

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

***ESTUDO EXPERIMENTAL DA TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS DE
CISALHAMENTO EM PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA COM PERFIL
CELULAR DE AÇO E LAJES ALVEOLARES PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO***

Gustavo Coldebella

São Carlos
2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

***ESTUDO EXPERIMENTAL DA TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS DE
CISALHAMENTO EM PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA COM PERFIL
CELULAR DE AÇO E LAJES ALVEOLARES PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO***

Gustavo Coldebella

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos como pré-requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Profa. Dra. Silvana De Nardin

São Carlos

2019

Coldebella, Gustavo

Estudo experimental da transferência de forças de cisalhamento em pisos mistos de pequena altura com perfil celular de aço e lajes alveolares pré-fabricadas de concreto / Gustavo Coldebella. -- 2019.

168 f. : 30 cm.

Dissertação (mestrado)-Universidade Federal de São Carlos, campus São Carlos, São Carlos

Orientador: Prof. Dra. Silvana De Nardin

Banca examinadora: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo, Profa. Dra. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs

Bibliografia

1. Piso misto de pequena altura. 2. Cisalhamento direto. 3. Elementos estruturais alveolares. I. Orientador. II. Universidade Federal de São Carlos. III. Título.

Ficha catalográfica elaborada pelo Programa de Geração Automática da Secretaria Geral de Informática (SIn).

DADOS FORNECIDOS PELO(A) AUTOR(A)

Bibliotecário(a) Responsável: Ronildo Santos Prado – CRB/8 7325



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Gustavo Coldebella, realizada em 18/06/2019:

Profa. Dra. Silvana de Nardin
UFSCar

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo
UFG

Prof. Dr. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs
EESC/USP

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Daniel de Lima Araújo e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Profa. Dra. Silvana de Nardin

Dedico este trabalho aos meus familiares e amigos que sempre estiveram do meu lado.

AGRADECIMENTOS

Mais difícil do que tornar esta dissertação realidade, foi escolher as palavras certas para representar todas a gratidão que sinto pelas pessoas que fizeram parte desta trajetória. Sei que as palavras são simples, que o agradecimento será eterno.

Aos meus pais, Ércio e Mariza, pelo incentivo constante pela busca pelo conhecimento e por sempre apoiarem as minhas decisões. Em especial, pelo apoio que me deram durante meu mestrado. Essa conquista também é de vocês.

Aos meus irmãos, Caroline e Henrique, que sempre me deram forças para continuar neste caminho, e a todos de minha família que estiveram do meu lado.

Ao meu namorado, André, por me suportar nos momentos mais difíceis desta jornada, sempre me dando forças para não desistir. Obrigado por sempre me fazer enxergar a luz no fim do túnel.

À minha orientadora, Profa. Dra. Silvana De Nardin, pela excelente orientação, apoio e confiança.

Aos amigos de longa data, que, apesar da distância, nunca me deixaram de lado.

Aos companheiros de mestrado, integrantes do CMM e demais, pelas discussões enriquecedoras e, principalmente, pela ajuda durante o processo de confecção dos modelos físicos. Obrigado pela força, literalmente.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil (DECiv/UFSCar) por compartilharem seus conhecimentos e auxiliarem sempre que necessário.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa.

À empresa CASSOL Pré-Fabricados Ltda. pela doação das lajes pré-fabricadas alveolares de concreto.

À empresa Lafarge Holcim S.A. pela doação do cimento utilizado na confecção do concreto moldado *in loco*.

À empresa Soufer Industrial Ltda. pela doação das chapas de aço para confecção dos perfis soldados.

À empresa ConstruAço Construção Civil e Metálica São Carlos Ltda. Pela confecção dos perfis.

“A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo”.

Albert Einstein

RESUMO

COLDEBELLA, G. **Estudo experimental da transferência de forças de cisalhamento em pisos mistos de pequena altura com perfil celular de aço e lajes alveolares pré-fabricadas de concreto**. 2019. 168p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019.

Perfis alveolares de aço e lajes alveolares pré-fabricadas de concreto formando o piso misto de pequena altura é uma associação bastante inovadora e traz como principais características a capacidade de vencer grandes vãos e o alto grau de industrialização, resultando em um sistema leve e eficiente do ponto de vista estrutural e construtivo. No entanto, essa associação só é conseguida quando ocorre o comportamento conjunto entre aço e concreto, com a transferência de forças entre os elementos. Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é estudar os mecanismos responsáveis pela transferência de forças de cisalhamento na interface aço-concreto (perfil celular-laje alveolar). Foi avaliado se as barras de armadura que atravessam os alvéolos do perfil e da laje e são imersas no concreto contribuem para a transferência de forças entre os elementos do piso misto de pequena altura. Foi também avaliada a influência do diâmetro das barras de aço passante pelos alvéolos e da resistência a compressão do concreto. Para esse fim foram utilizados seis modelos físicos submetidos a cisalhamento direto (*push-out*): dois modelos pilotos e quatro definitivos. Foi observado que a presença da barra colabora de forma significativa tanto na capacidade resistente da ligação quanto para reduzir o deslizamento relativo aço-concreto. Enquanto os modelos sem barra apresentaram comportamento pós-pico com queda acentuada de capacidade resistente, nos modelos com barras de aço o comportamento foi bastante dúctil apresentando capacidade residual pós-pico bastante próxima da força máxima resistida. A mudança no diâmetro da barra e na resistência do concreto tiveram influência tanto no comportamento quanto na capacidade resistente. Observou-se que independente da presença de barra de aço, até a força de ruptura do pino de concreto o comportamento dos modelos com e sem barra é quase idêntico. Os resultados experimentais de força máxima aplicada foram comparados a modelos analíticos propostos por outros pesquisadores. Contudo, nenhum dos modelos encontrados na literatura foram capazes de representar de forma satisfatória a capacidade resistente dos modelos com e sem barra de aço; apenas em casos isolados houve boa correlação, sendo então necessários ajustes nos modelos analíticos existentes na literatura. Uma boa estimativa dos resultados teóricos foi obtida pela utilização da teoria de atrito-cisalhamento.

Palavras-chave: Piso misto de pequena altura; laje alveolar de concreto; viga celular de aço; cisalhamento direto; pino de concreto.

ABSTRACT

COLDEBELLA, G. **Experimental study of the shear forces transfer in slim floor systems with steel cellular beam and precast hollow core concrete slabs**. 2019. 168p. Dissertation (Master degree), Federal University of São Carlos, São Carlos, 2019.

Alveolar steel beams and precast hollow core concrete slabs on slim floor systems is a very innovative association and brings as main characteristics the ability to overcome large spans and high degree of industrialization, resulting in a light and efficient system from a structural and constructive point of view. However, this association is only achieved when the joint behavior between steel and concrete occurs, with the transfer of forces between the elements. In this context, the objective of the present work is to study the mechanisms responsible for the transfer of shear forces at the steel-concrete interface (cellular beam-hollow core slab). It was evaluated if the reinforcing bars that cross the profile and slab openings and are surrounded by the concrete contribute to the transfer of forces between the elements of the slim floor. The influence of the change of the diameter of the steel bars passing through the openings and the compressive strength of the concrete was also evaluated. For this purpose, six physical models subjected to a push-out test were used: two pilot models and four definitive. It was observed that the presence of the steel bar contributes significantly to both the strength of the bonding and to reducing the steel-concrete relative slip. While the non-rod models presented a post-peak behavior with a strong drop of resistant capacity, in the models with steel bars the behavior was quite ductile presenting residual post-peak capacity very close to the maximum strength resisted. The change in bar diameter and concrete strength influenced both behavior and strength. It was observed that regardless of the presence of steel bar, until the concrete dowel breaking force, the behavior of the models with and without bar is almost identical. The experimental results of applied maximum force were compared to analytical models proposed by other researchers. However, none of the models found in the literature were able to satisfactorily represent the resistant capacity of the models with and without steel bar; only in isolated cases there was a good correlation, and adjustments were necessary in the analytical models in the literature. A good estimate of the theoretical results was obtained using the friction-shear theory.

Keywords: Slim floor systems; hollow core concrete slab; steel cellular beam; push-out; concrete dowel.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Pisos mistos de aço e concreto	21
Figura 1.2 - Perfil de aço com aberturas sequenciais.....	22
Figura 1.3 – <i>Golden Hall</i> no Centro de Convenções <i>World Trade Center</i>	23
Figura 1.4 - Estação Industrial/Tintas Killing em Novo Hamburgo/RS	23
Figura 1.5 – Exemplos de alvéolos em laje alveolares pré-fabricadas	24
Figura 1.6 – Viga mista com lajes alveolares de concreto.....	25
Figura 1.7 – Exemplos de conectores de cisalhamento não normalizados	26
Figura 1.8 - Viga ASB para piso misto de pequena altura	27
Figura 1.9 – Piso misto de pequena altura composto por perfil celular e lajes alveolares protendidas de concreto	28
Figura 1.10 - Exemplos de reforço de vigas alveolares na região do apoio.....	29
Figura 2.1 – Simbologia relacionada à seção transversal de vigas de alma cheia e alveolares	34
Figura 2.2 – Formação do mecanismo Vierendel em vigas casteladas	34
Figura 2.3 – Ruptura da solda entre as aberturas de viga com abertura sequencial na alma	35
Figura 2.4 – Instabilidade do montante da alma devido ao cisalhamento.....	36
Figura 2.5 – Instabilidade por compressão do montante de alma	36
Figura 2.6 – Diferentes formas para abertura de alma	37
Figura 2.7 – Modos de falha de vigas alveolares com aberturas senoidais.....	38
Figura 2.8 – Ensaio em vigas alveolares com aberturas de alma ovais.....	38
Figura 2.9 - Propriedades geométricas de vigas casteladas	39
Figura 2.10 - Viga alveolar mista de aço e concreto	39
Figura 2.11 – Modos de falha em vigas alveolares mistas	41
Figura 2.12 – Seção transversal da viga celular assimétrica estudada por Sheeham <i>et al.</i> (2016)	42
Figura 2.13 – Painel de laje alveolar com capa de concreto	44
Figura 2.14 – Falha por cisalhamento em laje alveolar pré-fabricada	45
Figura 2.15 – Preparação e preenchimento dos alvéolos para ensaio de lajes alveolares protendidas.....	46

Figura 2.16 - Modos de falha dos modelos experimentais de Nguyen <i>et al.</i> (2019)	46
Figura 2.17 - Seção transversal das lajes alveolares indicando geometria dos alvéolos	47
Figura 2.18 - Seção transversal e instrumentação dos modelos de ensaio	47
Figura 2.19 – Geometria e esquema de ensaio de Hegger <i>et al.</i> (2009)	49
Figura 2.20 – Comportamento de lajes alveolares em apoios flexíveis	50
Figura 2.21 – Mecanismos de ligação usuais em pisos mistos de pequena altura	51
Figura 2.22 – Exemplos de seções de aço para piso misto de pequena altura	51
Figura 2.23 – Viga do tipo <i>Deltabeam</i> [®]	52
Figura 2.24 – Seção longitudinal e transversal do piso misto de pequena altura com perfil tipo delta e cabos de protensão: a) vista longitudinal, b) seção transversal	53
Figura 2.25 – Piso misto de pequena altura com perfis celulares e laje alveolar	54
Figura 2.26 - Modos de falha do perfil de aço das vigas preenchidas	54
Figura 2.27 - Diagrama conceitual do sistema de piso misto proposto por Ryu <i>et al.</i> (2017)	56
Figura 2.28 – Perfil de alma cheia com pequenas aberturas na alma	57
Figura 2.29 – Seção transversal de pisos mistos pré-fabricados de pequena altura	57
Figura 2.30 - Aplicação da carga constante no ensaio experimental de Baldassino (2019)	58
Figura 2.31 – Ensaio para determinar capacidade resistente do piso misto de pequena altura de Souza (2016)	60
Figura 2.32 – Modelo de ensaio de cisalhamento direto em piso misto de pequena altura	61
Figura 2.33 – Aberturas estudadas por Limazie e Chen (2017) – Dimensões em mm	61
Figura 2.34 - Força <i>versus</i> Escorregamento para conectores de cisalhamento de diferente geometrias	62
Figura 2.35 – Espécime típico para ensaio de flexão de Huo e D’Mello (2017)	63
Figura 2.36 - Modelos ensaiados por Hosseinpour <i>et al.</i> (2018) com conectores tubulares	64
Figura 2.37 - Dimensões e forma dos ensaios de cisalhamento direto de pisos mistos de pequena altura com utilização do perfil do tipo Delta	65
Figura 2.38 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto nos furos do conector <i>Perfobond</i>	66
Figura 2.39 – Conectores <i>Perfobond</i> contínuo e descontínuo	66
Figura 2.40 – Conectores <i>Crestbond</i> contínuo e descontínuo	68
Figura 2.41 – Geometria de conectores em chapas contínuas com recortes irregulares	69

Figura 2.42 - Conector <i>Perfobond</i> tipo Y, após ensaio de cisalhamento direto	70
Figura 3.1 – Seção transversal do preenchimento de concreto destacando as áreas A_c e A_t	74
Figura 3.2 – Configuração esquemática do conector de cisalhamento	78
Figura 4.1 - Modelo físico para ensaio de cisalhamento direto.....	83
Figura 4.2 – Geometria do perfil de aço e da laje alveolar (cotas em mm).....	85
Figura 4.3 – Regiões regularizadas para apoio: a) concretagem; b) ensaio.....	86
Figura 4.4 – Modelo típico para ensaio de cisalhamento direto (cotas em mm)	87
Figura 4.5 - Ordem de mistura do concreto.....	89
Figura 4.6 - Regularização das extremidades dos painéis de laje.....	91
Figura 4.7 - Fôrmas para concretagem do modelo piloro.....	92
Figura 4.8 - Preenchimento dos alvéolos da laje.....	93
Figura 4.9 - Fôrmas para concretagem dos modelos definitivos	94
Figura 4.10 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento nos modelos definitivos..	95
Figura 4.11 - Instrumentação do modelo piloto ECD-C1-SA-P1.....	96
Figura 4.12 - Instrumentação do modelo piloto ECD-C1-SA-P2 e dos modelos definitivos ..	96
Figura 4.13 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto	97
Figura 5.1 – Excentricidade entre as lajes e o centro do perfil no modelo piloto ECD-C1-SA-P2	101
Figura 5.2 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no topo: modelo piloto ECD-C1-SA-P1 .	101
Figura 5.3 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-P2: a) lado esquerdo, b) lado direito	102
Figura 5.4 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-P2.....	103
Figura 5.5 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-1: a) lado esquerdo, b) lado direito	105
Figura 5.6 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-1 – Trecho inicial	106
Figura 5.7 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-1: a) lado esquerdo, b) lado direito	107
Figura 5.8 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto	108

Figura 5.9 - Força aplicada <i>versus</i> Separação horizontal no modelo ECD-C1-SA-1	110
Figura 5.10 – Configuração final do modelo ECD-C1-SA-1	110
Figura 5.11 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito	111
Figura 5.12 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-12-1 – Trecho inicial	112
Figura 5.13 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito	113
Figura 5.14 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-12-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto	114
Figura 5.15 - Força aplicada <i>versus</i> Separação horizontal no modelo ECD-C1-12-1.....	115
Figura 5.16 – Configuração final do modelo ECD-C1-12-1	116
Figura 5.17 - Força aplicada <i>versus</i> Deformação da barra de armadura no modelo ECD-C1-12-1	117
Figura 5.18 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C2-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito.....	118
Figura 5.19 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C2-12-1 – Trecho inicial	118
Figura 5.20 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C2-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito	120
Figura 5.21 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C2-12-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto	120
Figura 5.22 - Força aplicada <i>versus</i> Separação horizontal no modelo ECD-C2-12-1.....	122
Figura 5.23 – Configuração final do modelo ECD-C2-12-1	122
Figura 5.24 - Força aplicada <i>versus</i> Deformação da barra de armadura no modelo ECD-C2-12-1	123
Figura 5.25 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C2-16-1: a) lado esquerdo, b) lado direito.....	124
Figura 5.26 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C2-16-1 – Trecho inicial	124
Figura 5.27 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C2-16-1: a) lado esquerdo, b) lado direito	126
Figura 5.28 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C2-16-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto	126

Figura 5.29 - Força aplicada <i>versus</i> Separação horizontal no modelo ECD-C2-16-1.....	128
Figura 5.30 – Configuração final do modelo ECD-C2-16-1	128
Figura 5.31 - Força aplicada <i>versus</i> Deformação da barra de armadura no modelo ECD-C2-16-1	129
Figura 5.32 – Influência da barra transversal nos deslizamentos médios, modelos ECD-C1-SA-1 e ECD-C1-12-1	131
Figura 5.33 – Influência da barra transversal nos primeiros estágios de carregamento (0,5mm e 1mm), modelos ECD-C1-SA-1 e ECD-C1-12-1.....	132
Figura 5.34 – Influência do diâmetro da barra de aço, modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1	133
Figura 5.35 – Influência do diâmetro da barra de aço nos trechos iniciais (0,5mm e 1mm), modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1	134
Figura 5.36 – Influência do diâmetro da barra de aço nas deformações axiais nas barras	135
Figura 5.37 – Influência da resistência a compressão do concreto, deslizamentos médios dos modelos ECD-C1-12-1 e ECD-C2-12-1	136
Figura 5.38 – Influência da resistência a compressão do concreto nos trechos iniciais (0,5mm e 1mm), modelos ECD-C1-12-1 e ECD-C2-12-1	137
Figura 5.39 – Influência da resistência a compressão do concreto nas deformações axiais nas barras de armadura	138
Figura 5.40 - Face de cisalhamento - Área A_t	142
Figura A 1 – Resistência a compressão do concreto <i>versus</i> Dias de cura	160
Figura C 1 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no topo: modelo piloto ECD-C1-SA-P1.	164
Figura C 2 - Força aplicada <i>versus</i> Escorregamento no modelo piloto ECD-C1-SA-P1: a) lado direito, b) lado esquerdo	164
Figura C 3 - Força aplicada <i>versus</i> Escorregamento médio no topo do modelo piloto ECD-C1-SA-P1: a) lado direito e b) lado esquerdo	165
Figura C 4 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-P2: a) lado esquerdo, b) lado direito	165
Figura C 5 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-P2: Trecho inicial: a) lado esquerdo, b) lado direito	166
Figura C 6 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-P2: a) lado esquerdo, b) lado direito	166
Figura C 7 - Força aplicada <i>versus</i> Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-P2: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto	167
Figura C 8 - Força aplicada <i>versus</i> Separação horizontal no modelo ECD-C1-SA-P2.....	168

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Comparação entre diversos sistemas de piso misto.....	26
Tabela 2.1 – Principais características dos modelos ensaiados por Huo e D’Mello (2013) ..	60
Tabela 2.2 – Resumo dos resultados de capacidade resistente para os diferentes tipos de aberturas	62
Tabela 2.3 – Resumo dos estudos diretamente associados e principais características	70
Tabela 3.1 - Comparação entre estudo analítico e experimental	75
Tabela 3.2 - Comparação entre modelo analítico de Chen <i>et al.</i> (2015) e experimental de Huo e D’Mello (2013)	76
Tabela 3.3 - Comparação entre modelo analítico de Limazie e Chen (2017) e experimental de Huo e D’Mello (2013)	79
Tabela 3.4 - Comparação entre modelo analítico de Hosseinpour <i>et al.</i> (2018) e experimental de Huo e D’Mello (2013)	80
Tabela 3.5 – Resumo dos resultados teóricos dos modelos analíticos e comparação com os resultados experimentais de Huo e D’Mello (2013)	81
Tabela 3.6 - Modelos analíticos para previsão da capacidade resistente da ligação aço-concreto.....	82
Tabela 4.1 – Principais características dos modelos físicos.....	84
Tabela 4.2 - Propriedades dos agregados miúdos e graúdos	88
Tabela 4.3 - Códigos normativos para caracterização dos agregados	88
Tabela 4.4 - Traço em massa do concreto.....	89
Tabela 4.5 - Localização dos transdutores de deslocamento.....	95
Tabela 5.1 - Propriedades mecânicas do concreto moldado <i>in loco</i>	99
Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas dos componentes de aço (perfil e barras)	100
Tabela 5.3 – Características gerais dos modelos da série definitiva	104
Tabela 5.4 - Deslizamentos verticais para força de ruptura do pino de concreto e queda após ruptura no modelo ECD-C1-SA-1	107
Tabela 5.5 – Deslizamentos verticais para força máxima (primeiro pico) e segundo pico no modelo ECD-C1-SA-1.....	109
Tabela 5.6 - Deslizamentos verticais para força do primeiro pico e queda pós-pico no modelo ECD-C1-12-1	113
Tabela 5.7 – Deslizamento vertical para força máxima modelo ECD-C1-12-1	115

Tabela 5.8 - Deslizamento verticais para força de ruptura do pino de concreto e para queda pós-pico no modelo ECD-C2-12-1	119
Tabela 5.9 – Deslizamentos verticais para força máxima no modelo ECD-C2-12-1.....	121
Tabela 5.10 - Deslizamentos verticais para força de ruptura do pino de concreto e pós-ruptura do pino.....	125
Tabela 5.11 – Deslizamento vertical para primeiro pico e força máxima no modelo ECD-C2-16-1	127
Tabela 5.12 - Valores últimos dos modelos experimentais	130
Tabela 5.13 - Capacidade resistente teórica a partir de modelos analíticos.....	139
Tabela 5.14 - Valores teóricos de capacidade resistente do pino de concreto: α_1 e α_2 iguais a 1,0	140
Tabela 5.15 – Valores experimentais e teóricos da força de ruptura do pino de concreto..	142
Tabela 5.16 – Variação do coeficiente de atrito efetivo do concreto.....	143
Tabela 5.17 – Valores experimentais e teóricos da força resistida pela barra de aço	144
Tabela 5.18 - Comparação entre valores experimentais e teóricos considerando teoria de atrito cisalhamento e consolo muito curto: força total resistida pela ligação.....	144
Tabela 5.19 – Valores experimentais e teóricos para os modelos com barra de aço	145
Tabela A 1 - Resistência a compressão do concreto de teste.....	159
Tabela B 1 - Propriedades mecânicas do concreto moldado in loco: todos os corpos de prova	161
Tabela B 2 - Propriedades mecânicas das chapas de aço utilizadas na confecção dos perfis celulares: todos os corpos de prova.....	162
Tabela B 3 - Propriedades mecânicas das barra de aço utilizadas na ligação aço-concreto: todos os corpos de prova.....	162

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas

A_c	Área do pino de concreto tomada como sendo o produto da espessura da alma e do diâmetro da abertura na alma do perfil de aço
A_s	Área da seção transversal da barra de aço
A_t	Área da seção transversal do pino de concreto
CG	Centro de gravidade
CV	Coeficiente de variação
D_{tb}	Diâmetro da barra de aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F_{exp}	Força máxima obtida em ensaio de cisalhamento direto
F_{RPC}	Força para ruptura do pino de concreto em ensaio de cisalhamento direto
P_{Rd}	Força resistente teórica ao cisalhamento de um pino de concreto
R_{ad}	Contribuição ao cisalhamento de barra de aço imersa em um pino de concreto
R_{cc}	Parcela resistente à compressão de um pino de concreto
R_{ct}	Parcela resistente ao cisalhamento de um pino de concreto

Letras minúsculas

b_f	Largura da alma do perfil de aço
d_1	Altura do perfil de aço antes da expansão da alma
d_2	Altura do perfil de aço depois da expansão da alma
e	Distância entre aberturas do perfil alveolar de aço
f_{cd}	Valor de cálculo da resistência a compressão do concreto
f_{ck}	Valor de característico da resistência a compressão do concreto
f_{cm}	Resistência a compressão média do concreto moldado <i>in loco</i> , medida em corpos de prova cilíndrico
f_{ct}	Resistência a tração direta do concreto
f_{cu}	Resistência a compressão do concreto, medido em corpo de prova cúbico

f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de escoamento do aço
h_0	Altura da abertura na alma do perfil alveolar de aço
h_D	Diâmetro da abertura na alma do perfil celular de aço
h_t	Altura do cordão superior e inferior do perfil alveolar de aço
n	Número de faces de cisalhamento
t_f	Espessura das mesas do perfil de aço
t_w	Espessura da alma do perfil de aço
y_0	Distância entre o centro da abertura na alma da viga alveolar até o CG do cordão superior ou inferior
\bar{y}	Distância entre o CG do cordão superior ou inferior até a face externa da mesa do perfil alveolar de aço

Letras gregas

α_1	Fator de correção da parcela comprimida do pino de concreto nos modelos analíticos
α_2	Fator de correção da parcela cisalhada do pino de concreto nos modelos analíticos
μ	Coeficiente de atrito do concreto
ρ	Taxa de armadura do pino de concreto
τ_{wu}	Tensão última de cisalhamento
φ	Ângulo de inclinação das aberturas em vigas casteladas

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	21
1.1.	Aspectos Gerais.....	21
1.2.	Objetivos.....	27
1.3.	Justificativas.....	28
1.4.	Metodologia.....	31
1.5.	Estrutura da dissertação.....	31
2.	OS PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA FORMADOR POR LAJE PRÉ-FABRICADA E PERFIL CELULAR.....	33
2.1.	A viga em perfil alveolar.....	33
2.2.	A laje alveolar.....	43
2.3.	O piso misto de pequena altura.....	51
2.4.	Mecanismo de transferência de forças de cisalhamento na interface aço-concreto em pisos mistos de pequena altura.....	58
3.	MODELOS ANALÍTICOS PARA PREVISÃO DA FORÇA RESISTENTE AO CISALHAMENTO.....	73
3.1.	Modelo de Huo e D’Mello (2013).....	73
3.2.	Modelo de chen <i>et al.</i> (2015).....	76
3.3.	Modelo de Limazie e Chen (2017).....	77
3.4.	Modelo de Hosseinpour <i>et al.</i> (2018).....	80
3.5.	Análise geral.....	81
4.	ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	83
4.1.	Descrição dos modelos físicos.....	83
4.2.	Características dos materiais e componentes.....	87
4.3.	Confecção dos modelos físicos.....	90
4.4.	Instrumentação.....	94
4.5.	Esquema de Ensaio.....	96
5.	RESULTADO E ANÁLISES.....	99
5.1.	Propriedades mecânicas dos materiais aço e concreto.....	99
5.2.	Ensaio piloto (Modelo ecd-c1-sa-p1 E ECD-C1-SA-P2).....	100
5.3.	Ensaio definitivo.....	104
5.3.1.	Modelo ECD-C1-SA-1.....	104
5.3.2.	Modelo ECD-C1-12-1.....	111
5.3.3.	Modelo ECD-C2-12-1.....	117
5.3.4.	Modelo ECD-C2-16-1.....	123
5.4.	Análise comparativa.....	129
5.4.1.	Valores últimos.....	129

5.4.2.	<i>Contribuição das barras transversais de aço.....</i>	130
5.4.3.	<i>Efeito da variação na resistência do concreto</i>	135
5.4.4.	<i>Comparação com modelos analíticos.....</i>	138
6.	CONCLUSÕES.....	147
6.1.	Recomendações para trabalhos futuros.....	149
	REFERÊNCIAS	150
	APÊNDICE A – TESTE DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO AO LONGO DO TEMPO	159
	APÊNDICE B – PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS CONCRETO E AÇO: RELATÓRIO COMPLETO.....	161
	APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ENSAIOS PILOTOS	164

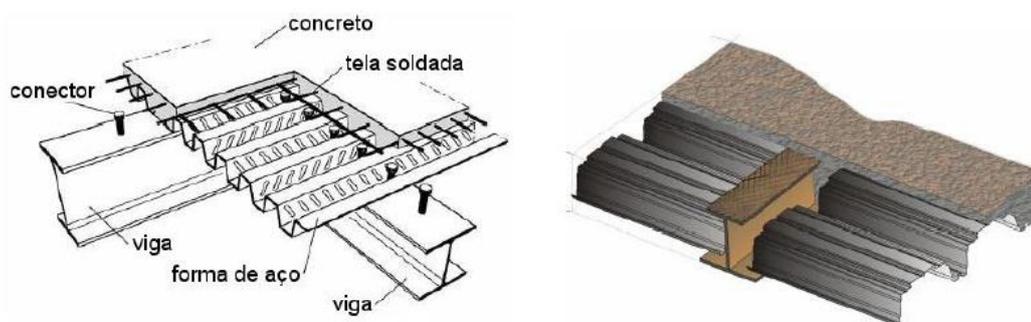
Capítulo 1:

1. Introdução

1.1. ASPECTOS GERAIS

Utilizadas desde o século XIX, as estruturas mistas de aço e concreto reúnem perfil de aço trabalhando em conjunto com o concreto; a interação entre os dois materiais se dá por meios mecânicos (conectores de cisalhamento), por atrito, por aderência e por repartição de cargas, este último sendo aplicado em pilares mistos submetidos à compressão (QUEIROZ *et al.*, 2012). Busca-se na utilização deste tipo de elemento estrutural unir os principais benefícios que as estruturas de aço e de concreto possuem, não somente no que se refere aos aspectos estruturais, mais também funcionais, construtivos e até estéticos. Nesse contexto estão inseridos os pisos mistos de baixa altura (Figura 1.1b), também conhecidos como *slim floor*. Diferentemente dos pisos mistos convencionais (Figura 1.1a), nos quais a laje é apoiada sobre a viga, nos pisos mistos de pequena altura a laje é apoiada na mesa inferior do perfil, reduzindo a altura total do sistema laje-viga.

