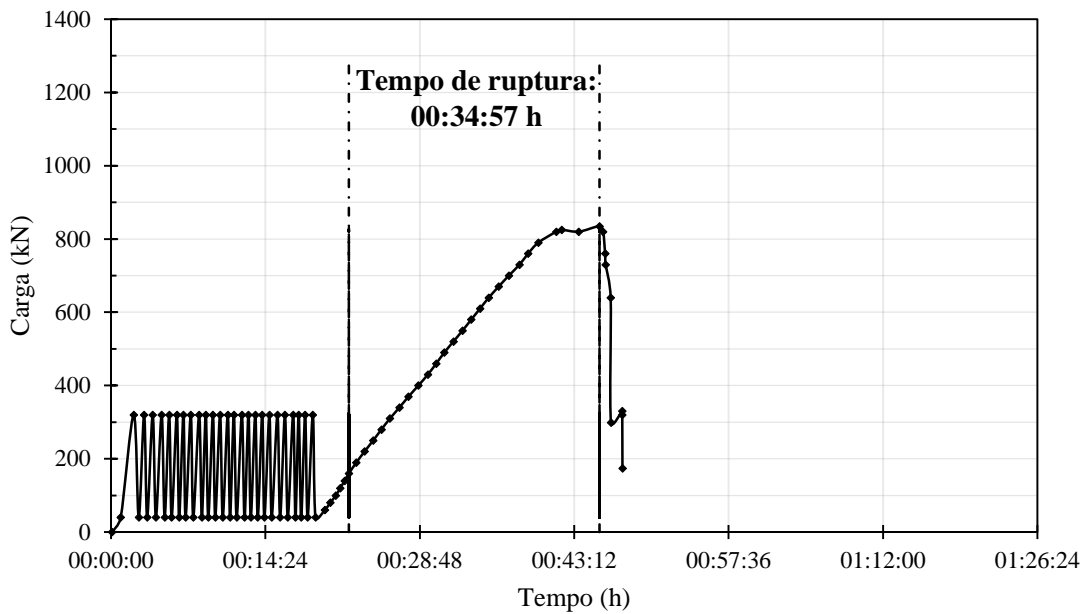


Figura 4.4 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Retangulo Inclinado - TRI

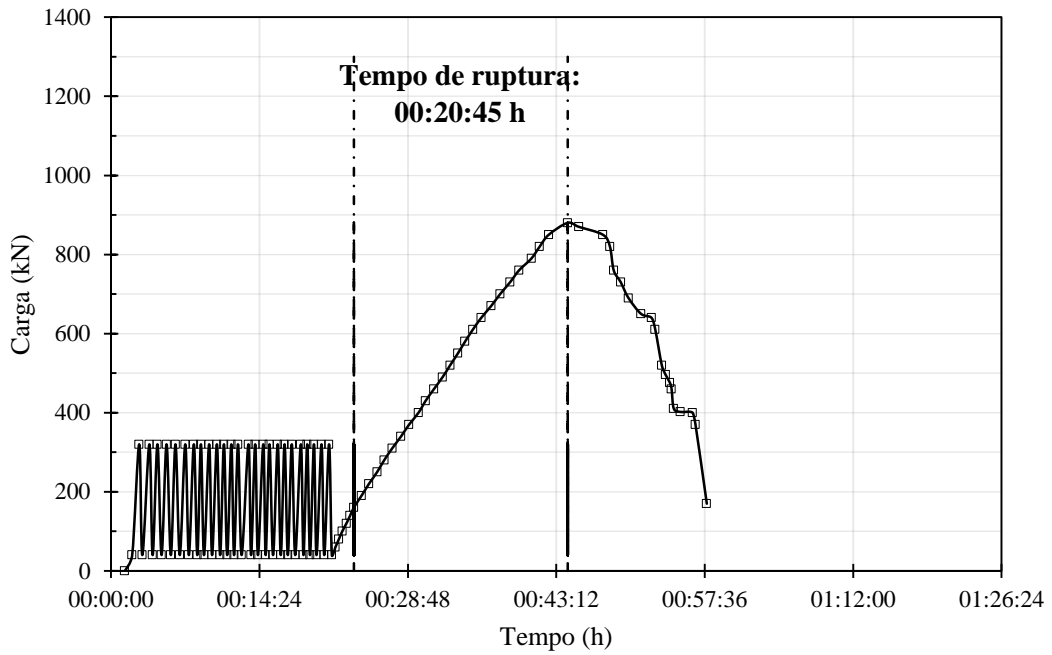


Figura 4.5 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isosceles Piramidal tipo A – TIP A

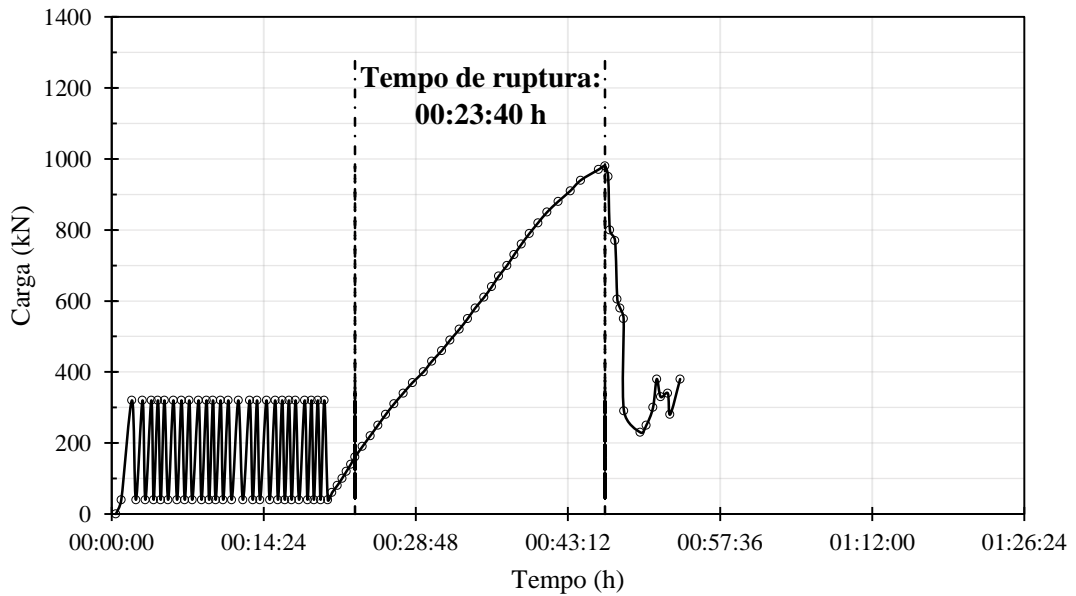


Figura 4.6 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Isósceles Piramidal tipo B – TIP B

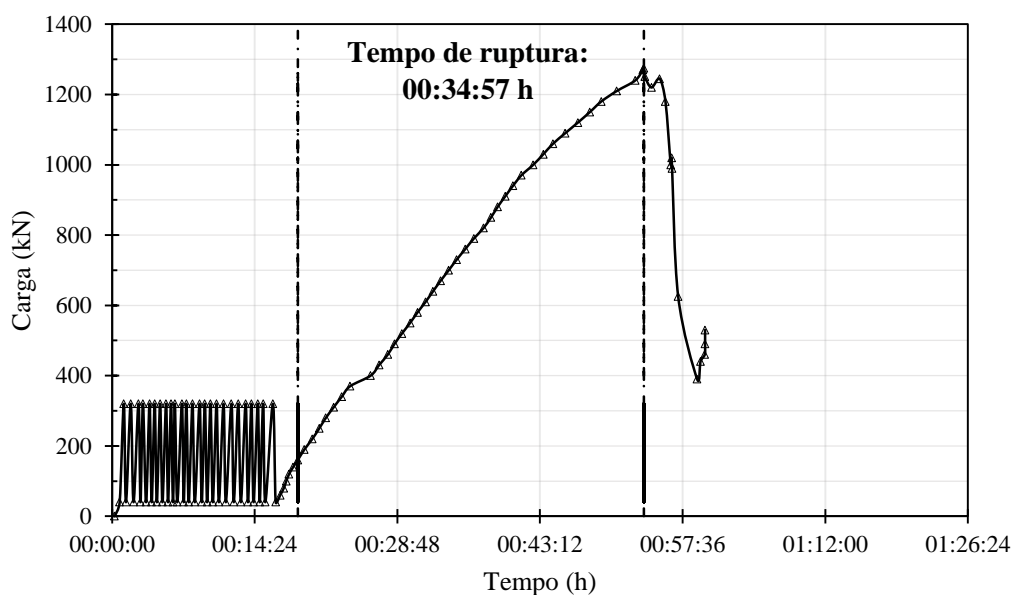


Figura 4.7 - Aplicação de carga pelo tempo para o conector Treliçado Reto - RT

Analisando os gráficos, pode-se observar que nos primeiros espécimes a execução da fase cíclica de aplicação de cargas foi mais demorada, devido ao cuidado da operadora da prensa hidráulica na aplicação e no alívio das cargas. A parte da recarga até atingir a ruptura do espécime foi tomado o cuidado de manter um passo de carga de modo que a ruptura não ocorresse antes de 15 minutos. A partir do terceiro ensaio, o controle da aplicação das cargas se deu de forma mais eficiente devido a prática adquirida nos ensaios anteriores. Na tabela 4.1 são apresentados as cargas de ruptura dos espécimes, assim como os valores de resistência de projeto (P_{Rd}) dos conectores de cisalhamento ensaiados de acordo com as prescrições da norma europeia EN 1994-1-1 (2004).

Tabela 4.1 – Cargas obtidas dos espécimes após o ensaio *push out*

Modelo	Idade do concreto	f_{ck} (MPa)	P_{max} Total (kN)	P_{cmax} Total (kN)	P_f (kN)	$P_{max} - 20\% P_{max}$ (kN)	P_{Rd} (kN)
TI	46	25,0	1137	142,13	300	909,6	75,97
TR			855	106,88	247	684	57,13
TII	47		1026	128,25	375	820,8	68,56
TRI			835	104,38	174	668	55,79
TIP A	48		880	110,00	170	704	58,80
TIP B			980	122,50	380	784	65,48
RT	49		1275	159,38	530	1020	85,20

P_{max} - Carga máxima resistida pelo modelo
 P_{cmax} - Carga máxima resistida por conector de cisalhamento
 P_f - Carga obtida no final do ensaio
 P_{Rd} - Resistencia de projeto para cada tipo de conector

Os valores de resistência de projeto representam a parcela resistente para um conector de cisalhamento. Cada modelo experimental de *push-out* ensaiado foi executado com 8 conectores de cisalhamento.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 4.1, a Figura 4.8 mostra um gráfico com os valores de carga de ruptura dos espécimes ensaiados. A Figura 4.9 e 4.10 ilustram gráficos com valores da carga resistente por conector de cisalhamento e a carga resistente de projeto por conector, respectivamente

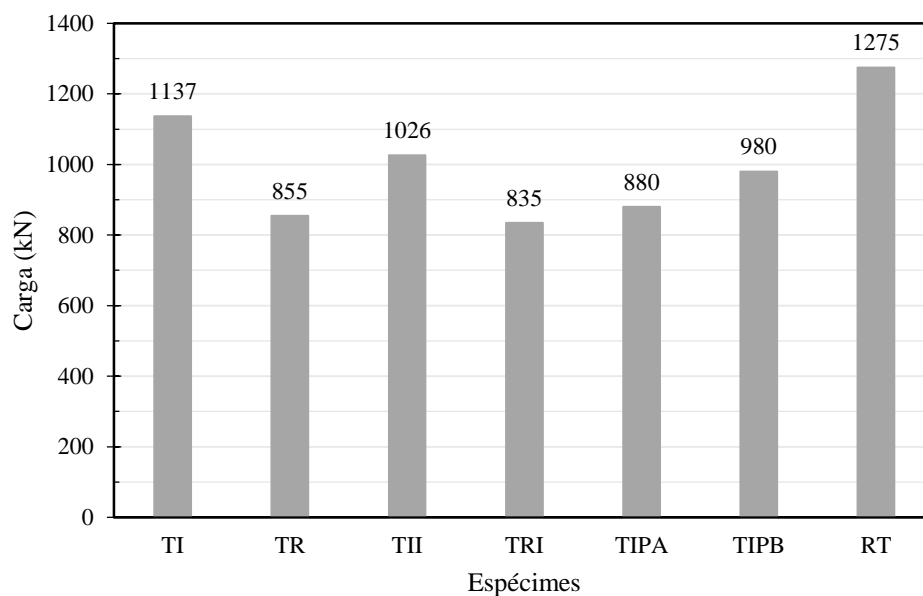


Figura 4.8 – Carga de ruptura dos espécimes.

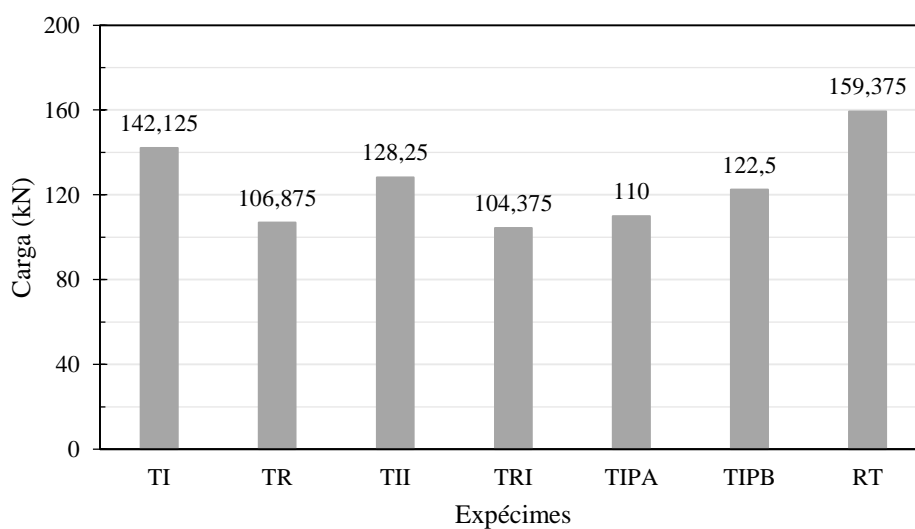


Figura 4.9 – Carga de ruptura por conector

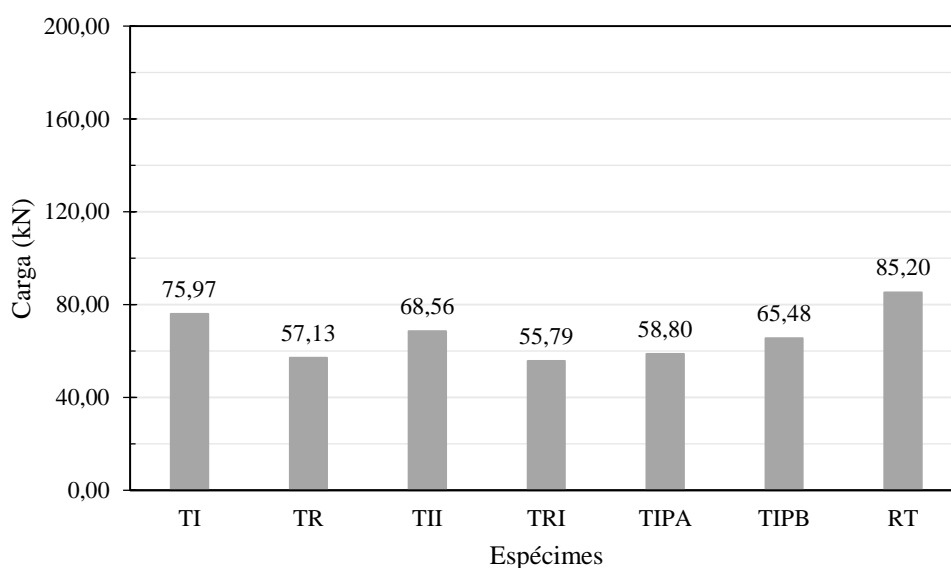


Figura 4.10 – Carga resistente de projeto para os conectores pela norma europeia EN 1994-1-1 (2004).

Analisando os conectores de referência (TR e TI), estudados por Barbosa (2016) e Chater (2015), o Conector TI suportou uma carga de ruptura maior em relação ao TR. Apresentando um ganho de 24,80%.

Em relação as variações de disposição, para os conectores TI, os conectores TII, TIP A, TIP B, não obtiveram um ganho de carga. Sua carga de ruptura foi inferior à carga de ruptura do TI cerca de 9,76%, 22,60% e 13,80%, respectivamente. Entre as variações do conector TI, o conector TII foi o que teve uma carga de ruptura maior em relação ao TIP A e ao TIP B, um ganho de 14,23% e 4,48%, respectivamente.

Em relação as variações de disposição, para os conectores TR, o conector TRI não teve obteve ganho de carga. Tenho uma perda de 2,34% em relação ao conector TR.

Considerando o conector RT e os conectores TI e TR, o conector RT suportou uma carga de ruptura mais elevada que os conectores TI e TR, cerca de 10,82% e 32,94%, respectivamente.

Analisando de forma geral os conectores, o conector RT, além de ter uma geometria mais simples de executar no canteiro obras, foi o que suportou a maior carga de ruptura relação aos outros conectores. Seu ganho de resistência foi de 10,82%, 32,94%, 19,53%, 34,51%, 30,98%, 23,14% em relação ao TI, TR, TII, TRI, TIP A e TIP B, respectivamente.

A maior carga de ruptura suportada pelo conector RT nos ensaios de *push-out* pode ser atrelada à melhor distribuição de esforços proporcionado pela disposição das suas hastes e às menores fragilizações do vergalhão de aço CA-50 durante a conformação do conector de cisalhamento, uma vez que os ângulos internos desse conector são mais suaves em relação aos demais conectores.

4.1.2 Deslizamento entre o perfil e as lajes (deslizamento vertical)

Os deslizamentos relativos entre o perfil metálico e as lajes de concreto dos modelos foram acompanhados durante os ensaios experimentais de *push-out* através de um potenciômetro posicionado simetricamente em relação à alma do perfil metálico dos modelos, o qual foi denominado PV. Os resultados obtidos são as curvas de deslizamento para o carregamento aplicado, conforme apresentado nas Figuras 4.11 a 4.17.

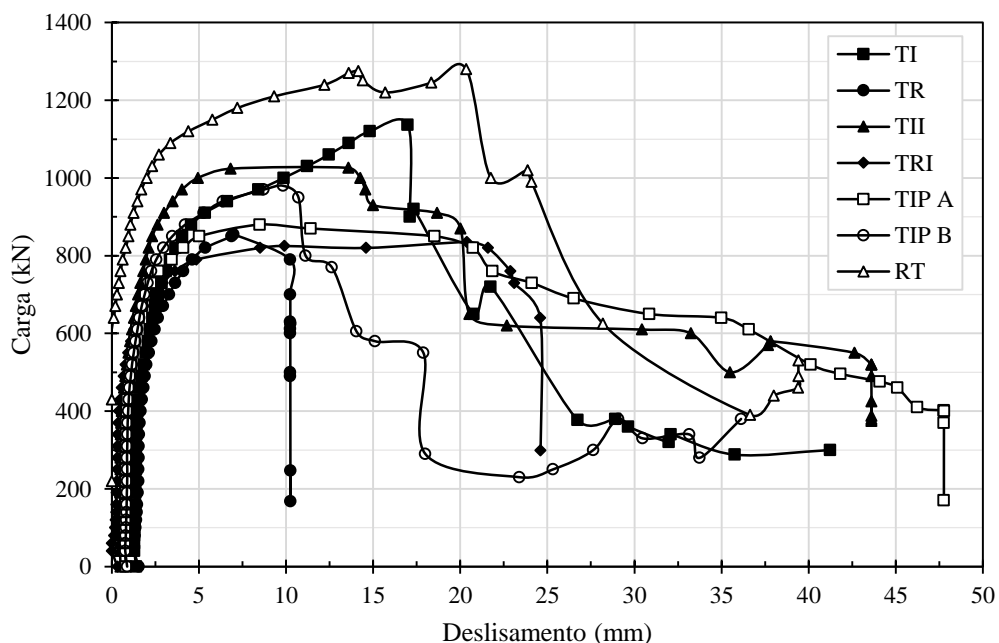


Figura 4.11 – Deslizamento vertical para os espécime.

Tendo como base o gráfico da Figura 4.11, o comportamento do conector TI, quanto ao deslizamento vertical relativo do perfil metálico em relação às lajes de concreto, é quase que constante, até atingir o carregamento de 400kN ele se mantém abaixo de 2mm, apresentando um comportamento rígido. Quando o carregando passa dos 400kN, a deformação no conector passa a ter um aumento, conseqüentemente, o deslizamento começa a aumentar, fazendo com

que seu comportamento passe a ser dúctil, chegando a um deslizamento de 16,99mm na carga de ruptura.

Analisando o comportamento do conector TR, quanto ao deslizamento vertical relativo do perfil metálico em relação às lajes de concreto, é semelhante ao TI, porém um pouco mais dúctil, até atingir o carregamento de 400 kN ele se mantém próximo de 2mm, apresentando um comportamento rígido, porém mais flexível se comparado com o TI. Quando o carregamento passa dos 400 kN, o deslizamento começa a aumentar, uma vez que a deformação dos conectores aumenta, fazendo com que seu comportamento passe a ser considerado dúctil, chegando a um deslizamento de 6,99 mm na carga de ruptura. Para um mesmo nível de carregamento, tanto antes, quanto depois de 400 kN o conector TI se comporta de maneira menos flexível que o conector TR.

Em relação as variações de disposição, para os conectores TI, os conectores TII, TIP A, TIP B os conectores tiveram comportamento semelhante, o deslizamento se mantém até o carregamento próximo de 400 kN, tendo um aumento após esse carregamento, tendo comportamento rígido inicialmente. Sendo o conector TII o que se mantém mais rígido durante esse carregamento, com deslizamento próximo de 0 m. Dentre estes, o que apresentou o comportamento mais flexível foi o TIP A.

Para as variações de disposição, para os conectores TR, o conector TRI praticamente não apresentou deslizamento durante a fase de carregamento. Próximo a carga de ruptura o deslizamento começou a ter um aumento e o conector passou a ter um comportamento dúctil, chegando a 20,38 mm na carga de ruptura.

Considerando o conector RT e os conectores TI e TR, o conector teve um comportamento rígido durante os carregamento iniciais, apresentando deslizamento quase nulo até o carregamento de 700 kN, tendo um aumento de deslizamento a partir do carregamento de 800 kN, onde seu comportamento passou a ficar mais flexível, chegando a um deslizamento de 14, 16 mm ao atingir a carga de ruptura.

Analisando de forma geral os conectores tomando como base um deslocamento de 5,0 mm para o todos os espécimes, verifica-se que os espécime RT apresenta valores de carga resistente superiores aos demais. Em relação aos conectores isósceles, o conector TII apresenta

o nível de carregamento maior. Em relação aos conectores retangulares, eles apresentaram o mesmo nível de carregamento.