Figura 1.1 - Pisos mistos de aço e concreto



(a) Piso misto convencional

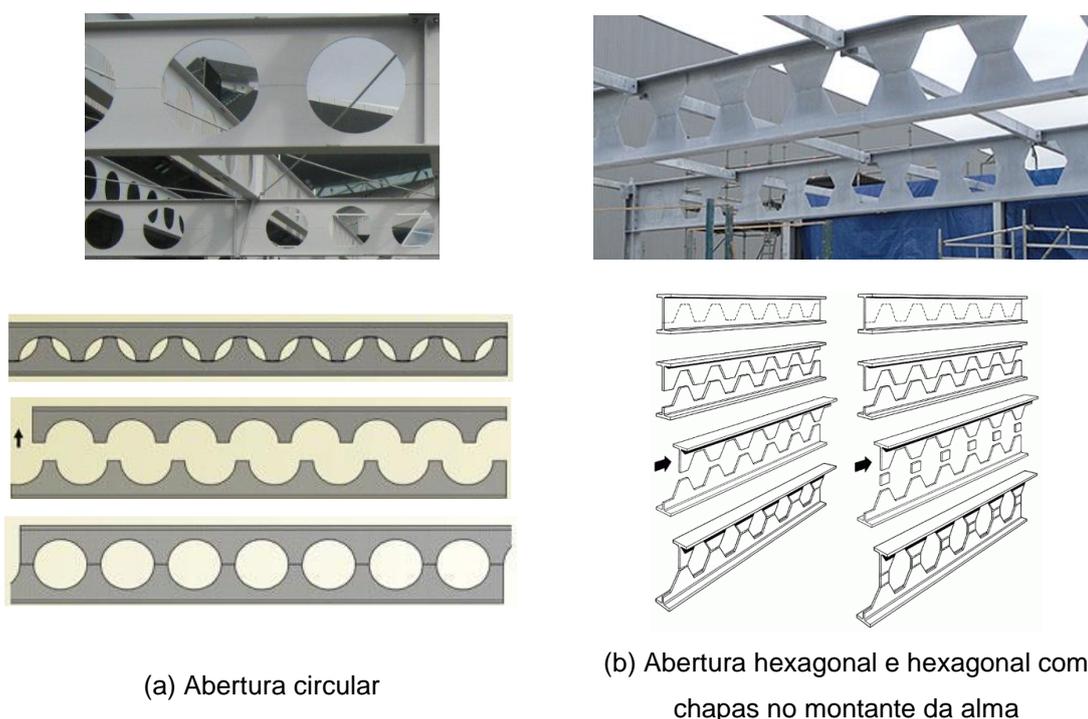
(b) Piso misto de pequena altura

Fonte: Ramos (2010)

Os pisos mistos, tanto convencionais quanto os de pequena altura, podem ser formados por tipos diversos de perfis de aço e de lajes. Quanto aos perfis, podem ser de alma cheia simétricos ou assimétricos, com aberturas na alma (também conhecidos como perfis alveolares); quanto às lajes, lajes maciças de concreto, lajes mistas com forma de aço incorporada e lajes alveolares protendidas de concreto podem ser utilizadas. Dentre essas possibilidades, no caso dos pisos mistos de pequena altura, o uso de perfis com aberturas na alma é bastante recente e inovador. Originados na Europa, no início do século XX, os perfis com aberturas na alma são formados a partir de perfis tipo I, cuja alma é cortada

longitudinalmente seguindo um desenho específico e posteriormente as duas partes são deslocadas e soldadas, aumentando a altura total sem aumentar o consumo de aço (Figura 1.2). Isto deve ser feito gerando o menor volume possível de material não aproveitado. As aberturas sequenciais padronizadas na alma são denominadas alvéolos e, por isso, o perfil resultante é denominado perfil alveolar. Dependendo da configuração geométrica das aberturas, circular (Figura 1.2a) ou hexagonal (Figura 1.2b), os perfis são denominados celulares ou castelados, respectivamente.

Figura 1.2 - Perfil de aço com aberturas sequenciais



Fonte: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/187/artigo286952-3.aspx>. Consultado em 25/10/2017

Os perfis alveolares permitem a redução do peso do perfil com aumento da altura total do mesmo; assim, para a mesma quantidade de aço dos perfis originais é possível obter um perfil com maior capacidade resistente a flexão, permitindo vencer maiores vãos e reduzir o número e/ou espaçamento entre pilares, reduzindo custo e aumentando a velocidade de montagem, ou seja, a grande vantagem dos perfis alveolares é o ganho de inércia a flexão em relação ao perfil original sem consumo adicional de aço. Além disso, esses perfis são bastante empregados por facilitarem a passagem de dutos, integrando as instalações com o sistema de piso, reduzindo assim o espaço vertical necessário por pavimento.

Por outro lado, esses perfis submetidos a flexão apresentam redução na capacidade resistente à força cortante devido à presença das aberturas na alma e isso pode exigir um reforço na alma, gerando custo adicional. Além disso, são perfis pouco resistentes a esforços decorrentes de forças localizadas e, por isso, são mais indicados para grandes vãos

submetidos a pequenas cargas (BADKE-NETO *et al.*, 2013). No Brasil, há exemplos bastante interessantes da utilização dos perfis alveolares, por exemplo, no *Golden Hall* (Figura 1.3), centro de convenções *World Trade Center*, em São Paulo, para atender à necessidade de vencer grandes vãos e facilitar a passagem de dutos diversos (BRINKHUS, 2015) e algumas das estações da linha de metrô da cidade de Novo Hamburgo, RS (Figura 1.4).

Figura 1.3 – Golden Hall no Centro de Convenções World Trade Center



Fonte: <http://www.wtceventscenter.com.br/visite/>. Consultado em 06/06/2018.

Figura 1.4 - Estação Industrial/Tintas Killing em Novo Hamburgo/RS

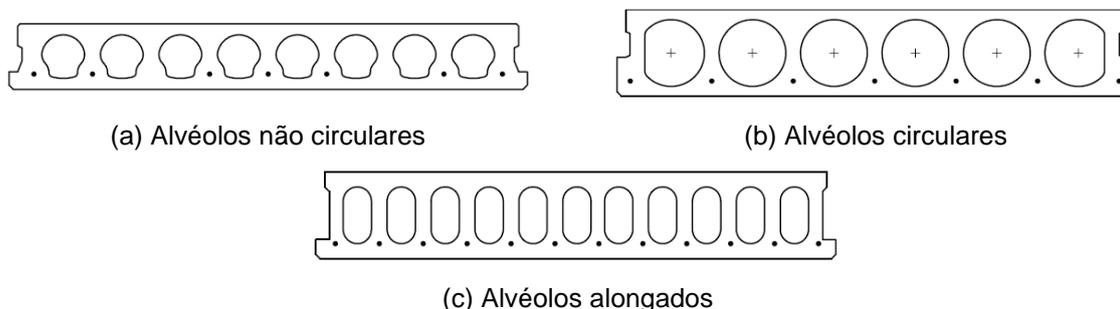


Fonte: http://www.trensurb.gov.br/paginas/paginas_estacoes.php?codigo_sitemap=3988. Consultado em 06/06/2018.

A combinação de perfis alveolares de aço e lajes alveolares pré-moldadas protendidas de concreto em pisos mistos de pequena altura amplia o grau de industrialização do sistema de piso em relação às lajes mistas visto que ambos os elementos são industrializados e não há necessidade de executar grandes volumes de concretagem *in loco*.

As lajes alveolares pré-moldadas protendidas de concreto são utilizadas em edificações onde há a necessidade de vencer grandes vãos, como prédios corporativos, shoppings, centro de eventos, e escolas. São elementos estruturais que podem vencer vãos de 5 a 20m, com altura da seção transversal variando entre 120 e 500mm, e peso por área entre 2,2 e 5,2kN/m² (BEVERLY, 2013). As lajes alveolares são fabricadas com concreto de alta resistência à compressão, possuem armadura ativa em aços especiais para protensão e o processo de montagem é bastante simples e rápido pois dispensam fôrmas e escoramentos. Os alvéolos, responsáveis pela diminuição do peso da laje quando comparada à laje maciça de mesma altura, podem ser circulares (Figura 1.5b), alongados (Figura 1.5c) ou não circulares (Figura 1.5a). A resistência ao cisalhamento é um dos grandes problemas das lajes alveolares pré-fabricadas de concreto, principalmente devido a redução da seção transversal pela presença dos alvéolos, reduzindo a região resistente ao cisalhamento apenas as paredes (almas) entre as aberturas.

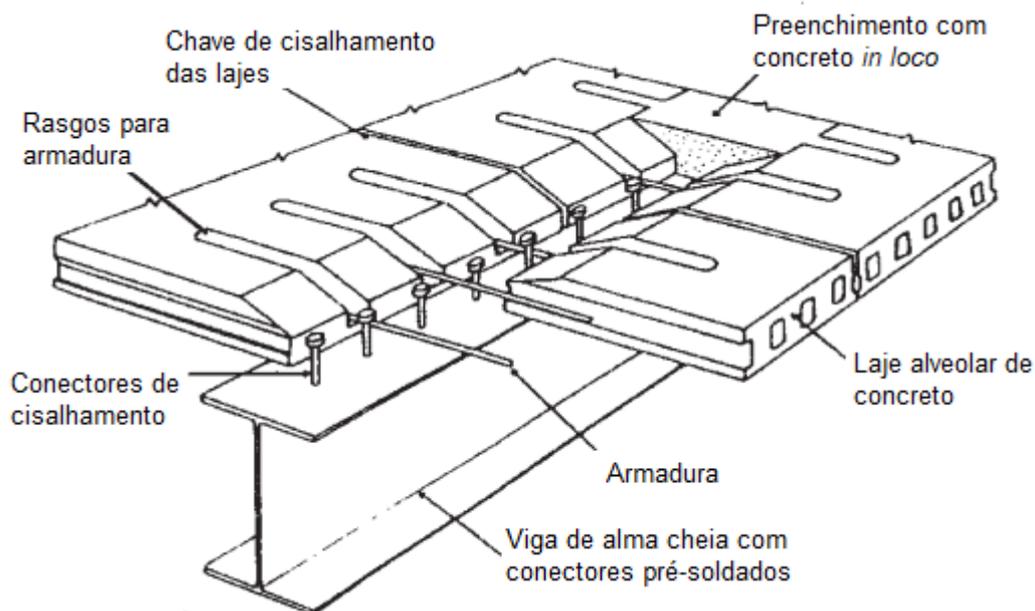
Figura 1.5 – Exemplos de alvéolos em laje alveolares pré-fabricadas



Fonte: Hicks e Lawson (2003)

A utilização de lajes alveolares em vigas mistas convencionais (Figura 1.6) tem sido assunto de alguns estudos nas últimas duas décadas. Essa associação é bastante interessante pois trata de um sistema de piso em que ambos os elementos são industrializados. Lam (2002) ressalta que a utilização das lajes pré-fabricadas em substituição às lajes maciças ou mistas com fôrma incorporada resulta em facilidades de projeto como a dispensa de fôrmas e de escoramentos, menor volume de concreto e a possibilidade de trabalhar com grandes vãos livres.

Figura 1.6 – Viga mista com lajes alveolares de concreto



Fonte: Adaptado de Lam (2002)

Além de conhecer o comportamento isolado dos componentes do piso misto de pequena altura, é essencial entender a transferência de forças de cisalhamento entre os dois elementos por meio do mecanismo de ligação aço-concreto. Usualmente, a ligação aço-concreto em vigas mistas acontece pela utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, os quais têm a função de absorver as tensões de cisalhamento na interface entre os elementos e, assim, garantir o comportamento conjunto do elemento. Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis, dependendo da capacidade de se deformar mesmo após atingir a resistência máxima, sem levar a ruptura (ductilidade).

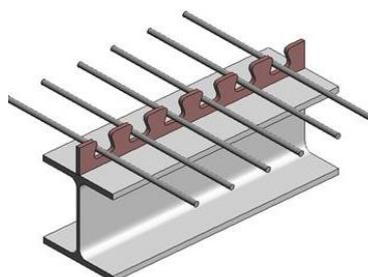
Os mecanismos de ligação aço-concreto mais comuns são os conectores pino com cabeça, também conhecidos como *stud bolts*, abordados por diversos códigos normativos. Este tipo de conector é classificado como flexível, portanto propenso a fadiga. Porém, a cabeça do conector melhora a resistência do conector, estabelecendo esmagamento em determinadas regiões, e impedindo o afastamento vertical entre a laje de concreto e a viga de aço (VIANNA, 2009; SALES, 2014). Para vigas mistas convencionais a norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) traz, além dos conectores pino com cabeça, recomendações para conectores de cisalhamento em perfil tipo "U". Porém, existem vários outros tipos de conectores não abordados pelos códigos normativos, tais como: perfis formados a frio e chapas contínuas perfuradas, também conhecidas como *Perfobond* (Figura 1.7a) e recortadas, chamadas de *Crestbond* (Figura 1.7b).

Figura 1.7 – Exemplos de conectores de cisalhamento não normalizados



(a) PerFOBOND

Fonte: Vianna *et al.* (2009)



(b) CrestBOND

Fonte: Dutra *et al.* (2014)

A combinação entre perfil alveolar e laje alveolar pré-fabricada de concreto é bastante promissora em vigas mistas convencionais. No entanto, a sua aplicação a pisos mistos de pequena altura é bastante recente e há uma quantidade bastante reduzida de estudos sobre o tema.

O piso misto de pequena altura possui diversos fatores que merecem destaque se comparados aos sistemas estruturais em aço ou aos sistemas mistos convencionais de piso (laje sobre viga). Dentre elas, merecem destaque:

- Redução na altura dos elementos estruturais, devido ao posicionamento da laje;
- Redução do número de vigas no pavimento;
- Redução das instabilidades, principalmente efeitos locais do perfil de aço;
- Maior proteção contra o fogo e a corrosão;
- Execução mais rápida devido ao elevado grau de industrialização;
- Economia de material;
- Possibilidade de vencer grandes vãos sem a necessidade de escoramento.

Quanto ao vão livre, comparando este sistema aos sistemas de piso misto convencional (laje apoiada acima do perfil), verifica-se que o sistema convencional consegue vencer vãos superiores, porém apresentam maiores alturas do conjunto laje-viga (Tabela 1.1).

Tabela 1.1 – Comparação entre diversos sistemas de piso misto

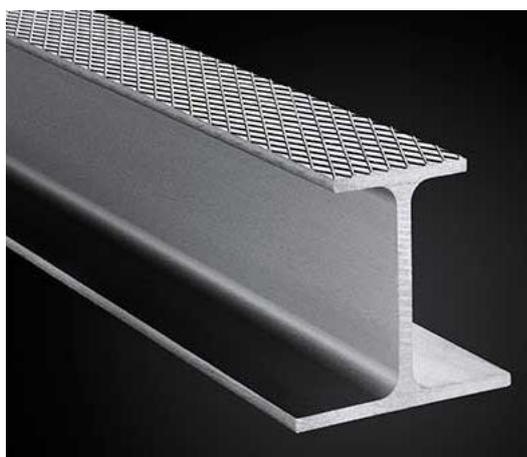
	Vão (m)	Altura da seção mista (mm)	Método para comportamento misto
Viga mista convencional	> 15	Perfil de aço + 120 a 160 da laje	Conector tipo pino com cabeça
Piso misto de pequena altura	5 - 10	280 - 320	Conector tipo pino com cabeça

Continuação Tabela 1.1

	Vão (m)	Altura da seção mista (mm)	Método para comportamento misto
Piso misto de pequena altura tipo ASB (Figura 1.8)	6 – 7,5	310 - 340	Nervuras na mesa superior

Fonte: Adaptado de Huo (2012)

Figura 1.8 - Viga ASB para piso misto de pequena altura



Fonte: <http://www.newsteelconstruction.com/wp/asymmetric-slimflor-beams-relaunched-by-tata-steel/>. Consultado em 10/04/2019

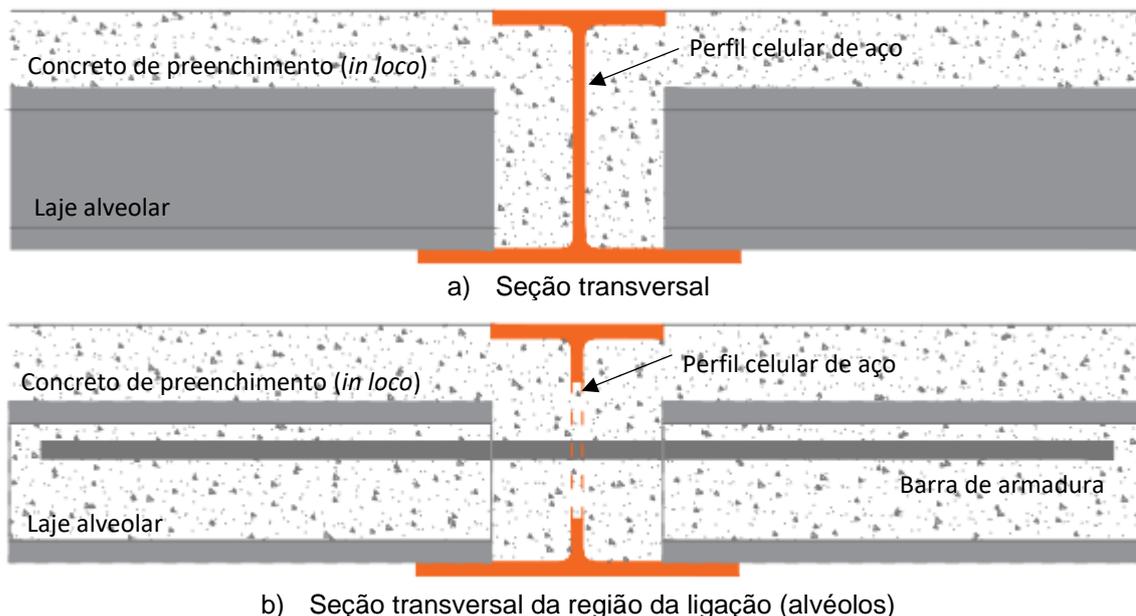
No entanto, é um sistema que requer alguns cuidados especiais como a consideração do perfil isolado durante a fase construtiva, a interação entre o aço e o concreto responsável pelo comportamento conjunto e a continuidade da laje.

O objeto de estudo desse trabalho é o piso misto de pequena altura formado por perfil celular e laje pré-fabricada de concreto. Trata-se de uma associação até então pouco estudada, mas pode-se tirar partido das aberturas de ambos os componentes para promover o comportamento conjunto aço-concreto.

1.2. OBJETIVOS

Esse trabalho tem como objetivo principal avaliar os mecanismos de transferência de forças em pisos mistos de pequena altura formados por perfis celulares de aço e lajes alveolares protendidas de concreto (Figura 1.9).

Figura 1.9 – Piso misto de pequena altura composto por perfil celular e lajes alveolares protendidas de concreto



Os objetivos específicos que nortearam o estudo foram:

- Analisar se e como a presença de barras transversais de aço, imersas no concreto e que atravessam os alvéolos do perfil e da laje colaboram para a capacidade resistente ao cisalhamento e para a transferência de forças aço-concreto no piso misto de pequena altura;
- Avaliar a influência do diâmetro da barra transversal imersa no alvéolo no comportamento e na capacidade resistente da ligação aço-concreto;
- Avaliar a influência da resistência à compressão do concreto de preenchimento dos alvéolos no comportamento e capacidade resistente da ligação aço-concreto;
- Elaborar um modelo de ensaio de cisalhamento direto (push-out test), tomando como referência os modelos de ensaios normalizados e sugeridos pelo Eurocode 4 (2004) e outros, com configuração específica representativa dos pisos mistos de pequena altura formados por elementos alveolares (perfil de aço e laje);
- Avaliar se os modelos analíticos existentes na literatura e elaborados para pisos mistos de pequena altura com laje maciça e perfil de aço com abertura sequencial na alma se aplicam ao modelo aqui estudado.

1.3. JUSTIFICATIVAS

É fato que a utilização de elementos industrializados confere maior velocidade de construção e menor geração de resíduos. Assim sendo, é natural a busca por elementos industrializados para compor os pisos mistos de pequena altura. Por isso, o foco do presente estudo é o piso misto de pequena altura composto por laje alveolar pré-fabricada de concreto

e perfil com aberturas circulares na alma (perfil celular). Esse tipo de associação resulta em pavimentos mais leves, com maior altura útil entre pavimentos, simplicidade do processo construtivo resultando em rápida execução, redução de resíduos de construção e de retrabalhos e eliminação de fôrmas e escoramentos.

No que se refere ao perfil celular, trata-se de um elemento totalmente industrializado mais leve que um perfil de alma cheia, com capacidade de vencer grandes vãos com menor consumo de aço que um perfil de alma cheia. Contudo, a presença das aberturas torna tal perfil mais suscetível a modos de falha associados a instabilidades locais e globais bem como ao cisalhamento. Em algumas situações é necessário reforçar a região próxima aos apoios a fim de aumentar a capacidade resistente ao cisalhamento. Este reforço pode ser feito pelo preenchimento dos alvéolos desta região (Figura 1.10a), adotando então uma seção de alma cheia, ou, nos casos onde o preenchimento não pode ser realizado, realizar a inserção de chapas de aço no perímetro do alvéolo, também conhecidas como enrijecedores de alvéolos (Figura 1.10b).

Figura 1.10 - Exemplos de reforço de vigas alveolares na região do apoio



a) Fechamento dos alvéolos dos apoios
Fonte: <https://constructalia.arcelormittal.com>.
Acessado em 22/04/2019



b) Enrijecedores de alvéolos
Fonte: Mendonça (2014)¹ *apud* Lukbe (2017)

A escolha da laje alveolar deve-se a fatores como: 1) trata-se de um elemento industrializado e que demanda apenas a execução de uma capa de concreto *in loco*; 2) capacidade para vencer grandes vãos sem escoramentos; e 3) pode-se tomar partido da presença dos alvéolos para favorecer o mecanismo de transferência de forças entre os componentes, gerando o comportamento conjunto aço-concreto, que é imprescindível para os elementos mistos.

Além disso, as aberturas na alma ajudam na criação de mecanismos que auxiliam na transferência de forças entre os componentes de aço e de concreto.

¹ MENDONÇA, M. V. S. Dimensionamento de Vigas Alveolares Biapoiadas, 2014. 115 f. Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória, ES.

Uma vez justificada a escolha de cada um dos componentes do piso misto de pequena altura, os elementos isolados, laje alveolar e perfil celular, já foram bastante estudados e seu comportamento é bastante conhecido do meio técnico, sobretudo as lajes pré-fabricadas de concreto. Em contrapartida, os pisos de pequena altura formados por laje alveolar e perfil celular, embora sejam promissores do ponto de vista estrutural e construtivo, apresentam uma série de aspectos que merecem ser avaliados, pois pouco se conhece sobre o comportamento estrutural dessa associação e dos seus mecanismos de ligação aço-concreto. Assim, além de conhecer o comportamento dos perfis celulares e das lajes alveolares como elementos isolados, é imprescindível avaliar também como ocorre a transferência de forças de cisalhamento entre os componentes, responsável pelo comportamento conjunto aço-concreto.

No caso dos pisos mistos convencionais (laje sobre viga – Figura 1.1a), o comportamento conjunto é garantido por meio de conectores de cisalhamento, sobretudo os do tipo pino com cabeça e os perfis U. Os procedimentos de verificação do comportamento conjunto nesse tipo de piso já foram amplamente investigados e há recomendações normativas que orientam o dimensionamento/verificação da viga mista, da laje e do piso misto. O mesmo não ocorre com os pisos mistos de pequena altura, cujo conhecimento ainda está em fase de desenvolvimento e há um número reduzido de pesquisas voltadas especificamente para esse fim. Além disso, quando o piso misto é formado por laje e viga alveolares os estudos são ainda mais incipientes.

Ao utilizar o perfil celular de aço no piso misto de pequena altura, modos de falha clássicos deste sistema devido às aberturas (principalmente instabilidades) são evitados devido ao preenchimento de concreto na região interna do perfil. Além disso, os mecanismos de transferência de cisalhamento, formados pelos pinos de concreto que preenchem os alvéolos, podem ser uma opção mais econômica se comparado com conectores tipo pino com cabeça. Porém, o conhecimento a respeito deste tipo de ligação de cisalhamento ainda é bastante limitado.

Esse panorama deixa clara a necessidade de estudos do sistema de piso misto de pequena altura com elementos alveolares (lajes e perfis de aço). É nesse contexto que se insere o presente estudo, cujo objeto de estudo é o piso misto de pequena altura formado por laje alveolar pré-fabricada e perfil celular de aço. E, em relação a esse tipo específico de piso misto, o comportamento conjunto aço-concreto é o aspecto menos investigado até o momento; por isso, esse foi o foco deste estudo.

O comportamento conjunto é imprescindível para obter o piso misto e sua investigação passa, necessariamente pelo estudo da transferência de forças entre os componentes do sistema de piso. O estudo da transferência de forças pode ser feito utilizando procedimentos experimentais e modelagens numéricas, utilizando vigas mistas submetidas à flexão ou

submetidas a cisalhamento direto. Como o foco principal do presente estudo foi avaliar os mecanismos de transferência de forças na ligação aço-concreto, a metodologia utilizada foi escolhida visando isolar esse mecanismo de outros fenômenos como a falha da laje alveolar por cisalhamento, o efeito do preenchimento de diversos alvéolos, a flexibilidade da mesa inferior do perfil de aço que funciona como apoio flexível, etc.

1.4. METODOLOGIA

A metodologia utilizada para atingir aos objetivos descritos no *item 1.2* foi dividida em quatro grandes etapas: revisão bibliográfica, investigação experimental, estudo comparativo e análise dos resultados.

A análise experimental foi realizada com o objetivo de fornecer dados do comportamento Força versus Escorregamento na interface aço-concreto dos elementos que compõem o piso misto de pequena altura, realizando ensaios de cisalhamento direto. Para tanto, foi realizado teste do traço do concreto, para verificar se o mesmo se enquadrava nas características desejadas do concreto, além de caracterização das chapas de aço do perfil e barras de aço da ligação. O estudo experimental foi composto por seis modelos físicos, dois modelos pilotos e quatro modelos definitivos, variando-se propriedades como resistência a compressão do concreto e diâmetro das barras transversais na ligação.

Os resultados experimentais foram analisados de forma qualitativa e quantitativa visando avaliar se e como as barras de armadura ou o tipo do concreto de preenchimento contribuem para a transferência de forças entre os componentes de aço e concreto. Complementando a análise experimental, a avaliação da contribuição das barras de aço ou do tipo de concreto foi realizada por meio de análise comparativa tomando como base os resultados dos modelos de referência.

Por fim, foi realizado um estudo comparativo entre os resultados dos modelos físicos (análise experimental) e modelos analíticos existentes na literatura para previsão da capacidade resistente ao cisalhamento da ligação aço-concreto no piso misto de pequena altura.

1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação foi organizada em seis capítulos cujo conteúdo é descrito a seguir.

No **capítulo 1** são apresentadas algumas informações iniciais importantes visando descrever o objeto de estudo, ou seja, o piso misto de pequena altura. Além disso, são descritos os objetivos, justificativas e a metodologia utilizado no presente estudo.

O **capítulo 2** traz uma revisão bibliográfica que contempla os seguintes itens referentes aos pisos mistos de pequena altura: o perfil celular (perfil I com aberturas

circulares), a laje alveolar pré-fabricada de concreto, o piso misto de pequena, e, por fim, os mecanismos de transferência de forças de cisalhamento na interface aço-concreto.

Na sequência, no **capítulo 3** são apresentados modelos analíticos para a previsão da força de cisalhamento transferida na interface aço-concreto. Os modelos apresentados não se referem exatamente à configuração estudada no presente trabalho, mas, com as devidas adaptações, suas previsões podem ser posteriormente comparadas aos resultados experimentais.

No **capítulo 4** é descrito o programa experimental, incluindo características dos modelos físicos, materiais, instrumentação utilizada, confecção e procedimentos de ensaios.

Posteriormente, no **capítulo 5** são apresentados e discutidos os resultados experimentais, bem como é apresentado um estudo comparativo no qual os valores de força última experimental são comparados aos valores previstos a partir dos modelos analíticos apresentados no capítulo 3.

Por fim, o **capítulo 6** traz as conclusões do trabalho bem como recomendações para trabalhos futuros.

Capítulo 2:

2. Os pisos mistos de pequena altura formador por laje pré-fabricada e perfil celular

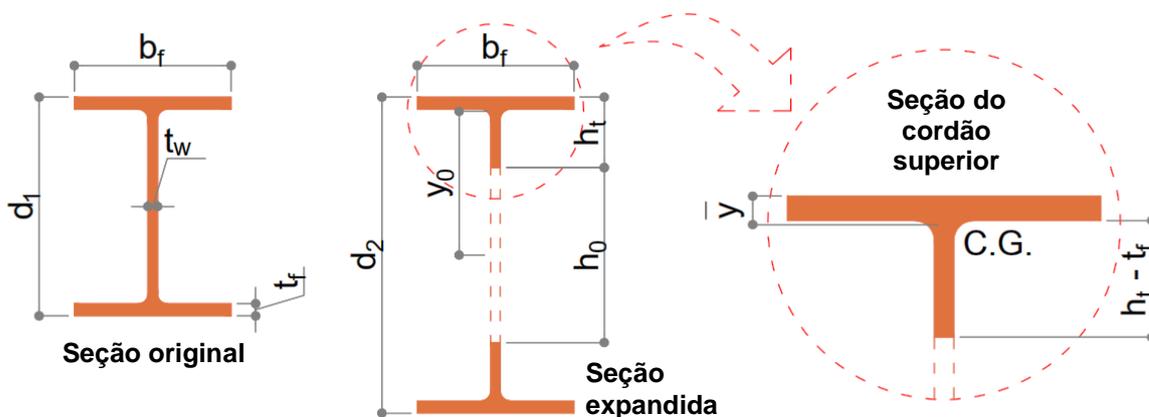
Tendo em vista que os pisos mistos de pequena altura compostos por perfil de aço celular e laje alveolar pré-fabricada de concreto ainda são pouco estudados e, portanto, há poucos documentos científicos sobre o tema, nesse item são apresentados estudos voltados para outros tipos de pisos mistos de pequena altura. Para iniciar esse estudo, o primeiro passo foi buscar informações sobre o comportamento isolado dos elementos constituintes deste sistema. Assim, esse capítulo foi organizado da seguinte forma: 1) descrição dos principais aspectos do comportamento dos perfis de aço com abertura de alma e sua utilização em vigas mistas convencionais; 2) aspectos do comportamento e principais características das lajes alveolares pré-fabricadas de concreto e sua utilização em vigas mistas; 3) pisos mistos de pequena altura, incluindo aqueles com outras tipologias; e, por fim, 4) os mecanismos de transferência de forças de cisalhamento na interface aço-concreto em vigas e pisos mistos. Neste último tópico foram abordados também mecanismos de transferência de cisalhamento com comportamento similar ao observado no sistema de piso investigado no presente estudo.

2.1. A VIGA EM PERFIL ALVEOLAR

Os perfis alveolares de aço têm sido alvo de estudos nas mais diversas frentes, destacando-se os modos de falha exclusivos desse tipo de perfil isolado e a sua utilização em pisos mistos, convencionais ou de pequena altura. Sabe-se que a retirada de material da região da alma para formar os alvéolos (aberturas) torna o perfil resultante mais suscetível à falha por força cortante. Os primeiros estudos envolvendo os perfis alveolares foram dedicados aos perfis isolados e, a partir de modelos físicos associados a modelagens numéricas e análises paramétricas, foram identificados os principais modos de falha. Nesta identificação, ficou evidente uma primeira dificuldade que é a determinação dos esforços máximos, pois cada alvéolo está sujeito a um determinado valor de momento fletor e de força cortante.

Dependendo da configuração do carregamento, não é possível determinar, *a priori*, qual seção transversal apresentará a combinação mais desfavorável, contudo, há procedimentos práticos para estimar a seção crítica. Na Figura 2.1 é apresentada a simbologia relacionada às dimensões da seção transversal de vigas de alma cheia e de vigas alveolares, destacando a seção dos cordões, ou “Tês” superior e inferior.

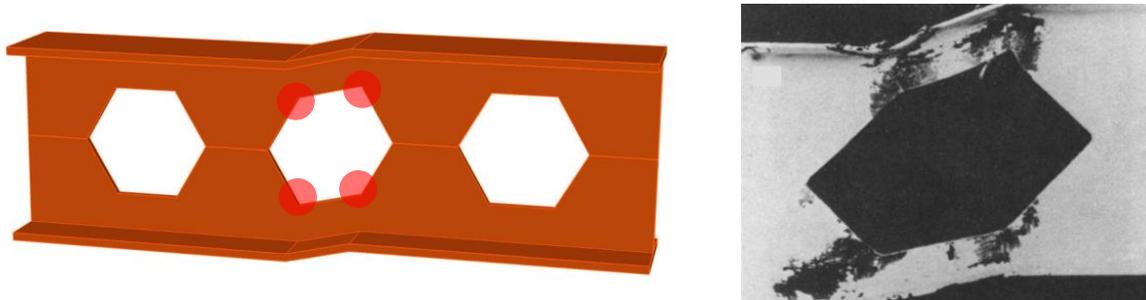
Figura 2.1 – Simbologia relacionada à seção transversal de vigas de alma cheia e alveolares



Um dos primeiros estudos a sintetizar os modos de falha em perfis alveolares foi realizado por Kerdal e Nethercot (1984), e uma série de trabalhos posteriores, nesta mesma linha, confirmaram estes modos de falha, que são sintetizados a seguir (DEMIRDJIAN, 1999; SILVEIRA, 2011; OLIVEIRA, 2012; VERISSÍMO *et al.*, 2012; BADKE NETO, 2015):

- **Formação do mecanismo Vierendel** (Figura 2.2): ocorre o surgimento de rótulas plásticas nos cantos das aberturas, deformando a alma do perfil, que assume a forma de paralelogramo. Este mecanismo está presente, de forma mais evidente, em vigas onde existe a combinação de vão curto, longo comprimento de solda e baixa altura das seções “tês” superior e inferior, formadas devido às aberturas na alma (KERDAL e NETHERCOT, 1984). Ao transferir as forças de cisalhamento ao longo da porção da alma com aberturas formam-se rótulas plásticas. O colapso da seção acontecerá na abertura em que a máxima força cortante estiver atuando. Em situação de mesma força cortante, esse colapso ocorrerá na abertura em que atuar o maior momento fletor (BADKE NETO *et al.*, 2013).

Figura 2.2 – Formação do mecanismo Vierendel em vigas casteladas

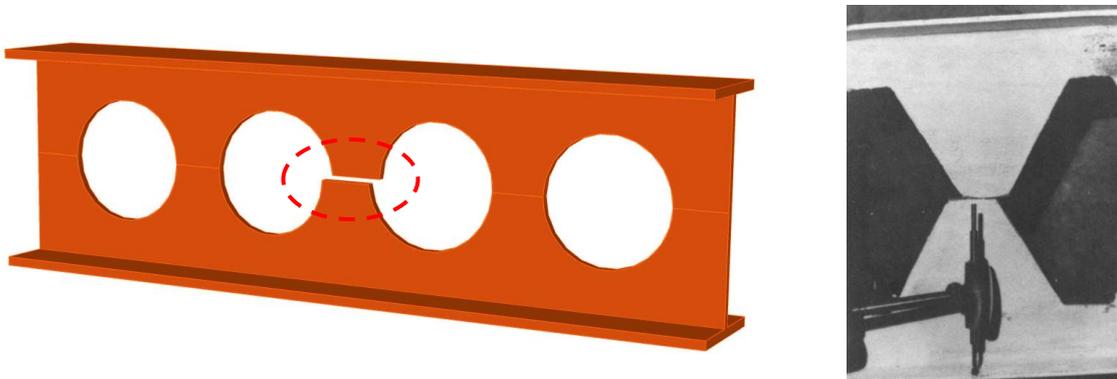


Fonte: Kerdal e Nethercot (1984)

- **Formação de rótula plástica:** ocorre quando o momento fletor solicitante leva ao escoamento por tração e compressão dos “tês” superior e inferior, por ação do binário de forças longitudinais (BADKE NETO *et al.*, 2013). O momento resistente nessa situação é igual ao momento de plastificação no centro da abertura.

- **Ruptura da solda entre as aberturas** (Figura 2.3): pode ocorrer se o comprimento da parte soldada é reduzido buscando diminuir a magnitude do momento de segunda ordem nos “tês” da seção (KERDAL e NETHERCOT, 1984). Neste caso, a solda entre as aberturas pode entrar em colapso caso a tensão horizontal de cisalhamento exceda a capacidade resistente da solda, e a probabilidade de ocorrência desta falha aumenta à medida que se reduz a distância entre as aberturas.

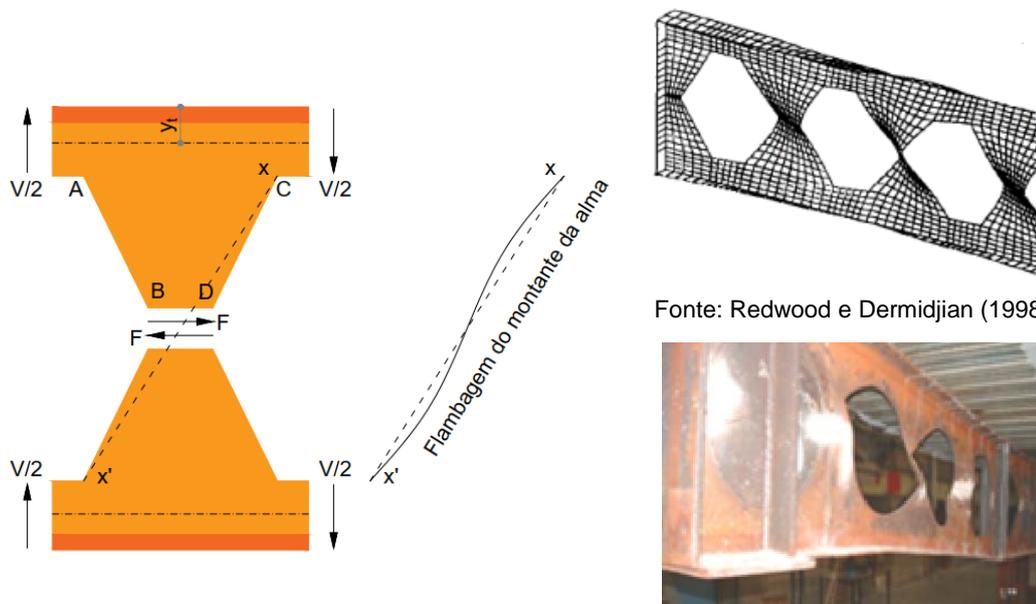
Figura 2.3 – Ruptura da solda entre as aberturas de viga com abertura sequencial na alma



Fonte: Kerdal e Nethercot (1984)

- **Instabilidade do montante de alma por cisalhamento:** ocorre quando a força cortante horizontal, F , atuando ao longo da solda produz um momento no montante da alma, que é equilibrado pela força cortante $V/2$ (Figura 2.4). Desta forma, a face AB da seção é tracionada e a face CD comprimida, podendo ocorrer instabilidade do montante de alma, provocado pela força de cisalhamento. Essa instabilidade é caracterizada por um giro em torno do eixo xx' (BEZERRA, 2011) - Figura 2.4. A porção comprimida do montante tende a se deslocar para fora do plano longitudinal do perfil enquanto a porção tracionada tende a permanecer na posição inicial.

Figura 2.4 – Instabilidade do montante da alma devido ao cisalhamento

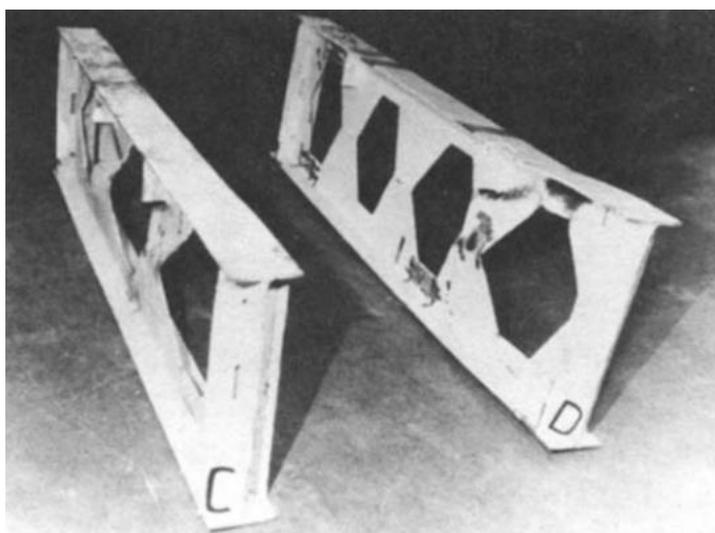


Fonte: Redwood e Dermidjian (1998)

Fonte: Nadjai *et al.* (2007)

• **Instabilidade por compressão do montante de alma (Figura 2.5):** ocorre devido à aplicação de cargas concentradas ou reações de apoio diretamente no montante da alma (BADKE NETO *et al.*, 2013). Diferentemente da instabilidade do montante de alma por cisalhamento, o deslocamento lateral da alma devido à compressão não é acompanhado pela rotação da seção (KERDAL e NETHERCOT, 1984).

Figura 2.5 – Instabilidade por compressão do montante de alma



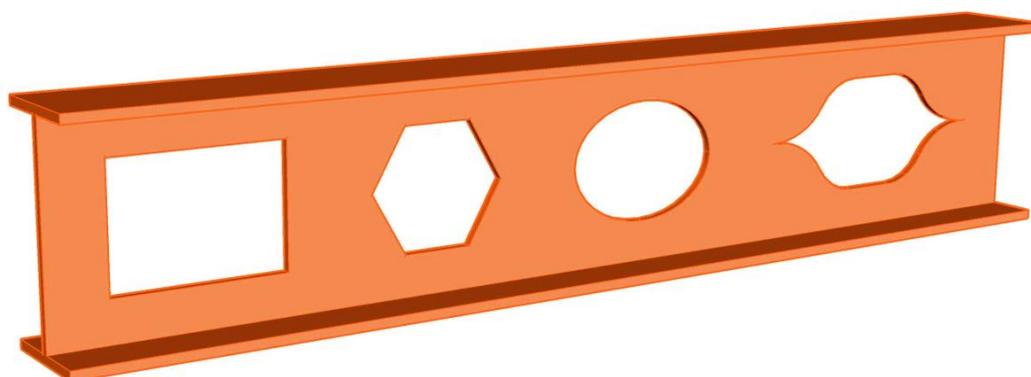
Fonte: Kerdal e Nethercot (1984)

• **Instabilidade lateral com torção:** caracterizada por deslocamento lateral e giro da seção transversal, vigas de alma cheia ou alveolares têm comportamentos semelhantes para este modo de falha. Embora alguns autores afirmem que os alvéolos não influenciam neste

modo de falha (KERDAL e NETHERCOT, 1984; DERMIDJIAN, 1999), estudos mostram que ocorre uma redução da capacidade resistente das vigas alveolares para este modo de falha, pois a variação da área da seção transversal devido às aberturas tem interferência direta no raio de giração do eixo de menor inércia (MOHEBKHAH, 2004; TKALCEVIC *et al.*, 2006; RADIC E MAKULAK, 2007; SHOWKATI, 2008; BEZERRA *et al.*, (2010); ABREU *et al.*, 2010). Em Abreu *et al.* (2010) chegou-se à conclusão que adotar a mesma formulação da ABNT NBR 8800 (2008) para o dimensionamento de vigas de alma sólida é um procedimento válido, desde que utilizadas as propriedades da seção transversal no centro das aberturas, tomar 90% do momento de plastificação como momento máximo resistente e aumentar o comprimento destravado para início do escoamento em 20%.

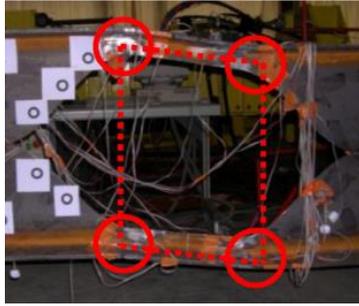
A forma das aberturas também é um aspecto importante para o comportamento do perfil alveolar; até o momento, as aberturas circulares são as mais estudadas e que apresentam modos de falha e critérios de projeto mais bem definidos. Contudo, outras formas de abertura também vêm sendo investigadas, por exemplo, aberturas retangulares, hexagonais, ovaladas e senoidais, que podem ser vistas na Figura 2.6, respectivamente. As vigas com aberturas hexagonais são conhecidas como vigas casteladas, nome originado devido ao formato do corte lembrar o formato das muralhas de um castelo.

Figura 2.6 – Diferentes formas para abertura de alma

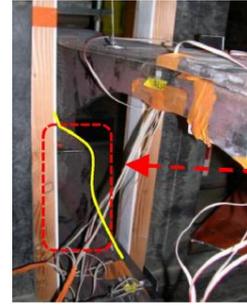


Em Durif e Bouchair (2016) foram conduzidos ensaios em vigas alveolares com aberturas senoidais, e estes ensaios mostraram dois modos de falha: formação de rótula plástica nos quatro cantos da abertura e instabilidade local na parte senoidal da abertura (Figura 2.7). A instabilidade local na porção senoidal da abertura constitui um modo de falha não observado em outros tipos de aberturas, sendo exclusivo das aberturas senoidais.

Figura 2.7 – Modos de falha de vigas alveolares com aberturas senoidais



(a) Formação de rótulas plásticas



(b) Instabilidade local na região senoidal

Fonte: Durif e Bouchair (2016)

Tudjono *et al.* (2017) analisaram vigas de aço com aberturas ovais posicionadas na horizontal e na vertical (Figura 2.8). O estudo mostrou que aberturas ovais horizontais resultam em maior capacidade de carga que as verticais, com praticamente a mesma redução de peso próprio. Wang *et al.* (2016) avaliou perfis com abertura hexagonal, dando ênfase à capacidade resistente da alma à flambagem por cisalhamento; o principal resultado desse estudo foi a proposição de um parâmetro de instabilidade k para esse modo de falha específico.

Figura 2.8 – Ensaio em vigas alveolares com aberturas de alma ovais



(a) Aberturas ovais horizontais



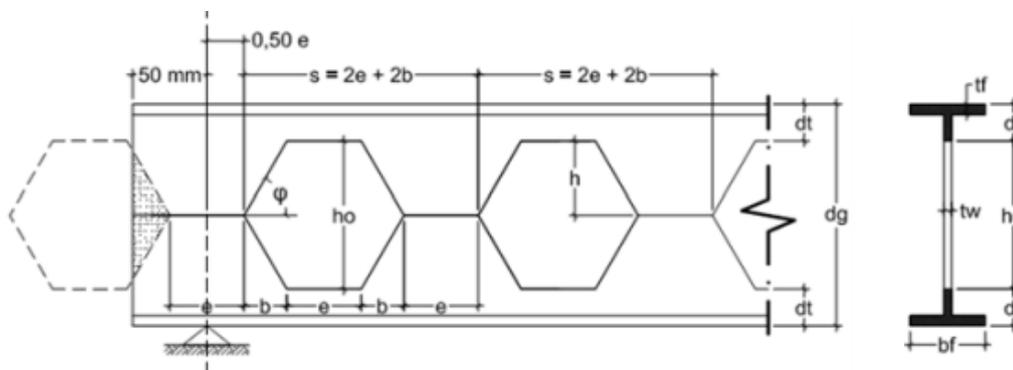
(b) Aberturas ovais verticais

Fonte: Tudjono *et al.* (2017)

A geometria das aberturas e distância entre alvéolos de vigas casteladas também foi tema de recentes estudos. Budi e Partono (2017), por meio de modelos numéricos desenvolvidos por meio do pacote computacional ABAQUS, analisou a influência do ângulo da inclinação da abertura do alvéolo ($\varphi = 50^\circ, 60^\circ$ e 70°) e da distância entre os alvéolos ($e = 6\text{cm}, 9\text{cm}$ e 12cm). Os resultados mostraram que a capacidade resistente máxima ocorreu no modelo com ângulo igual a 60° e distância entre aberturas de 6cm (relação entre a distância entre as aberturas e a altura da abertura na alma (e/h_0) igual a $0,2857$). Frans *et al.* (2017) também analisou estes parâmetros. Foi concluído novamente que o ângulo da inclinação da abertura (φ) ideal é 60° , porém foi determinado que o trecho ótimo para a relação entre a distância entre as aberturas e a altura da abertura na alma do perfil (e/h_0) que levam a maiores

capacidades resistentes é 0,186 até 0,266. A Figura 2.9 mostra os parâmetros geométricos de vigas de aço casteladas.

Figura 2.9 - Propriedades geométricas de vigas casteladas

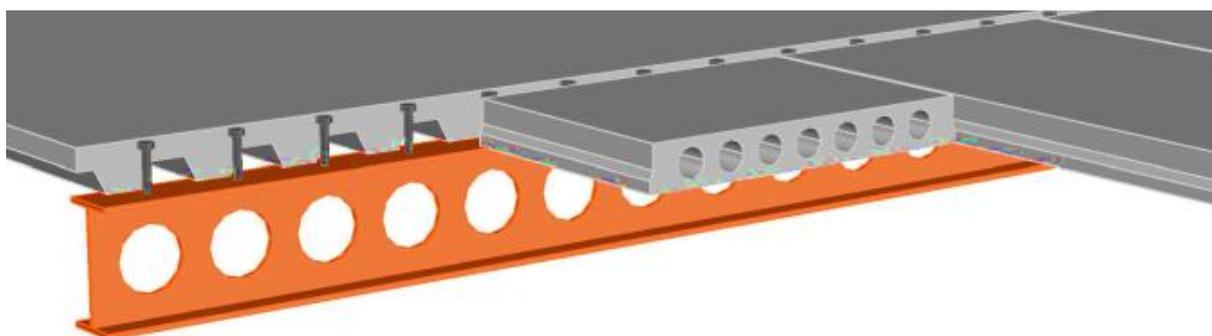


Fonte: Budi e Partono (2017)

Após apresentar uma síntese dos modos de falha observados em perfis de aço com aberturas na alma, submetidos a flexão, a partir desse ponto são apresentados estudos relevantes sobre o comportamento das vigas mistas constituídas por perfis alveolares.

As vigas alveolares mistas de aço e concreto (Figura 2.10) são fruto da associação de um perfil com aberturas sequenciais na alma a uma laje de concreto ou mista por meio de conectores de cisalhamento. A viga resultante poderá vencer vãos ainda maiores que a viga mista convencional, pois há um acréscimo considerável de rigidez proporcionado pelo aumento da altura total do perfil com aberturas e, conseqüentemente, do sistema laje-viga.

Figura 2.10 - Viga alveolar mista de aço e concreto



A utilização de vigas mistas com perfis alveolares em pisos mistos convencionais resulta em reduções que variam entre 20% e 40% no peso dos perfis de aço, além da menor altura da seção de aço (QUEIROZ *et al.*, 2001). Comparando a viga mista com perfil alveolar ao perfil de aço de alma cheia, o primeiro pode ser até 6 vezes mais resistente; se a referência for a viga mista com perfil de alma cheia, a primeira é cerca de 1,2 vezes mais resistente (FRANS *et al.*, 2017).