Para que fosse feita a classificação dos conectores quanto à ductilidade, foram analisados os gráficos e foram feitas marcações em pontos estratégicos. Reduziu-se a carga máxima (P_{max}) em 20% após a ruptura. Reduziu-se a carga máxima em 10% para que fosse obtido a Carga resistente característica (P_{uk}) tendo como o deslizamento vertical correspondente o deslizamento último. (δ_u). Reduzindo δ_u em 10% obtém-se o deslizamento característica do conector (δ_{uk}). Nos gráficos das Figuras 4.12 a 4.18 são representados os valores de P_{uk} e δ_u utilizados na classificação dos conectores ensaiados quanto à sua ductilidade.

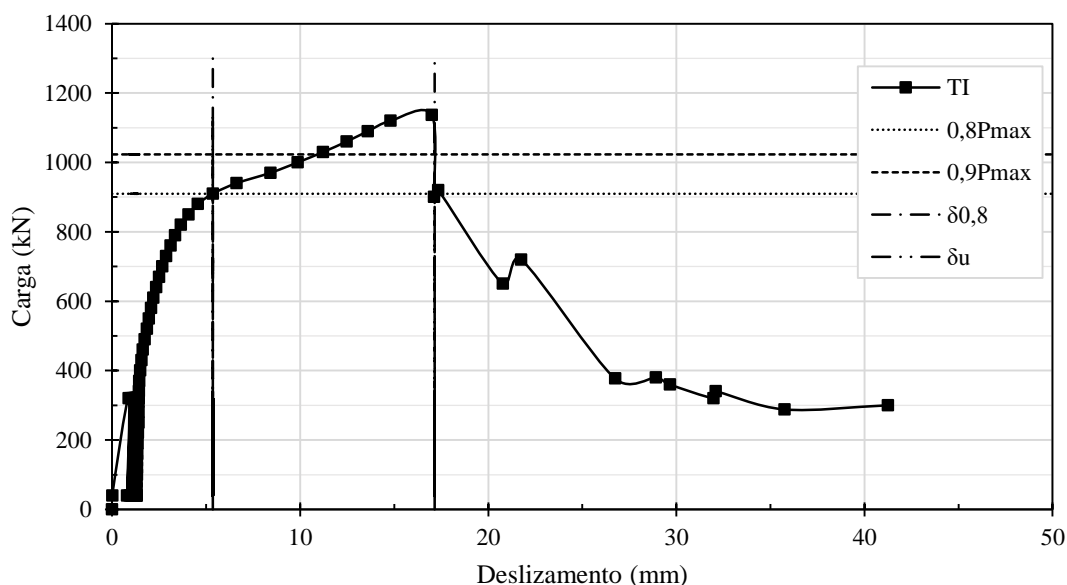


Figura 4.12 – Deslizamento vertical para o espécime TI.

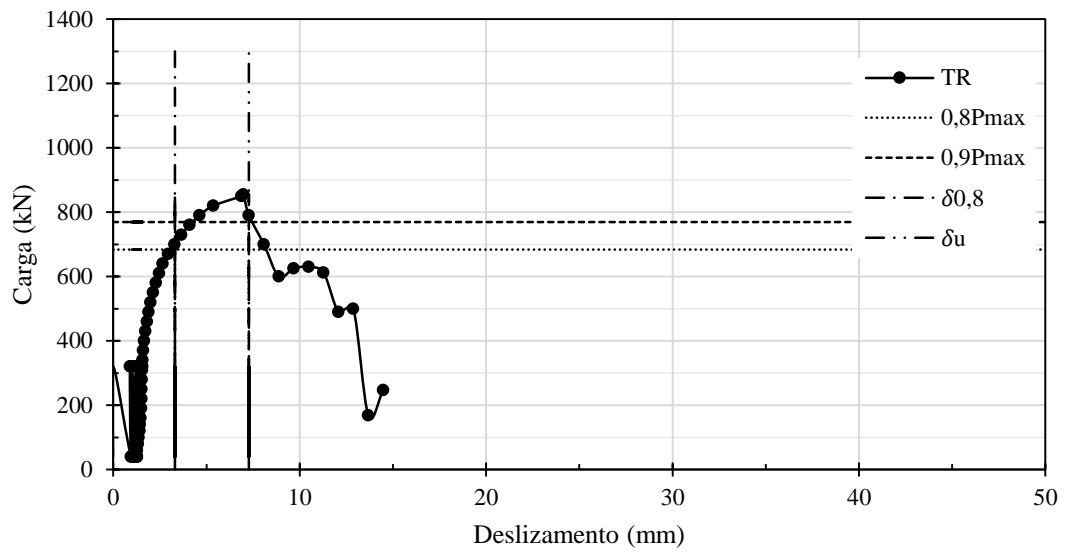


Figura 4.13 – Deslizamento vertical para o espécime TR.

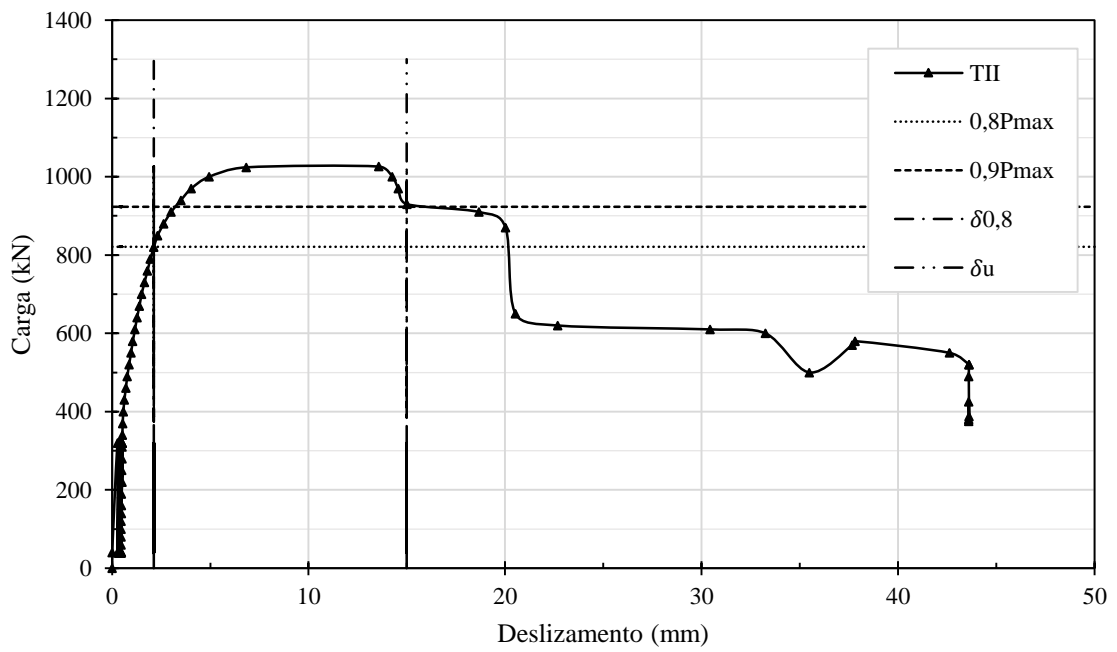


Figura 4.14 – Deslizamento vertical para o espécime TII.

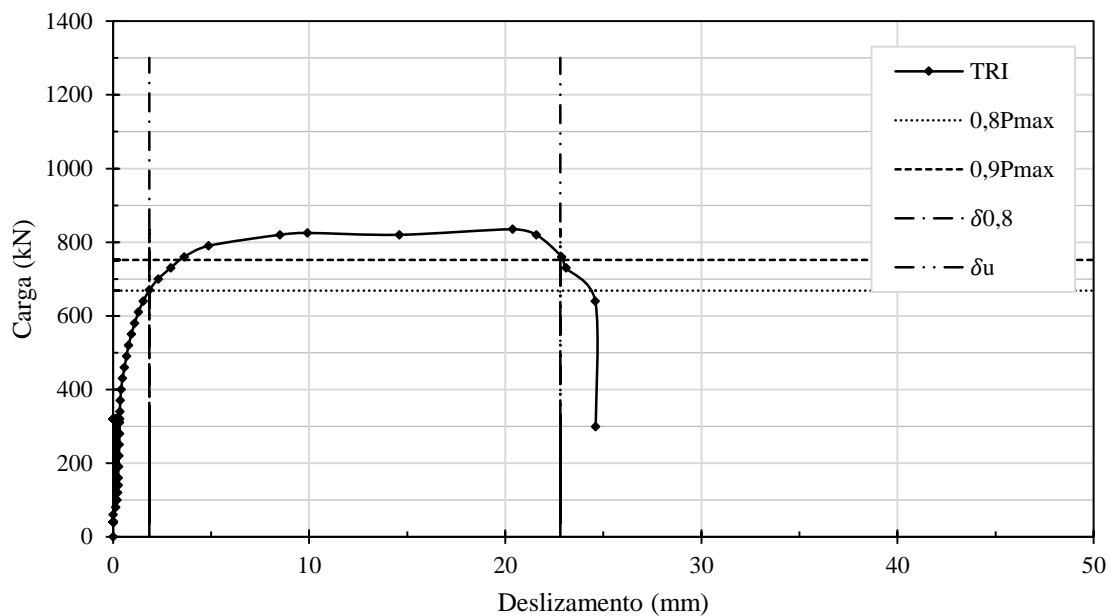


Figura 4.15 – Deslizamento vertical para o espécime TRI.

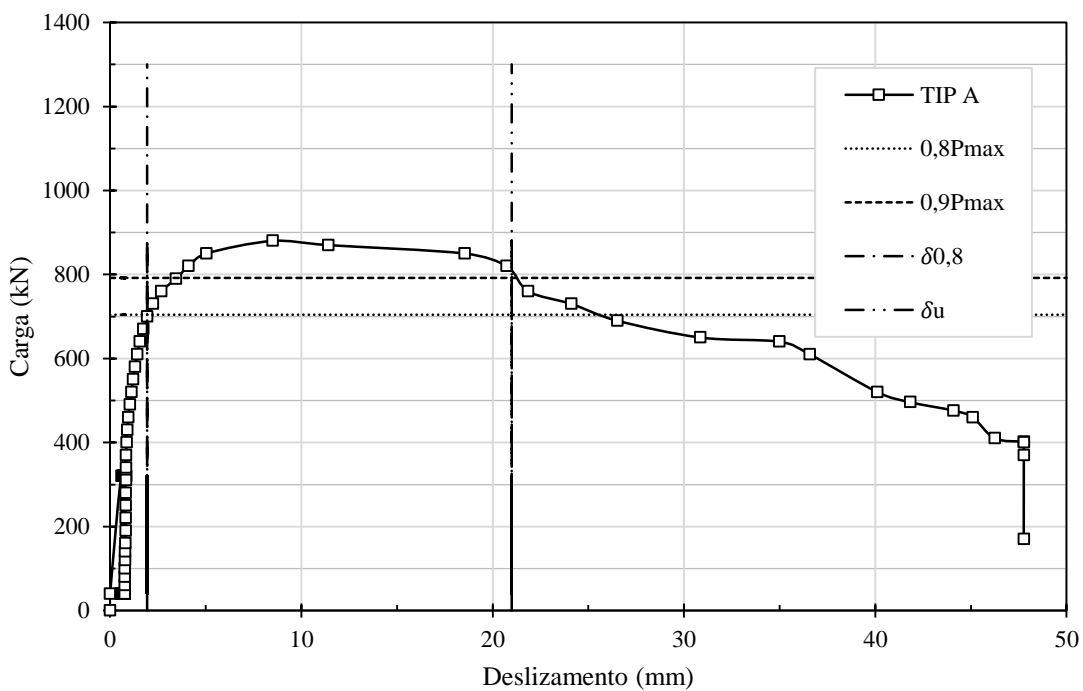


Figura 4.16 – Deslizamento vertical para o espécime TIP A.

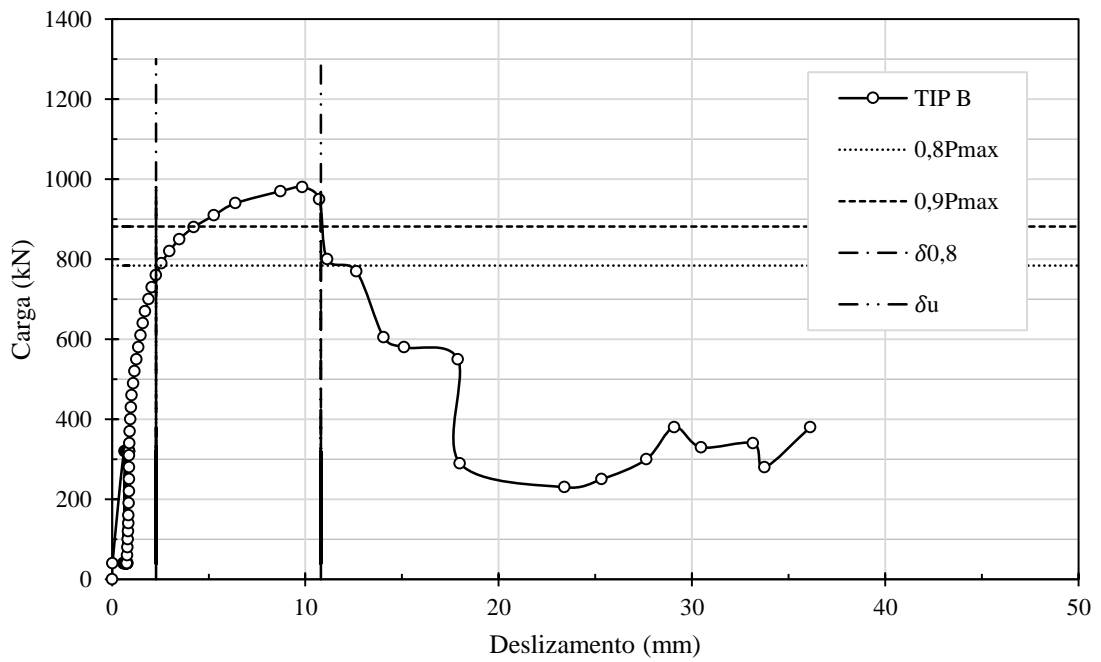


Figura 4.17 – Deslizamento vertical para o espécime TIP B.

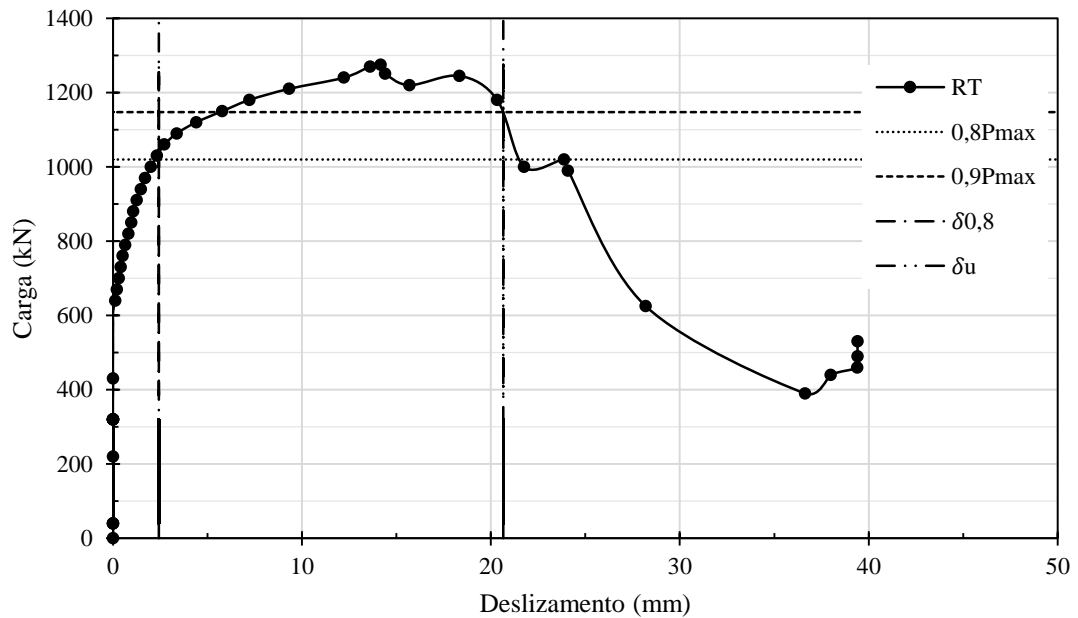


Figura 4.18 – Deslizamento vertical para o espécime RT.

Na Tabela 4.2 são apresentados as cargas de ruptura dos espécimes assim como o deslizamento vertical dos perfis metálicos obtidos para todos os espécimes e a classificação quanto à ductilidade de cada tipo de conector de acordo com a EN 1994-1-1 (2004).

Tabela 4.2 – Deslizamentos vertical

Modelo	Idade do concreto (dias)	f_{ck} (MPa)	Pmax Total (kN)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	δ_{Pmax} (mm)	δ_{80} (mm)	Classificação EN 1994-1-1(2004)
TI	46	25,01	1137	17,2	15,43	16,99	5,35	Flexível
TR			855	7,28	9,22	6,99	3,15	
TII	47		1026	15	13,5	13,58	2,13	
TRI			835	22,8	20,52	20,38	1,85	
TIP A	48		880	21	18,9	8,50	1,93	
TIP B			980	10,8	9,72	9,84	2,27	
RT	49		1275	21	18,9	14,16	2,42	

P_{max} - Carga máxima resistida pelo modelo
 δ_u - Deslizamento correspondente a $0,9P_{max}$
 δ_{uk} - $0,9 \cdot \delta_u$ (Capacidade de deslizamento característica). Se $\delta_{uk} \geq 6,0$ mm, o conector é classificado como dúctil.
 δ_{Pmax} - Deslizamento correspondente a P_{max} .
 δ_{80} - Deslizamento correspondente a $0,80 \cdot P_{max}$.

Os conectores flexíveis podem ser considerados com comportamento plástico ideal, diferente do conector rígido (o que é considerado com o uma desvantagem). Entretanto, um conector rígido por não apresentar grande deformação plástica para cargas de serviço, e como vantagem, pode ser menos suscetível a ruptura por fadiga do material. (EN 1994-1-1 (2004))

A Figura 4.19 ilustra um gráfico com os resultados do deslizamento vertical para os conectores ensaiados nesta pesquisa e os conectores ensaiados por Cavalcante (2010),

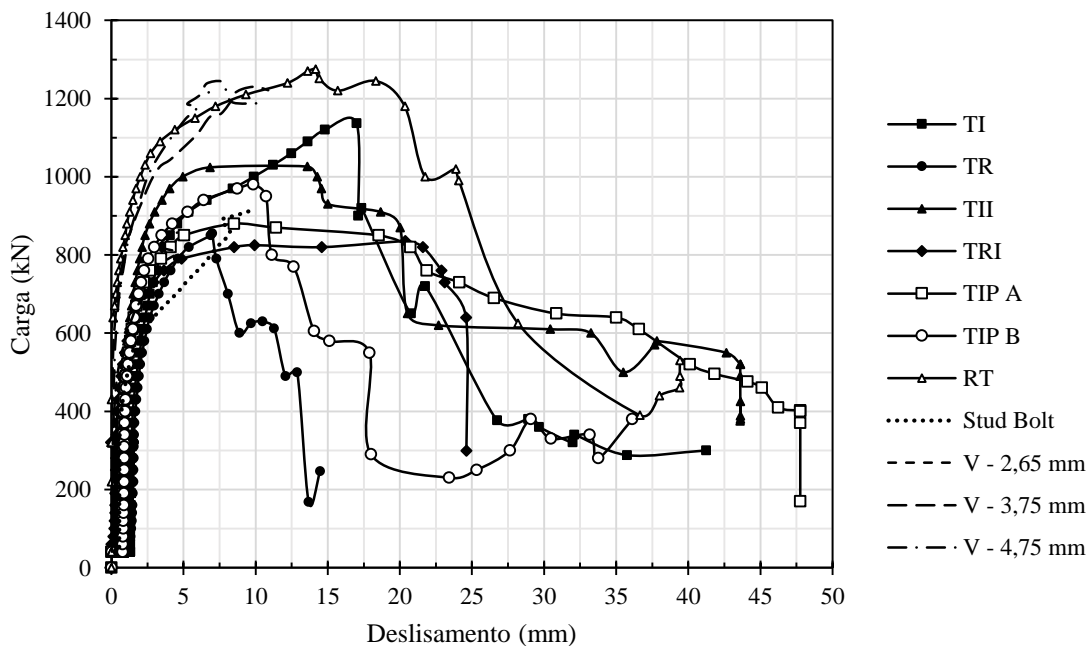


Figura 4.19 - Deslizamento vertical – Conectores de Cavalcante (2010) e Conectores desta pesquisa.

O gráfico de deslizamento vertical para todos os conectores desta pesquisa e os estudados por Cavalcante (2010) pode ser analisado na Figura 4.19, onde, de forma geral os conectores V tiveram um comportamento mais rígido durante a fase de carregamento até o nível de carregamento de 500 kN. Após esse carregamento, o conector V-2,65 mm passou a ter um comportamento mais flexível e os conectores V-3,75 e V-4,75 continuaram com o mesmo comportamento, semelhante ao conector RT, porém os seus deslizamento na carga de ruptura foram menores, assim como suas capacidade resistente. O conector *Stud bolt* apresentou, para o mesmo nível de carregamento, o comportamento semelhante aos demais conectores, se mantendo mais flexível que os conectores V e RT. Apresentando tanto a capacidade resistente como deslizamento na carga de ruptura maior que TR, próximo de TIP A e TIP B e menor que os demais conectores desta pesquisa.

Ressaltando que a resistência do concreto de Cavalcante (2010) foi cerca de 31,012 MPa e nesta pesquisa, a resistência obtida no concreto foi de 25 MPa. Essa característica pode ter influenciado tanto no deslizamento vertical quanto na carga de ruptura dos espécimes.

Em relação aos conectores ensaiados por Chater (2015), as Figuras 4.20 e 4.21 apresentam gráficos fazendo um comparativo entre os conectores ensaiados nesta pesquisa e os conectores ensaiados por ele.