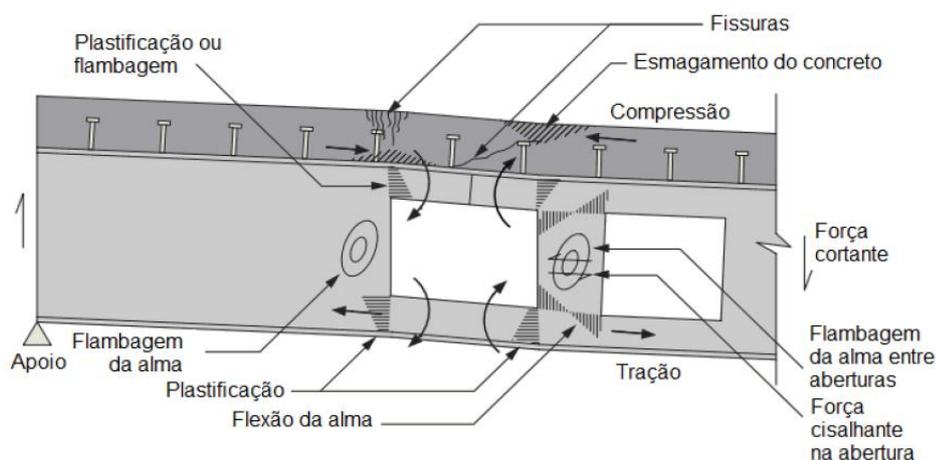
O estudo de vigas alveolares mistas é mais escasso e recente que de vigas alveolares de aço. Além disso, há uma série de estudos voltados à avaliação da influência de uma grande abertura na alma e não de aberturas sequenciais como é o caso dos perfis considerados no presente estudo. Neste contexto, os primeiros estudos divulgados datam de 1968 (GRANADE², 1968 *apud* DARWIN; DONAHEY, 1988) e procuravam avaliar os efeitos de uma grande abertura retangular posicionada no meio vão, na alma da viga. Os estudos deste tipo de viga mista retomam em 1995, quando Hartono (1995)³ *apud* Al-Zuhairi (2015) ensaia seis vigas com variação de comprimento, buscando investigar os modos de falha predominantes. Na sequência, Megharief (1997) divulga resultados experimentais e numéricos da influência da laje de concreto na capacidade resistente à força cortante em vigas mistas casteladas. Os resultados mostraram que a laje desempenha um papel importante na melhoria da capacidade resistente ao cisalhamento, reduzindo a parcela de cisalhamento vertical resistido pelos “tês”, e diminuindo o cisalhamento horizontal na alma. Estudos relevantes para compreender o comportamento e identificar os mecanismos de falha em vigas alveolares mistas foram desenvolvidos por Jackson (2002), Lawson *et al.* (2006), Gizejowski e Khalil (2010), Panedpojaman *et al.* (2014), Chen *et al.* (2015), Jamadar e Kumbhar (2015), dentre outros.

Os modos de falha também são apresentados em Veríssimo (1996), merecendo destaque: colapso devido à combinação momento fletor-esforço cortante (alta relação momento-cortante), colapso por força cortante (baixa relação momento-cortante) e colapso por cisalhamento no tê superior. Lawson *et al.* (2017) sintetizou os modos de falha e critérios de projeto de vigas mistas em perfil alveolar com aberturas retangulares e circulares. Segundo os autores, vigas com aberturas circulares possuem melhor comportamento, pois além das aberturas circulares possuírem maior quantidade de material nas regiões dos tês, a concentração de tensões nessas aberturas também é reduzida. O estudo de Lawson *et al.* (2017) mostra também que as aberturas na alma causam deslocamentos locais que ampliam os deslocamentos da viga mista como um todo. A principal conclusão é que esse tipo de viga apresenta os mesmos modos de falha observados em vigas mistas de alma cheia e outros decorrentes do aumento da esbeltez do perfil alveolar em relação àquele de alma cheia. A Figura 2.11 sintetiza os modos de falha para vigas mistas com grandes aberturas na alma do perfil.

² Granade, C. J. (1968). "An investigation of composite beams having large rectangular openings in their webs." Thesis presented to the University of Alabama, at University, Alabama, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.

³ Hartono, W., Chiew, S.P. Composite behavior of half castellated beam with concrete top slab. *Advances in Steel Structures. Proceedings of a conference in Hong Kong.* Pergamon. Editors: S.L. 1996. p 437-442.

Figura 2.11 – Modos de falha em vigas alveolares mistas



Fonte: Brinkhus (2015)

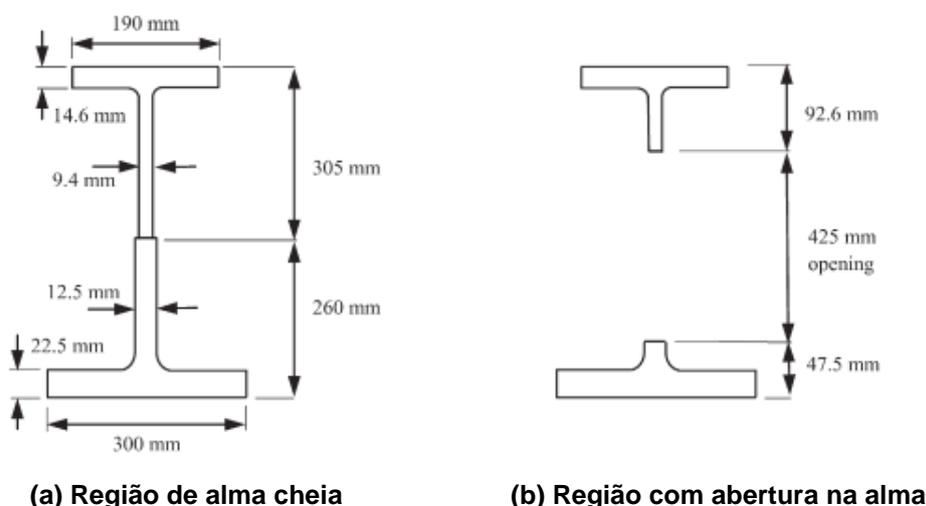
Alguns estudos encontrados na literatura se dedicaram ao desenvolvimento de procedimentos para a definição das características geométricas de perfis alveolares de aço para utilização em sistemas de piso e de cobertura (OLIVEIRA, 2012). Em Ferrari (2013) e Gonçalves *et al.* (2014) são desenvolvidos modelos numéricos utilizando o Método dos Elementos Finitos para representar o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas utilizando lajes mistas com fôrma incorporada. Em ambos estudos foi utilizado o pacote computacional ABAQUS, e os modelos desenvolvidos foram capazes de caracterizar a carga máxima de modelos experimentais de referência e confirmar os modos de colapso indicados pela literatura. Além disso, os modelos de Ferrari (2013), desenvolvidos para vigas alveolares mistas com aberturas hexagonais e também circulares na alma, foi capaz de representar a interação parcial e total entre os materiais aço e concreto. O modelo de Gonçalves *et al.* (2014), por outro lado, focou apenas em modelos com interação completa de vigas alveolares mistas com aberturas circulares na alma, com simulações envolvendo análise de estabilidade e análise não-linear.

O comportamento de vigas mistas utilizando perfis castelados sujeitas a flexão pura e a influência da taxa de expansão da alma das vigas é estudado por Al-Zuhairi e Mansi (2015). Foram ensaiadas quatro vigas com diversos graus de expansão (*castellation*), sendo uma viga sem expansão para referência e as outras três com graus iguais a 25%, 35% e 45%, e todas as propriedades das lajes de concreto foram mantidas. O aumento da taxa de expansão da alma levou a um aumento da capacidade resistente ao momento da viga mista de 11%, 48,1% e 96,3%, dentro dos limites de deslocamento, em conjunto com uma redução dos deslocamentos máximos de 7,8%, 10% e 27,1%, respectivamente para as vigas com graus de expansão de 25%, 35% e 45%.

Em Sheehan *et al.* (2016) é descrita uma sequência de ensaios de vigas mistas alveolares assimétricas e com interação parcial aço-concreto (grau de interação igual a 36%).

Nas vigas alveolares assimétricas a porção inferior da seção transversal é composta por um perfil mais robusto que a utilizada na porção superior, uma vez que o “tê” superior possui comportamento conjunto com a laje de concreto (Figura 2.12). O valor do grau de interação foi consideravelmente inferior ao recomendado pelo Eurocode 4 (2004), porém, os resultados mostraram bons resultados de capacidade resistente (3,4 vezes a capacidade resistente de projeto). Com isso, os autores sugeriram que a recomendação do grau de interação em vigas mistas do código normativo Eurocode 4 pode ser melhorada.

Figura 2.12 – Seção transversal da viga celular assimétrica estudada por Sheeham *et al.* (2016)



(a) Região de alma cheia

(b) Região com abertura na alma

Fonte: Sheeham *et al.* (2016)

Esses elementos mistos continuam sendo investigados haja vista que muitos fatores ainda precisam ser elucidados, mas já são conhecidos modelos analíticos (BRINKHUN, 2015) para a determinação da capacidade resistente frente aos diversos modos de falha já identificados (Figura 2.11).

Recentemente, Piassi *et al.* (2018) realizou a análise da flambagem lateral com distorção de vigas alveolares mistas utilizando modelo analítico (baseado no Princípio dos Trabalhos Virtuais) e numérico (utilizando a pacote computacional ANSYS). Foi proposto um coeficiente de redução para a equação da rigidez da alma do perfil celular de 0,9, tendo em vista que os resultados analíticos foram maiores que os obtidos dos modelos numéricos (por volta de 10% maiores).

Aggelopoulos *et al.* (2018) também realizou uma análise numérica e analítica de vigas mistas celulares. Os modelos numéricos foram desenvolvidos usando o pacote computacional ANSYS. Foram estudados parâmetros como grau de interação entre os elementos, efeitos do diâmetro e espaçamento das aberturas e do comprimento do vão livre, condições de construção e assimetria do perfil. Dentre as principais conclusões foi possível observar que o modelo analítico proposto levou a valores inferiores de resistência para o grau de interação

mínimo, se comparado com o modelo numérico. Com isso, conclui-se que o grau de interação mínimo recomendado pelo Eurocode 4 (2004) pode ser aliviado para vigas onde o diâmetro das aberturas sequenciais na alma são maiores que 60% da altura total da alma, tanto para perfis simétricos como assimétricos.

Djebli *et al.* (2019) desenvolveu um modelo analítico para calcular o deslocamento máximo de vigas mistas celulares simétricas biapoiadas. O modelo desenvolvido é de fácil aplicação e fornece o deslocamento adicional dado pelo efeito *Vierendeel*, cuja contribuição é mais significativa em vigas curtas. O modelo desenvolvido pode ser utilizado para vigas com diversas características geométricas e de carregamento.

Com o exposto, do ponto de vista do elemento viga de aço com aberturas sequenciais na alma, pode-se ver que é um elemento estrutural bastante conhecido, tanto no meio acadêmico como no técnico, onde seus modos de falha e principais desafios de utilização já foram bem estudados. Com isto, restam os estudos da aplicação destes elementos em conjunto com outros, como lajes de concreto, formando os pisos mistos alveolares. O comportamento dos pisos mistos alveolares, apesar de uma quantidade menor de estudos do que o elemento isolado, já é alvo de interesse a um certo tempo e já existe um número considerável de estudos sobre o assunto. Porém, a utilização destes elementos em pisos mistos de pequena altura é bastante recente e promissor e pode despertar interesse do mercado.

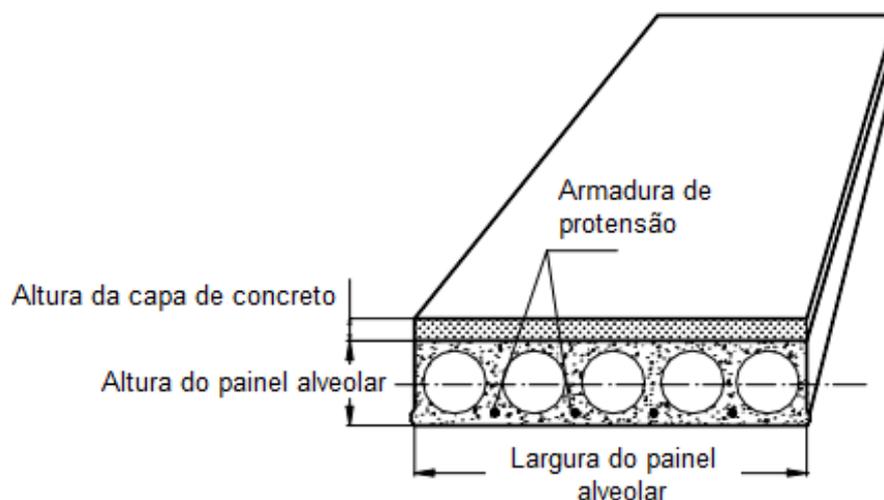
2.2. A LAJE ALVEOLAR

Outro elemento constituinte do sistema de piso aqui estudado e já bastante investigado são as lajes alveolares protendidas de concreto (Figura 2.13). Estes elementos são constituídos por painéis de concreto protendido de seção transversal com altura constante e alvéolos longitudinais; tais alvéolos são responsáveis pela redução do peso da laje se comparada às lajes maciças de concreto armado. Por ser um elemento industrializado, sua utilização resulta em redução do volume de concreto moldado *in loco*, sendo executada apenas a concretagem da capa de concreto da laje que possui, em média, espessura de 5cm. Souza (2016) apresenta outras vantagens da utilização deste tipo de laje em comparação com as lajes maciças de concreto armado, tais como: diversidade de aplicações como em pisos, coberturas e até painéis de parede; processo de produção mecanizado e automatizado, com baixo custo de produção; menor peso próprio resulta em alívio de carga nas fundações e melhor isolamento acústico.

Além disso, Elliot (2002) destaca que a utilização de elementos pré-fabricados de laje, ou seja, com produção fora do canteiro, resulta em unidades com alta resistência e durabilidade; resulta rápida execução com vãos elevados e sem escoramentos.

As lajes pré-fabricadas protendidas são normalmente projetadas para trabalhar como elementos simplesmente apoiados, eventualmente com pequenos balanços e, em geral, procura-se evitar a transferência de momento fletor negativo dos apoios (EL DEBS, 2000).

Figura 2.13 – Painel de laje alveolar com capa de concreto



Fonte: Castilho (2003)

As lajes alveolares vêm sendo amplamente investigadas nas últimas três décadas e, assim como ocorre para o perfil de aço, também é necessário conhecer os principais modos de falha desse elemento estrutural. Pajari (1989), Girhammar (1992), Yang (1994), Rettne e Edekling (2006) e Petrucci (2009) dividem os modos de falha em dois grupos: falhas devido à flexão e falhas devido ao cisalhamento. Dentre os fenômenos ligados à falha por flexão, merecem destaque fissuração do concreto devido à tração, a deformação excessiva da laje, a ruptura das cordoalhas por tração, o esmagamento do concreto à compressão e a fissuração da fibra superior devido à tração após a ancoragem dos cabos protendidos. Já dentre os fenômenos ligados a falhas por cisalhamento destacam-se a falha de ancoragem dos cabos, a fissuração do concreto devido à interação com a flexão, a falha da nervura por tração ou compressão, e a falha por escorregamento ao longo de uma fissura inclinada. Portanto, a exemplo do que acontece com o perfil alveolar, no caso da laje alveolar, os modos de falha associados ao cisalhamento (Figura 2.14) também são bastante relevantes. É válido lembrar que o processo de fabricação por extrusão das lajes alveolares não permite o posicionamento de armadura transversal na laje, ficando a resistência ao cisalhamento dependente apenas da resistência a tração do concreto e das armaduras de protensão (PETRUCELLI, 2009).

Figura 2.14 – Falha por cisalhamento em laje alveolar pré-fabricada

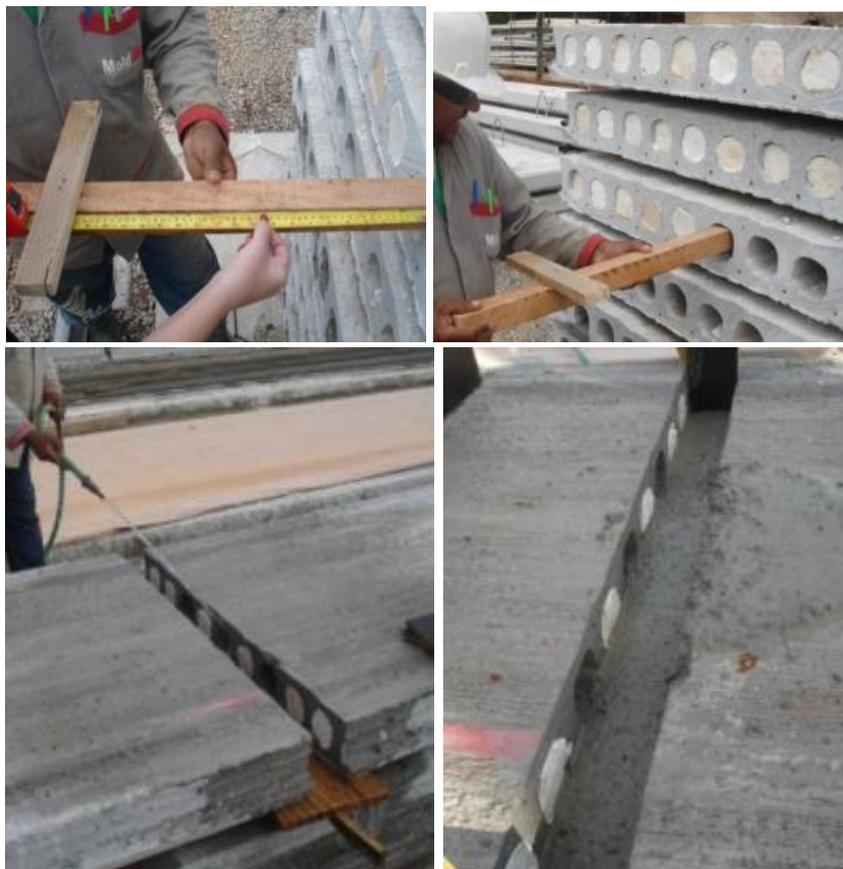


Fonte: Elliot (2002)

Um aspecto importante em relação às lajes pré-fabricadas de concreto é que, para que ocorra o efeito diafragma, é preciso que as chaves de cisalhamento permitam que os painéis funcionem como viga-parede, sendo necessário levar em conta a transferência de tensões de cisalhamento entre os elementos de laje, ou entre a laje e os elementos de apoio (ELLIOTT, 2002).

Considerando que o cisalhamento é um dos pontos críticos das lajes alveolares, alguns estudos vêm sendo desenvolvidos visando compreender o comportamento desses elementos submetidos a tensões de cisalhamento e avaliar a influência do preenchimento dos alvéolos na capacidade resistente ao cisalhamento da laje (COSTA, 2009; ANTUNES, 2011; CATOIA *et al.*, 2009; FRANÇA, 2012; BRUNESI *et al.*, 2015; SILVA, 2015; NGUYEN *et al.*, 2019). Em Antunes (2011) são apresentados resultados de análises experimental e numérica de lajes com um terço dos alvéolos preenchidos a uma profundidade aproximada de 50cm (Figura 2.15). Posteriormente, Silva (2015), ensaiou lajes com variação na quantidade de alvéolos preenchidos, tendo sido avaliadas duas situações: preenchimento de 3 e 5 dos 9 alvéolos existentes na laje e variação na profundidade do preenchimento (50cm e 81cm). Em ambos os estudos, foi verificado que o preenchimento dos alvéolos, da forma como foi feita não aumentou a capacidade resistente ao cisalhamento da laje. Foi verificado que a capa de concreto é o elemento que auxilia neste aspecto, desde que evitada a ruptura da interface entre os dois elementos.

Figura 2.15 – Preparação e preenchimento dos alvéolos para ensaio de lajes alveolares protendidas



Fonte: Antunes (2011)

Por sua vez, em Nguyen *et al.* (2019) é apresentada uma investigação numérica-experimental do comportamento ao cisalhamento da alma dos alvéolos das lajes alveolares de altura entre 32cm e 50cm. Para as análises numéricas foi utilizado o pacote computacional ABAQUS. Foram encontrados dois modos de falha nos modelos experimentais: falha por cisalhamento das paredes dos alvéolos (Figura 2.16a) e por cisalhamento na flexão (Figura 2.16b).

Figura 2.16 - Modos de falha dos modelos experimentais de Nguyen *et al.* (2019)



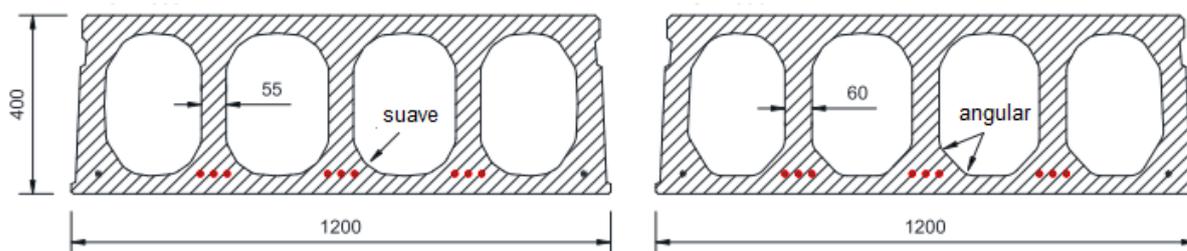
a) Falha por cisalhamento da alma dos alvéolos

b) Falha por cisalhamento na flexão

Fonte: Nguyen *et al.* (2019)

Dentre as conclusões, foi possível observar pela análise paramétrica dos modelos numéricos que a mudança na forma das aberturas, de cantos angulares para uma curva mais suave (Figura 2.17), não levou a uma mudança visível na capacidade resistente ao cisalhamento da alma do alvéolo (paredes), porém ela cresce conforme também cresce a espessura das paredes dos alvéolos. Nguyen *et al.* (2019) também analisou a influência da força da protensão da laje, e os resultados mostraram a capacidade resistente ao cisalhamento das paredes dos alvéolos cai com o aumento da força de protensão.

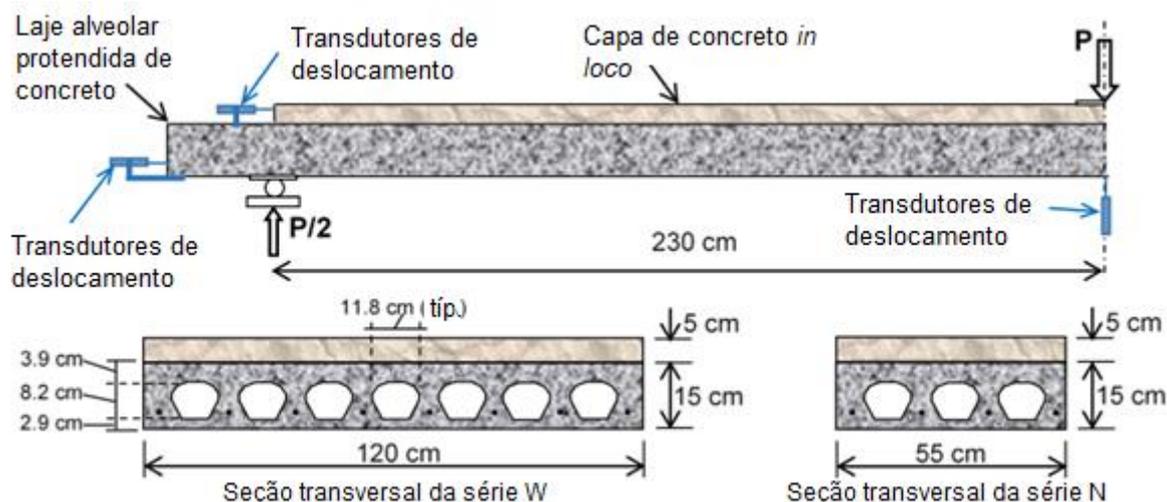
Figura 2.17 - Seção transversal das lajes alveolares indicando geometria dos alvéolos



Fonte: Nguyen *et al.* (2019)

Baran (2015) focou na resposta a flexão de lajes alveolares protendidas com a presença da capa de concreto executado *in loco*. Foram ensaiados cinco modelos experimentais, variando-se a largura das peças (120cm para série W e 55cm para série N) e a existência da capa de concreto (Figura 2.18). Observou-se que o ganho de capacidade resistente devido a presença da capa de concreto, apesar de considerável, é limitado, principalmente devido a perda da ação composta entre a laje alveolar e a capa de concreto após atingir o limite último.

Figura 2.18 - Seção transversal e instrumentação dos modelos de ensaio



Fonte: Adaptado de Baran (2015)

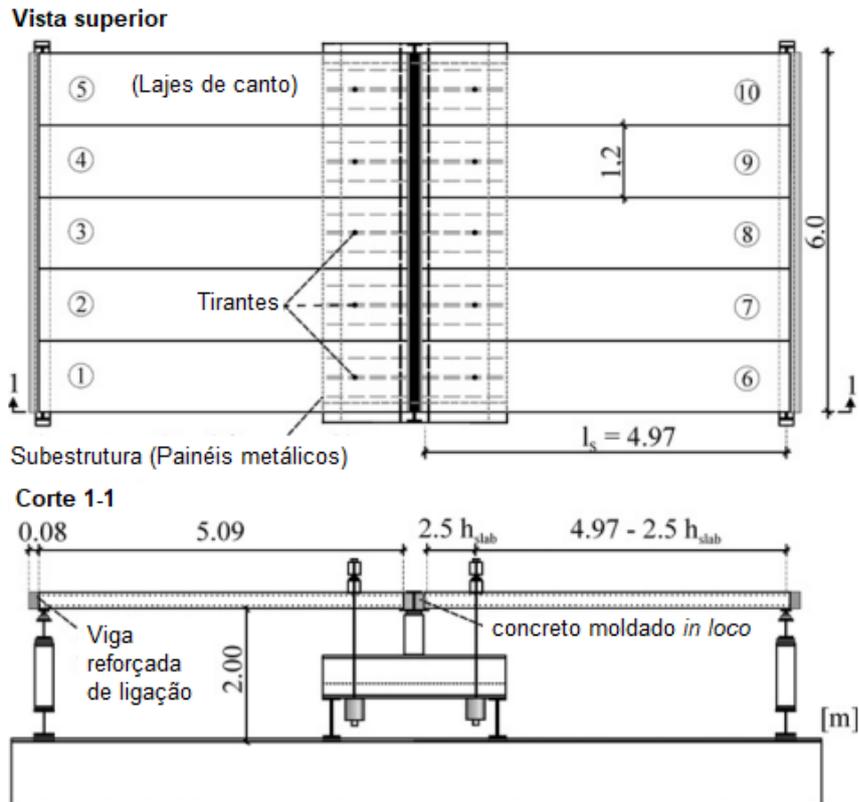
Sabendo que a presença da capa de concreto é um fator que influencia a capacidade resistente das lajes alveolares, para que não haja problemas de aderência da capa de concreto moldada *in loco*, a superfície das lajes alveolares protendidas deve ser preparada, devidamente limpa e com umidade garantida (SILVA, 2015). Outro fator que influencia a ligação entre os dois elementos é a rugosidade do substrato da superfície (SANTOS *et al.*, 2007).

Ibrahim *et al.* (2016) analisou a influência das condições de rugosidade e umidade do substrato da superfície da laje, sendo a umidade variando entre seca, ponderada e ótima, e rugosidade variando entre lisa e rugosa. Pelos resultados do estudo experimental, conclui-se que a condição mais favorável da superfície da laje é com molhada (umidade ótima) e rugosa.

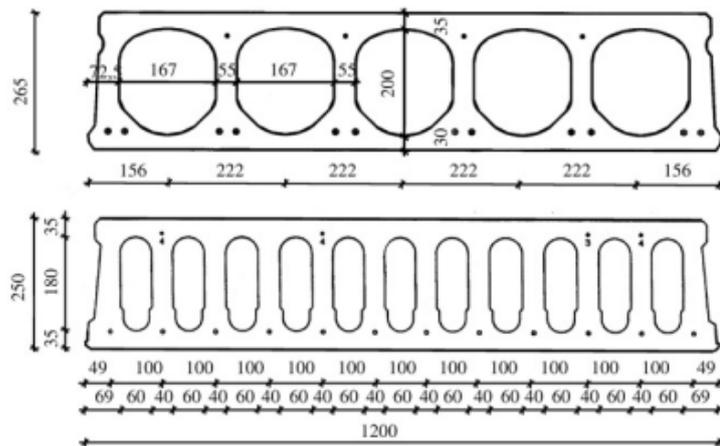
Estudos recentes buscam compreender os efeitos da utilização desse tipo de laje com elementos estruturais que não são pré-fabricados de concreto, principalmente o comportamento das lajes sobre apoios flexíveis.