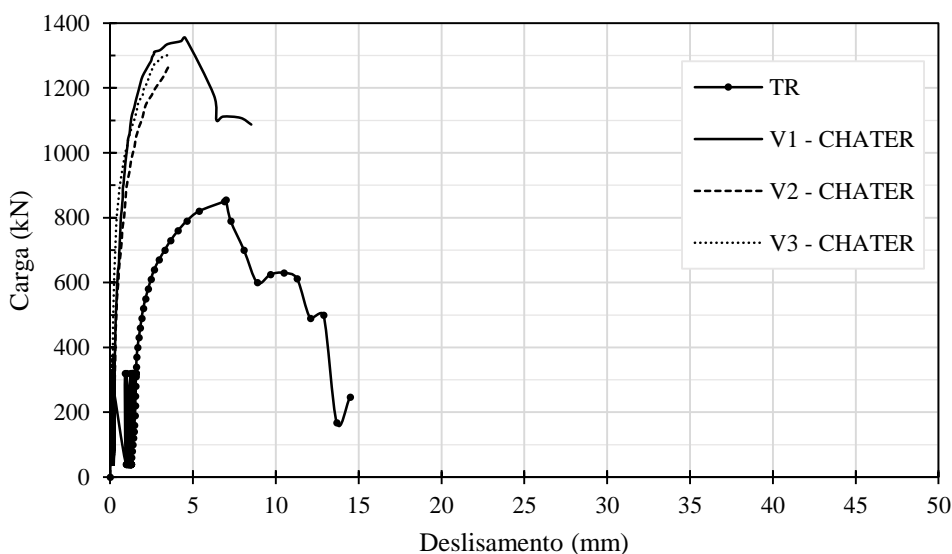


Figura 4.20 – Deslizamento vertical – Conectores de Chater (2015) e TR

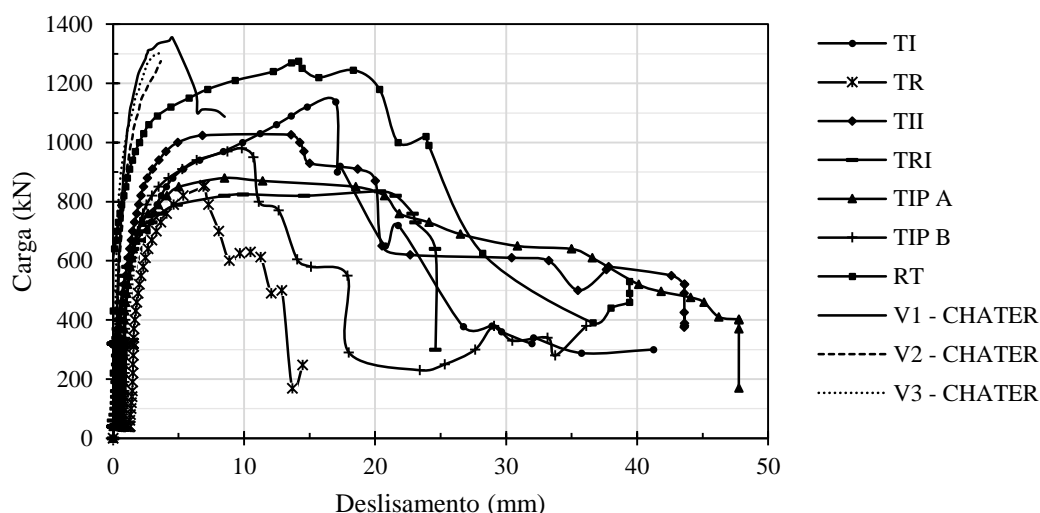


Figura 4.21 - Deslizamento vertical – Conectores de Chater (2015) e Conectores desta pesquisa.

A Figura 4.20 mostra o gráfico de deslizamento vertical para o conector TR e conectores V1, V2 e V3, estudados por Charter (2015) (Tanto TR quanto V1, V2 e V3 possuíam a mesma geometria). Analisando o gráfico, percebe-se que o padrão de deslizamento para os conectores foi semelhante, onde durante o aumento do carregamento o deslizamento dos espécimes se manteve próximo de ser constante, e ao se aproximar da carga de ruptura, esse deslizamento teve um maior aumento. Porém, observa-se que mesmo com esse padrão semelhante, o conector TR apresentou um deslizamento maior que os conectores V1, V2 e V3, após o ciclo inicial de cargas. Dessa forma, os conectores de Charter (2015) tiveram um comportamento rígido, já os desta pesquisa, apresentaram comportamento flexível.

A Figura 4.21 ilustra o gráfico de deslizamento vertical para todos os conectores desta pesquisa e os estudados por Charter (2015). Analisando de forma geral, o conector que apresentou o comportamento semelhante aos conectores V1, V2 e V3 durante a fase de carregamento foi o RT, onde seu deslizamento vertical foi bastante baixo, porém, ao chegar próximo da carga de ruptura, seu deslizamento teve um aumento bem maior que os conectores de Charter (2015)

Vale ressaltar, que a resistência do concreto de Charter (2015) era de 47 MPa e nesta pesquisa, a resistência obtida no concreto foi de 25 MPa. Essa característica pode ter influenciado tanto no deslizamento vertical quanto na carga de ruptura dos espécimes.

As Figuras 4.22 a 4.25 apresentam gráficos fazendo um comparativo entre os conectores ensaiados nesta pesquisa e os conectores ensaiados Barbosa (2016), onde as Figuras 4.22 e 4.25 ilustram os conectores Retangulares de 12,5 mm de diâmetro e as Figuras 4.24 e 4.25 os conectores Isosceles de 12,5 mm de diâmetro.

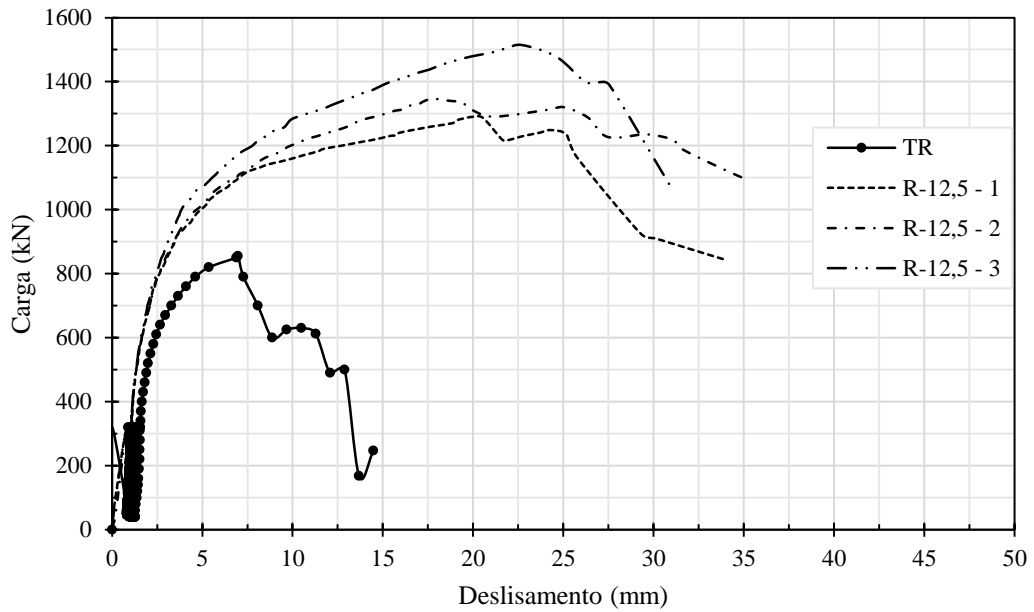


Figura 4.22 – Deslizamento vertical – Conectores R-12,5 de Barbosa (2016) e TR

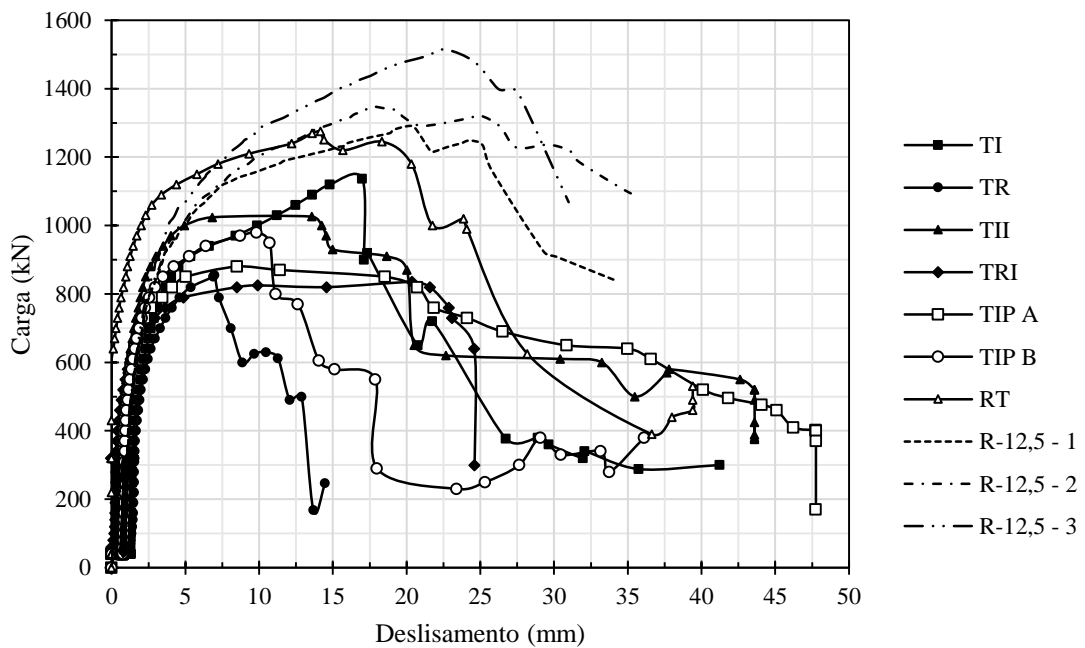


Figura 4.23 - Deslizamento vertical – Conectores R-12,5 de Barbosa (2015) e Conectores desta pesquisa.

A Figura 4.22 mostra o gráfico de deslizamento vertical para o conector TR e conectores R-12,5 estudados por Barbosa (2016) (Tanto TR quanto R-12,5 possuíam a mesma geometria). O gráfico mostra um padrão de deslizamento semelhante, na fase de carregamento o deslizamento dos espécimes teve um padrão próximo de ser constante, e ao se aproximar da carga de ruptura, começou apresentar maiores valores. Os conectores R-12,5 tiveram um aumento de deslizamento bem maiores que o conector TR, levando em consideração o ponto de 80% da carga de ruptura até atingir a capacidade de carga máxima. Tanto os conectores de R-12,5 quanto os conectores desta pesquisa apresentaram comportamento flexível.

A Figura 4.23 ilustra o gráfico de deslizamento vertical para todos os conectores desta pesquisa e os conectores R-12,5 estudados por Barbosa (2016). Analisando de forma geral, os conectores R-12,5 apresentaram o comportamento semelhante aos demais conectores durante a fase de carregamento, com exceção do conector RT, que se apresentou mais rígido durante essa fase, onde seu deslizamento vertical foi pequeno, porém, ao chegar próximo da carga de ruptura, seu comportamento foi semelhante aos conectores de Barbosa (2016).

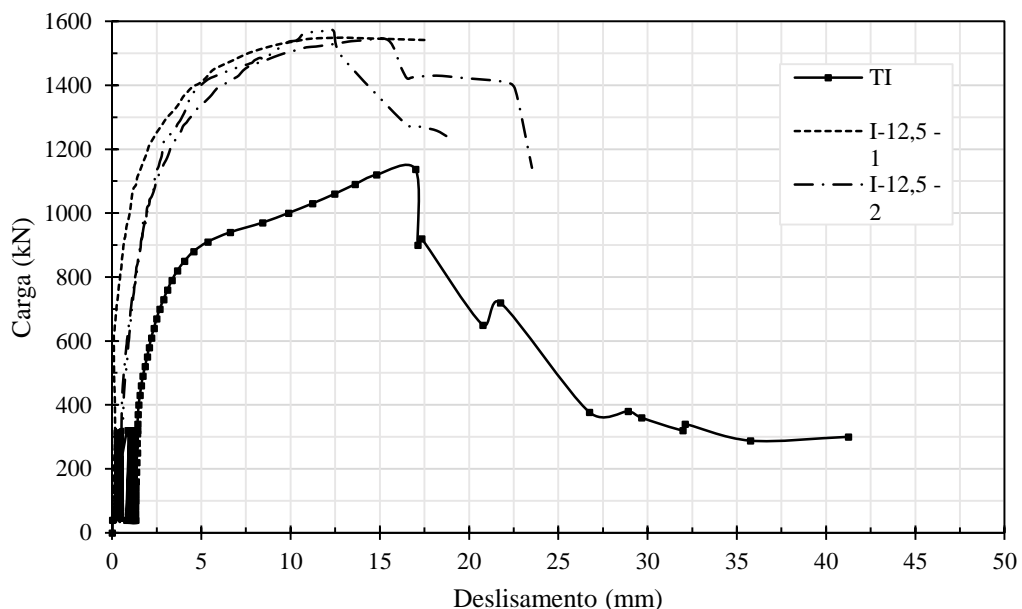


Figura 4.24 – Deslizamento vertical – Conectores I-12,5 de Barbosa (2016) e TI

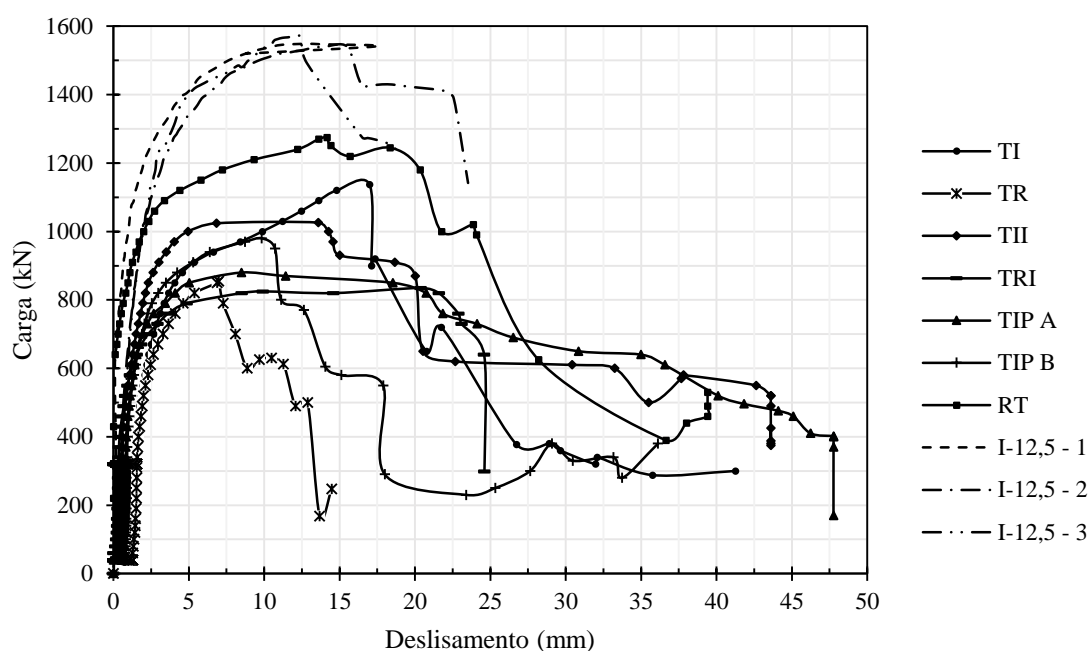


Figura 4.25 - Deslizamento vertical – Conectores I-12,5 de Barbosa (2015) e Conectores desta pesquisa.

O gráfico da Figura 4.24 mostra de deslizamento vertical para o conector TI e para os conectores I-12,5 estudados por Barbosa (2016) (Tanto TI quanto I-12,5 possuíam a mesma geometria). De posse das informações do gráfico, nota-se que durante o aumento do carregamento o deslizamento dos espécimes foi semelhante, quase que constante, e ao se aproximar da carga de ruptura, esse deslizamento teve um maior aumento. O conector TI um aumento de deslizamento bem maiores que os conectores I-12,5; levando em consideração o ponto de 80% da carga de ruptura até atingir a capacidade de carga máxima. Assim como os conectores desta pesquisa, os conectores I-12,5 apresentaram um comportamento flexível.

O deslizamento vertical de todos os conectores desta pesquisa e os conectores I-12,5 estudados por Barbosa (2016) estão presentes no gráfico da Figura 4.25. Considerando os valores presentes no gráfico, nota-se que os conectores I-12,5 durante a fase de carregamento comportou-se semelhante aos demais conectores, com exceção do conector RT, que teve um comportamento mais rígido, com pequenos valores de deslizamento vertical, porém, ao chegar próximo da carga de ruptura, seu comportamento tornou-se semelhante aos conectores de I-12,5.

Faz-se a mesma ressalva para o concreto da pesquisa de Barbosa (2016) feita para a resistência do concreto de Chater (2015) uma vez que a resistência do concreto era a mesma, cerca de 47 MPa.

4.1.3 Separação entre as lajes (*uplift*)

A separação transversal entre as duas lajes dos espécimes ensaiados, chamada de *uplift*, foi medido a duas alturas, de um mesmo lado da alma do perfil metálico. O gráfico das Figuras 4.26 a 4.32 demonstram os resultados durante o ensaio para cada uns dos potenciômetros (PH1 e PH2).

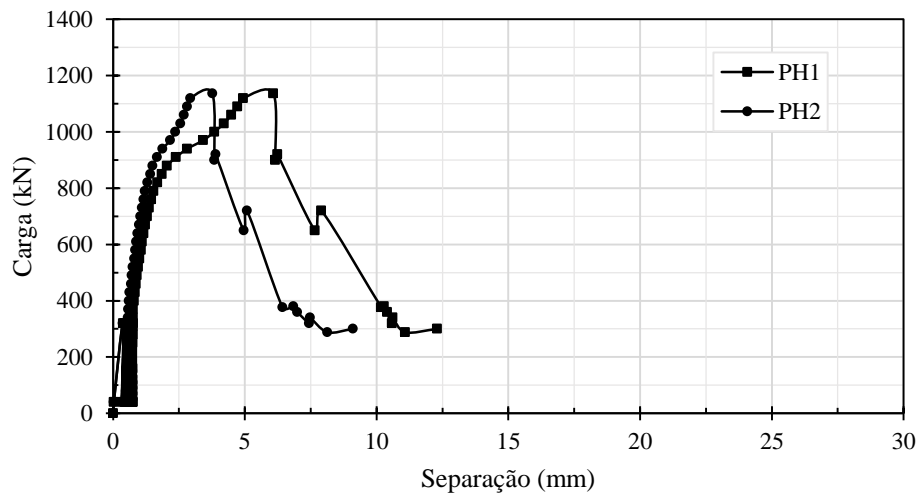


Figura 4.26 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime TI.

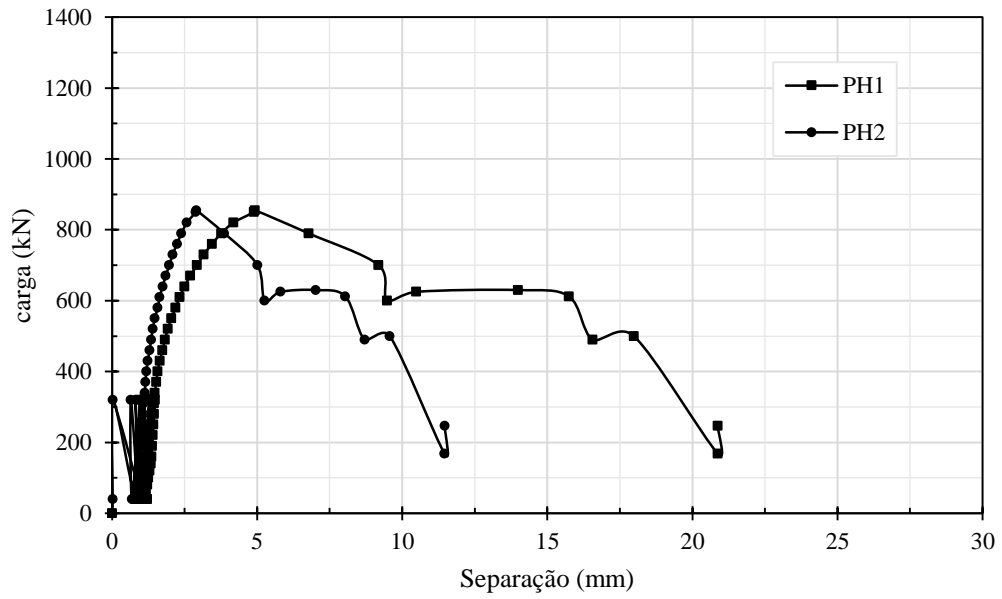


Figura 4.27 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime TR.

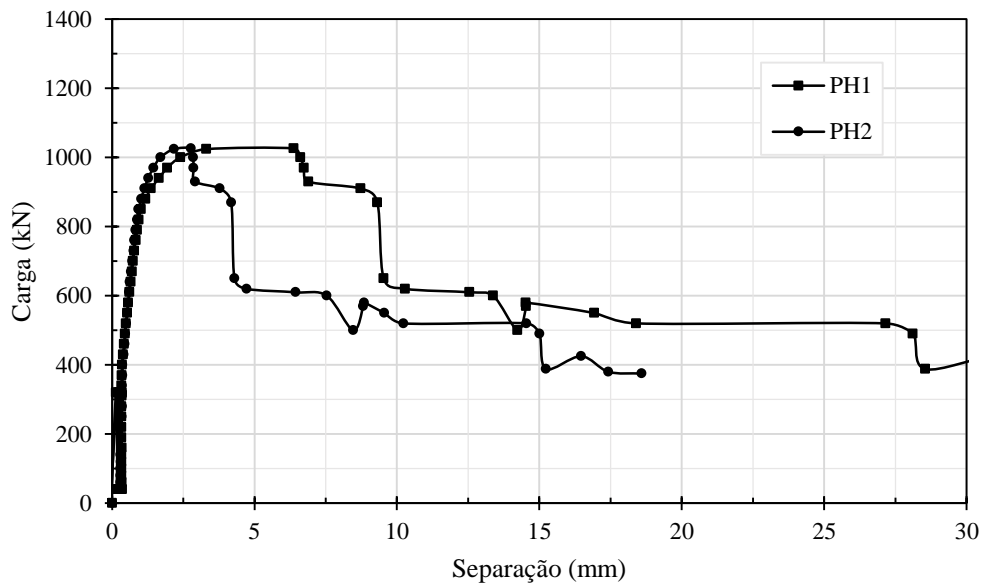


Figura 4.28 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime TII.

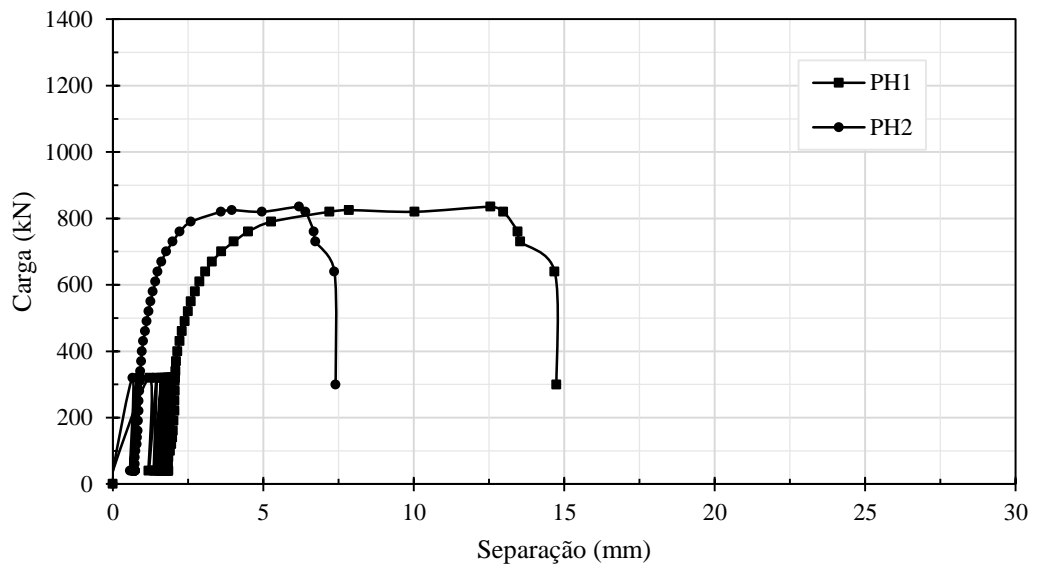


Figura 4.29 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime TRI.

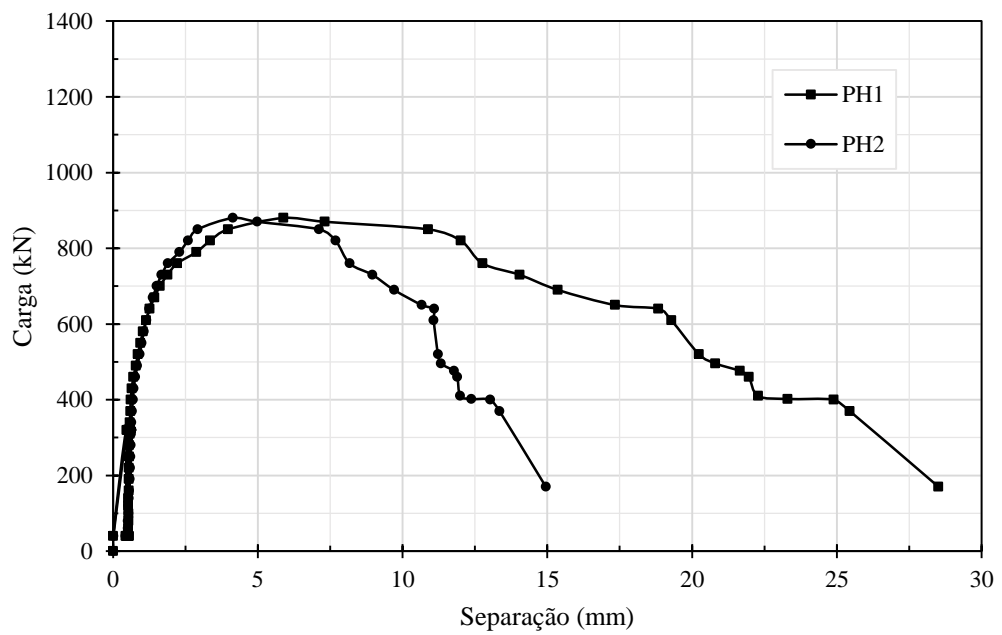


Figura 4.30 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime TIP A.

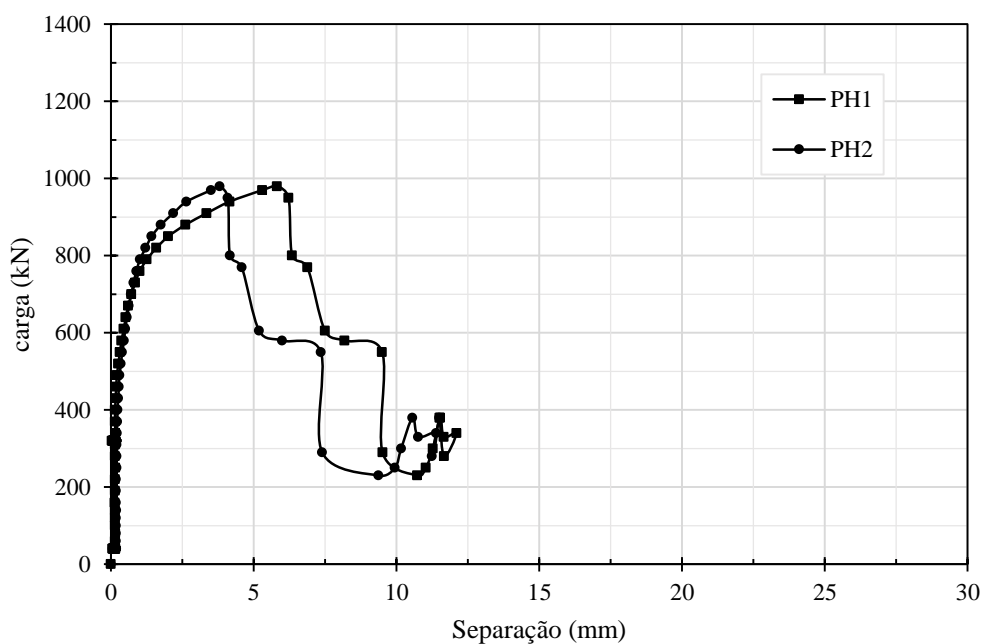


Figura 4.31 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime TIP B.

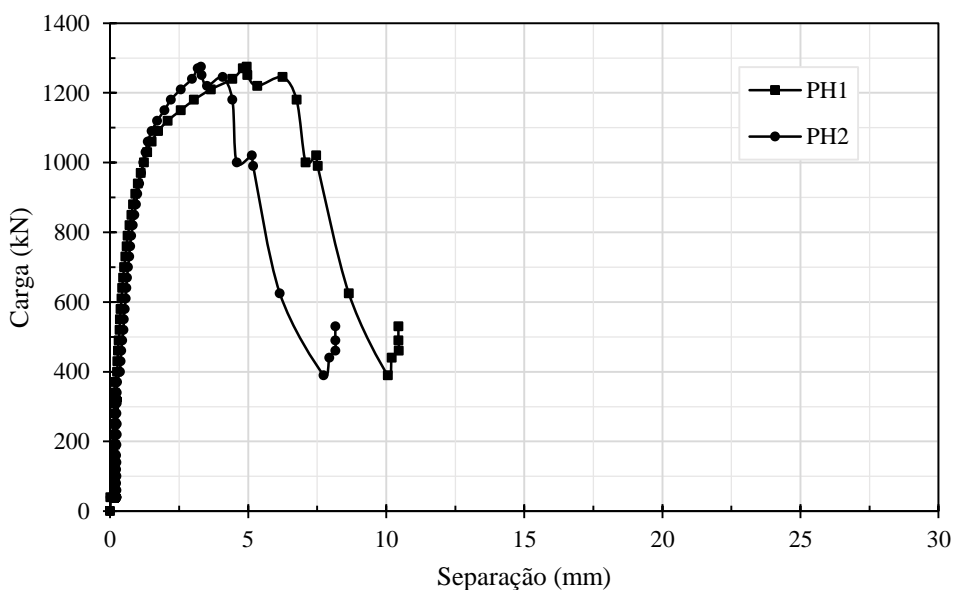


Figura 4.32 – Separação transversal (*Uplift*) para o espécime RT.

Conforme o gráfico da Figura 4.26, referente ao conector TI, observou-se que a separação entre as lajes de concreto do espécime permanece com valores semelhantes para PH1 e para o PH2 na fase de carregamento até aproximadamente 900kN, após essa carga observou-se a ocorrência de maior separação transversal para o ponto superior das lajes, monitorado

através do PH1. Atingindo valores de 6,08 mm e 3,77 mm de *uplift*, na carga de ruptura, para PH1 e PH2 respectivamente.

Analisando o gráfico da Figura 4.27, sobre o conector TR, verifica-se que o afastamento das lajes nesse espécime é maior que o modelo com conector TI, durante a fase de recarga do carregamento. Não diferente dos conectores Isósceles, observou-se que a separação das lajes teve maiores valores no ponto superior das lajes, monitorado através do PH1. Atingindo valores de 4,93 mm e 2,91mm de *uplift*, na carga de ruptura, para PH1 e PH2 respectivamente.

De acordo com os gráficos das Figuras 4.28, 4.30 e 4.31, em relação as variações de disposição para os conectores TI, os conectores TII, TIP A, TIP B, tiveram comportamento bem semelhante de *uplift* na parte de superior e na parte inferior das lajes durante a fase de carregamento, até atingir cerca de 800kN, após esse carregamento, observou-se a ocorrência de maior separação transversal para o ponto superior das lajes, monitorado através do PH1. Vale ressaltar, que as variações tiveram um comportamento semelhante, ao TI em relação à separação das lajes. Apenas o TIP A, que na fase final do ensaio, teve um aumento da separação da laje na parte superior destoando bastante da parte inferior. E o TIP B teve uma separação bem próxima de 0, durante a fase de recarga.

Em relação as variações de disposição, para os conectores TR, conforme o gráfico da Figura 4.29 o conector TRI não teve um comportamento semelhante ao conector que TR. Logo no início da recarga, a separação das lajes apareceu, tanto no ponto inferior, quanto no ponto superior. Observou-se também que a separação das lajes, assim como nos outros espécimes, teve maiores valores no ponto superior das lajes, monitorado através do PH1. Atingindo valores de 12,98 mm e 6,40 mm de *uplift*, na carga de ruptura, para PH1 e PH2 respectivamente.

Considerando o conector RT e os conectores TI e TR, conforme o gráfico da Figura 4.32 o conector RT suportou uma comportamento bem semelhante de *uplift* na parte de superior e na parte inferior das lajes durante a fase de carregamento, até atingir cerca de 1080kN, após esse carregamento, observou-se a ocorrência de maior separação transversal para o ponto superior das lajes, monitorado através do PH1. Verifica-se também, que o afastamento das lajes nesse espécime é bem menor em relação aos modelos com conector TI e TR. Atingindo valores de 4,95 mm e 3,29 mm de *uplift*, na carga de ruptura, para PH1 e PH2 respectivamente.

A Figura 4.33 mostra comparativo entre os valores médios dos dois potenciômetros de cada espécime.

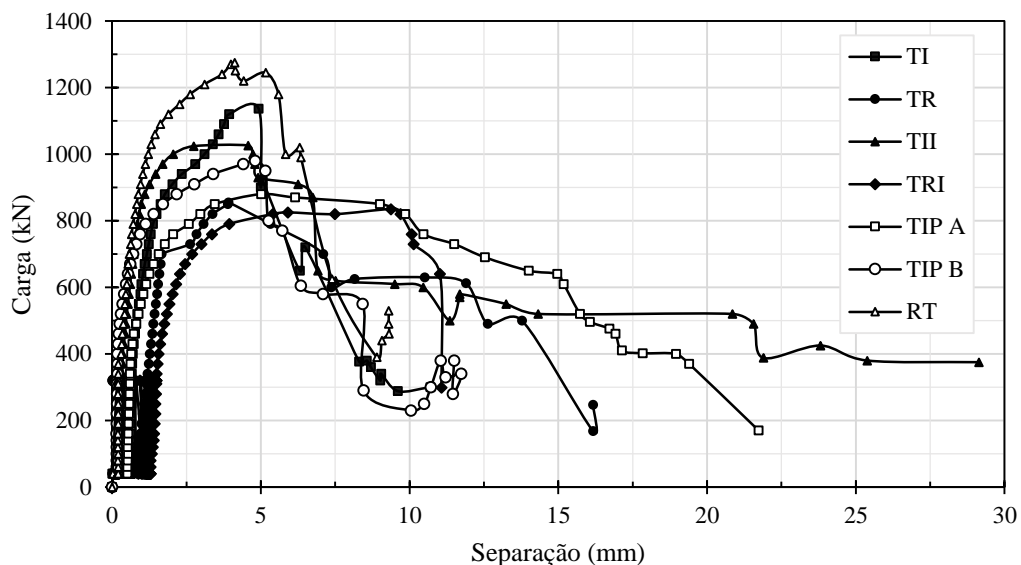


Figura 4.33 – Separação transversal (*Uplift*) média para os espécimes.

Analisando de forma geral os conectores observou-se que os maiores valores de *uplift* para as máximas cargas resistidas pelos modelos experimentais foram obtidos nos espécimes TRI e TIP A, cerca de 9,37 mm e 5,01 mm respectivamente. Pegando um mesmo nível de carga, 800 kN, para todos os espécimes, nota-se que os modelos que tiveram menores valores de *uplift* foram os espécimes RT e TII. As Figuras 4.34 a 4.40 ilustram a obtenção dos valores de *uplift* para 80% das cargas máximas resistidas pelos espécimes ensaiados.

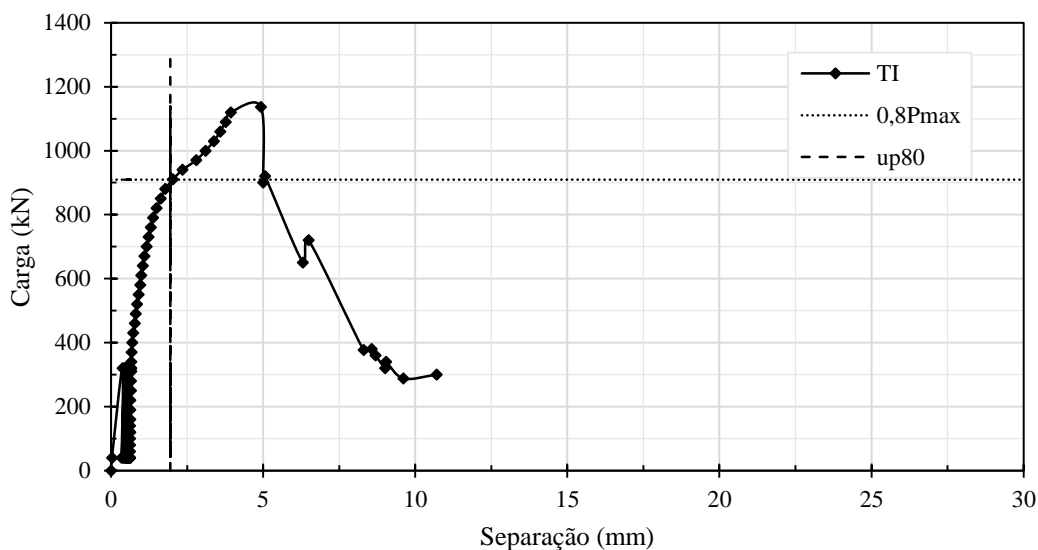


Figura 4.34 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime TI.

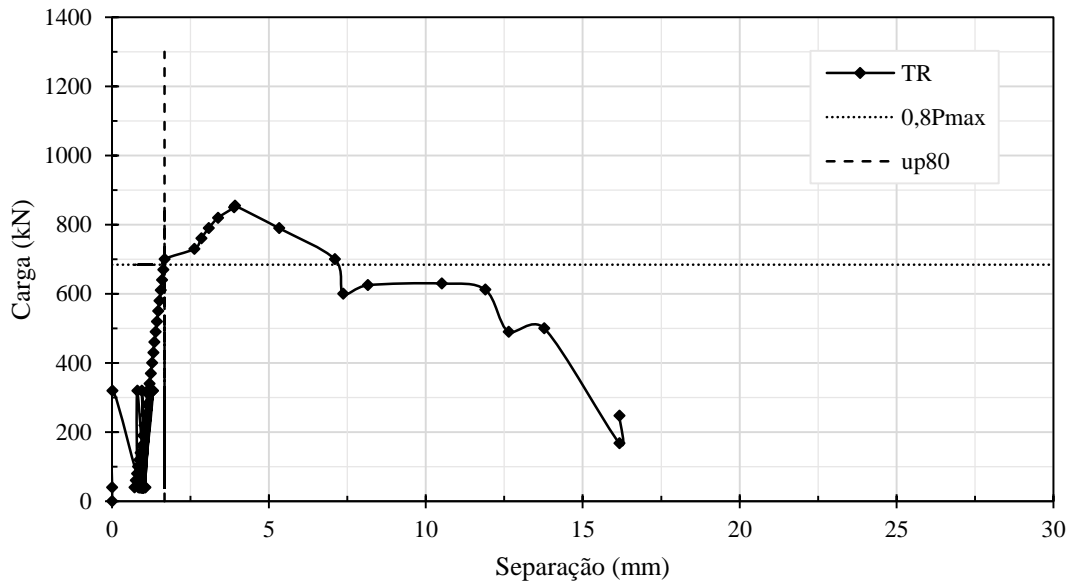


Figura 4.35 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime TR.

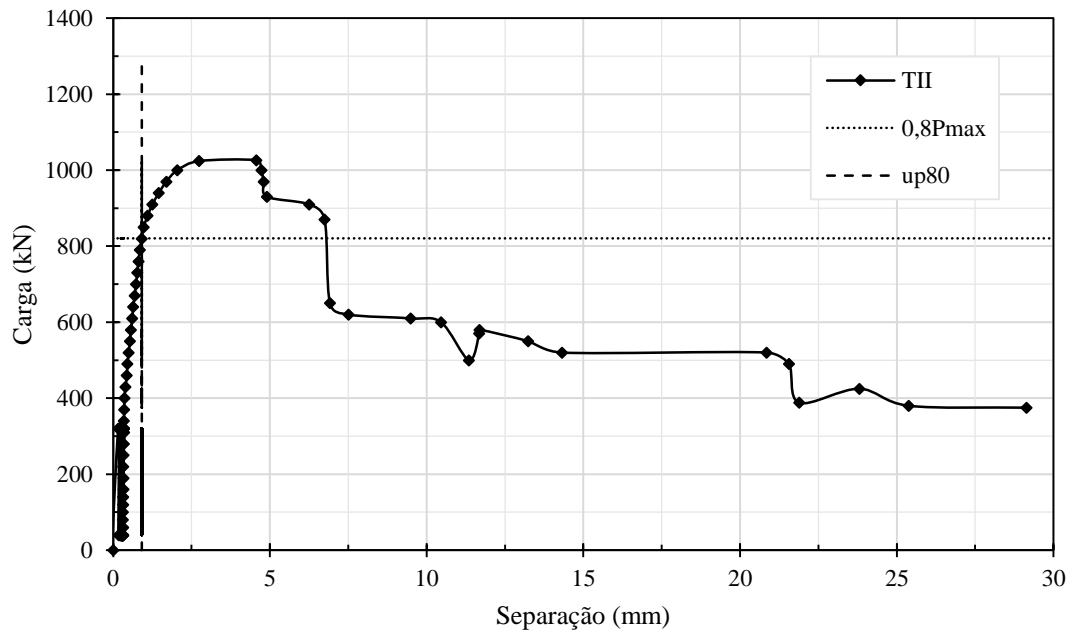


Figura 4.36 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime TII.

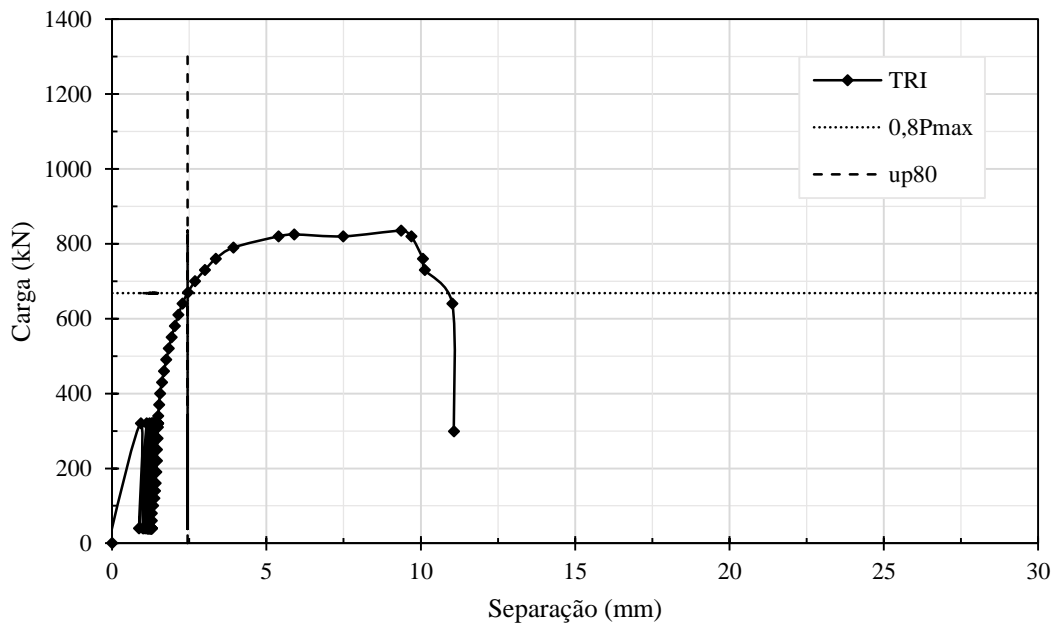


Figura 4.37 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime TRI.

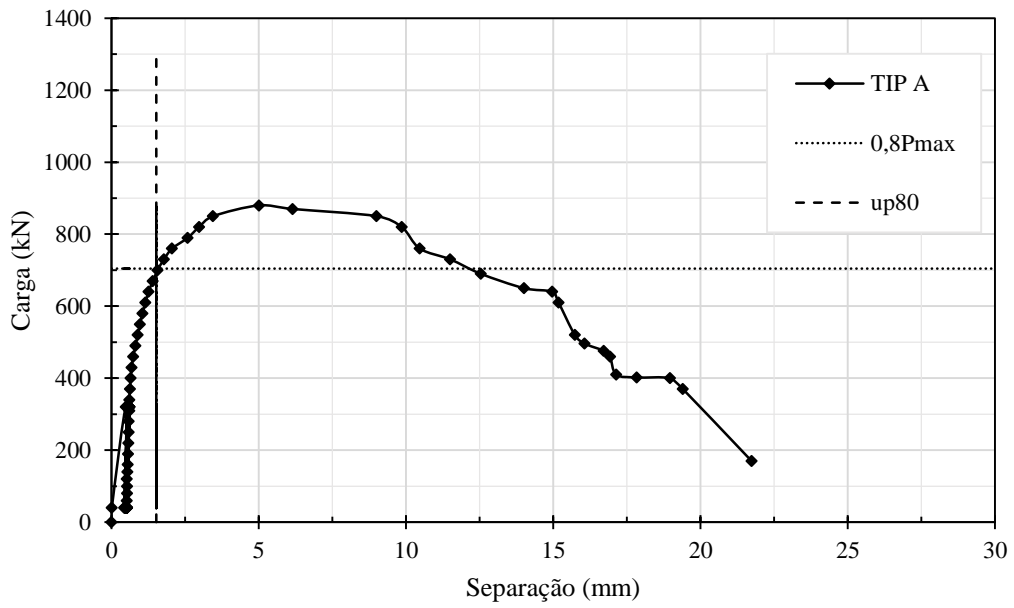


Figura 4.38 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime TIP A.