Hegger *et al.* (2009) investigaram por meio de quatro ensaios em escala real (Figura 2.19a), a resistência à força cortante de lajes alveolares pré-fabricadas aplicadas em pisos mistos de pequena altura. Para esse estudo foram considerados parâmetros como abertura dos alvéolos da laje, rigidez a flexão do perfil de aço, restrição horizontal da laje e preenchimento de alvéolos. Foram utilizados nos ensaios dois tipos de lajes alveolares com seção transversal distinta, porém com mesma largura e alturas similares (Figura 2.19b). O comportamento conjunto era promovido por meio de barras de 10mm de diâmetro posicionadas nas juntas entre as lajes, passando por pequenos furos na alma do perfil de aço. Além disso, o alvéolo central de cada laje foi preenchido com concreto, com uma profundidade de aproximadamente 30cm. Os demais foram fechados com tampas plásticas para que não ocorresse um preenchimento maior que 50mm de profundidade. Dentre as conclusões destaca-se a recomendação da redução da capacidade resistente de projeto ao cisalhamento para garantir os níveis de segurança, tendo em vista que apenas 60-70% da resistência ao cisalhamento de um apoio rígido pode ser utilizada, considerando condições apropriadas de apoio, de acordo com os testes.

Figura 2.19 – Geometria e esquema de ensaio de Hegger *et al.* (2009)



- a) Arranjo do ensaio para determinar resistência ao cisalhamento em apoios flexíveis (piso misto de pequena altura)



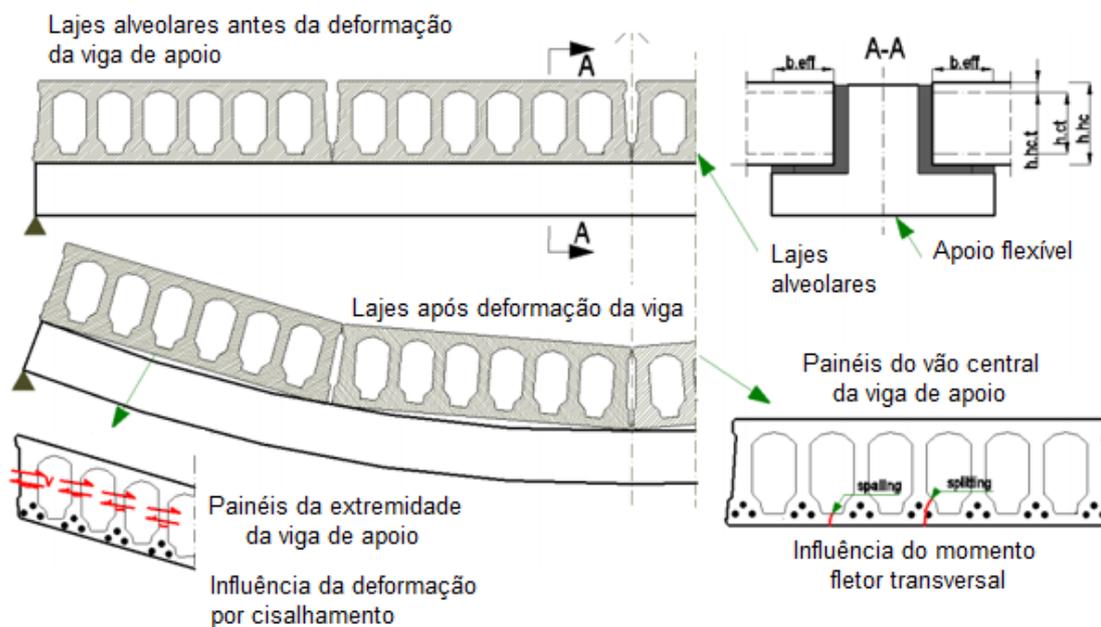
- b) Seções transversais das lajes alveolares investigadas

Fonte: Adaptado de Hegger *et al.* (2009)

Um exemplo disso é o estudo numérico de Derkowski e Surma (2013) no qual foi investigado, por meio de modelos numéricos, o comportamento das lajes alveolares submetidas ao cisalhamento sobre apoios flexíveis, como acontece, por exemplo, nos pisos mistos de pequena altura. A deformação destas vigas flexíveis de apoio pode mudar o comportamento em serviço dos diversos painéis de laje, dependendo da posição dos mesmos. Os painéis localizados na parte central do vão da viga de apoio estão sujeitos

principalmente a momentos fletores transversais, enquanto os painéis nas extremidades da viga estão sujeitos a deformações de cisalhamento, principal razão para redução da capacidade de resistência à força cortante (DERKOSKI e SURMA, 2013). Este comportamento pode ser visto na Figura 2.20.

Figura 2.20 – Comportamento de lajes alveolares em apoios flexíveis



Fonte: Adaptado de Derkowski e Surma (2013)

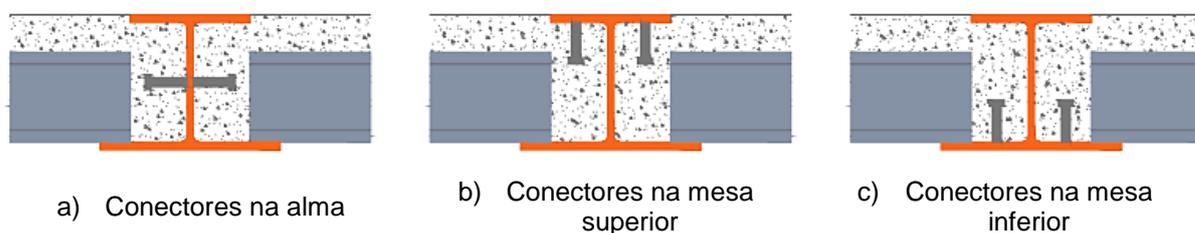
Um modelo de cálculo para a capacidade resistente ao cisalhamento de lajes alveolares protendidas de concreto em pisos mistos de pequena altura é desenvolvida por Surma *et al.* (2019). O modelo, que é uma das primeiras tentativas de considerar analiticamente os efeitos da flexibilidade, foi desenvolvido como uma alternativa para a determinação da tensão tangencial horizontal, cuja ocorrência está diretamente ligada à redução da capacidade resistente ao cisalhamento de lajes em apoios flexíveis.

Do ponto de vista da laje alveolar protendida pré-fabricada isolada, trata-se de um elemento estrutural bastante consolidado tanto no meio técnico quanto acadêmico. Sabe-se que um dos maiores problemas ligados a este elemento é a resistência ao cisalhamento na região dos apoios. O comportamento destes elementos quando utilizados em conjunto com outros elementos que não são pré-fabricados de concreto, como vigas de aço, é tema de diversos estudos atuais. Considerando lajes sobre apoios flexíveis, como é o caso do piso misto de pequena altura, o cuidado com a capacidade resistente ao cisalhamento deve ser maior ainda. Isso mostra a importância dos estudos sobre esta combinação, tendo em vista que é um sistema bastante promissor e pode despertar amplo interesse no mercado.

2.3. O PISO MISTO DE PEQUENA ALTURA

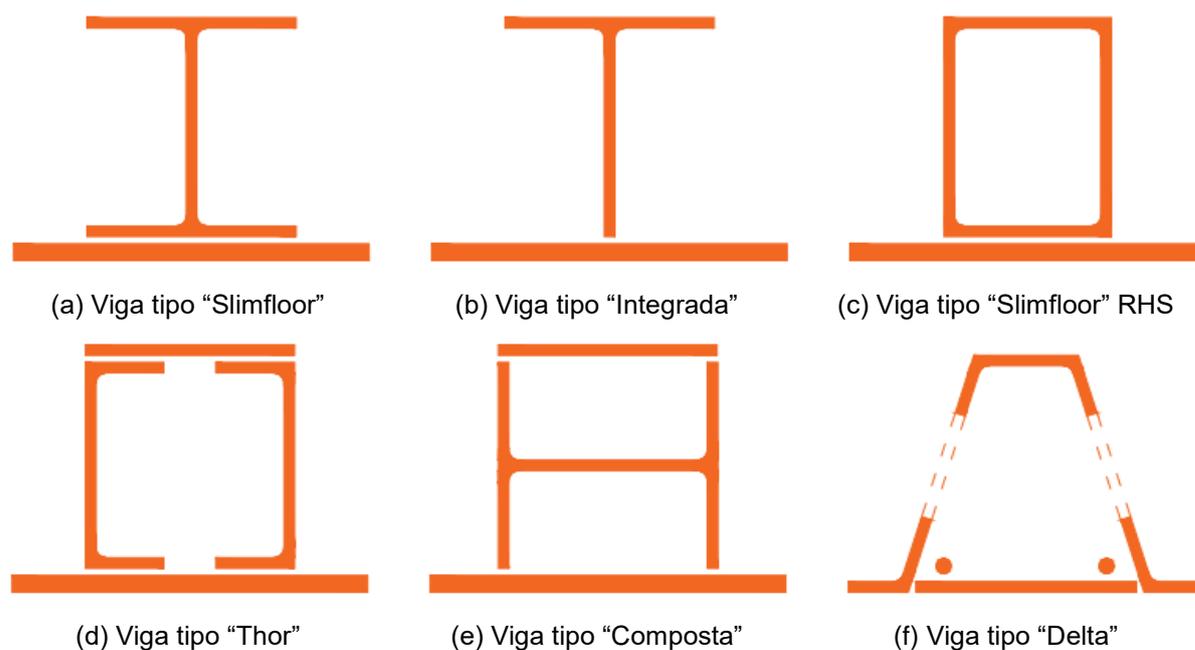
Denomina-se piso misto de pequena altura ao sistema composto por lajes de concreto (maciças ou pré-fabricadas) ou mistas, apoiadas na mesa inferior de um perfil de aço de alma cheia (monossimétrica ou com chapa mais larga soldada na mesa inferior para apoio das lajes). O mecanismo de ligação aço-concreto usualmente é formado por conectores tipo pino com cabeça fixados na alma (Figura 2.21a) ou nas faces internas das mesas do perfil de aço (Figura 2.21b e Figura 2.21c) que, juntamente com o concreto preenchendo a região interna no perfil, garante o comportamento conjunto do sistema.

Figura 2.21 – Mecanismos de ligação usuais em pisos mistos de pequena altura



Além da utilização de perfis de alma cheia na composição do piso misto de pequena altura, diversas outras formas de compor este tipo de piso têm sido estudadas, algumas ilustradas esquematicamente na Figura 2.22; há variação na configuração do perfil de aço utilizado, no mecanismo de ligação aço-concreto e até no concreto de preenchimento (concretos com fibras, micro concretos, etc.).

Figura 2.22 – Exemplos de seções de aço para piso misto de pequena altura



Um perfil não convencional bastante utilizado em pisos mistos de pequena altura é a viga do tipo “Delta”, comercialmente conhecida e patenteada como *Deltabeam*[®] (Figura 2.23). São perfis de seção trapezoidal formados por chapas de aço cortadas e soldadas na fábrica e possuem aberturas sequenciais nas almas. As aberturas são responsáveis pelo comportamento conjunto entre os materiais aço e concreto, podendo ter ou não armadura passando pelos alvéolos. Conforme necessidade de projeto, podem ser utilizadas barras de reforço internas para situação de incêndio e essas compensam a perda de resistência sofrida pela face inferior da viga nesta situação. Este tipo de perfil foi desenvolvido para ser utilizado, preferencialmente, em associação com lajes alveolares pré-fabricadas (NÁDASKÝ, 2012).

Figura 2.23 – Viga do tipo *Deltabeam*[®]

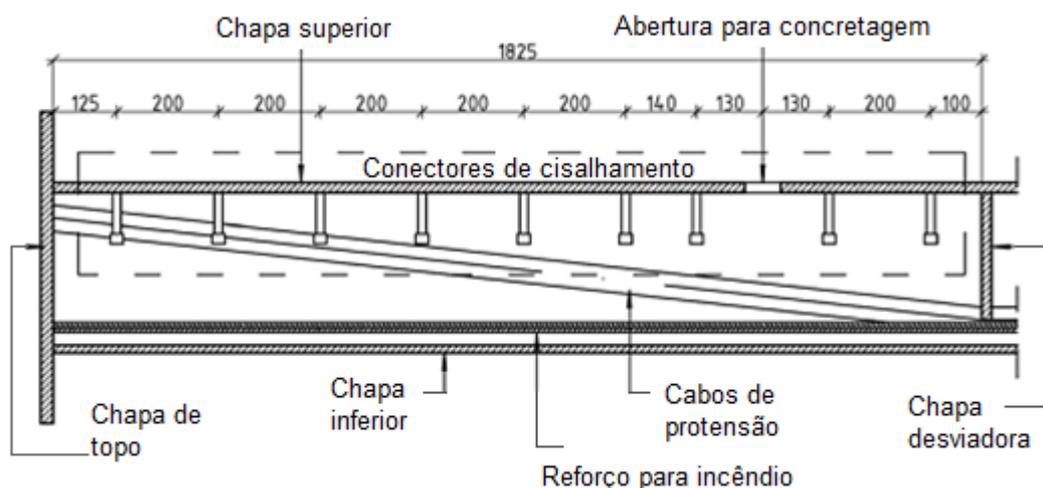


Fonte: Adaptado do catálogo da empresa Peikko Group⁴

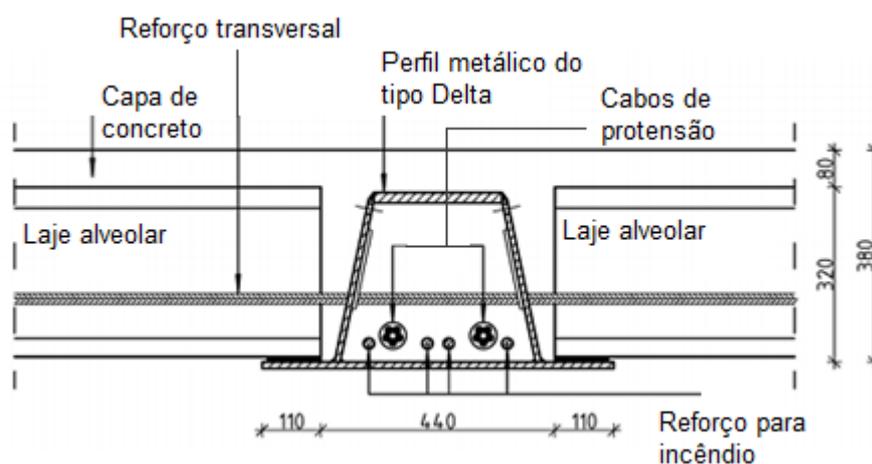
Em Nádaský (2012) são apresentados requisitos para os perfis *Deltabeam*[®] considerando estados limites últimos e de serviço. São listados requerimentos de vibração aceitável, e também métodos de como atingir a capacidade resistente ao fogo conforme necessidade de projeto. Mais recente, Derkowsi e Skalski (2017) apresentam um novo perfil *Deltabeam* que, diferentemente do anterior, possui cabos de protensão e conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça na parte interior do trapézio do perfil. Detalhes desta nova opção de perfil para piso misto de pequena altura são apresentados na Figura 2.24. Esta nova configuração possibilitou um aumento de 25% no comprimento do vão livre alcançado pela viga sem mudanças na geometria do perfil original. Porém, os autores reconhecem que este tipo de elemento possui dificuldades de execução devido nível muito alto de precisão que a montagem destas vigas necessita.

⁴ <https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/qS6c7g/rRibebICUQJvj7DtCwoE4w/DELTABEAMPeikkoGroup8-2014.pdf>

Figura 2.24 – Seção longitudinal e transversal do piso misto de pequena altura com perfil tipo delta e cabos de protensão: a) vista longitudinal, b) seção transversal



a) Vista longitudinal



b) Seção transversal

Fonte: Adaptado de Derkowski e Skalski (2017)

Uma outra configuração de perfis não convencionais para compor pisos mistos de pequena altura são os perfis com aberturas sequenciais na alma (Figura 2.25). As aberturas mais comuns têm forma circular (perfis celulares) ou trapezoidal (perfis castelados). Estes perfis vêm sendo desenvolvido com o intuito de melhorar a capacidade resistente da viga sem aumentar o peso do perfil e o consumo de aço. Como apresentado no *item 2.1*, as aberturas sequenciais na alma podem levar a uma série de instabilidades, porém, o uso dos perfis com aberturas em pisos mistos de pequena altura, a presença do concreto preenchendo as aberturas pode melhorar significativamente o comportamento de tais perfis frente a diversas instabilidades, anulando ou reduzindo a sua ocorrência.

Figura 2.25 – Piso misto de pequena altura com perfis celulares e laje alveolar



Fonte: Tsavdaridis *et al.* (2013)

Em Tsavdaridis *et al.* (2009) encontra-se uma análise da utilização de perfis alveolares em pisos mistos de pequena altura. Foram ensaiados cinco modelos a flexão (ensaio de quatro pontos): um modelo de referência sem o preenchimento de concreto, e outros quatro modelos com preenchimento de concreto com resistência a compressão na ordem de 30MPa. Os autores observaram que o preenchimento de concreto da região interna no perfil alveolar de aço altera os modos de falha do conjunto laje-viga. Além disso, mesmo após a formação de fissuras no concreto, o sistema apresenta resistência residual que impede a instabilidade local do perfil de aço, aumentando a capacidade resistente do conjunto para força concentrada. Verificou-se que o perfil preenchido de concreto no piso misto de pequena altura apresentou o dobro da capacidade resistente observada no perfil alveolar de aço isolado. A falha do concreto ocorreu antes que ocorresse significativa distorção do perfil de aço, como pode ser observado na Figura 2.26 (TSAVDARIDIS *et al.*, 2009).

Figura 2.26 - Modos de falha do perfil de aço das vigas preenchidas



Fonte: Adaptado de Tsavdaridis *et al.* (2013)

Lawson *et al.* (2015) apresenta uma revisão bibliográfica a respeito dos pisos mistos de pequena altura. Os autores destacam a utilização de lajes alveolares e lajes mistas com fôrma de aço incorporada, e são apresentadas recomendações sobre controle de vibração,

resistência a incêndio, isolamento acústico e capacidade térmica. Os autores também abordam a necessidade de estudos em pisos mistos de pequena altura capazes de vencer vãos maiores, sobre a sensibilidade de vibração em vigas longas e também análises de reuso destes elementos, tendo em vista que uma das características das estruturas de aço isoladas é a possibilidade de reutilização.

O estudo do piso misto de pequena altura com laje mista conduzido por Limazie e Chen (2015) apresenta um procedimento numérico para análise do comportamento não-linear do referido sistema de piso em que, com base na análise da seção transversal, são avaliadas propriedades a flexão como momento resistente a plastificação e ao escoamento. São propostos modelos de momento *versus* curvatura/deslocamento e foram validados por comparação com dados de ensaios experimentais disponíveis na literatura (LAWSON *et al.*, 1997; SHI *et al.*, 2004; SHI *et al.*, 2005; WANG, 2009). O método proposto pode funcionar como uma ferramenta eficiente para projeto e fornece resultados bastante acurados.

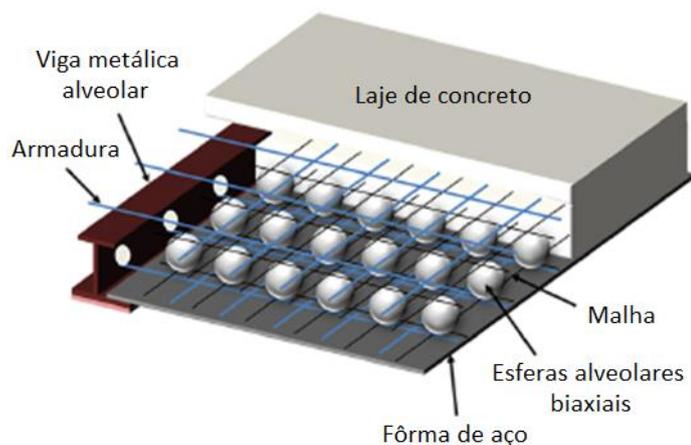
Em Lam *et al.* (2015) é apresentado um modelo analítico para o dimensionamento dos pisos mistos de pequena altura. Este modelo foi feito em acordo com os princípios do Eurocode 4 e é discutida a utilização de três tipos específicos de ligação aço-concreto: utilizando conectores tipo pino com cabeça fixados na face superior da mesa superior do perfil de aço (conectores verticais), utilizando estes mesmos conectores fixados na alma do perfil (conectores horizontais) ou pisos com perfil de aço com pequenas aberturas sequenciais na parte superior da alma e barras de aço passantes pelas aberturas (pinos de concreto reforçados).

Uma metodologia de dimensionamento e estudo paramétrico pode ser visto em Santos *et al.* (2017). Os parâmetros considerados foram: peso da viga, altura do conjunto, consumo de concreto e deformação do sistema. O estudo pôde concluir que este sistema, se comparado com um sistema de *Steel Deck*, é vantajoso considerando aspectos construtivos, estéticos, econômicos e pelo grau de redução da altura total do conjunto viga-laje, porém apresenta maior peso, consumo de concreto e flechas.

Ryu *et al.* (2017) apresentam resultados de ensaios experimentais e análises numéricas para avaliar a capacidade resistente ao cisalhamento de piso misto de pequena altura formado por elementos conforme mostrado na Figura 2.27. Trata-se de um sistema de piso que inclui uma chapa de aço que funciona como fôrma, esferas de poliestireno (EPS) e tela soldada como armadura de distribuição. As esferas de poliestireno foram utilizadas para reduzir o peso da laje de concreto em até 40%, mesmo motivo da utilização de aberturas nas lajes alveolares pré-fabricadas. Foram considerados como elementos resistentes ao cisalhamento o perfil assimétrico de aço com aberturas sequenciais na alma, os painéis de aço (fôrmas) e a laje de concreto com alvéolos biaxiais. As resistências de todos os componentes superaram o valor de falha esperado comprovando que o modelo analítico

adotado foi adequado para a previsão da resistência ao cisalhamento do sistema de piso em estudo.

Figura 2.27 - Diagrama conceitual do sistema de piso misto proposto por Ryu *et al.* (2017)



Fonte: Adaptado de Ryu *et al.* (2017)

Outra opção estudada é a utilização de perfis com abertura na alma, porém não com os perfis abordados até aqui, e sim perfis de alma cheia com pequenos furos para passagem de armadura e ligação entre o aço e o concreto (Figura 2.28). Em Hechler *et al.* (2013) e Braun *et al.* (2015) foi avaliado o comportamento à flexão de pisos mistos de pequena altura com pequenas aberturas na parte superior da alma e barras de aço passando através dessas aberturas. Análises experimentais e numéricas mostraram que este tipo de ligação é bastante eficiente, podendo levar à redução na altura da laje e ao aumento do vão livre da viga. Mesquita (2016) também realizou um estudo numérico para avaliar o comportamento deste sistema. Uma das avaliações feitas está ligada ao grau de interação das vigas e concluiu-se que as vigas mistas de pequena altura com abertura de alma podem atingir vários graus de interação, inclusive a interação completa. A interação completa foi obtida em todos os modelos com barras de aço passantes de diâmetros maiores que 16mm. Concluiu-se também que o grau de interação destas vigas está ligado ao comprimento da viga, tendo em vista que a quantidade de conectores e o cisalhamento transmitido estão diretamente ligados a esta medida.

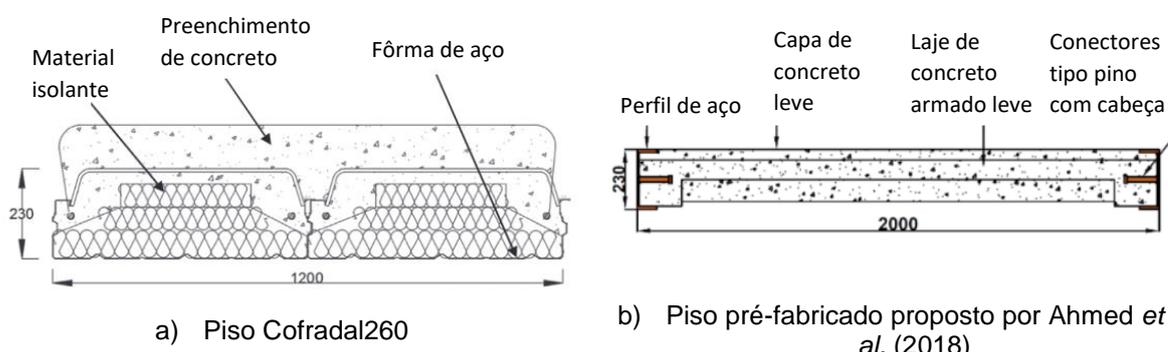
Figura 2.28 – Perfil de alma cheia com pequenas aberturas na alma



Fonte: Mesquita (2016)

No estudo recente conduzido por Ahmed e Tsavdaridis (2018) são comparadas as vantagens da utilização de um novo sistema de pisos mistos de pequena altura proposto com um sistema de pisos pré-fabricados comercial, conhecido como Cofradal260 (Figura 2.29a) e com pisos utilizando lajes alveolares, utilizando critérios de impacto ambiental e ciclo de vida econômico. O novo sistema apresentado (Figura 2.29b) é um sistema de piso misto de pequena altura totalmente pré-fabricado. Tanto nos critérios ambientais como nos econômicos esta nova proposta de piso obteve melhores resultados: energia incorporada mais baixa 28,89% e 20,18%, redução na emissão de GHG (gases do efeito estufa) em 37,67% e 35,09%, redução custo de construção de 13,08% e 1,87%, e custo no fim de vida de 41,83% e 18,95%, comparando-se com o sistema Cofradal260 e sistema com laje alveolar respectivamente.

Figura 2.29 – Seção transversal de pisos mistos pré-fabricados de pequena altura



a) Piso Cofradal260

b) Piso pré-fabricado proposto por Ahmed *et al.* (2018)

Fonte: Adaptado de Ahmed *et al.* (2018)

Para avaliar o comportamento dos pisos mistos de pequena altura nos estados limites de serviço e último ao longo do tempo, Baldassino *et al.* (2019) realizou um estudo experimental. Foram utilizados dois modelos: um que foi constantemente carregado ao longo do tempo total do ensaio (Figura 2.30) e outro de teve um acréscimo de carregamento

considerável aos 3 meses. O tempo total de ambos os ensaios foi de 10 meses. Foi observada a falha por esmagamento do componente de concreto nos dois modelos. Além disso, as barras de aço utilizadas como conectores de cisalhamento sofreram deformações locais e foram crescentes partindo do centro até os apoios. Estas barras foram posicionadas em pequenas aberturas na alma do perfil de aço (pinos de concreto).

Figura 2.30 - Aplicação da carga constante no ensaio experimental de Baldassino (2019)



Fonte: Baldassino (2019)

Em Ahmed e Tsavdaridis (2019) é feito um sumário de aplicações, testes, modelos e recomendações do Eurocode 4 a respeito do piso misto de pequena altura. É mostrado que a laje também possui influência no mecanismo de transferência de cisalhamento, e assim, seus efeitos devem ser incluídos nas simulações e modelos analíticos. Por fim, os autores recomendam que mais estudos sobre situações de incêndio, recomendações de instalação, desmontagem e reutilização sejam feitos.

Com isto é possível ver o quão promissor é a utilização dos perfis de aço com aberturas sequenciais na alma e lajes alveolares em pisos mistos de pequena altura. O preenchimento de concreto que é realizado na região da ligação aço-concreto anula diversos modos de falha do perfil de aço celular, eliminando as principais desvantagens da utilização deste elemento. Combinar a viga celular de aço com a laje alveolar de concreto leva a um sistema com alto grau de industrialização, o que é uma grande vantagem do ponto de vista construtivo e pode dar mais este sistema inovador de piso.