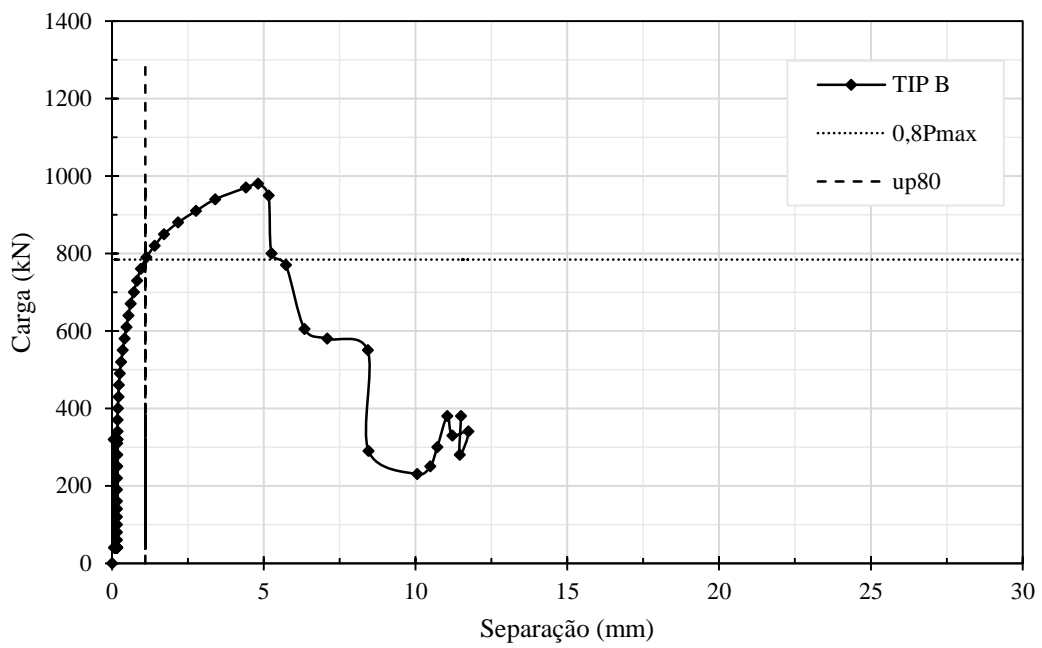


Figura 4.39 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime TIP B.

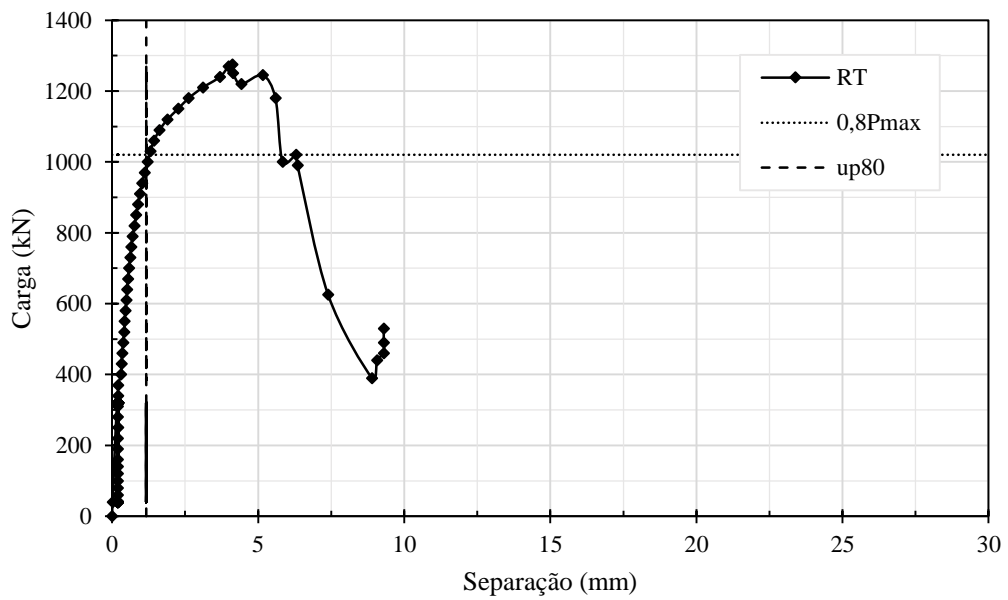


Figura 4.40 – Separação transversal (*Uplift*) média para o espécime RT.

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados experimentais de *uplift* obtidos durante a realização dos ensaios. Assim como a separação transversal máxima e para 80% da carga de ruptura. Onde os menores valores de *uplift* para 80% das cargas máximas (Up_{80}) observados nos gráficos anteriormente apresentados, foram para os espécimes TII, TIP *B* e RT. Cerca de 0,91 mm, 1,1 mm e 1,17 mm respectivamente.

Tabela 4.3 – Resultados de *uplift*

Modelo	Idade do concreto (dias)	f_{ck} (MPa)	P_{max} Total (kN)	U_{p80} (mm)	U_{pmax} (mm)	$U_{p80/\delta 80}$
TI	46	25,0	1137	1,95	4,92	36%
TR			855	1,67	3,92	50%
TII	47		1026	0,91	4,57	43%
TRI			835	2,45	9,37	132%
TIP <i>A</i>	48		880	1,52	5,01	79%
TIP <i>B</i>			980	1,1	4,81	48%
RT	49		1275	1,17	4,12	48%

P_{max} - Carga máxima resistida pelo modelo
 Up_{80} - Valores de *uplift* para $0,8.P_{max}$.
 Up_{pmax} - *Uplift* para a carga máxima resistida pelos modelos experimentais.
 δ_{80} - Deslizamento correspondente a $0,8.P_{max}$.

Os conectores TI apresentaram mais eficiência quanto a resistência ao *uplift* que os demais conectores, seguido dos conectores TIP *B* e RT. Devido às suas geometrias que permitem que as duas hastes dos conectores recebam os esforços que geram o *uplift* de forma igual. Enquanto o conector TRI, variação do conector RT, apresenta uma menor resistência ao *uplift*. Devido a uma maior solicitação da haste perpendicular à mesa do perfil metálico, o que pode gerar deformações plásticas maiores.

As Figuras 4.41 apresentam os gráficos da separação transversal (*uplift*) com os conectores ensaiados por Cavalcante (2010) e os ensaiados nesta pesquisa.

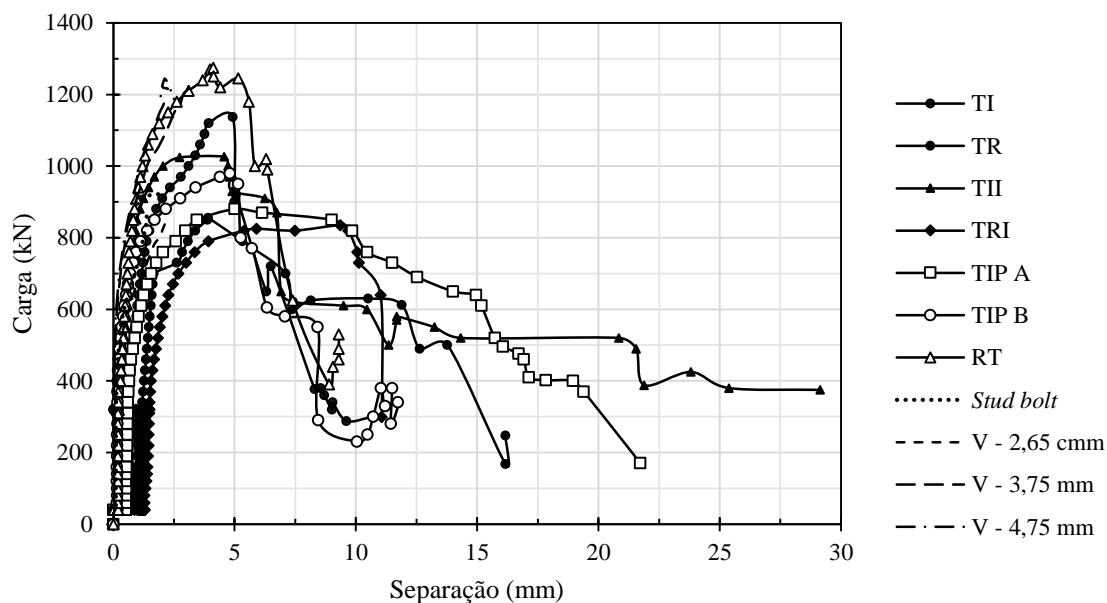


Figura 4.41 - Separação transversal (*uplift*) – Conectores de Cavalcante (2010) e conectores desta pesquisa.

A Figura 4.41 ilustra o gráfico de separação transversal (*uplift*) para todos os conectores desta pesquisa e os estudados por Cavalcante (2010). Os conectores V-3,75 mm e 4,75 mm apresentaram uma menor separação transversal durante fase de carregamento em relação aos demais conectores, porém ao atingir maiores valores carregamento, passaram a apresentar valores de separação transversal semelhante ao conector RT, apresentando praticamente os mesmos de *uplift* pra 80%, do carregamento semelhante, porém valores inferiores na carga de ruptura. Os conectores *Stud bolt* e V-2,65 mm, tiveram a separação das lajes maior que o conector RT, semelhante aos conectores TII e TIP B e menor que os demais conectores desta pesquisa durante a fase de carregamento. Ao chegar próximo da carga de ruptura, a separação de todos os conectores desta pesquisa aumenta, mostrando uma menor resistência a separação ao *uplift* em relação aos conectores estudados por Cavalcante (2010).

As Figuras 4.42 e 4.43 apresentam os gráficos da separação transversal (*uplift*) com os conectores ensaiados por Chater (2015) e os ensaiados nesta pesquisa.

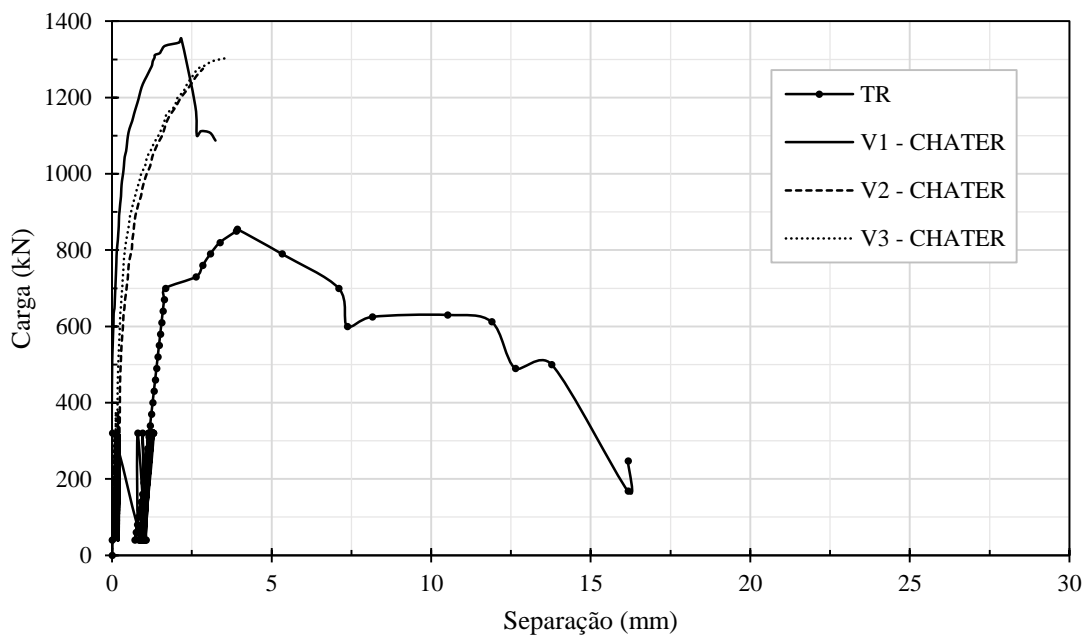


Figura 4.42 – Separação transversal (*uplift*) – Conectores de Chater (2015) e TR

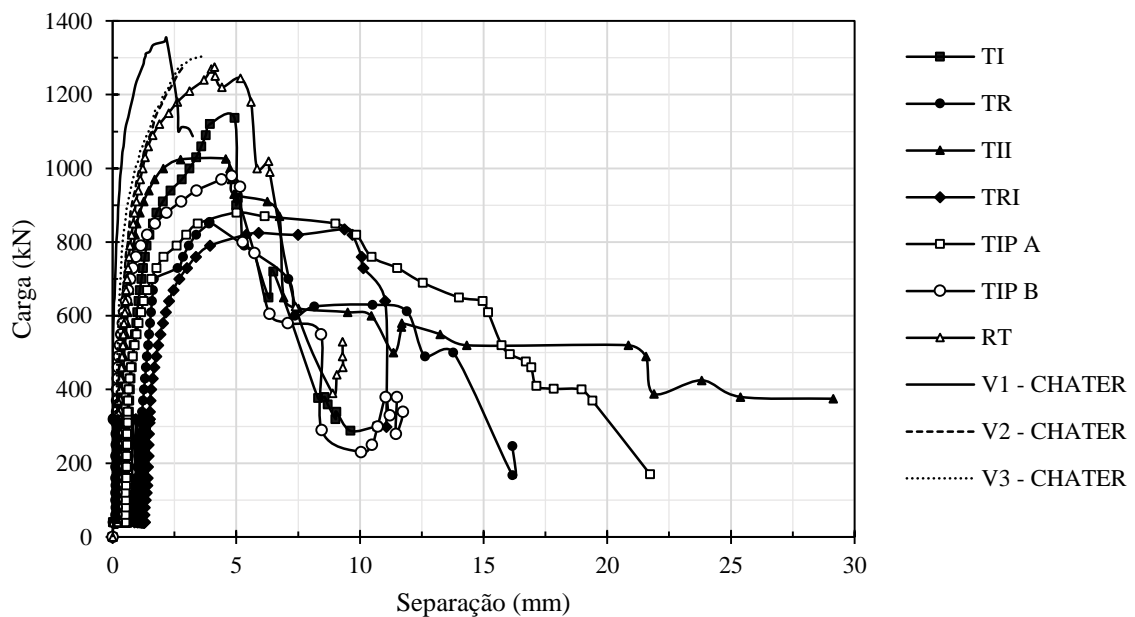


Figura 4.43 - Separação transversal (*uplift*) – Conectores de Chater (2015) e conectores desta pesquisa.

A Figura 4.42 mostra o gráfico da separação transversal para o conector TR e conectores V1, V2 e V3, estudados por Charter (2015) (lembrando que os conectores possuíam a mesma geometria). Analisando o gráfico, percebe-se que o assim como o deslizamento vertical na separação transversal o padrão de comportamento dos conectores foi semelhante, onde durante o incremento de cargas a separação das lajes nos espécimes se mantiveram

próxima de ser constante, e chegando perto da carga de ruptura, as lajes tiveram um aumento da separação. Entretanto, verifica-se que mesmo com esse padrão semelhante, o conector TR apresentou uma separação transversal maior que os conectores V1, V2 e V3. Após o ciclo inicial de cargas essa separação já se mostrava maior. Analisando o gráfico após a carga de ruptura, a separação transversal apresentada pelo conector TR foi bem maior que os conectores de Charter (2015).

A Figura 4.43 ilustra o gráfico de separação transversal (*uplift*) para todos os conectores desta pesquisa e os estudados por Charter (2015). De forma geral, os conectores apresentaram o comportamento semelhante aos conectores V1, V2 e V3 durante a fase de carregamento. Os conectores TII e o RT, tiveram a separação das lajes bastante pequena durante a fase de carregamento, assim como os estudados por Charter (2015). Porém, ao chegar próximo da carga de ruptura, a separação aumenta. Analisando o gráfico após a carga de ruptura, a separação transversal de todos os conectores é maior que os conectores V1, V2 e V3, destacando o TIP A e o TRI. O fato da resistência do concreto de Charter (2015) ter sido maior que a resistência obtida no nessa pesquisa pode ter influenciado também na separação transversal dos espécimes.

As Figuras 4.44 e 4.45 mostram os gráficos da separação transversal (*uplift*) com os conectores ensaiados por Barbora (2016) e os ensaiados nesta pesquisa.

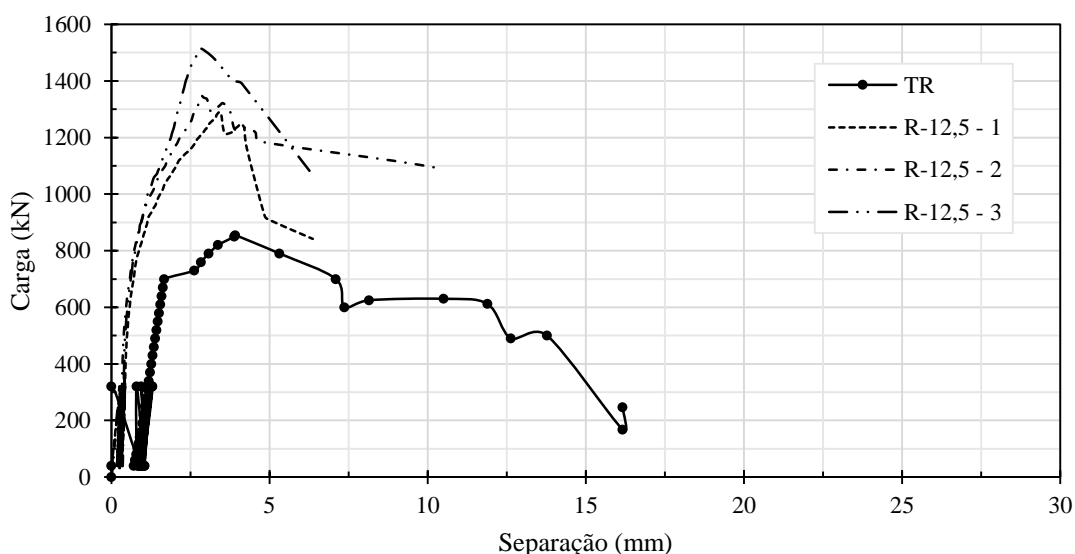


Figura 4.44 – Separação transversal (*uplift*) – Conectores R-12,5 de Barbosa (2016) e TR

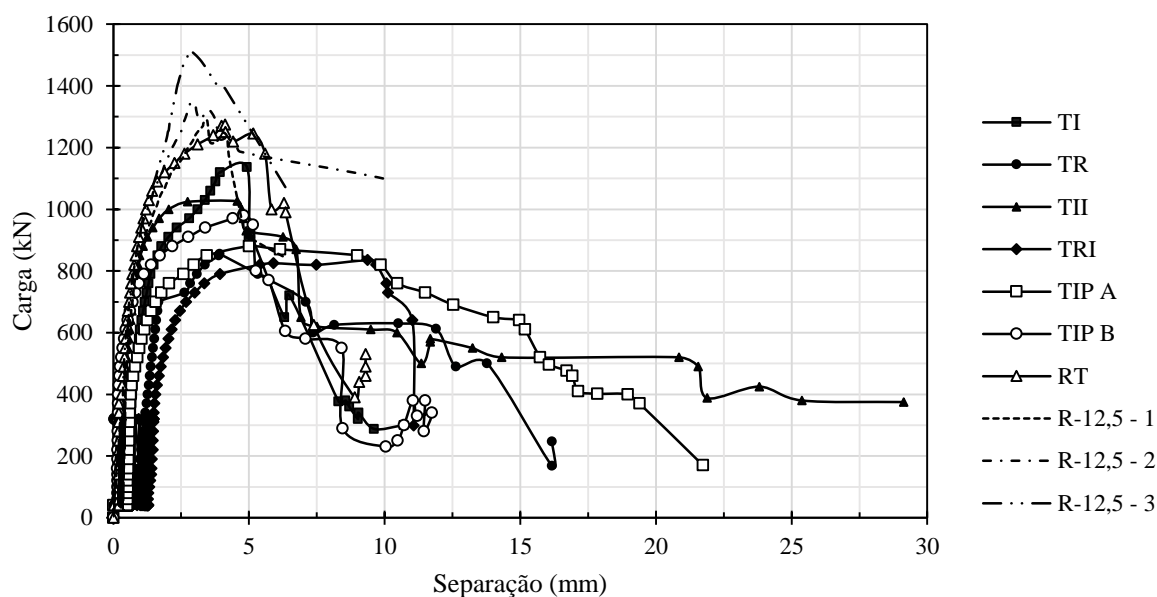


Figura 4.45 - Separação transversal (*uplift*) – Conectores R-12,5 de Barbosa (2016) e conectores desta pesquisa.

A Figura 4.44 mostra o gráfico da separação transversal para o conector TI e os conectores R-12,5 estudados por Barbora (2016). Ao analisar o gráfico, nota-se que o padrão de comportamento dos conectores foi semelhante, durante a fase de recarga a separação das lajes nos espécimes se mantiveram próxima de ser constante, e chegando perto da carga de ruptura, as lajes tiveram um aumento da separação. Entretanto, após a fase inicial de carregamento, ou seja, os 25 ciclos, verifica-se que o conector TR já apresentou uma menor resistência à separação transversal. Analisando o pós ruptura dos espécimes, o aumento da separação transversal apresentada pelo conector TR foi mais elevada que os conectores R-12,5.

No gráfico da Figura 4.45, é ilustrado a separação transversal (*uplift*) para todos os conectores desta pesquisa e os conectores R-12,5 estudados por Barbosa (2016). Analisado de forma geral, os conectores apresentaram o comportamento semelhante aos conectores R-12,5 durante a fase de carregamento. Porém, os conectores R-12,5 apresentaram uma resistência maior ao *uplift* durante a fase de carregamento em relação aos demais conctores, com exceção dos conectores TII e o RT, que apresentaram valores semelhantes de *uplift*. Ao chegar próximo da carga de ruptura, a separação transversal para os conectores desta pesquisa teve um aumento maior que os conectores de Barbosa (2016). Após a carga de ruptura, a separação transversal dos conectores R-12,5 é menor que os demais conectores.