2.4. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS DE CISALHAMENTO NA INTERFACE AÇO-CONCRETO EM PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA

O estudo dos mecanismos de transferência de forças na interface aço-concreto passa, necessariamente, pela realização de ensaios que permitam avaliar tal parâmetro. Para isso, podem ser realizados ensaios de flexão em três ou quatro pontos, ou ensaios de cisalhamento direto (ou *push out*). Para definir os modelos físicos para ensaios de cisalhamento direto, o ponto de partida são as recomendações encontradas no Eurocode 4 (2004), que podem ser

adaptadas para avaliar esse mecanismo em casos específicos não tratados por essa norma. Para pisos mistos convencionais, o Eurocode 4 (2004) traz uma descrição completa das dimensões do modelo, instrumentação, esquema e procedimento de ensaio.

Quando se trata do piso misto de pequena altura, é possível avaliar a transferência de forças aço-concreto a partir do estudo da viga mista parcialmente revestida, ou seja, um recorte do piso misto na região de ligação entre os componentes (perfil e concreto).

No Brasil, os estudos relativos à transferência de forças em pisos mistos de pequena altura são bastante escassos. Num primeiro estudo de que se tem registro, De Nardin e El Debs (2009) avaliaram a utilização de conectores tipo pino com cabeça em vigas mistas parcialmente revestidas utilizando perfis I de alma cheia considerando duas posições diferentes (na mesa inferior e na alma do perfil), realizando ensaio de flexão por quatro pontos em escala real. Os resultados mostraram que posicionar os conectores soldados em ambas as faces da alma de perfil é a configuração mais efetiva, enquanto posicionar os conectores na mesa inferior praticamente não alterou a capacidade resistente se comparado com os resultados dos modelos sem conectores. Na sequência, Cavalcanti (2010) investigou de forma experimental e numérica as mesmas seções investigadas por De Nardin e El Debs (2009), porém acrescentando armadura longitudinal e transversal às vigas mistas parcialmente revestidas. Os resultados mostraram que o conjunto armadura-conectar é bastante eficiente para o aumento da capacidade resistente a flexão da viga, além de melhorar a ligação aço-concreto. Já Souza (2016) avaliou o comportamento de pisos mistos de pequena altura com lajes alveolares e perfil I de alma cheia, particularmente a capacidade resistente e o modo de ruptura do sistema misto. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto (*push-out*, Figura 2.31a) e ensaios de flexão (Figura 2.31b). Foram combinados o perfil de aço laminado com alma cheia e a laje alveolar pré-fabricada de concreto, a ligação aço-concreto ocorreu por meio de conectores tipo pino com cabeça posicionadas na alma da perfil e preenchimento dos alvéolos das lajes coincidentes com os conectores. Além disso, comparou-se modelos de piso misto convencional com o piso misto de pequena altura, e os ensaios confirmaram que o piso misto convencional possui maior capacidade resistente à flexão quando utilizados elementos de mesma geometria. A fim de validar os resultados, um estudo numérico, utilizando o pacote computacional Diana, foi realizado. Os modelos numéricos, apesar de simplificado, apresentaram resultados satisfatórios, sendo capazes de representar o comportamento dos modelos considerando o deslizamento da interface e fenômenos de plastificação. Os modelos numéricos do ensaio de cisalhamento direto possibilitaram a calibração dos parâmetros na interface utilizados na simulação do ensaio de flexão.

Figura 2.31 – Ensaio para determinar capacidade resistente do piso misto de pequena altura de Souza (2016)



a) Ensaio de cisalhamento direto

b) Ensaio de flexão

Fonte: Souza (2016)

No contexto internacional, estudos sobre a utilização de perfis de aço com grandes aberturas sequenciais na alma vêm sendo realizados. Nestes estudos são avaliados os mecanismos de transferência de forças de cisalhamento formado pelo concreto que passa pelos alvéolos do perfil e, em alguns casos, combinados com barras de aço passantes pelos alvéolos ou outros elementos de ligação.

Huo e D’Mello (2013) investigaram de forma experimental e analítica a ligação da laje maciça de concreto com o perfil celular de aço, e realizaram ensaios com diversos tipos de ligação. Foram ensaiados 24 modelos, divididos em 6 grupos apresentados na Tabela 2.1. Na etapa 1 foram utilizados perfis de aço com aberturas na alma de 150mm e 200mm, já na etapa 2 foram utilizados apenas perfis com aberturas na alma de 150mm.

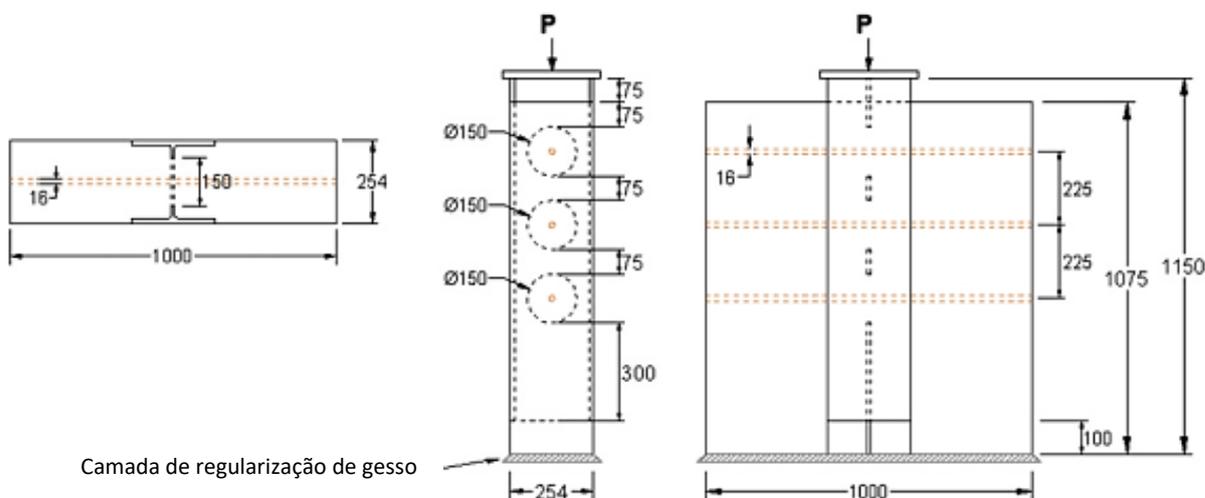
Tabela 2.1 – Principais características dos modelos ensaiados por Huo e D’Mello (2013)

Etapa	Características			Mecanismo de transferência
	Grupo	Concreto	Engraxado	
1	1	Convencional e com fibra (50MPa)	Não	Concreto de preenchimento dos alvéolos
	2	Convencional e com fibra (50MPa)	Sim	Concreto de preenchimento e barras com 12mm de diâmetro
	3	Convencional e com fibra (50MPa)	Sim	Concreto de preenchimento e tubos de passagem
	4	Convencional e com fibra (50MPa)	Sim	Concreto de preenchimento e conectores tipo pino com cabeça soldados na alma do perfil
2	5	Convencional (30MPa)	Sim	Concreto de preenchimento dos alvéolos
	6	Convencional (30MPa)	Sim	Concreto de preenchimento e barra com 16mm de diâmetro

O objetivo do estudo era definir a relação entre a força de cisalhamento no conector e o deslocamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto. Também foi estudada a

influência da passagem de dutos pelos alvéolos, reduzindo o volume de concreto da região da ligação. Foi observado influência da área da seção transversal do pino de concreto formado na abertura da alma do perfil e da resistência do concreto de preenchimento na capacidade resistente da ligação, e os elementos adicionais na ligação levaram a resistência mais elevadas e maior ductilidade de ligação. Além disso, todos os modelos tiveram baixa separação horizontal (transversal ao deslocamento). A Figura 2.32 apresenta um exemplo da geometria dos modelos ensaios (Grupo 6 da etapa 2). Os resultados principais deste trabalho são apresentados com maiores detalhes no capítulo 3.

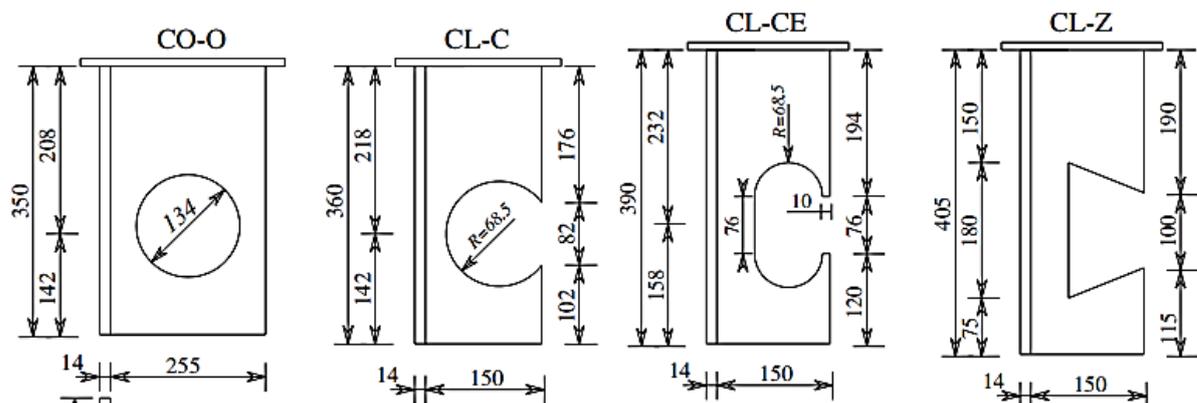
Figura 2.32 – Modelo de ensaio de cisalhamento direto em piso misto de pequena altura



Fonte: Adaptado de Huo e D'Mello (2013)

No estudo de Limazie e Chen (2017) além de perfis com aberturas circulares (CO-O), também foram consideradas ligação aço-concreto de perfis de aço com outras três formas de aberturas, que são apresentadas na Figura 2.33. Foram feitas análises numéricas utilizando o pacote computacional ANSYS e foi desenvolvido um modelo analítico para a previsão da capacidade resistente da ligação.

Figura 2.33 – Aberturas estudadas por Limazie e Chen (2017) – Dimensões em mm



Fonte: Limazie e Chen (2017)

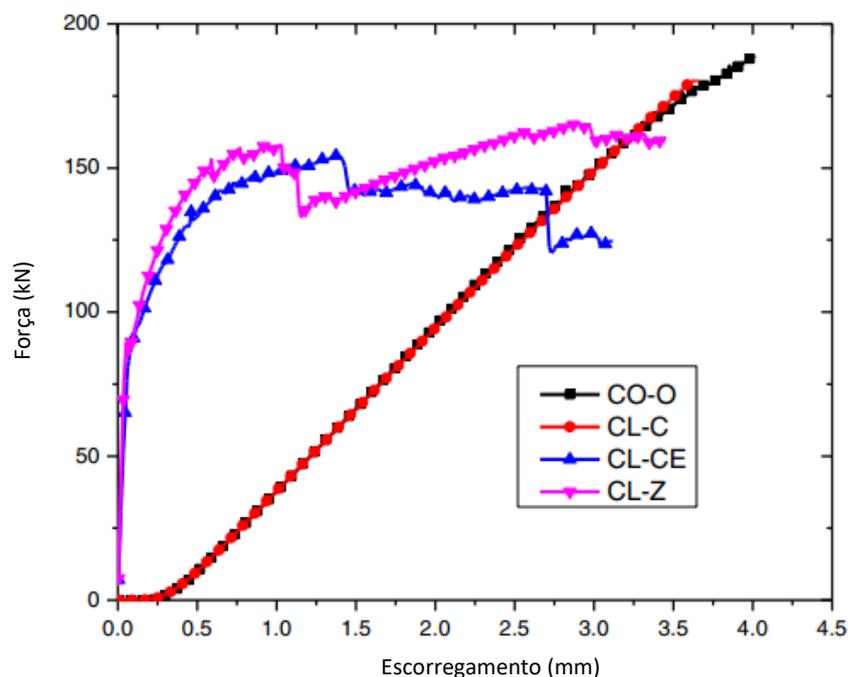
Tabela 2.2 – Resumo dos resultados de capacidade resistente para os diferentes tipos de aberturas

Espécime	Capacidade resistente (kN)	Escorregamento (mm)	Rigidez (kN/mm)
CO-O	188,95	4,01	47,12
CL-C	180,28	3,66	49,26
CL-CE	154,30	3,12	49,46
CL-CZ	165,66	3,44	48,16

Fonte: Adaptado de Limazie e Chen (2017)

Pode-se ver que a ordem de grandeza da capacidade resistente de cada modelo foi similar, com resultados de rigidezes secante e escorregamento último bastante próximos. Porém, a forma da abertura afeta o comportamento da curva Força *versus* Escorregamento, como podese visto na Figura 2.34.

Figura 2.34 - Força *versus* Escorregamento para conectores de cisalhamento de diferente geometrias



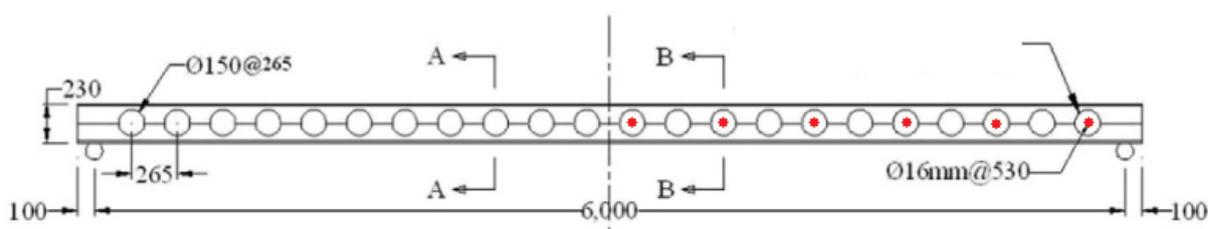
Fonte: Limazie e Chen (2017)

O estudo de Chen *et al.* (2015) desenvolveu um estudo experimental de pisos mistos de pequena altura submetidos a flexão, também formados por perfis de aço celulares, mas combinado com laje mista com fôrma de aço incorporada. Com os resultados encontrados e tomando como base as conclusões de Huo e D'Mello (2013), foi desenvolvido um modelo

analítico para determinação da capacidade resistente ao esforço cortante da ligação aço-concreto para os pisos mistos em questão.

Os pesquisadores Huo e D'Mello (2017) continuaram as análises do mecanismo de transferência de forças de cisalhamento entre o aço e o concreto nos pisos misto de pequena altura com perfis de aço com aberturas sequenciais na alma. O estudo também foi feito considerando um ensaio de flexão em quatro pontos (com região de flexão pura) e os resultados mostraram comportamento conjunto aço-concreto significativo e a falha do modelo ensaiado se deu por falha do concreto de preenchimento do alvéolo. Foi utilizado um perfil de aço assimétrico e lajes maciças de concreto. Além disso, foram posicionadas barras de aço passantes de 16mm a cada dois alvéolos em uma das metades do modelo, na outra metade foram considerados como elementos de ligação aço-concreto apenas o concreto de preenchimento. A Figura 2.35 mostra o esquema típico do modelo de ensaio.

Figura 2.35 – Espécime típico para ensaio de flexão de Huo e D'Mello (2017)



Fonte: Huo e D'Mello (2017)

Em Hosseinpour *et al.* (2018), além das aberturas circulares na alma dos perfis, foram consideradas diferentes formas de abertura, a fim de avaliar a influência da variação desse parâmetro (aberturas não circulares) na capacidade resistente ao cisalhamento da ligação. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento das vigas com aberturas

quadradas é maior que a observada em vigas com aberturas circulares; no estudo foram considerados quadrados com lados iguais ao diâmetro da abertura circular. Foram utilizadas lajes maciças para confecção dos modelos, e foram desenvolvidos modelos experimentais, numéricos (pacote computacional ABAQUS) e analítico.

Em outro trabalho de Hosseinpour *et al.* (2018), são considerados conectores tubulares nas aberturas da alma. Esses conectores (Figura 2.36) são formados por tubos com geometria similar a geometria da abertura, formando paredes sobressalentes que aumentam o comprimento do pino de concreto que se forma no preenchimento da abertura. Foram analisadas de forma experimental a influência da geometria da abertura e do conector (circular, quadrada ou retangular), e os resultados foram comparados com um modelo com perfil alma cheia e conectores tipo pino com cabeça soldados na alma do mesmo. Além disso, foram utilizados concretos com duas grandezas de resistência a compressão: 20MPa e 40MPa. A comparação entre os tipos de conectores mostrou que os conectores tubulares são mais resistentes, porém menos dúcteis. A forma do conector que apresentou maior capacidade resistente foi a quadrada. Também foi desenvolvido um equacionamento para prever a capacidade resistente deste tipo de conector.

Figura 2.36 - Modelos ensaiados por Hosseinpour *et al.* (2018) com conectores tubulares

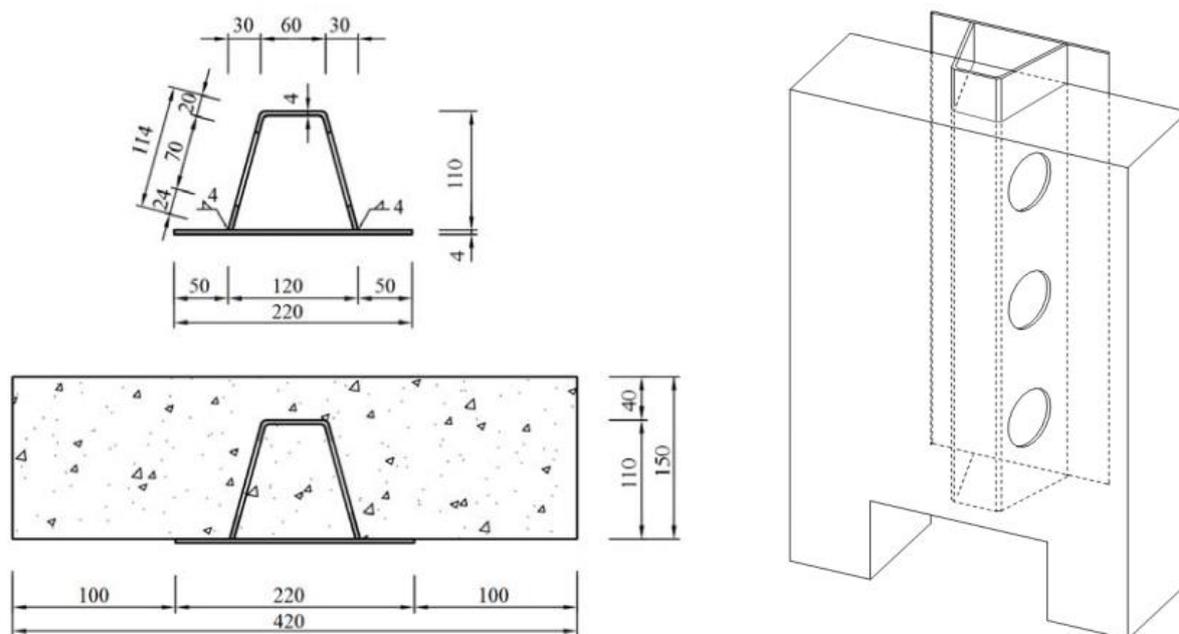


Fonte: Hosseinpour *et al.* (2018)

Em Duc *et al.* (2018) são realizados ensaios de cisalhamento direto em pisos mistos de pequena altura utilizando laje maciça e perfil do tipo Delta. O mecanismo de transferência de cisalhamento do perfil do tipo delta é similar os do perfil tipo I com abertura na alma, pois também é formado pelo preenchimento de concreto das aberturas existentes nas faces laterais do Delta do perfil. Foram ensaiados três modelos com assimétricos (com laje apenas de um lado, diferente do que é recomendado pelos códigos normativos) (Figura 2.37), sendo um deles não engraxado, e não foram utilizados nenhum outro elemento de ligação (armadura ou pino com cabeça), a fim de investigar a resistência apenas do preenchimento de concreto. Os resultados mostraram que é ligação aço-concreto possui ruptura brusca, pode ser

considerada não-dúctil, e apresentou baixo deslocamento (apenas 1mm, muito menor que o recomendado). Além disso, as tensões nos conectores não foram apenas cisalhamento, mas possivelmente também compressão do concreto nas lajes.

Figura 2.37 - Dimensões e forma dos ensaios de cisalhamento direto de pisos mistos de pequena altura com utilização do perfil do tipo Delta



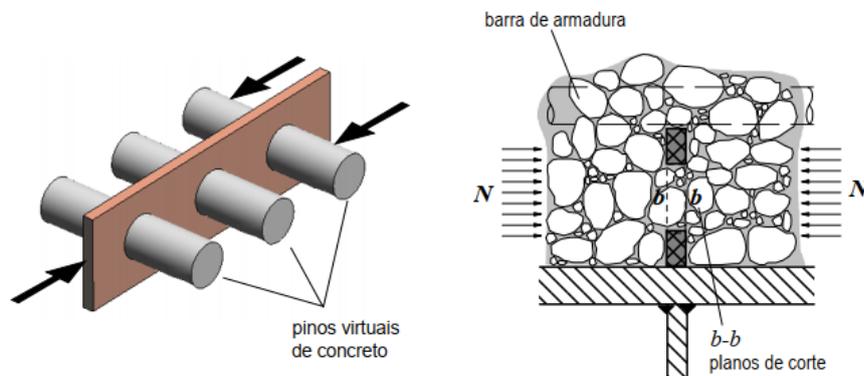
Fonte: Duc *et al.* (2018)

Além do apresentado até o momento, nesse item são apresentados também estudos envolvendo mecanismos de transferência de forças na interface aço-concreto de pisos mistos convencionais. Isso foi feito com o intuito de reunir informações sobre o mecanismo de transferência de forças aço-concreto que tenham alguma similaridade com o piso misto de pequena altura, quer seja em termos de modos de falha ou comportamento.

Nesse contexto, é possível fazer uma analogia entre o comportamento do mecanismo de transferência de forças entre laje alveolar e perfil alveolar via pinos de concreto no alvéolo e alguns mecanismos encontrados nos conectores de chapa contínua, por exemplo, os conectores *Perfobond* e o *Crestbond*. Estes conectores são formados por chapas contínuas, recortadas ou furadas, soldadas na face externa da mesa superior do perfil metálico, onde o mecanismo de transferência das forças de cisalhamento acontece pelo preenchimento de concreto nos furos ou reentrâncias, podendo ou não possuir armadura na ligação. Nestes conectores, os cilindros de concreto dentro das aberturas trabalham como pinos virtuais (Figura 2.38), que, quando solicitados, resistem ao cisalhamento e agregam resistência nas direções longitudinal e transversal bastante significativas (VERÍSSIMO, 2007). Esse

mecanismo se assemelha ao que ocorre com o concreto que atravessa as aberturas circulares na alma do perfil no piso misto dos estudos citados, e pode ser vista na Figura 2.38.

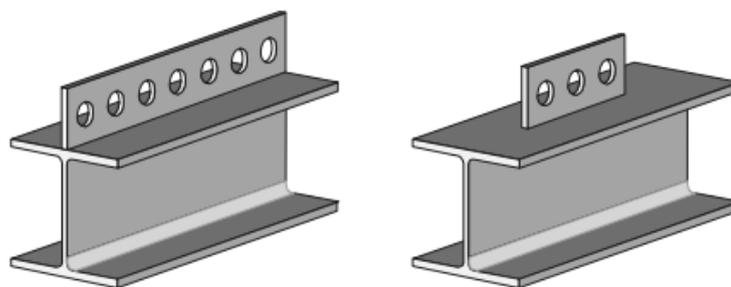
Figura 2.38 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto nos furos do conector *Perfobond*



Fonte: Veríssimo (2007)

Os conectores *Perfobond* (Figura 2.39) são constituídos por chapas de aço contínuas com furos circulares na alma e a transferência de tensões de cisalhamento se dá pela formação de cilindros de concreto nas aberturas da chapa. Tais aberturas possibilitam a passagem da armadura inferior da laje sem necessidade de interrupção da mesma. Este tipo de conector foi utilizado na década de 1980 pela empresa alemã *Leonhardt, André and Partners* em vigas mistas e seu desenvolvimento decorreu da necessidade de formas alternativas de ligação aço-concreto por conta do desempenho insatisfatório dos conectores tipo pino com cabeça à fadiga (LEONHARDT *et al.*, 1987). Quando comparado ao tipo mais usual de elemento de ligação, conector tipo pino com cabeça, um metro linear deste conector é equivalente a dezoito conectores usuais, com diâmetro de 22mm dispostos em duas linhas, ou vinte e quatro com diâmetro de 19mm dispostos em três linhas (ZELLNER, 1987).

Figura 2.39 – Conectores *Perfobond* contínuo e descontínuo



Fonte: Veríssimo (2007)

O comportamento dos conectores *Perfobond* vem sendo estudado na última década e os resultados de ensaios de cisalhamento direto associados a simulações numéricas

mostraram a sua eficiência (VIANNA *et al.*, 2009; CÂNDIDO-MARTINS *et al.*, 2010; COSTA-NEVES *et al.* 2013).

Vianna *et al.* (2009) verificou que a resposta estrutural do conector *Perfobond* é influenciada por propriedades geométricas como: número de aberturas, comprimento, altura e espessura da chapa metálica, resistência a compressão do concreto, e taxa de armadura inferior da laje de concreto. No ano seguinte Ferreira (2000) apresentou resultados de ensaio de cisalhamento direto realizado para avaliar a contribuição dos cilindros de concreto que se formam no preenchimento dos furos e das barras de armadura da laje presentes no conector *Perfobond*. Os resultados experimentais foram comparados a valores teóricos decorrentes do modelo analítico de Oguejiofor e Hosain (1994) para previsão da capacidade resistente ao cisalhamento levando a resultados consistentes para a estimativa da capacidade resistente nominal do conector. Cândido-Martins *et al.* (2010), além da influência das propriedades geométricas, estudou também a influência da quantidade de linhas de conectores *Perfobond*, tendo realizado ensaios com duas linhas de conectores. Os resultados permitiram concluir que, devido à interação entre os conectores, a presença do dobro de conectores na seção transversal não implica na duplicação da capacidade resistente total da ligação. Em outro estudo, a utilização de duplo *Perfobond* e concreto de alta resistência reduziu em cerca de 80% a capacidade resistente em relação a um único *Perfobond* (AHN *et al.*, 2010).

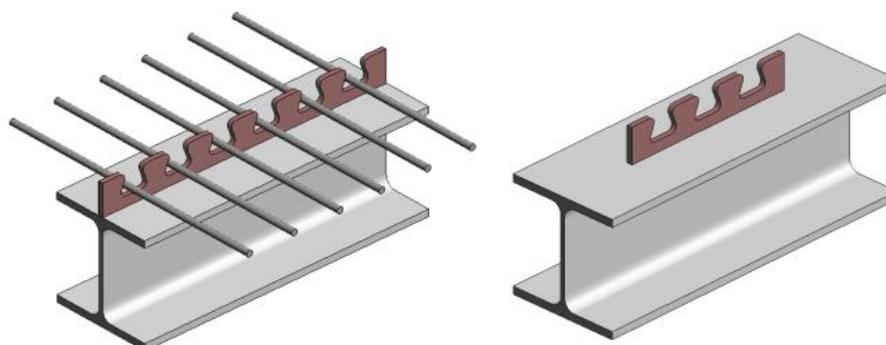
A influência da forma do furo do conector *Perfobond*, variando entre furo circular e alongado na vertical ou na horizontal, sobre a capacidade resistente ao cisalhamento foi avaliada (ZHENG *et al.* 2016). Em todos os modelos experimentais foram inseridas barras de aço nos furos, gerando um mecanismo de transferência composto por pino de concreto e barra de aço. Se a área da abertura for mantida, a geometria e a direção do furo não têm grande influência sobre a capacidade resistente ao cisalhamento. Contudo, a rigidez ao cisalhamento varia em função do diâmetro do furo. O modo de falha observado foi, predominantemente, esmagamento do concreto próximo à abertura. Zheng *et al.* (2016) propõem um modelo analítico para prever a capacidade resistente do *Perfobond*. O equacionamento foi desenvolvido tanto para aberturas circulares quanto alongadas, e é função da área da seção transversal do pino de concreto, da área da seção transversal da barra de armadura, da resistência à compressão do concreto e da resistência ao escoamento do aço.