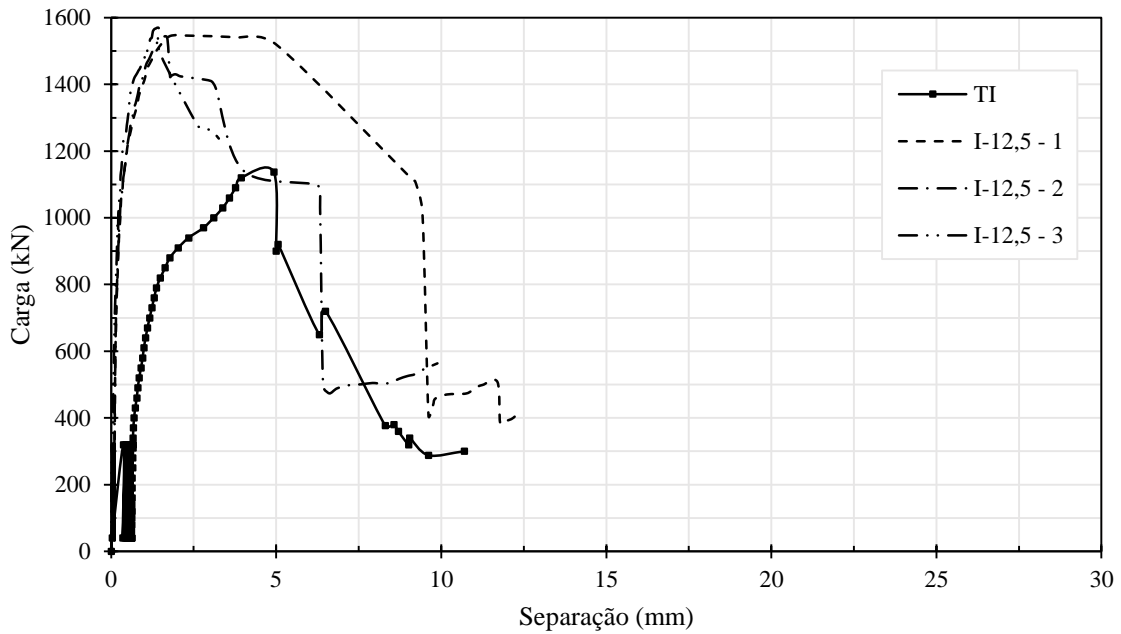


Figura 4.46 – Separação transversal (*uplift*) – Conectores I-12,5 de Barbosa (2016) e TI

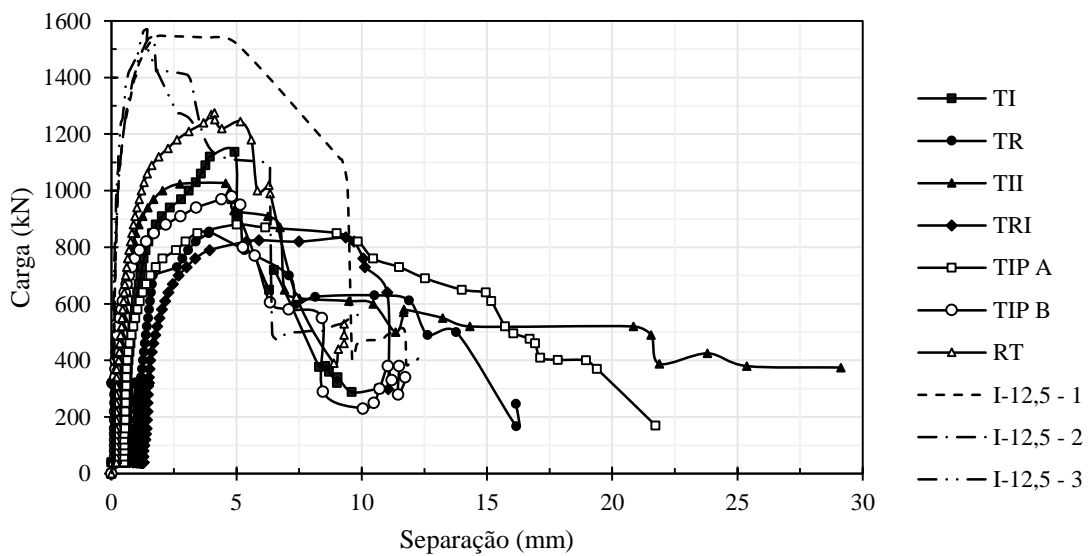


Figura 4.47 - Separação transversal (*uplift*) – Conectores I-12,5 de Barbosa (2016) e conectores desta pesquisa.

A Figura 4.46 mostra o gráfico da separação transversal para o conector TI e conectores I-12,5 estudados por Barbosa (2016). Percebe-se que durante a fase de recarga a separação das lajes nos espécimes se mantiveram próxima de ser constante, porém ao chegar perto da carga de ruptura a resistência ao *uplift* do conector TI foi menor. Após a fase inicial de carregamento, nota-se que o conector TI já apresentou uma separação transversal. Analisando o pós ruptura dos espécimes, o aumento da separação transversal apresentada pelos conectores foi semelhante com exceção do I-12,5-1 que teve uma separação mais elevada nessa fase.

A separação transversal dos conectores desta pesquisa e os conectores I-12,5 estudados por Barbosa (2016) é ilustrado na Figura 4.47, onde de forma geral, os conectores I-12,5 apresentaram uma maior resistência ao *uplift* durante a fase de carregamento, onde nesta fase, para o mesmo nível de carregamento o conector RT apresentou valores próximos aos conectores I-12,5; porém com o aumento do carregamento, a resistência ao *uplift* do RT se torna menor que os conectores estudados por Barbosa (2016). Próximo de carga de ruptura os conectores I-12,5 apresentaram a resistência ao *uplift* maior que os demais conectores. Após a carga de ruptura os conectores I-12,5 (com exceção de I-12,5-1) apresentaram um aumento de separação transversal semelhante ao conector TI e menor que os demais conectores.

Ressalta-se que, assim como a resistência do concreto de Chater (2015) a resistência a compressão do concreto de Barbosa (2016) por ter sido maior que a resistência obtida nessa pesquisa pode ter influenciado também na separação transversal dos espécimes.

4.1.4 Deformação dos conectores de cisalhamento e da armadura das lajes

4.1.4.1 Conectores de Cisalhamento

As Figuras 4.48 a 4.54 apresentam os gráficos com as deformações específicas medidas nos extensômetros dos conectores com a aplicação dos carregamentos

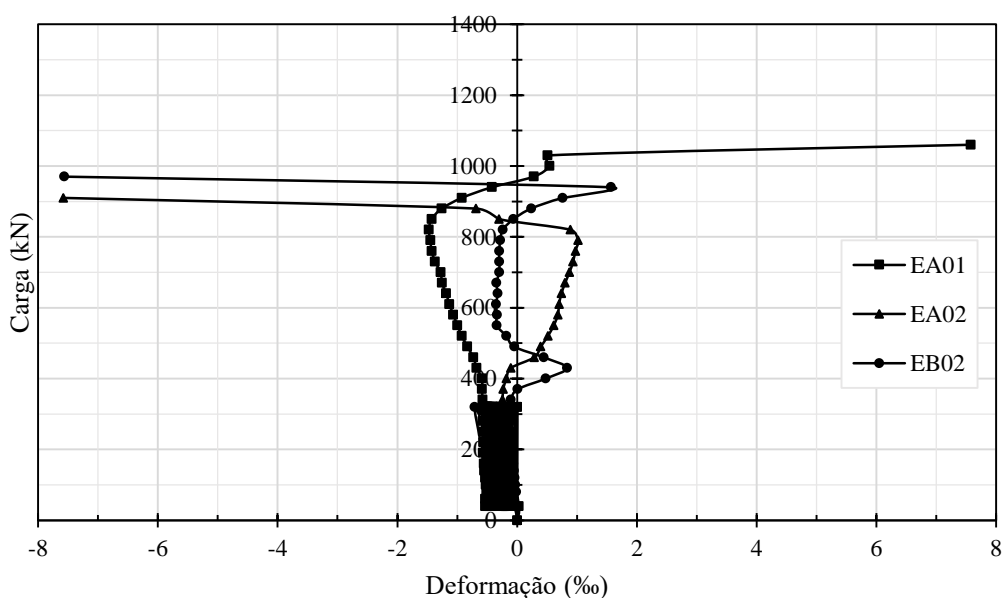


Figura 4.48 – Deformação dos conectores para o espécime TI.

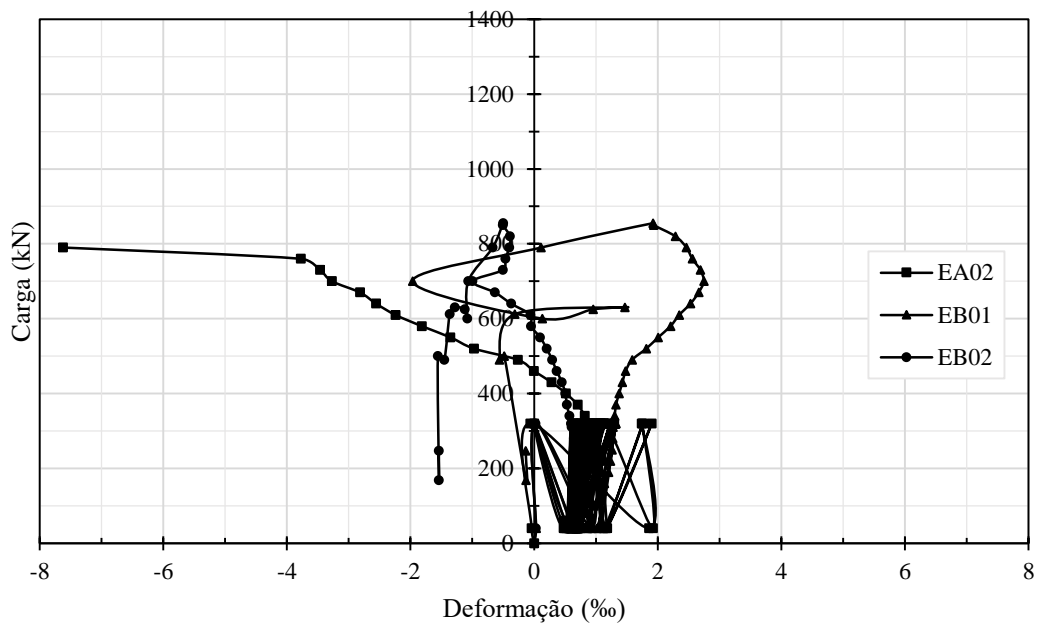


Figura 4.49 – Deformação dos conectores para o espécime TR.

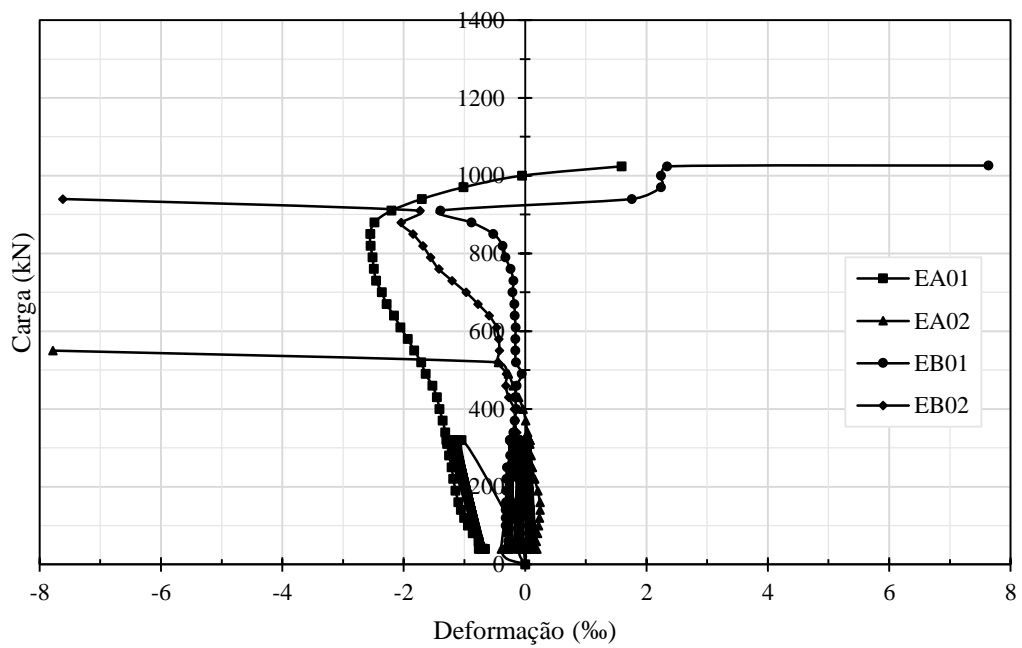


Figura 4.50 – Deformação dos conectores para o espécime TII.

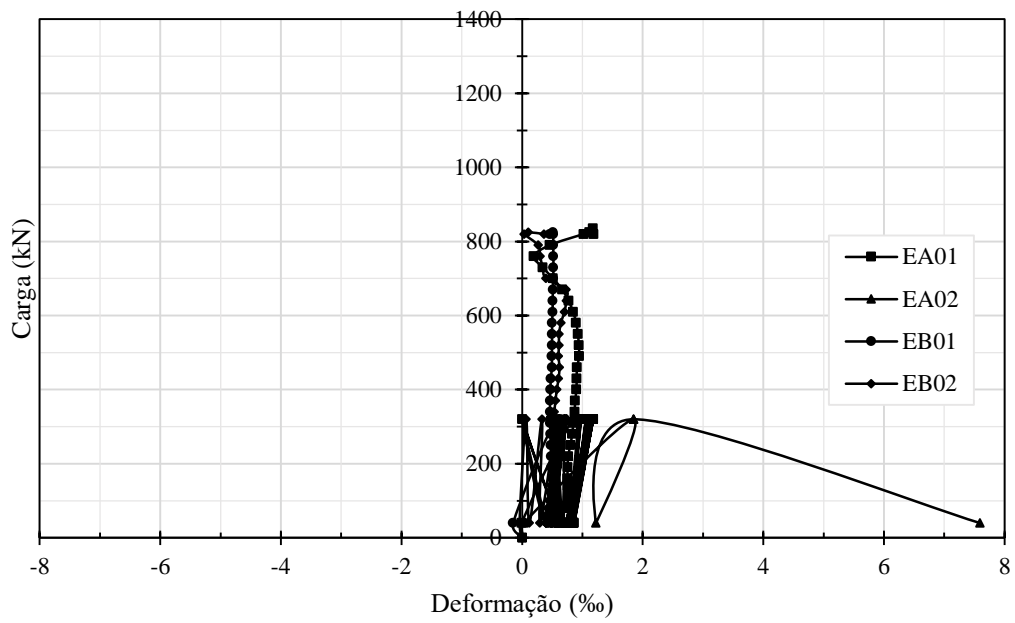


Figura 4.51 – Deformação dos conectores para o espécime TRI.

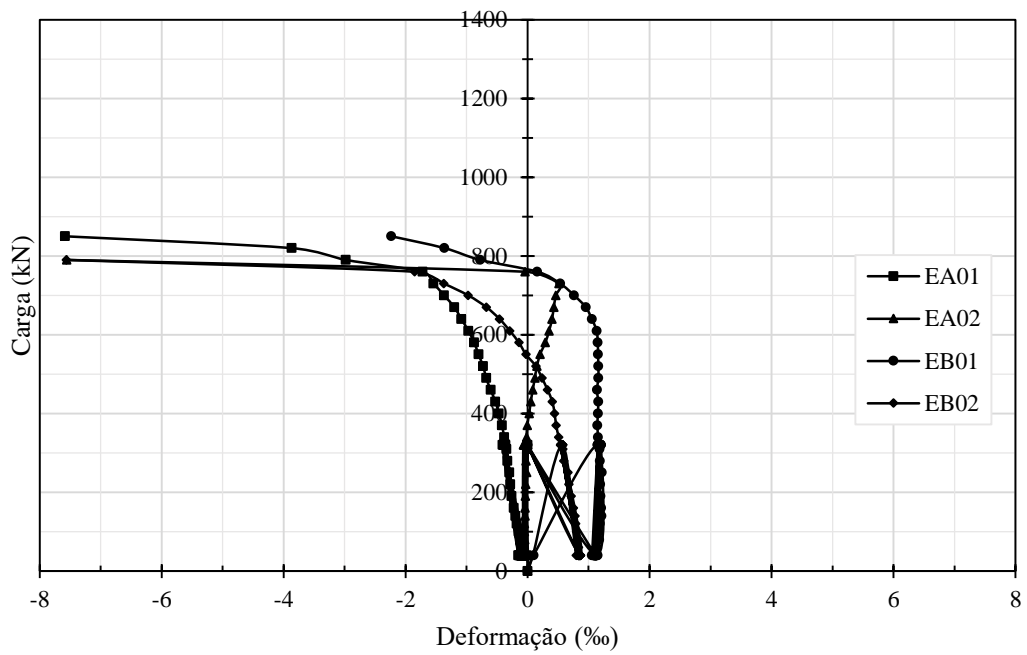


Figura 4.52 – Deformação dos conectores para o espécime TIP A.

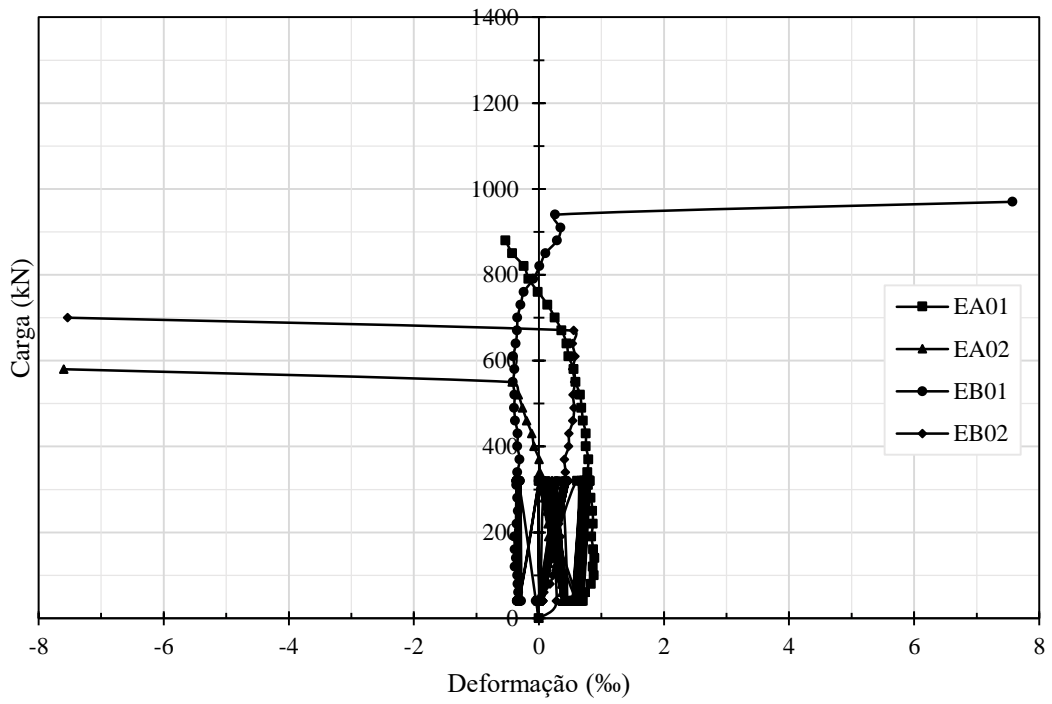


Figura 4.53 – Deformação dos conectores para o espécime TIP B.

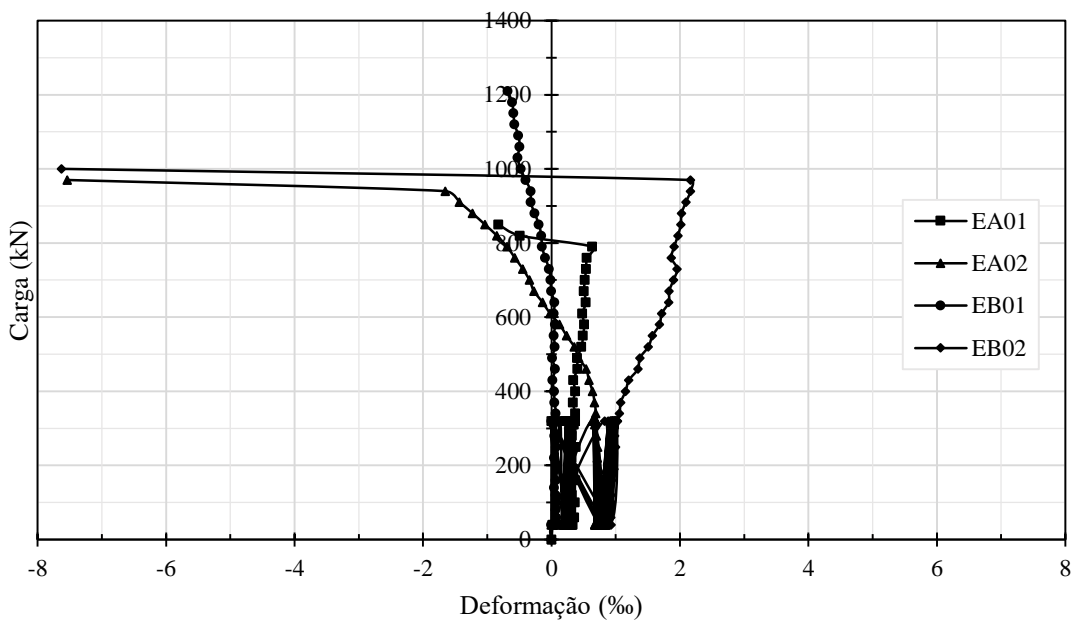


Figura 4.54 – Deformação dos conectores para o espécime RT.

Conforme o gráfico da Figura 4.48, referente ao conector TI, com apenas 3 leituras, uma vez que o extensômetro EB01 teve sua leitura perdida. Observou-se um comportamento similar das partes dos conectores localizados na parte superior e na parte inferior do perfil metálico, onde, inicialmente, as hastes superiores funcionaram à compressão até atingir carregamentos na faixa de 70,36% da carga de ruptura do espécime. Após essa faixa de carregamento, os esforços predominantes foram de tração. Analisando a haste inferior, o comportamento foi o inverso, tendo um comportamento inicial à tração, durante o carregamento inicial, mudando seu comportamento para compressão, na fase final do carregamento.

Analisando o gráfico da Figura 4.49, sobre o conector TR, com apenas 3 leituras, uma vez que o extensômetro EA01 teve sua leitura perdida, verifica-se um comportamento similar das duas hastes com a haste inferior dos conectores isósceles. Trabalhando à tração até atingir carregamentos na faixa de 46,79 % da carga de ruptura do espécime. Após essa faixa de carregamento, os esforços predominantes foram de compressão.

De acordo com os gráficos das Figuras 4.50, o conector TII, Observou-se um comportamento similar ao do conector TI, onde, inicialmente, as hastes superiores trabalharam à compressão até o carregamento cerca de 85,76 % da carga de ruptura. Após esse carregamento, passaram a trabalhar à tração. A haste inferior, foi o inverso, tendo um comportamento inicial à tração passando para compressão, para o conector localizado na região superior essa mudança ocorreu após 50,68% do carregamento, e o conector localizado na região inferior a mudança foi no mesmo patamar de carga das hastes superiores, cerca de 85,76% do carregamento.

Em análise do gráfico da Figura 4.51, o conector TRI, o extensômetro EA02 foi perdido durante os primeiros passos de carga do ensaio. Analisando a haste superior e inferior do conector, elas tiveram o mesmo comportamento. Inicialmente, na faixa de carga de cerca de 50 kN apresentaram uma pequena deformação, trabalhando a tração, e mantiveram-se praticamente constante até o espécime atingir a carga de ruptura.

Conforme o gráfico da Figura 4.52, referente ao conector TIP A Observou-se um comportamento similar do conector que estava posicionado na vertical ao conector TI, em relação a haste inferior, que até atingir o carregamento 84,09% sofreu tração, após isso passou a sofrer compressão. A haste superior funcionou, durante todo o carregamento à compressão. Para

o conector componente horizontal, observa-se que as duas hastes sofreram tração nos primeiros carregamentos, e logo em seguida passaram a sofrer compressão até atingir a carga de ruptura.

De acordo com os gráficos das Figuras 4.53, o conector TIP B, teve um comportamento similar ao conector TI e TII, onde, as hastes superiores trabalharam à compressão até atingir cerca de 61,22% da carga de ruptura, tendo uma mudança de comportamento, passando a trabalhar a tração. Para as hastes inferiores, o comportamento foi o inverso, tendo um comportamento inicial à tração, para os carregamentos iniciais, passando a ser solicitado à compressão, na fase final do carregamento.

Analisando o gráfico da Figura 4.54, o conector RT, analisando a haste superior e inferior do conector, elas tiveram um comportamento semelhante. Em relação as hastes superiores, o conector localizado na região superior do perfil metálico teve uma deformação maior, onde inicialmente ele é tracionado, e ao atingir o carregamento 62,74% ele passa a ser comprimido. Diferente do conector que está localizado na região inferior do perfil, onde inicialmente, ele praticamente não apresenta deformações, somente ao atingir 62,74% da carga de ruptura ele passa a ser solicitado a compressão. Para as hastes inferiores, ambas possuem o mesmo comportamento, inicialmente são solicitadas a tração e posteriormente passam a trabalhar a compressão, porém essa mudança ocorre em diferentes faixas de carga de carregamento, cerca de 31,37% e 76,86% para os conectores localizados na região superior e inferior respectivamente.

As Figuras 4.55 a 4.57 mostram o esquema do possível comportamento dos conectores TI, TR e RT, respectivamente.

Para o conector TI, na fase inicial do ensaio ocorre a aplicação da carga P1, onde inicialmente predomina o deslizamento longitudinal, onde as componentes de R1 fletam as hastes dos conectores para baixo, fazendo com que as hastes superiores trabalhem inicialmente à compressão e as hastes inferiores à tração. Isso ocorre devido a base do conector soldada no perfil apresentar comportamento semelhante a um engaste. Observa-se a inversão dos esforços de compressão e tração nas hastes dos conectores na fase final dos ensaios, onde ocorre o aumento da separação transversal (*uplift*) que atua em conjunto com os deslizamentos longitudinais mais intensos na interface entre laje e perfil e ocorre a flexão das hastes no sentido contrário (para cima).

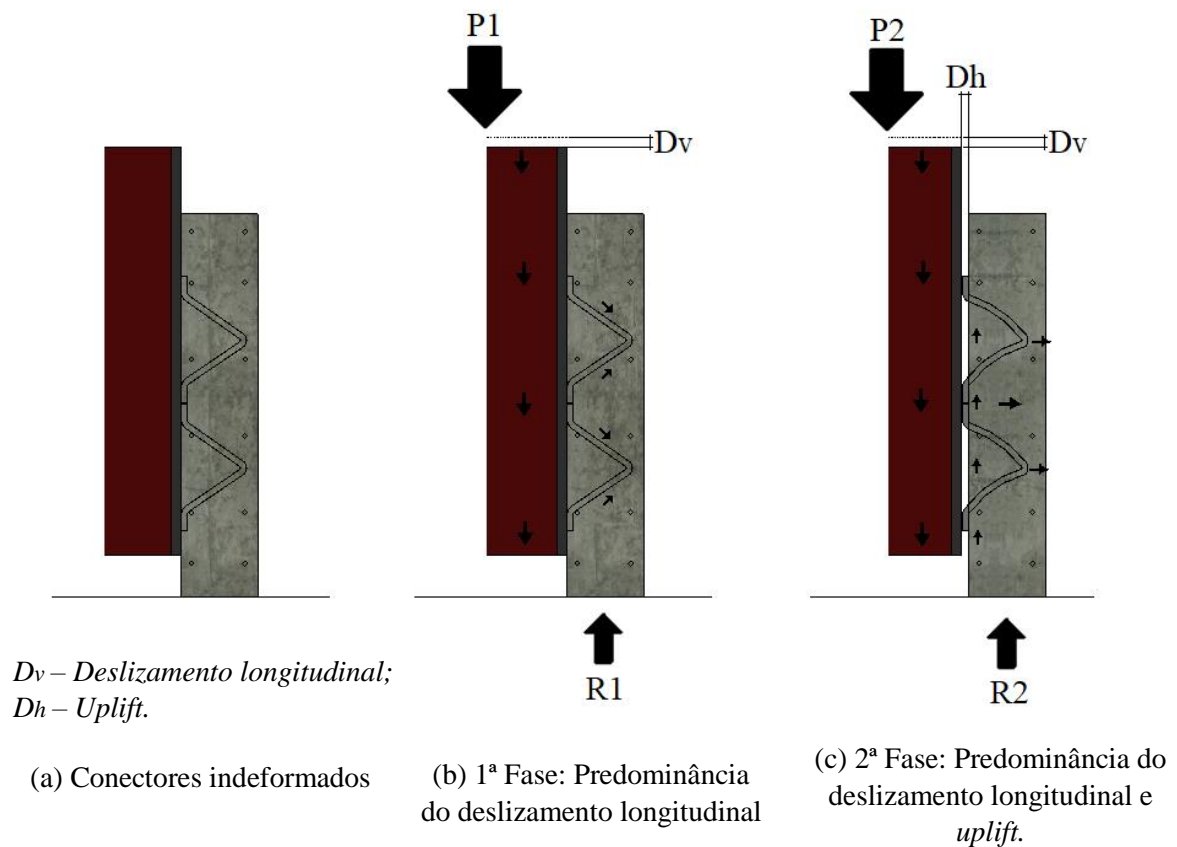


Figura 4.55 – Fases de carregamento do ensaio e respectivos comportamentos do conector TI.

O conector TR teve o comportamento semelhante ao observado para os conectores TI, de modo que na primeira fase, onde predomina o deslizamento longitudinal, as hastes superiores trabalham à compressão e as hastes inferiores à tração. Na 2ª fase do ensaio, a separação transversal aumenta e atua em conjunto com o deslizamento longitudinal, fazendo com que ocorra a inversão dos esforços de compressão e tração nas hastes dos conectores.

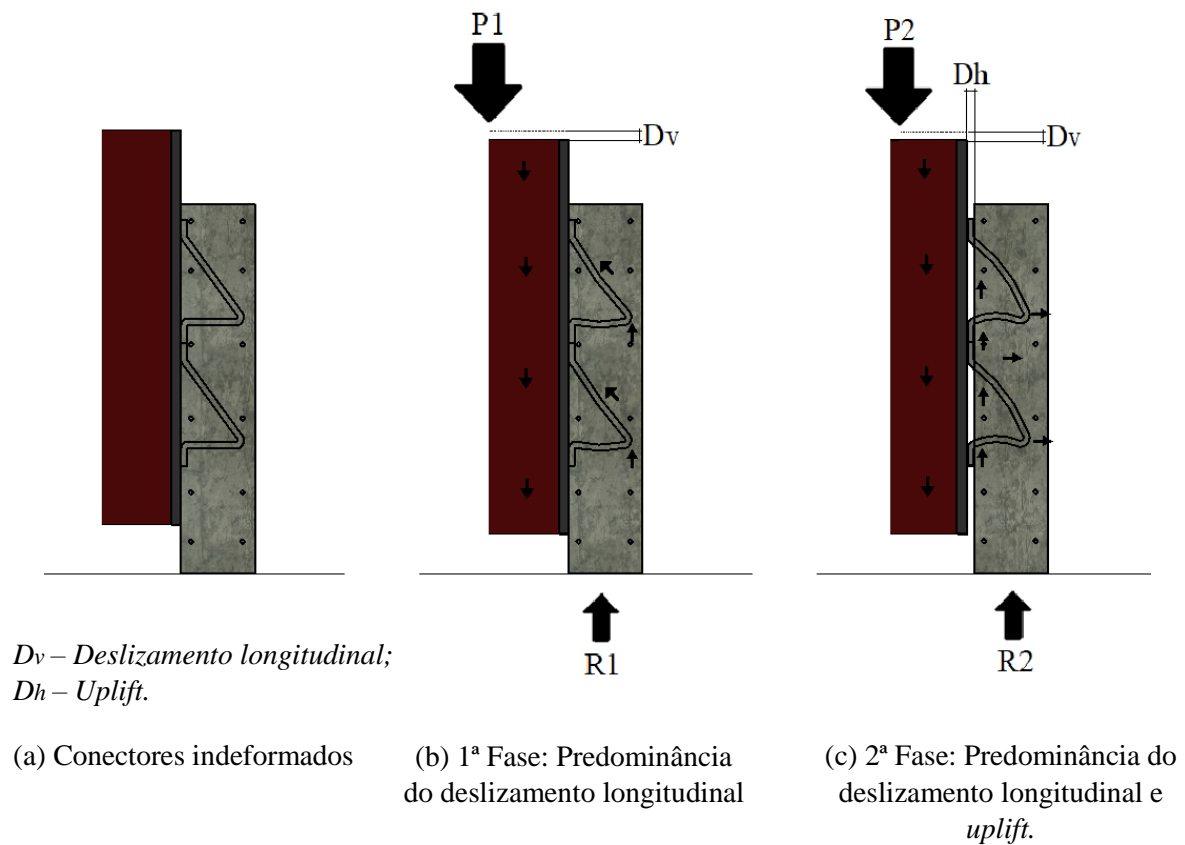


Figura 4.56 – Fases de carregamento do ensaio e respectivos comportamentos do conector TR.

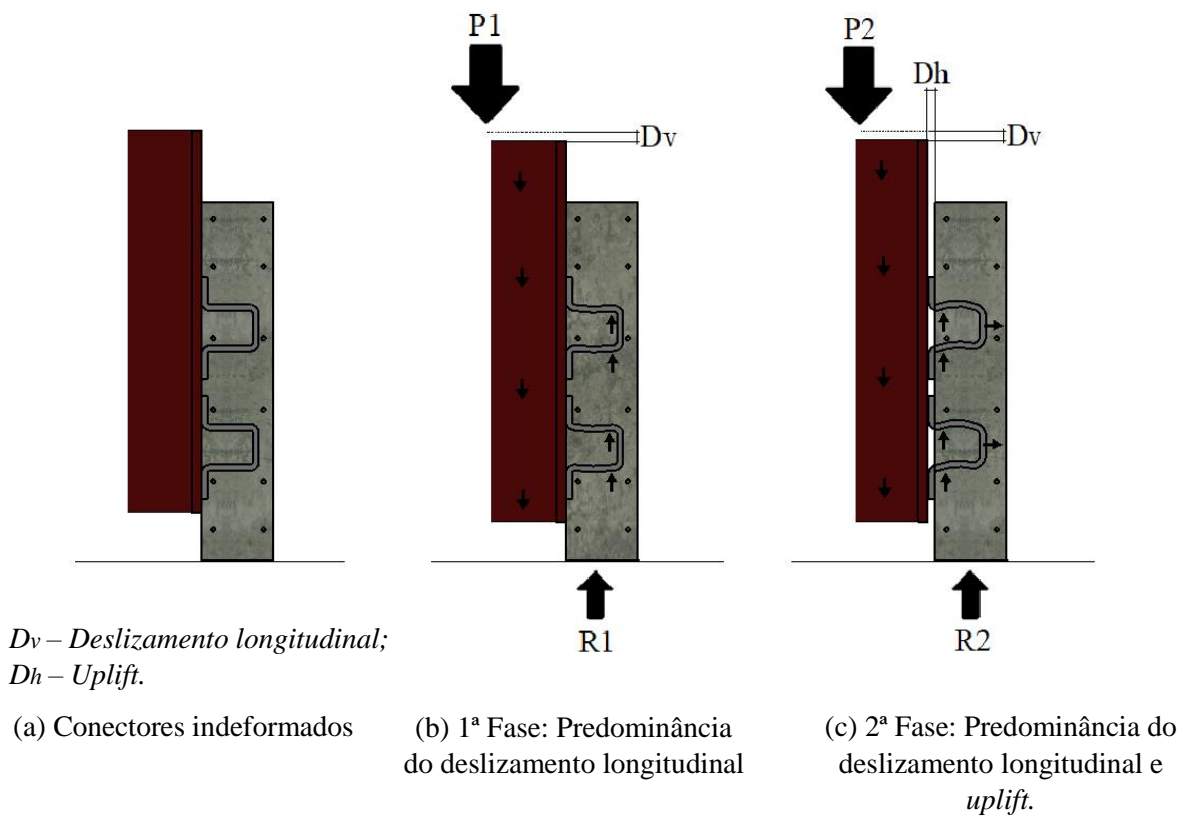


Figura 4.57 – Fases de carregamento do ensaio e respectivos comportamentos do conector RT.

Para o conector RT, na fase inicial do ensaio ocorre a aplicação da carga P1, onde inicialmente predomina o deslizamento longitudinal, onde as componentes de R1 fletem as hastes dos conectores para baixo, fazendo com que as hastes trabalhem inicialmente à tração. Isso ocorre devido a base do conector soldada no perfil apresentar comportamento semelhante a um engaste, assim como a haste inferior do conector TR. Observa-se a inversão dos esforços de tração nas hastes dos conectores na 2ª fase do ensaio, onde ocorre o aumento da separação transversal (*uplift*) que atua em conjunto com os deslizamentos longitudinais mais intensos na interface entre laje e perfil e ocorre a flexão das hastes no sentido contrário (para cima).

4.1.4.2 Armadura das lajes

Em cada espécime foi monitorada as deformações de uma barra componente das armaduras das lajes. O gráfico ilustrado na Figura 4.58 mostra a relação de carga versus deformação para os todos os espécimes.

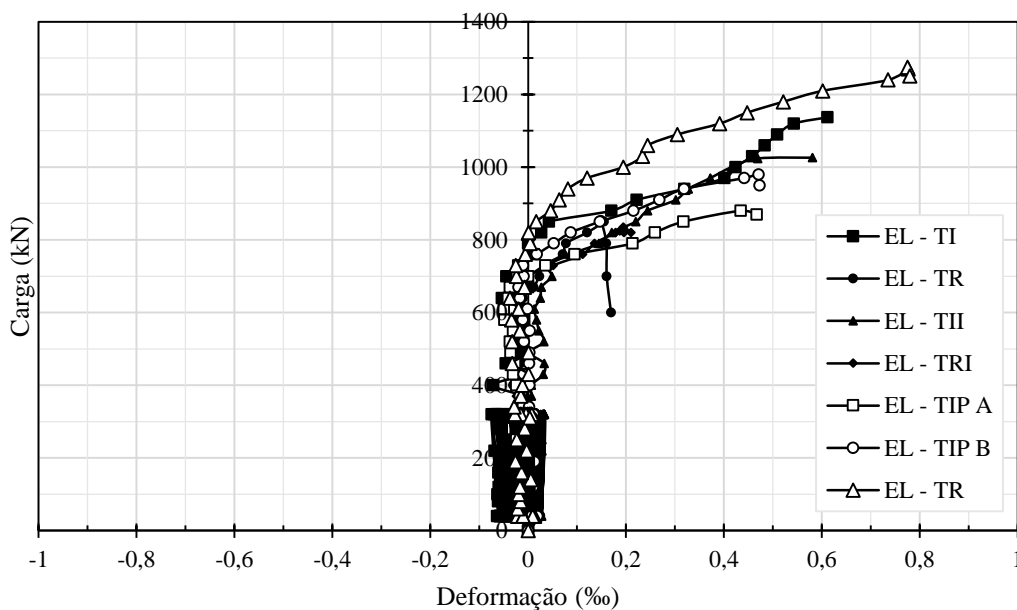


Figura 4.58 – Deformação das armaduras da laje dos espécimes.

Analisando de forma geral as armaduras que foram instrumentadas de cada modelo observava-se que o espécime que teve a armadura com maiores deformações foi a TIP B, para um mesmo nível de carregamento

Se a análise for feita levando em consideração 80% da cara de ruptura para cada espécime, verifica-se que os espécime TR, TRI e TIP A, apresentaram valores de deformação

na armadura da laje próximo de 0, indicando que nesta fase de carregamento, a armadura da laje não foi solicitada. Os espécimes TII e TIP B tiveram deformações semelhantes para o carregamento de 80% da carga de ruptura. Os modelos TI e RT também apresentaram deformações semelhantes, porém, maiores que os demais espécimes. As maiores deformações das armaduras ocorreram próximo da carga de ruptura de cada espécime.

4.1.5 Fissuração no concreto

Foi monitorada a progressão das deformações nas lajes de concreto utilizando-se o Extensômetro Eletrônico de resistência para concreto. Ao final do ensaio, com o auxílio de um pincel atômico, foi feito o mapeamento das fissuras apresentadas nas lajes. A maior parte das fissuras nas lajes de concreto foi observada para níveis de carga muito alto, próximos da ruptura, por esse motivo optou-se por não mapeá-las conforme elas iam em que surgiam. O gráfico da Figura 4.59 mostra a relação de carga x deformação do concreto para os todos os espécimes.

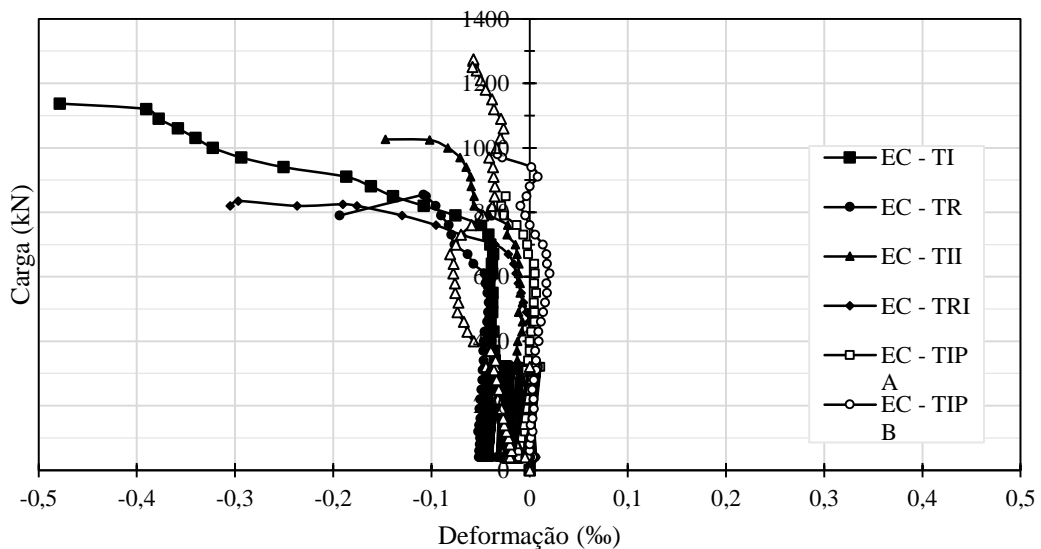


Figura 4.59 – Deformação no concreto para os Espécimes.

As Figuras 4.60 a 4.66 mostram as fissuras mapeadas e para os espécimes, onde, (A) vista frontal B, (B) vista frontal A, (C) vista lateral A e (D) Vista lateral B. Pode-se observar que uma das faces de cada dos modelo, com exceção do TRI e TIP A, geralmente a que estava sendo instrumentada e que estava de frente para a prensa teve um maior fissuramento, apresentando, nesta mesma laje, na base do lado interno, uma fissura inclinada com grande concentração de tensão devido a compressão. Provavelmente, isso ocorreu devido alguma

instabilidade na mesa da prensa durante o ensaio, fazendo com que a laje mais fissurada rotacione mais que a outra.

O padrão observado na fissuração das lajes foi bem semelhante, onde, o ponto central das fissuras foi o local por onde passa o eixo dos conectores. Surgiram algumas fissuras no local que o conector passa no interior da laje de concreto. Apesar de não ter apresentado os maiores níveis de deslocamento vertical e separação transversal para 80% do carregamento de ruptura, o espécime RT foi o que mais apresentou fissuras em relação aos outros espécimes.

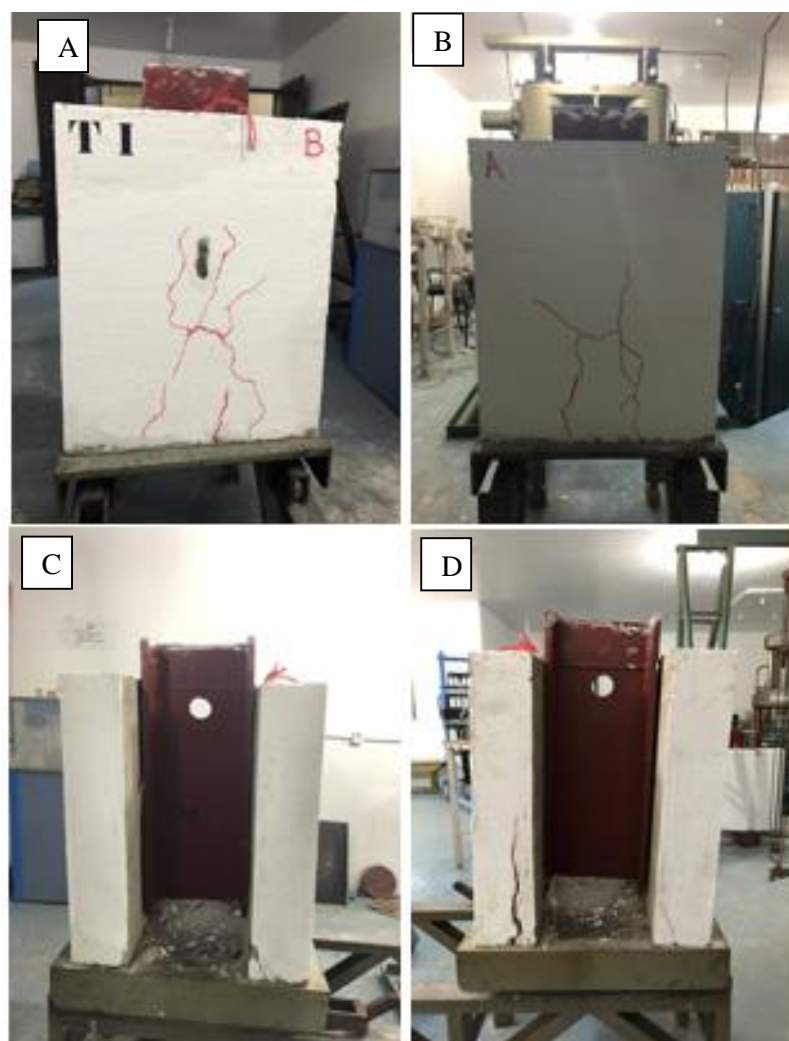


Figura 4.60 – Espécime TI após a ruptura.