Em He *et al.* (2017) são apresentados ensaios de cisalhamento direto para lajes mistas com conectores *Perfobond* utilizando concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço. Os resultados mostraram que o uso de concreto com 2% de fibra de aço elevou em 50% a capacidade resistente ao cisalhamento da ligação, se comparada aos modelos com concreto sem fibras de aço.

Uma nova abordagem para determinação da capacidade resistente de conectores *Perfobond* baseado em redes neurais artificiais foi realizado por Allahyari *et al.* (2018). Também foi realizado um estudo paramétrico para estabelecer a direção dos principais fatores contribuintes e uma análise de sensibilidade das variáveis de entrada. Foi revelado que as áreas dos pinos de concreto tiveram a maior influência na capacidade resistente ao cisalhamento. Além disso, as curvas obtidas geraram um equacionamento com melhores resultados que as equações já existentes na literatura.

Buscando contornar a principal desvantagem apresentada pelo conector *Perfobond*, que é a dificuldade no posicionamento das barras de armadura passando pelas aberturas da chapa, foi desenvolvido o conector *Crestbond* (Figura 2.40). Desenvolvido por Veríssimo *et al.* (2007), este conector é obtido pelo corte simétrico de uma chapa de aço, formando uma crista com saliências e reentrâncias trapezoidais, capaz de resistir ao cisalhamento e evitar a separação transversal entre o perfil de aço e o concreto da laje. Por não possuir fechamento superior nas aberturas, a colocação das barras da armadura da laje de concreto é muito mais simples. Estudos vem sendo conduzidos no sentido de identificar a influência de parâmetros como espessura da chapa, ângulo do conector, dimensões da abertura, diâmetro das barras, resistência do concreto a compressão, rigidez do dente do conector e resistência ao escoamento do aço (DUTRA, 2014).

Figura 2.40 – Conectores *Crestbond* contínuo e descontínuo



Fonte: Veríssimo (2007)

Em relação ao conector *Crestbond*, Veríssimo (2007) apresenta como principais vantagens deste tipo de ligação: flexibilidade superior à do conector *Perfobond*, maximização da produtividade de fabricação devido à configuração simétrica do corte, maior facilidade na disposição da armadura da laje por apresentar furos abertos, e, se feita como chapa contínua, trata-se de um dispositivo interessante para a utilização em sistemas com pré-laje.

Para ambos os modelos de ligação (*Perfobond* e *Crestbond*), a resistência dos conectores está relacionada ao cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, resistência ao cisalhamento da laje, taxa de armadura transversal e força de compressão gerada pelo contato entre o concreto e a face frontal do conector (SILVA, 2013).

Além desses modelos, na mesma época em que os estudos sobre os conectores tipo Crestbond iniciaram, também foi aprovado um projeto europeu chamado *Preco-Beam* (BIEGUS e LORENC, 2015). Como parte dos resultados desse projeto, foram publicados dois manuais: o *Preco-Beam* (SEIDL *et al.*, 2013) e o *Preco+* (SEIDL *et al.*, 2013); em ambos são apresentadas recomendações para o dimensionamento de conectores com chapa contínua *clothoidal-shaped* (Figura 2.41a) e *puzzle-shaped* (Figura 2.41b).

Figura 2.41 – Geometria de conectores em chapas contínuas com recortes irregulares



(a) Clothoidal-shaped

(b) Puzzle-shaped

Fonte: Biegus e Lorenc (2015)

Outra opção que vem sendo estudada recentemente são os chamados *Perfobond* tipo Y. Neste tipo especial de *Perfobond*, o material existente acima da abertura é retirado, e as abas formadas são então dobradas uma para cada lado, dando a forma de Y para o conector. Devido ao recorte e dobra que é feito no *Perfobond*, o posicionamento de barras de armadura é facilitado, contornando um dos grandes problemas do *Perfobond* convencional. Kim *et al.* (2018) realizou um estudo experimental, utilizando ensaios de cisalhamento direto para este tipo de conector. Os parâmetros estudados foram: Capacidade resistente, escorregamento e ductilidade de linha dupla de conectores e espaçamento entre as linhas de conectores. Concluiu-se que a capacidade resistente aumentou conforme aumentou-se o número de conectores, e quanto maior o espaçamento melhor será a capacidade resistente e ductilidade. A Figura 2.42 mostra o conector *Perfobond* tipo Y após a realização do ensaio. Outro estudo experimental, apresentado por Kim *et al.* (2019), avaliou os efeitos na mudança do diâmetro das barras passantes. Foram utilizadas barras com três diâmetros (10, 13 e 16mm) e os modelos foram ensaiados com carregamentos monotônicos e cíclicos. Observou-se que a capacidade de dissipação de energia, a capacidade resistente ao cisalhamento, e a ductilidade aumentaram conforme aumentou-se o diâmetro da barra, porém a degradação da rigidez foi semelhante em todos os modelos, independente do diâmetro da barra passante.

Figura 2.42 - Conector *Perfobond* tipo Y, após ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Adaptado de Kim *et al.* (2018)

A partir da revisão bibliográfica apresentada nesse capítulo, verifica-se que há um número bastante limitado de estudos voltados para a transferência de forças de cisalhamento em pisos mistos de pequena altura e, no tocante aos pisos de pequena altura formados por perfis de aço com abertura de alma e lajes alveolares pré-fabricada, os estudos são ainda mais escassos. Apenas os estudos de Huo e D’Mello (2013), Limazie e Chen (2017) e Hosseinpour *et al.* (2018) realizaram ensaios de cisalhamento direto em pisos mistos de pequena altura utilizando perfil de aço com abertura circular na alma. A principal diferença entre os modelos estudados por estes autores e o modelo apresentado neste trabalho está na laje, onde os modelos físicos deste trabalho foram confeccionados utilizando lajes alveolares pré-fabricadas de concreto, enquanto os demais utilizaram lajes maciças de concreto. A Tabela 2.3 apresenta um resumo dos principais estudos que podem ser diretamente associados ao modelo em estudo neste trabalho.

Tabela 2.3 – Resumo dos estudos diretamente associados e principais características

Publicação	Tipo de estudo	Tipo de perfil	Tipo de laje	Tipo de análise	Principais características e conclusões
Huo e D’Mello (2013)	Cisalhamento direto	Celular	Maciça	Experimental e analítica	Ligações: apenas concreto, duas barras de 12,5mm, pino com cabeça, tubo de passagem e uma barra de 16mm. Primeiro modelo analítico encontrado a respeito da ligação formada pelo preenchimento das aberturas dos perfis celulares.
Chen <i>et al.</i> (2015)	Ensaio de flexão	Celular	Mista com fôrma incorporada	Experimental e analítica	Foram ensaiados quatro modelos em escala real e os resultados foram utilizados para ajustar o modelo analítico de Huo e D’Mello (2013).

Continuação Tabela 2.3

Publicação	Tipo de estudo	Tipo de perfil	Tipo de laje	Tipo de análise	Principais características e conclusões
Limazie e Chen (2017)	Cisalhamento direto	Aberturas diversas	Maciça	Numérica e analítica	Foram analisados de forma numérica a utilização de perfis com quatro tipos de aberturas. Foi observado que o tipo de abertura tem influência no comportamento da curva Força <i>versus</i> Deslocamento.
Huo e D'Mello (2017)	Ensaio de flexão	Celular	Maciça	Experimental	Perfil de aço assimétrico com barras de aço passantes de 16mm a cada dois alvéolos em apenas uma das metades do modelo. Resultados: comportamento conjunto aço-concreto significativo e a falha do modelo ensaiado se deu por falha do concreto de preenchimento do alvéolo
Hosseinpour <i>et al.</i> (2018)	Cisalhamento direto	Aberturas diversas	Maciça	Experimental, numérica e analítica	Aberturas no perfil: circular, quadrada e retangular. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento das vigas com aberturas quadradas é maior que a observada em vigas com aberturas circulares. Não foram considerados elementos de ligação adicionais, apenas concreto de preenchimento
Hosseinpour <i>et al.</i> (2018)	Cisalhamento direto	Aberturas diversas	Maciça	Experimental e analítica	Perfil com conectores tubulares (aberturas na alma com paredes): circular, quadrada e retangular. Os conectores tubulares são mais resistentes, porém menos dúcteis. A forma do conector que apresentou maior capacidade resistente foi a quadrada. Foi desenvolvido um equacionamento para prever a capacidade resistente

Quanto aos elementos isolados, esses já foram bastante estudados e seu comportamento é bastante familiar ao meio acadêmico. Contudo, assim como nos demais pisos mistos, no caso do piso misto aqui proposto, o comportamento conjunto é imprescindível, mas não há estudos específicos desse mecanismo quando se trata do piso

com perfis de aço com abertura de alma e lajes alveolares pré-fabricada. Apesar dessa nítida escassez, há alguns mecanismos de transferência de forças de cisalhamento que surgem nas vigas mistas convencionais com conectores *Perfobond* que podem ter comportamento similar ao esperado no sistema em estudo.

A seguir, no capítulo 3, são apresentados modelos analíticos desenvolvidos por outros pesquisadores para estimar a capacidade resistente ao cisalhamento em pisos mistos formados por perfil I celular (com aberturas circulares na alma) e lajes maciças de concreto. Tais modelos foram adaptados para o sistema de piso em estudo.

Capítulo 3:

3. Modelos analíticos para previsão da força resistente ao cisalhamento

Como apresentado no *item 2.4*, alguns estudos já realizados avaliaram a capacidade resistente da ligação aço-concreto em pisos mistos de pequena altura utilizando perfil alveolar de aço e laje maciça de concreto. Os resultados de tais estudos foram utilizados no desenvolvimento de modelos analíticos para previsão da capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal. No presente capítulo são apresentados os modelos analíticos desenvolvidos por Huo e D'Mello (2013), Limazie e Chen (2017) e Hosseinpour *et al.* (2018). Tais modelos têm em comum o perfil celular (com aberturas circulares) e a laje maciça de concreto e seus resultados foram obtidos por ensaios de cisalhamento direto. É também apresentado o modelo de Chen *et al.* (2015) que foi obtido através de uma investigação analítica de resultados de ensaios de flexão e utilizando lajes mistas com fôrma incorporada. Não foram encontrados estudos sobre ensaios de cisalhamento direto em pisos mistos de pequena altura com perfil de aço celular e lajes alveolares.

3.1. MODELO DE HUO E D'MELLO (2013)

Huo e D'Mello (2013) utilizaram os resultados de 24 ensaios de cisalhamento direto cujos modelos eram compostos por perfil de aço com abertura circular na alma e laje maciça de concreto. Com base nestes resultados, os autores elaboraram um modelo analítico para prever a força resistente ao cisalhamento longitudinal para pisos mistos de pequena altura com a configuração citada. Para Huo e D'Mello (2013), a capacidade resistente ao cisalhamento de um alvéolo, P_c , é o resultado do pino virtual de concreto que se forma com o preenchimento da abertura da alma do perfil e da contribuição de elementos adicionais (barras de armadura, pinos com cabeça), podendo ser estimada pela Equação 3.1.

$$P_{Rd} = R_{cc} + R_{ct} + R_{ad} \quad (\text{Equação 3.1})$$

$$R_{cc} = \alpha_1 f_{cu} A_c \quad (\text{Equação 3.2})$$

$$R_{ct} = \alpha_2 f_{ct} A_t \quad (\text{Equação 3.3})$$

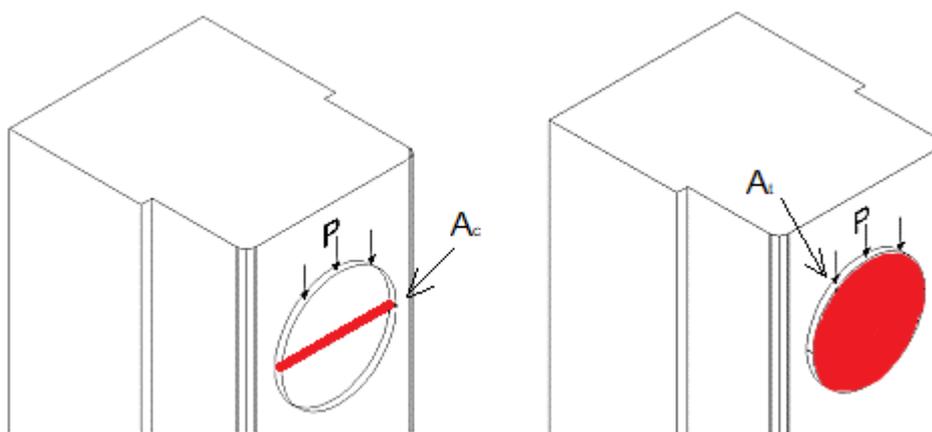
Sendo: $\alpha_1 = 1,68$ e $\alpha_2 = 1,44$.

Nas Equações 3.1 a 3.2:

- f_{cu} : resistência a compressão do concreto, medida em corpos de prova cúbicos;
- A_c : área de concreto tomada como sendo o produto da espessura da alma do perfil de aço e o diâmetro da abertura da alma;
- f_{ct} : resistência à tração direta do concreto;
- A_t : área da seção transversal preenchida com concreto (abertura circular na alma do perfil);
- P_{Rd} : força resistente ao cisalhamento de um pino de concreto;
- R_{cc} : parcela correspondente ao concreto comprimido;
- R_{ct} : parcela correspondente ao concreto tracionado;
- R_{ad} : contribuição ao cisalhamento de barras de aço imersas nos alvéolos.

Os coeficientes α_1 e α_2 , que multiplicam as parcelas (1,68 e 1,44) foram determinados de forma empírica. Nas Equações 3.1 a 3.3 é possível identificar três parcelas: a primeira correspondente ao concreto comprimido (R_{cc}), a segunda ao concreto tracionado (R_{ct}) e a terceira correspondente aos elementos adicionais nas aberturas (R_{ad}). A Figura 3.1 mostra as seções transversal do preenchimento de concreto, destacando as áreas A_c e A_t .

Figura 3.1 – Seção transversal do preenchimento de concreto destacando as áreas A_c e A_t



Fonte: Huo (2012)

. Caso não haja nenhum elemento adicional além do concreto de preenchimento do alvéolo, os correspondentes à barra de aço (R_{ad}) e ao conector tipo pino com cabeça (Q_{Rd}), na Equação 3.1, devem ser desconsiderados. A contribuição de elementos adicionais como barras de armadura imersas no concreto e que atravessam os alvéolos (R_{ad}), segundo Huo e D'Mello (2013), pode ser estimada utilizando a Equação 3.4.

$$R_{ad} = f_y \left(\frac{\pi D_{tb}^2}{4} \right) \quad \text{(Equação 3.4)}$$

Sendo:

R_{ad} : contribuição de uma barra de aço considerando a falha por escoamento;

D_{tb} : diâmetro da barra de aço;

f_y : resistência ao escoamento do aço da barra imersa no concreto e que atravessa o alvéolo.

As comparações entre os resultados experimentais dos grupos 1, 2, 5 e 6, e os obtidos por meio das equações encontradas no estudo analítico podem ser vistas na Tabela 3.1. Não são apresentados na Tabela 3.1 os resultados dos modelos com concreto com fibra e dos modelos dos grupo 3 e 4 (utilizando conectores pino com cabeça e tubo de passagem pelos alvéolos), pois seus parâmetros não são comparáveis com o modelo deste estudo.

Tabela 3.1 - Comparação entre estudo analítico e experimental

Modelo	Mecanismo utilizado	f_{cu} (kN/cm ²)	f_{ct} (kN/cm ²)	A_{cc} (cm ²)	A_{ct} (cm ²)	F_{exp} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{ct} (kN)	R_{ad} (kN)	P_{Rd} (kN)
T1-B-N	Concreto convencional	5,60	0,45	19,80	314,16	362,00	186,28	204,93	-	391,21 (+8,07%)
T2-A-N	Concreto convencional + Barra de aço (2 ϕ 12)	5,40	0,45	12,90	176,71	309,00	117,03	115,53	100,00	332,56 (+7,62%)
T2-B-N	Concreto convencional + Barra de aço (2 ϕ 12)	5,50	0,45	19,80	314,16	390,00	182,95	205,38	100,00	488,34 (+25,21%)
T5-1	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	226,00	75,85	81,68	-	157,54 (-30,29%)
T5-2	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	194,00	75,85	81,68	-	157,54 (-18,80%)
T5-3	Concreto convencional	3,20	0,29	12,90	176,71	182,00	69,35	73,80	-	143,15 (-21,35%)
T5-4	Concreto convencional	3,00	0,30	12,90	176,71	170,00	65,02	76,85	-	141,87 (-16,55%)
T6-1	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	2,90	0,29	12,90	176,71	391,00	62,85	72,52	90,00	225,37 (-42,36%)
T6-2	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	3,20	0,29	12,90	176,71	386,00	69,35	74,30	90,00	233,66 (-39,47%)
T6-3	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	2,80	0,25	12,90	176,71	327,00	60,68	63,36	90,00	214,04 (-34,54%)
T6-4	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	2,70	0,26	12,90	176,71	358,00	58,51	65,40	90,00	213,91 (-40,25%)

É possível ver que o modelo analítico, apesar de ter sido desenvolvido a partir dos dados empíricos, não teve uma boa resposta na previsão da capacidade resistente para todos os modelos apresentados. Pode-se ver uma melhor resposta para os modelos do T1-B-N

(abertura de 200mm, sem barra e sem graxa) e T2-A-N (abertura de 150mm, 2 barras de 12,5mm e engraxado para os modelos A o Grupo 2 (abertura de 150mm, com duas barras de 12mm, engraxado), com variações de +8,07% e +7,52%, respectivamente. O modelo T2-B-N apresentou uma variação de +25,21%, bem superior aos outros dois. Todos os modelos do Grupo 1 e 2 tiveram resultados experimentais inferiores aos resultados teóricos, ou seja, a previsão teórica levaria a falha do sistema. Já todos os modelos do Grupo 5 e 6 apresentaram valores teóricos inferiores aos experimentais, representado a segurança da estrutura, apesar da distância entre os resultados. Os resultados dos modelos dos Grupos 5 e 6 apresentaram variação entre -16,55% e -42,36%.

No geral, apesar de ter sido desenvolvido através dos dados experimentais, as previsões oriundas deste modelo analítico não são satisfatórias para a maioria dos tipos de ligação aço-concreto.

3.2. MODELO DE CHEN *ET AL.* (2015)

Tomando como base os estudos de Huo e D'Mello (2013), Chen *et al.* (2015) partiram da Equação 3.1, porém tomando $\alpha_1 = 1,30$ e $\alpha_2 = 1,15$, ambos valores menores que os propostos por Huo e D'Mello (2013). Eles utilizaram resultados de ensaios de flexão de pisos mistos de pequena altura com lajes mistas com fôrma incorporada. Além disso, eles dividem a parcela resistente pela armadura por um fator igual a 1,25. Uma comparação entre os resultados experimentais de Huo e D'Mello (2013) e os valores teóricos de força resistente ao cisalhamento decorrentes do modelo analítico de Chen *et al.* (2015) pode ser vista na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Comparação entre modelo analítico de Chen *et al.* (2015) e experimental de Huo e D'Mello (2013)

Modelo	Mecanismo utilizado	f_{cu} (kN/cm ²)	f_{ct} (kN/cm ²)	A_{cc} (cm ²)	A_{ct} (cm ²)	F_{exp} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{ct} (kN)	R_{ad} (kN)	P_{Rd} (kN)
T1-B-N	Concreto convencional	5,60	0,45	19,80	314,16	362,00	144,14	163,66	-	307,81 (-14,97%)
T2-A-N	Concreto convencional + Barra de aço (2 ϕ 12)	5,40	0,45	12,90	176,71	309,00	90,56	92,26	100,00	282,82 (-8,47%)
T2-B-N	Concreto convencional + Barra de aço (2 ϕ 12)	5,50	0,45	19,80	314,16	390,00	141,57	164,02	100,00	405,59 (+4,00%)
T5-1	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	226,00	58,70	65,23	-	123,93 (-45,16%)
T5-2	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	194,00	58,70	65,23	-	123,93 (-36,12%)
T5-3	Concreto convencional	3,20	0,29	12,90	176,71	182,00	53,66	58,93	-	112,60 (-38,13%)

Continuação Tabela 3.2

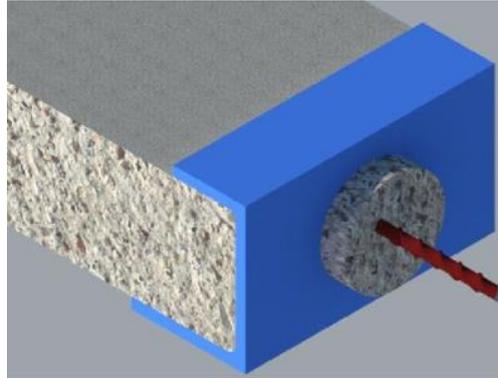
Modelo	Mecanismo utilizado	f_{cu} (kN/cm ²)	f_{ct} (kN/cm ²)	A_{cc} (cm ²)	A_{ct} (cm ²)	F_{exp} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{ct} (kN)	R_{ad} (kN)	P_{Rd} (kN)
T5-4	Concreto convencional	3,00	0,30	12,90	176,71	170,00	50,31	61,37	-	111,68 (-34,30%)
T6-1	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	2,90	0,29	12,90	176,71	391,00	48,63	57,92	90,00	196,55 (-49,73%)
T6-2	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	3,20	0,29	12,90	176,71	386,00	53,66	59,34	90,00	203,00 (-47,41%)
T6-3	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	2,80	0,25	12,90	176,71	327,00	46,96	50,60	90,00	187,56 (-42,64%)
T6-4	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	2,70	0,26	12,90	176,71	358,00	45,28	52,23	90,00	187,51 (-47,62%)

Percebe-se que os resultados do Grupo 2 foram os com melhor aproximação, com variação de -8,47% para o modelo A (abertura de 150mm) e +4% para o modelo B (abertura 200mm). O modelo T1-B-N apresentou variação pouco superior aos do grupo 2 (-14,97%) e provavelmente se deve ao fato de o mesmo não ter sido engraxado, por tanto, existe a parcela da aderência entre os materiais que deve ser considerada. Já para os resultados dos modelos dos grupos 5 e 6 apresentaram resultados bem diferentes do esperado, com variação entre -34,3% e -49,73%. Para o modelo de Chen *et al.* (2015), apenas o modelo T2-A-N apresentou resultado seguro, ou seja, o experimental foi inferior ao teórico, os demais levariam a falha do modelo se fosse tomado o resultado teórico como previsão da capacidade resistente.

3.3. MODELO DE LIMAZIE E CHEN (2017)

O modelo inicial de Huo e D'Mello (2013) também foi ponto de partida para Limazie e Chen (2017). Tais autores consideram que a capacidade resistente ao cisalhamento do concreto no alvéolo é fruto da contribuição do concreto comprimido e do concreto tracionado reforçado pela barra de armadura passante pela abertura (Figura 3.2) Assim, a força resistente ao cisalhamento de um pino de concreto reforçado por uma barra de aço atravessando a abertura da alma do perfil pode ser estimada pela Equação 3.5.

Figura 3.2 – Configuração esquemática do conector de cisalhamento



Fonte: Limazie e Chen (2017)

$$P_{Rd} = 1,2(t_w h_D f_{cu}) + 2,1A_t f_{ct} \left(1 + 13,5 \frac{E_s A_s}{E_c A_t}\right) \quad (\text{Equação 3.5})$$

Sendo:

P_{Rd} : força resistente ao cisalhamento de um pino de concreto;

f_{ct} : resistência a tração do concreto;

f_{cu} : resistência a compressão do concreto, medida em corpos de prova cúbicos;

h_D : diâmetro da abertura na alma do perfil de aço;

t_w : espessura da alma do perfil de aço;

A_t : área da seção transversal preenchida com concreto (abertura circular na alma do perfil);

A_s : área da seção transversal da barra de armadura;

E_s e E_c : módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente.

Reorganizando os termos da Equação 3.5 é possível identificar termos em comum com os modelos anteriores, como mostrado nas Esquações 3.6 a 3.9.

$$P_{Rd} = R_{cc} + R_{ct} + R_{ad}^* \quad (\text{Equação 3.6})$$

$$R_{cc} = 1,2(t_w h_D f_{cu}) = 1,2A_c f_{cu} \quad (\text{Equação 3.7})$$

$$R_{ct} = 2,1A_t f_{ct} \quad (\text{Equação 3.8})$$

$$R_{ad}^* = 28,35A_s f_{ct} \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{Equação 3.9})$$

Sendo:

R_{cc} : parcela correspondente ao concreto comprimido;

R_{ct} : parcela correspondente ao concreto tracionado;

R_{ad}^* : contribuição ao cisalhamento de barras de aço imersas nos alvéolos pelo método da seção transformada.

Pode-se ver que os coeficientes 1,2 e 2,1 nas Equações 3.7 e 3.8 podem ser tomados como α_1 e α_2 , respectivamente. Além disso, a parcela correspondente à capacidade resistente da barra de aço passante pelo alvéolo tem sua determinação baseada no método da seção transformada.

Assim, os resultados experimentais de Huo e D'Mello (2013) foram comparados aos valores teóricos resultantes da aplicação do modelo analítico de Limazie e Chen (2017) e a comparação é apresentada na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Comparação entre modelo analítico de Limazie e Chen (2017) e experimental de Huo e D'Mello (2013)

Modelo	Mecanismo utilizado	f_{cu} (kN/cm ²)	f_{ct} (kN/cm ²)	A_{cc} (cm ²)	A_{ct} (cm ²)	F_{exp} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{ct} (kN)	R_{ad}^* (kN)	P_{Rd} (kN)
T1-B-N	Concreto convencional	5,56	0,45	19,80	314,16	362,00	132,11	298,86	-	430,97 (+19,05%)
T2-A-N	Concreto convencional + Barra de aço (2 ϕ 12)	5,45	0,45	12,90	176,71	309,00	84,37	168,48	173,15	426,00 (+37,86%)
T2-B-N	Concreto convencional + Barra de aço (2 ϕ 12)	5,45	0,45	19,80	314,16	390,00	129,49	299,52	154,99	584,00 (+49,74%)
T5-1	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	226,00	54,18	119,12	-	173,30 (-23,32%)
T5-2	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	194,00	54,18	119,12	-	173,30 (-10,67%)
T5-3	Concreto convencional	3,20	0,29	12,90	176,71	182,00	49,54	107,62	-	157,16 (-13,65%)
T5-4	Concreto convencional	3,00	0,30	12,90	176,71	170,00	46,44	112,07	-	158,51 (-6,76%)
T6-1	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	2,90	0,29	12,90	176,71	391,00	44,89	105,76	108,34	259,00 (-33,76%)
T6-2	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	3,20	0,29	12,90	176,71	386,00	49,54	108,36	111,10	269,00 (-30,31%)
T6-3	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	2,80	0,25	12,90	176,71	327,00	43,34	92,40	94,25	230,00 (-29,66%)
T6-4	Concreto convencional + Barra de aço (1 ϕ 16)	2,70	0,26	12,90	176,71	358,00	41,80	95,37	97,83	235,00 (-34,36%)

De forma resumida, pode-se ver pelos resultados que o modelo de Limazie e Chen (2017) levou a melhor aproximação dos resultados para os modelos do Grupo 5. Além disso, os modelos dos Grupos 1 e 2 apresentaram resultados seguros (experimentais superiores aos teóricos), para os demais, os resultados teóricos levariam a falha do modelo.