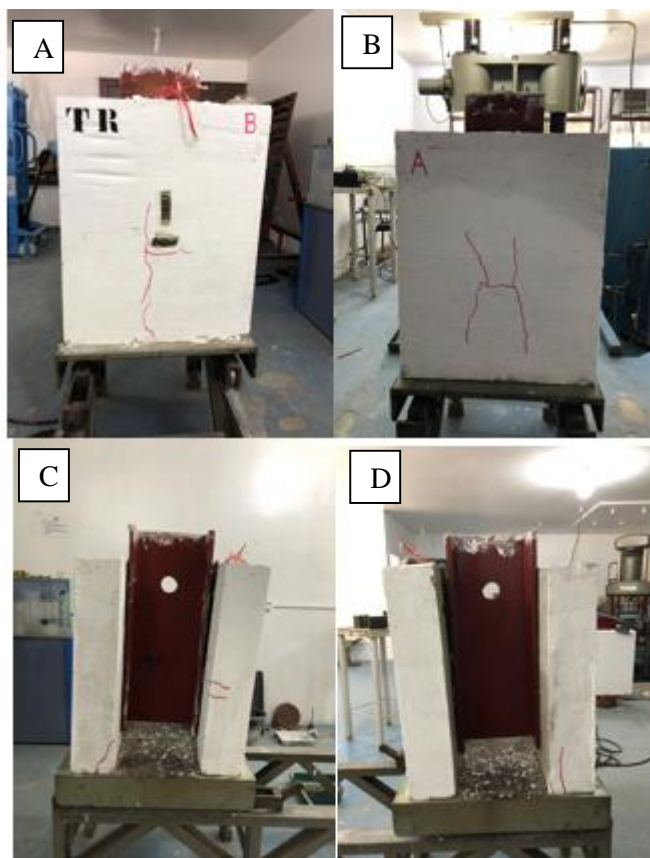


Figura 4.61 – Espécime TR após a ruptura.

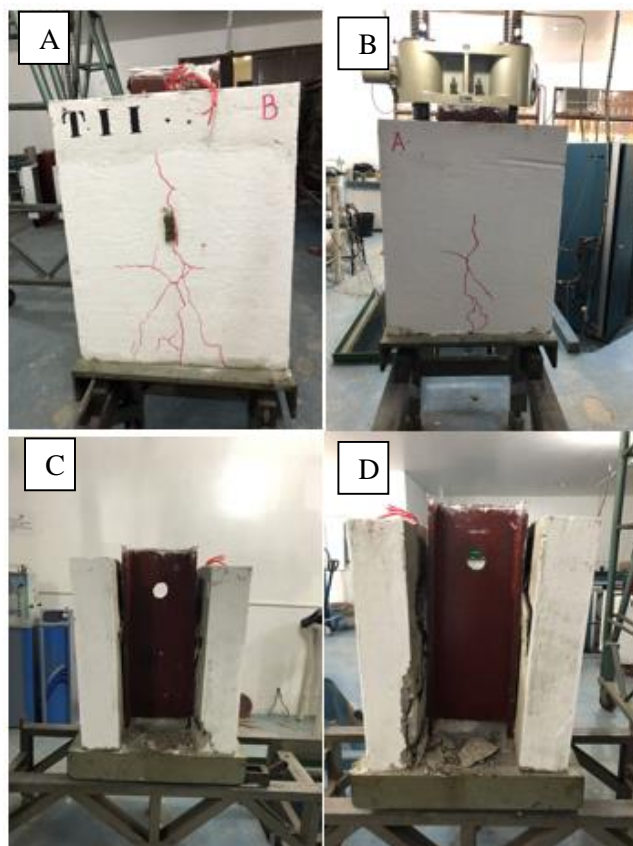


Figura 4.62 – Espécime TII após a ruptura.

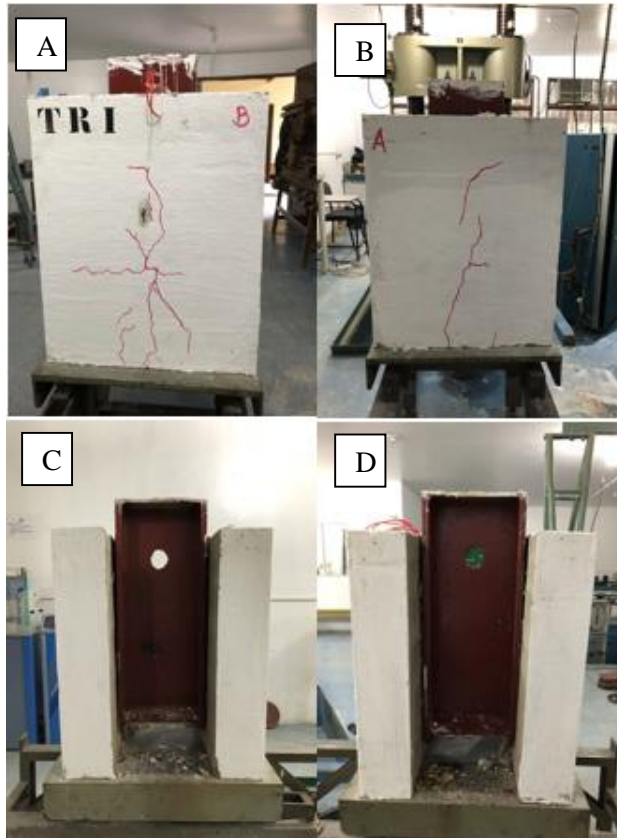


Figura 4.63 – Espécime TRI após a ruptura.

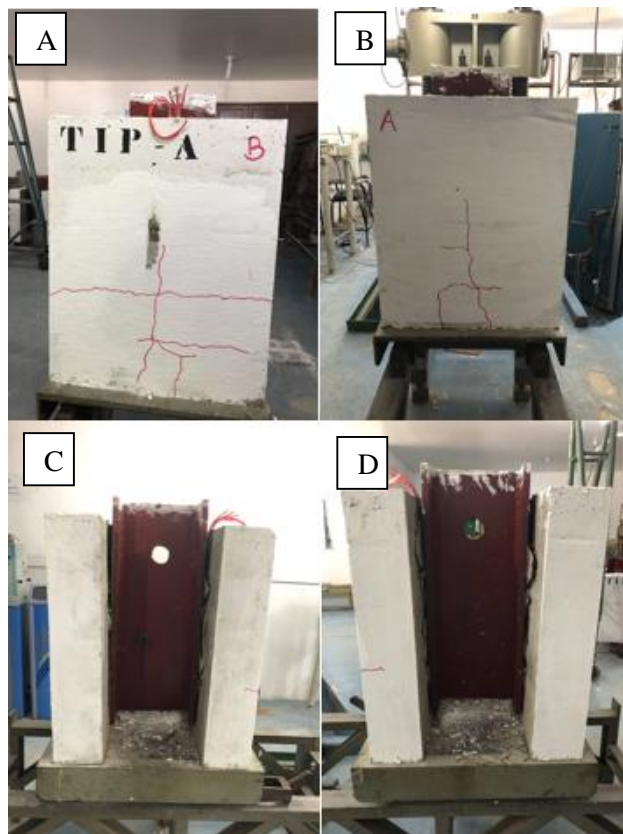


Figura 4.64 – Espécime TIP A após a ruptura.

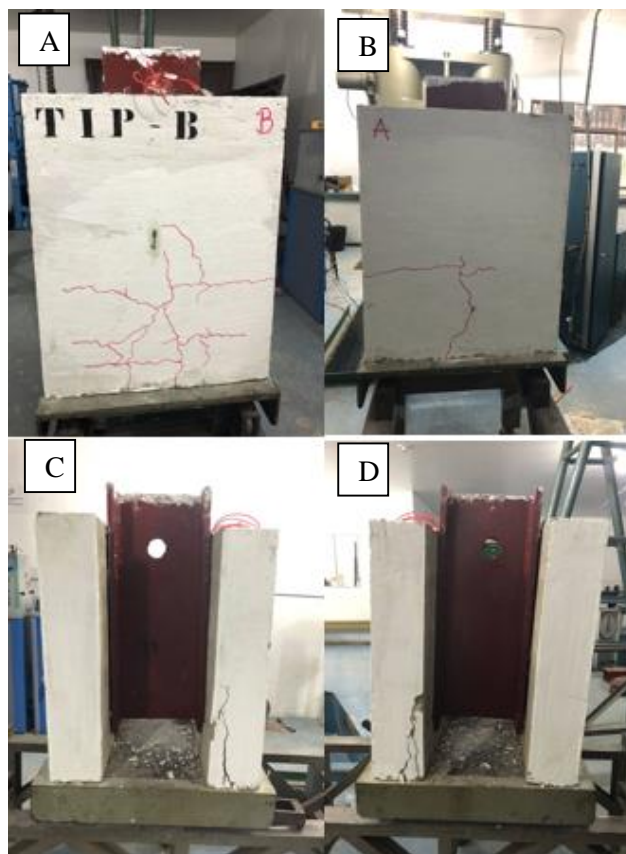


Figura 4.65 – Espécime TIP *B* após a ruptura.

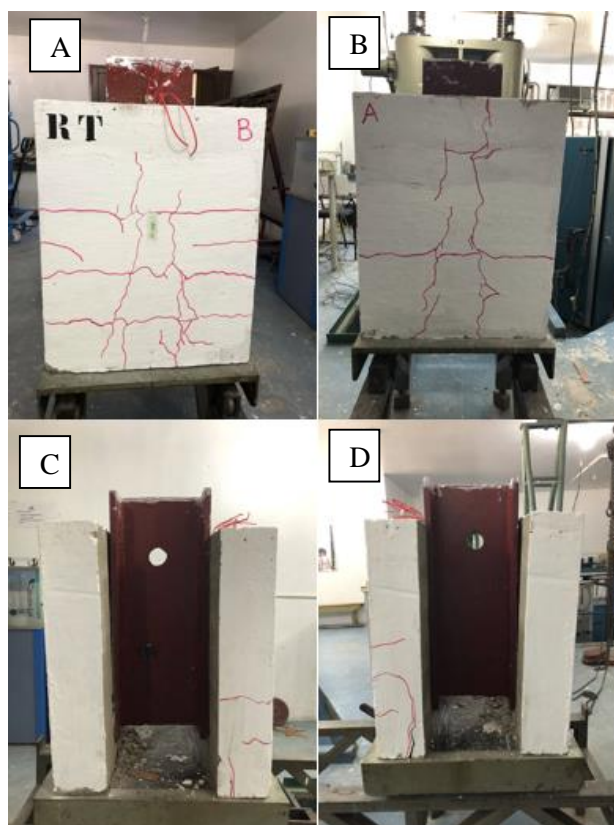


Figura 4.66 – Espécime RT após a ruptura.

A Tabela 4.4 apresenta dados referentes aos espécimes que foram obtidos durante o ensaio, sendo feita a observação de ruptura dos espécimes, verificando se ela ocorreu de forma centrada ou individualmente em uma das lajes.

Tabela 4.4 – Ruptura dos espécimes

Modelo	f_{ck} (MPa)	P_{max} Total (kN)	P_{cmax} Total (kN)	P_f (kN)	P_{Rd} (kN)	Classificação EN 1994-1 -1 (2004)	Ruptura
TI	25,0	1137	142,13	300	75,97	Flexível	Laje B
TR		855	106,88	247	57,13	Flexível	Centrada
TII		1026	128,25	375	68,56	Flexível	Laje B
TRI		835	104,38	174	55,79	Flexível	Centrada
TIP A		880	110,00	170	58,80	Flexível	
TIP B		980	122,50	380	65,48	Flexível	Laje B
RT		1275	159,38	530	85,20	Flexível	

Em uma das lajes dos espécimes TI, TII, TIP B e RT houve uma concentração de tensão de compressão, ocasionando fissuras de sobrecargas que apareceram mais próximo da parte interna laje 'B'. Desse modo, tem-se um forte indício da instabilidade causada por alguma excentricidade, podendo ter sido no próprio espécime ou na mesa da prensa de aplicação de carga. A Figura 4.64 ilustra o mecanismo que pode ter ocasionado a excentricidade dos espécimes, ocasionando uma rotação maior da laje 'B'.

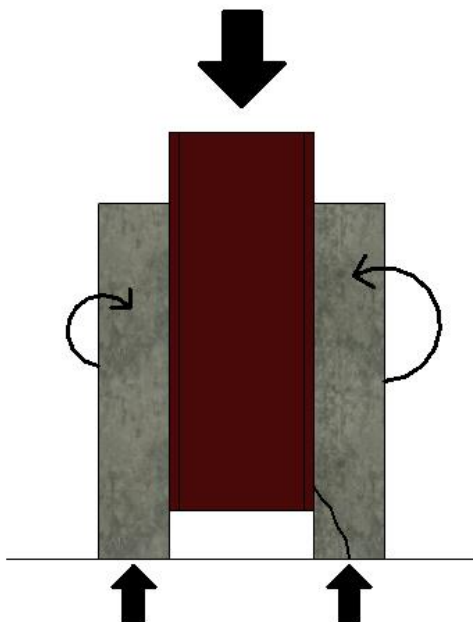


Figura 4.67 – Mecanismo de surgimento da fissura de sobrecarga, por rotação maior de uma laje em relação a outra, causada por instabilidade devido a alguma excentricidade.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

A escolha do tema de estudo e a montagem de seu programa experimental mostraram-se adequadas à proposta deste trabalho, pois os objetivos iniciais foram atingidos e os resultados revelaram-se satisfatórios, de forma que esse trabalho foi realizado para o estudo de uma nova disposição e geometria para o conector denominado conector treliçado, de forma que, tanto as novas disposições quanto a nova geometria tivessem uma produção fácil e aquisição viável, e dessa forma, tivesse aplicabilidade em projetos de engenharia civil.

5.1.1 Carga de Ruptura

Dentre os espécimes ensaiados o que obteve a maior carga resistente foi o espécime RT. Com carga de ruptura total de 1275 kN e cerca de 159,375 kN de carga resistente por conector. Apresentando um ganho de 10,82%, 32,94%, 19,53%, 34,51%, 30,98%, 23,14% em relação ao TI, TR, TII, TRI, TIP A e TIP B, respectivamente.

Para as variações de disposição, tanto as variações dos conectores treliçados (TI) isósceles quanto a variação do conector treliçado retangular (TR) não apresentaram um ganho na capacidade resistente. Houve uma perda de carga de cerca de 9,76% para o conector TII, 22,60% para o conector TIP A e 13,80% para o conector TIP B em relação ao conector TI. E para o conector TRI houve uma perda de carga de 2,34% em relação ao conector TR. Dessa forma, a inclinação de 22,7° dos conectores treliçados, TI e TR, não contribuiu para o ganho de carga.

Vale ressaltar, que em nenhum dos espécimes houve ruptura na solda e mesmo após ruptura dos modelos, não houve destacamento das lajes. A haste dos conectores permaneceram integras, garantindo a ligação entre o perfil metálico e as lajes de concreto armado.

5.1.2 Deslizamento entre o perfil e as lajes (deslizamento vertical)

De posse dos resultados de deslizamento vertical dos espécimes, obtendo (δ_u) para os valores de 90% da carga de ruptura dos espécimes, reduzindo esse valor em 10% para encontrar os deslizamentos característicos (δ_{uk}), todos os conectores ensaiados foram classificados, de

acordo com a norma, como flexíveis, tendo uma deformação plástica, não tendo uma ruptura frágil. Sendo o conector TRI o mais dúctil, em relação aos demais, e o conector TR o menos dúctil, para todos os conectores ensaiados.

De certo modo, a variação de geometria, conector RT, pode ter contribuído para tornar o conector mais dúctil que os conectores TI e TR. Levando em consideração a inclinação de $22,7^\circ$, o conector TII ficou menos flexível, em relação ao conector TI. Para o conector TR foi o oposto, onde a ductilidade do conector TRI aumentou.

5.1.3 Separação transversal (*uplift*)

Dentre os espécimes ensaiados, o que apresentou menor valor de *uplift*, para os níveis de carregamento de 80% das cargas de ruptura (u_{p80}), foi o conector TII, cerca de 0,91 mm. O conector TRI foi o que apresentou maior valor de *uplift* para 80% das cargas de ruptura, cerca de 2,45 mm. De certa forma, a inclinação de $22,7^\circ$ nos conectores TI e TR, pode ter influenciado na separação de forma distinta. Onde, a inclinação do conector TI (o conector TII) fez com que os valores de u_{p80} diminuíssem, passando de 1,95 mm para 0,91 mm. Já a inclinação do conector TR (o conector TRI) fez com que os valores de u_{p80} aumentassem de 1,67 mm para 2,45 mm.

Ao fazer a relação entre a separação transversal e o deslizamento vertical, ambos para níveis de carregamento de 80% da carga de ruptura dos espécimes, levando em consideração as recomendações normativas, onde a separação transversal não deve ser superior a 50% do deslizamento vertical, os conectores TRI e TIP – A, apresentaram valores de 132% e 79%, respectivamente.

5.1.4 Conclusões gerais

Após análises dos dados obtidos nos ensaios experimentais, conclui-se para os conectores treliçado isósceles (TI) e treliçado retângulo (TR), a inclinação de $22,7^\circ$ não contribuiu para aumentar sua capacidade resistente, porém, para o conector TR essa inclinação aumentou sua ductilidade, matendo assim o comportamento ideal na ruptura, em contrapartida, há a possibilidade de ocorrer ruptura por fadiga. A variação da geometria dos conectores treliçado isósceles/retângulo, com a mudança dos ângulos internos para 90° , propiciou um aumento tanto na capacidade resistente do conector quanto na sua ductilidade.

De modo geral, os conectores dessa pesquisa, apresentam-se como alternativa viável de conectores de cisalhamento para uso em estruturas mistas de aço e concreto. Além do bom comportamento apresentado, podem ser facilmente fabricados, pois além do material utilizado em sua confecção ser facilmente encontrado no mercado da construção civil, sua execução é simples e de baixo custo.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Esta pesquisa avaliou experimentalmente Conectores de cisalhamento para uso em estruturas mistas de aço e concreto, esta temática é bastante ampla e possui várias variáveis a serem estudadas, por isso, sugere-se as seguintes propostas para linhas de pesquisas de futuros trabalhos na área:

- Realizar ensaios de *push-out* com bitolas superiores a 12,5 mm, seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014) quanto ao raio mínimo de dobra;
- Realizar ensaios em vigas mistas de aço e concreto armado, bi-apoiadas com esforços solicitantes de flexão no conector;
- Realizar estudo experimental a respeito das forças de atrito e de coesão entre o aço e o concreto, verificando a influência na separação transversal;
- Realizar ensaios de *push-out* com diferentes resistências de concreto, de modo que possa ser avaliado a influência da resistência do concreto na capacidade resistente e na rigidez dos conectores treliçados;
- Realizar ensaios com conectores contínuos e intermitentes, de modo que se possa avaliar a influência dessa continuidade na capacidade de carga e na rigidez dos conectores;
- Desenvolver uma fórmula analítica para o cálculo da resistência do conector treliçado levando em consideração o ângulo da dobra e a inclinação entre os conectores.

6 REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S.; MALITE, M.; **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. 2005, Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152: Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração**. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação de resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67: Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). **ABNT NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço e de mistas aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

BARBOSA, W. C DE. S. **Estudo de conectores de cisalhamento em barras de aço para vigas mistas de aço e concreto**. 2016. Tese (Doutorado em estruturas e construção civil) – Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

CAVALCANTE, O. R. O. **Estudo de Conectores de Cisalhamento do Tipo ‘V’ em Vigas Mistas**. 2010. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

CHATER, L. **Estudo Numérico e Experimental de Conectores de Cisalhamento Feitos de Vergalhão CA-50 para Uso em Estrutura Mista de Aço-Concreto.** 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

DAVID, D. L. (2007). **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio de vigotas pré-moldadas,** Tese de Doutorado, Departamento de Estruturas da EESC-USP, São Carlos, 2007.

CRUZ, P. J. S.; VALENTE, I.; VERÍSSIMO, GUSTAVO S.; PAES, JOSÉ LUIZ R.; FAKURY, R. H. **Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço concreto no contexto das estruturas mistas.** 2006. VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, Brasil, Abril 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2004). 1994-1-1: **Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures;** Part 1.1: General rules and rules for buildings.

FREITAS, M. V. P. **Análise experimental dos limites superiores de resistência à punção de lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético), Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Universidade Federal do Pará, Tucurí, 2018.

HAWKINS, N. M.; MITCHELL, D. **Seismic Response of Composite Shear Connections.** Journal of Structural Engineering, v. 110, n. 9, p. 2120–2136, 1984.

HUO, B. Y. 2012. **Experimental and analytical study of the shear transfer in composite shallow cellular floor beams.** (Unpublished Doctoral thesis, City University London), 2012.

LEE, K.; HAN, J.; (1998). **Fatigue behavior of composite beams with pyramidal shear connectors under repeated loading.** KSCE J. Civil Eng., 2: 119-128, 1998.

MAHDI S.; SHARIATI, A.; RAMLISULONG, N. H.; MELDISUHATRIL; (2012). **Various types of shear connectors in composite structures: A review.** Department of Civil Engineering, University of Malaya, 50603 Kuala Lumpur, Malaysia, 2012.

OLIVEIRA, A. F. N. **Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto.** Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, p. 116p, 2007.

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. **Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete, AISC Eng'g Jr.,** April 1971 (71-10). AISC Engineering Journal, v. 1971, n. April 1971, p. 55–34, 1971.

PATIL, P. S.; SHAIKH, M. G. **A Study of Effect of Shear Connector in Composite Beam in Combined Bending and Shear by Ansys.** International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE), n. 3, p. 67–74, 2013.

QUEIROZ, G; PIMENTA, R, J; MARTINS, A, G. **Estruturas mistas. Volume 1.** Rio de Janeiro, RJ: Instituto aço Brasil/CBCA, 2012.

SILVA, P. H. M. **Conector de cisalhamento em perfil formado a frio: Análise via modelagem computacional.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2006.

TRISTÃO, Gustavo A. (2002). **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica,** Dissertação de Mestrado, Departamento de Estruturas da EESC-USP, São Carlos, 2002.

VERÍSSIMO, G. S.; (2007). **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento.** 2007. Tese de Doutorado em Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de Federal de Minas Gerais, 2007.

XU, C. et al. **Modeling of anchor bolt pullout in concrete based on a heterogeneous assumption.** Nuclear Engineering and Design, v. 241, n. 5, p. 1345–1351, 2011