3.4. MODELO DE HOSSEINPOUR *ET AL.* (2018)

Hosseinpour *et al.* (2018) apresentam a capacidade resistente ao cisalhamento de um conector com abertura circular na alma do perfil (Equação 3.10) sem elementos adicionais, considerando apenas a contribuição do concreto de preenchimento.

$$P_{Rd} = R_{cc} + R_{ct} \quad (\text{Equação 3.10})$$

$$R_{cc} = \alpha_1 f_{cu} A_c \quad (\text{Equação 3.11})$$

$$R_{ct} = \alpha_2 f_{ct} A_t \quad (\text{Equação 3.12})$$

A Equação 3.10 é idêntica à Equação 3.1 no que se refere às parcelas correspondentes ao concreto comprimido (Equação 3.8) e tracionado (Equação 3.9), porém não traz a parcela relativa à contribuição de elementos adicionais como barras ou conectores tipo pino com cabeça. Além disso, os valores dos coeficientes α_1 e α_2 calibrados por Hosseinpour *et al.* (2018) são, respectivamente, 0,75 e 0,35. Tais valores são significativamente inferiores aos utilizados por Huo e D'Mello (2013), Chen *et al.* (2015) e Limazie e Chen (2017).

A Tabela apresenta a comparação entre os resultados experimentais de Huo e D'Mello (2013) e os valores obtidos pelas equações de Hosseinpour *et al.* (2018). Foram desconsiderados os modelos com a presença da barra.

Tabela 3.4 - Comparação entre modelo analítico de Hosseinpour *et al.* (2018) e experimental de Huo e D'Mello (2013)

Modelo	Mecanismo utilizado	f_{cu} (kN/cm ²)	f_{ct} (kN/cm ²)	A_{cc} (cm ²)	A_{ct} (cm ²)	F_{exp} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{ct} (kN)	P_{Rd} (kN)
T1-B-N	Concreto convencional	5,56	0,45	19,80	314,16	362,00	82,57	49,81	132,38 (-63,43%)
T5-1	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	226,00	33,86	19,85	53,72 (-76,23%)
T5-2	Concreto convencional	3,50	0,32	12,90	176,71	194,00	33,86	19,85	53,72 (-72,31%)
T5-3	Concreto convencional	3,20	0,29	12,90	176,71	182,00	30,96	17,94	48,90 (-73,13%)
T5-4	Concreto convencional	3,00	0,30	12,90	176,71	170,00	29,03	18,68	47,70 (-71,94%)

Observa-se que a variação entre os resultados teóricos e experimentais foram bem superiores aos demais, com valores entre -63,43% e 76,23%.

3.5. ANÁLISE GERAL

A Tabela 3.5 apresenta um resumo geral dos principais resultados experimentais de Huo e D'Mello (2013) e os resultados teóricos determinados pelos modelos analíticos de Huo e D'Mello (2013), Chen *et al.* (2015), Limazie e Chen (2017) e Hosseinpour *et al.* (2018).

Tabela 3.5 – Resumo dos resultados teóricos dos modelos analíticos e comparação com os resultados experimentais de Huo e D'Mello (2013)

Modelo	Mecanismo utilizado	F _{exp} (kN)	P _{Rd} (kN)				Coef. Variação
		Huo e D'Mello (2013)	Huo e D'Mello (2013)	Chen <i>et al.</i> (2015)	Limazie e Chen (2017)	Hosseinpour <i>et al.</i> (2018)	
T1-B-N	Concreto convencional	362,00	391,21 (+8,07%)	307,81 (-14,97%)	430,97 (+19,05%)	132,38 (-63,43%)	35,89
T2-A-N	Concreto convencional + Barra de aço (2φ12)	309,00	332,56 (+7,62%)	282,82 (-8,47%)	426 (+37,86%)	-	18,47
T2-B-N	Concreto convencional + Barra de aço (2φ12)	390,00	488,34 (+25,21%)	405,59 (+4,00%)	584 (+49,74%)	-	19,09
T5-1	Concreto convencional	226,00	157,54 (-30,29%)	123,93 (-45,16%)	173,3 (-23,32%)	53,72 (-76,23%)	43,43
T5-2	Concreto convencional	194,00	157,54 (-18,80%)	123,93 (-36,12%)	173,3 (-10,67%)	53,72 (-72,31%)	39,04
T5-3	Concreto convencional	182,00	143,15 (-21,35%)	112,6 (-38,13%)	157,16 (-13,65%)	48,9 (-73,13%)	39,77
T5-4	Concreto convencional	170,00	141,87 (-16,55%)	111,68 (-34,30%)	158,51 (-6,76%)	47,7 (-71,94%)	38,86
T6-1	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	391,00	225,37 (-42,36%)	196,55 (-49,73%)	259 (-33,76%)	-	32,05
T6-2	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	386,00	233,66 (-39,47%)	203 (-47,41%)	269 (-30,31%)	-	29,34
T6-3	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	327,00	214,04 (-34,54%)	187,56 (-42,64%)	230 (-29,66%)	-	25,37
T6-4	Concreto convencional + Barra de aço (1φ16)	358,00	213,91 (-40,25%)	187,51 (-47,62%)	235 (-34,36%)	-	30,36

Pode-se ver que nenhum dos modelos analíticos teve resposta satisfatório para a previsão da força máxima experimental. Para os modelos do Grupo 1 (abertura de 200mm, sem barra, sem graxa) e Grupo 2A (abertura de 150mm, duas barras de 12mm, engraxado) os melhores resultados foram obtidos pela equação de Huo e D'Mello (2013). Para os modelos do Grupo 2B (abertura de 200mm, duas barras de 12mm, engraxado) a equação de Chen *et al.* (2015) foi a que levou a resultados mais próximos entre os teóricos e experimentais. Nos

demais casos, o modelo de Limazie e Chen (2017) foi o que levou a menores diferenças entre os resultados teóricos e experimentais, sendo que a diferença foi maior para os modelos com barra (Grupo 6) do que para os modelos sem barra (Grupo 5). O modelo de Hosseinpour *et al.* (2018) levou a piores resultados em todos os casos.

Tomando os resultados do coeficiente de variação entre os resultados experimentais e todos os resultados analíticos, pode-se ver que são bastante elevados, mostrando uma aproximação ruim dos resultados.

Pode-se ver por esta análise que nenhum dos modelos analíticos existentes na literatura apresentaram resultados completamente satisfatórios, não podendo então apontar qual destes é o modelo mais confiável. Uma possível causa dessa dispersão pode ser a aderência entre o perfil de aço e o concreto existente nos modelos do grupo 1 (não engraxado). Além disso, os modelos podem não levar em consideração o efeito de atrito-cisalhamento no corte do pino de concreto quando há presença da armadura, que pode ser comprovado observando os resultados dos modelos com uma barra de 16mm, que a estimativa sempre apresentou valores inferiores aos experimentais. No caso dos modelos com duas barras, pode estar havendo interação de uma barra com a outra, e desta forma, elas não escoam, justificando os valores estimados inferiores aos experimentais.

Na Tabela 3.6 foram reunidas todas as informações necessárias para a utilização dos modelos analíticos da literatura.

Tabela 3.6 - Modelos analíticos para previsão da capacidade resistente da ligação aço-concreto

$P_{Rd} = R_{cc} + R_{ct} + R_{ad}$ $R_{cc} = \alpha_1 f_{cu} A_c ; R_{ct} = \alpha_2 f_{ct} A_t$ $A_c = t_w h_D ; A_t = \pi h_D^2 / 4$			
Huo e D'Mello (2013) $\alpha_1=1,68$ $\alpha_2=1,44$	Chen et al. (2015) $\alpha_1=1,30$ $\alpha_2=1,15$	Limazie e Chen (2017) $\alpha_1=1,20$ $\alpha_2=2,10$	Hosseinpour et al. (2018) $\alpha_1=0,75$ $\alpha_2=0,35$
$R_{ad} = f_y \left(\frac{\pi D_{tb}^2}{4} \right)$	$R_{ad} = \frac{f_y}{1,25} \left(\frac{\pi D_{tb}^2}{4} \right)$	$R_{ad} = 28,35 A_s f_{ct} \frac{E_s}{E_c}$	Não considera a contribuição de barras de aço

Capítulo 4:

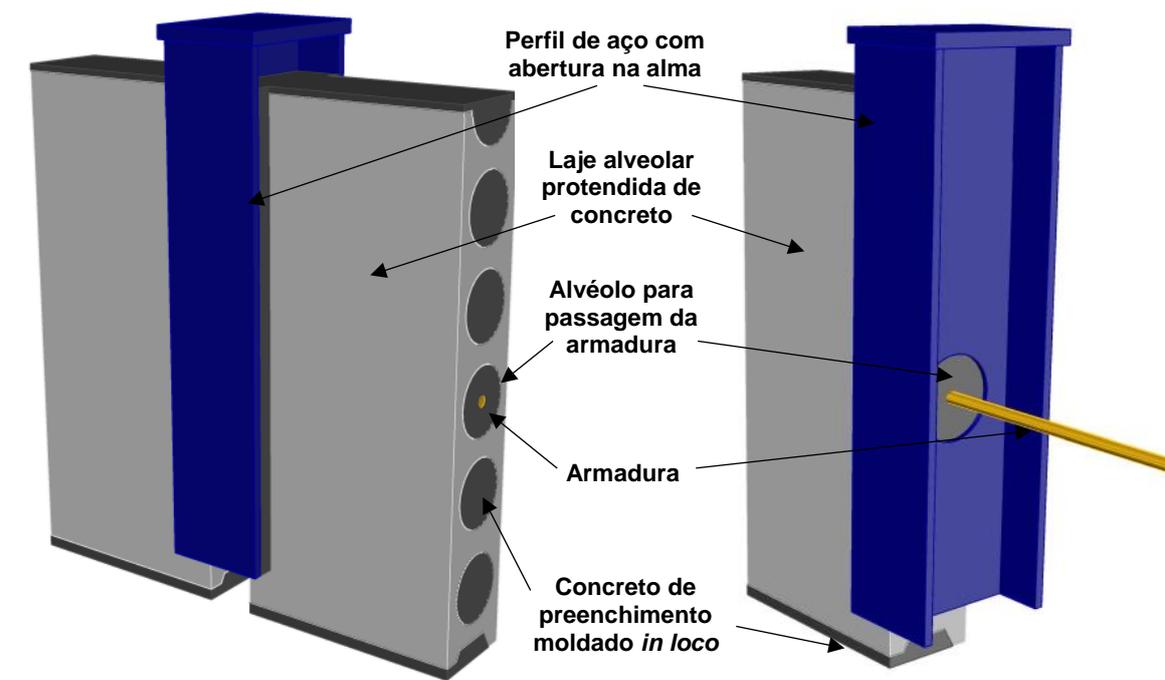
4. Análise experimental

A análise experimental tem o objetivo de fornecer informações sobre os mecanismos de transferência de forças de cisalhamento entre os componentes do piso misto de pequena altura (perfil celular de aço e laje pré-fabricada de concreto). Para essa avaliação foram realizados ensaios de cisalhamento direto com os quais foi avaliada a influência dos seguintes parâmetros: barras de armadura passantes pelas aberturas e resistência do concreto preenchimento. Esse capítulo reúne informações sobre os modelos físicos, materiais utilizados, instrumentação, esquema de ensaio e procedimento.

4.1. DESCRIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS

Os modelos físicos são compostos por: perfil celular de aço com uma única abertura circular na alma, duas lajes alveolares protendidas de concreto, concreto de preenchimento e, em alguns modelos, barras de armadura que atravessam a abertura do perfil e o alvéolo da laje de concreto (Figura 4.1).

Figura 4.1 - Modelo físico para ensaio de cisalhamento direto



No presente estudo foi avaliada a influência da resistência do concreto de preenchimento do alvéolo e a contribuição de barras de aço imersas no concreto de preenchimento dos alvéolos para a transferência de forças aço-concreto. A fim de investigar apenas a capacidade resistente dos elementos de ligação, os perfis de aço foram engraxados, e assim, se pode desconsiderar a aderência entre os elementos de aço e concreto.

Para isso, a metodologia utilizada foi a realização de um conjunto de seis ensaios de cisalhamento direto: dois modelos pilotos e quatro modelos definitivos. Nesse conjunto foram mantidas constantes as dimensões do perfil de aço e da laje alveolar pré-fabricada de concreto. Detalhes sobre o conjunto de modelos físicos ensaiados, bem como a nomenclatura utilizada, são dados na Tabela 4.1. Os modelos foram nomeados da seguinte forma: o primeiro termo corresponde ao tipo de ensaio (ensaio de cisalhamento direto, ECD); o segundo à resistência do concreto utilizado no preenchimento (foram utilizados traços com duas relações água-cimento diferentes) e, por fim, o terceiro termo corresponde à existência de armadura, podendo ser sem armadura (SA), ou com armadura; neste caso, é indicado o diâmetro nominal da barra.

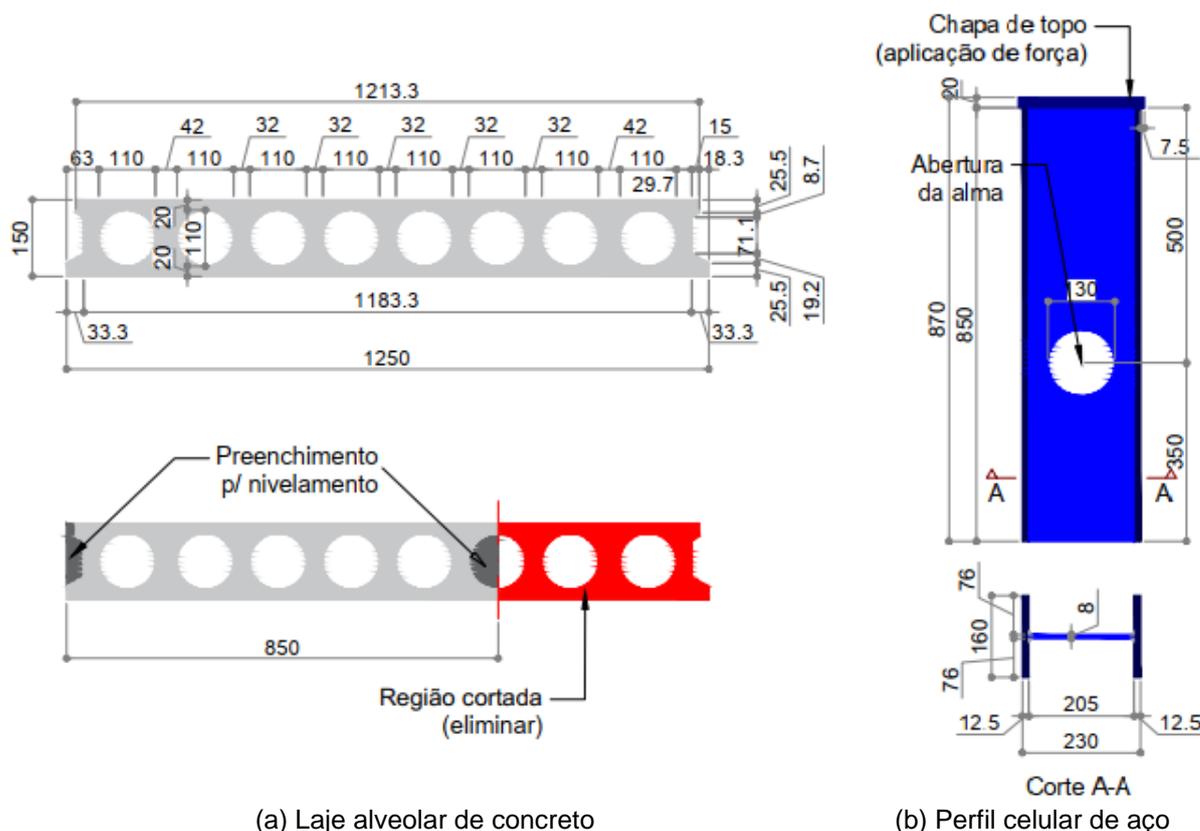
Tabela 4.1 – Principais características dos modelos físicos

	Modelo	Concreto relação a/c	Armadura	Detalhes
Pilotos	ECD-C1-SA-P1	0,68	Não	Modelo piloto: preenchimento dos alvéolos com graute de concreto C1, sem armadura passante pelo alvéolo.
	ECD-C1-SA-P2	0,68	Não	Idêntico ao anterior, porém uma falha de execução resultou em excentricidade no posicionamento das lajes. Exemplar utilizado para avaliar efeitos de falhas no posicionamento dos componentes
Definitivos	ECD-C1-SA-1	0,68	Não	Similar ao modelo piloto (ECD-C1-SA-P1). Modelo de referência para avaliar a contribuição da barra passante
	ECD-C1-12-1	0,68	1 ϕ 12,5mm	Preenchimento do alvéolo com concreto C1, armadura passante pelo alvéolo central, uma barra de 12,5mm. Será comparado com o modelo ECD-C1-SA-2.
	ECD-C2-12-1	0,78	1 ϕ 12,5mm	Preenchimento do alvéolo com concreto C2, armadura passante pelo alvéolo central, uma barra de 12,5mm. Será comparado ao modelo ECD-C1-12-1 para avaliar o efeito da resistência do concreto.
	ECD-C2-16-1	0,78	1 ϕ 16,0mm	Preenchimento do alvéolo com concreto C2, armadura passante alvéolo central, uma barra de 16,0mm. Será comparado com o modelo ECD-C2-12-1 para avaliar o efeito da taxa de armadura no alvéolo.

Com relação à laje alveolar pré-fabricada de concreto, foram utilizados painéis de laje com altura de 15cm e geometria apresentada na Figura 4.2a, doadas pela empresa CASSOL

Pré-fabricados Ltda. As lajes possuíam uma largura de 125cm, mas foram recortadas em uma largura de 85cm a fim de que houvesse coincidência entre um dos seus alvéolos e a abertura na alma do perfil de aço.

Figura 4.2 – Geometria do perfil de aço e da laje alveolar (cotas em mm)



(a) Laje alveolar de concreto

(b) Perfil celular de aço

A empresa doadora forneceu os painéis de laje já cortados nas dimensões mostradas na Figura 4.2a. Cada peça de laje possuía comprimento de 36cm. Foi feita a regularização prévia das extremidades dos painéis de laje com graute industrializado (resistência a compressão entre 60 e 70MPa) tendo em vista que em uma delas está a chave de cisalhamento e na outra extremidade foi realizado o corte da peça para ajustar às dimensões necessárias ao ensaio (superfície bastante irregular). Este preenchimento foi importante pois ambas as extremidades são utilizadas como apoio do modelo, a da chave de cisalhamento (destacada em roxos na Figura 4.3) foi apoio para a fase de ensaio (Figura 4.3b) e a superfície de corte (destacada em vermelho na Figura 4.3) foi apoio para a fase de confecção dos modelos (Figura 4.3a).

Figura 4.3 – Regiões regularizadas para apoio: a) concretagem; b) ensaio



a) Fase de concretagem

b) Fase de ensaio

O perfil de aço foi confeccionado a partir da soldagem de três chapas de aço doadas pela empresa *Soufer Industrial Ltda.* A soldagem foi realizada na sede da empresa *ConstruAço Construção Civil e Metálica São Carlos Ltda.* O perfil soldado tem as dimensões mostradas na Figura 4.2b, com destaque para a abertura circular com 130mm de diâmetro. A geometria do perfil de aço com abertura circular foi definida com base nas recomendações de Lawson e Hicks (2011) e do catálogo de vigas celulares de aço da *ArcelorMittal* (2015). Essas recomendações levam em conta o ganho de resistência à flexão, possíveis instabilidades que podem ocorrer no perfil expandido e fatores econômicos como a redução do desperdício de material.

Dentre as principais recomendações geométricas, Lawson e Hicks (2011) recomendam a adoção de aberturas circulares com diâmetro (h_0) menor ou igual a $0,8h$, sendo h a altura do perfil expandido.

Alguns detalhes dos modelos físicos formados por dois painéis de laje pré-fabricada de concreto e um perfil de aço com uma abertura circular central são apresentados na Figura 4.4.

Tabela 4.2 - Propriedades dos agregados miúdos e graúdos

Propriedade	Agregado miúdo (areia)	Agregado graúdo (brita)
Dimensão máxima característica	2,40 mm	9,50 mm
Módulo de finura	1,92	1,86
Massa específica	2570 kg/mm ³	2850 kg/m ³
Massa unitária de material compactado	1720 kg/m ³	1610 kg/m ³
Absorção de água	0,20%	1,60%

Tabela 4.3 - Códigos normativos para caracterização dos agregados

	Propriedade	Referência
Agregado miúdo	Determinação da composição granulométrica	ABNT NBR NM 248:2003
	Determinação da massa específica	ABNT NBR NM 52:2009
	Determinação da massa unitária	ABNT NBR NM 45:2006
	Determinação da absorção de água	ABNT NBR NM 30:2001
Agregado graúdo	Determinação da composição granulométrica	ANBT NBR NM 248:2003
	Determinação da massa específica	ABNT NBR NM 53:2009
	Determinação da massa unitária	ABNT NBR NM 45:2006
	Determinação da absorção de água	ABNT NBR NM 53:2009

Pelas propriedades granulométricas apresentadas na Tabela 4.2, pode-se classificar o agregado miúdo como areia média (módulo de finura entre 2,20mm e 2,90mm) e o agregado graúdo com diâmetro máximo igual a 9,5mm (pedrisco). As amostras para realização dos ensaios de caracterização foram obtidas e reduzidas conforme os códigos normativos ABNT NBR NM 26:2009 e ABNT NBR NM 27:2001, respectivamente.

Para definição do traço foi considerada a resistência a compressão alvo variando entre 30 e 40 MPa. Essa faixa foi definida para não ser superior à resistência do concreto das lajes (42,15 MPa) e evitar que a falha acontecesse nos apoios das mesmas.

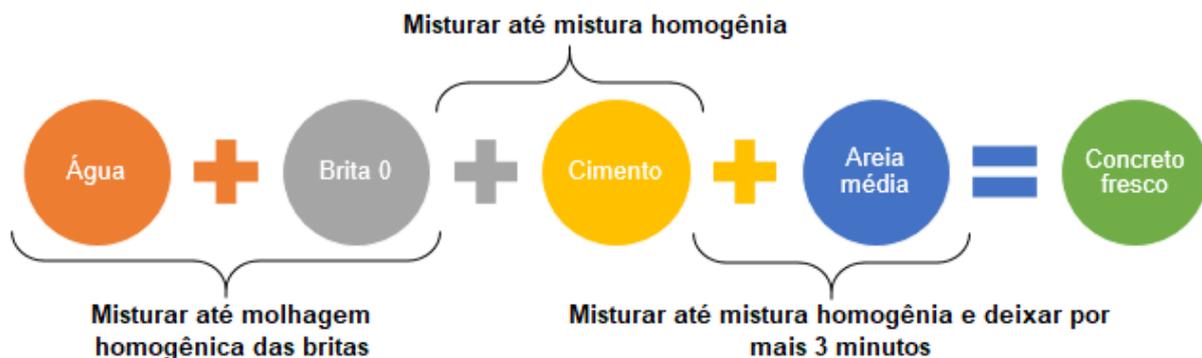
Além da resistência, era necessário que o concreto apresentasse elevada trabalhabilidade a fim de facilitar o preenchimento dos alvéolos. Foram utilizados concretos com duas relações água-cimento e os traços finais são dados na Tabela 4.4. O ensaio de abatimento do tronco de cone foi realizado de acordo com o código normativo ABNT NBR NM 67:1998 e os concretos em estado fresco apresentaram abatimentos entre 23cm e 28cm.

Tabela 4.4 - Traço em massa do concreto

Composição	Traço 1 (C1)	Traço 2 (C2)
Cimento CPV-ARI	1,00	1,00
Areia média seca ao ar	2,42	2,42
Agregado graúdo com diâmetro máximo de 9,5mm	2,58	2,58
Fator a/c	0,68	0,78
Consumo de cimento estimado (kg/m ³ de concreto)	351,70	351,70

Foi adotada a ordem de mistura do concreto apresentada na Figura 4.5, realizada em betoneira úmida para evitar perda de água de mistura nas paredes da betoneira.

Figura 4.5 - Ordem de mistura do concreto



Para caracterização do concreto moldado *in loco* foram moldados 7 corpos de prova cilíndricos de 10x20cm para cada betonada, 4 corpos de prova para ensaio de compressão e módulo de elasticidade e 3 corpos de prova para ensaio de tração por compressão diametral. Tais corpos de prova foram utilizados para determinar a resistência a compressão uniaxial e módulo de elasticidade, conforme códigos normativos ABNT NBR 5739 (2018) e ABNT NBR 8522 (2017), respectivamente, e resistência a tração por compressão diametral conforme ABNT NBR 7222 (2011). Além disso, foi avaliada a consistência do concreto em estado fresco por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone - ABNT NBR NM 67 (1998).

As chapas de aço para fabricação dos perfis foram fornecidas pela empresa Soufer Industrial Ltda, e suas propriedades mecânicas foram determinadas a partir de ensaio de tração realizados com metodologia da ABNT NBR ISSO 6892-1 (2018) e corpos de prova descritos na norma ASTM E8/E8M-09 (2009). Para o módulo de elasticidade foi adotado o valor teórico 200GPa recomendado pela ABNT NBR 8800:2008. As barras de aço utilizadas como mecanismo para auxiliar na transferência de forças na ligação aço-concreto foram caracterizadas conforme recomendações da ABNT NBR ISO 6892-1 (2018). Da mesma forma

que nas chapas de aço, para as barras também foi adotado módulo de elasticidade do aço igual a 200GPa.

4.3. CONFECÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS

Devido à presença da abertura na alma do perfil de aço, e considerando que esta região é a região de maior importância para o ensaio, nos modelos é necessário realizar o lançamento do concreto de preenchimento em apenas uma etapa. Por este motivo, diversos cuidados tiveram que ser tomados no processo de confecção dos modelos físicos. Os procedimentos adotados foram:

- 1) Regularização das extremidades das lajes alveolares pré-fabricadas de concreto
- 2) Posicionamento dos elementos do modelo (perfil de aço e lajes alveolares de concreto) e montagem do conjunto de fôrmas
- 3) Lançamento do concreto de preenchimento (moldado *in loco*)
- 4) Desmonte das fôrmas (24 horas após concretagem)

Em estudos similares já realizados, os autores utilizaram laje de concreto maciça. Isso facilita bastante o processo de concretagem uma vez que é necessária apenas a montagem da fôrma das lajes de concreto, basicamente uma caixa, o posicionamento correto do perfil, e a posterior concretagem da laje maciça. Lajes maciças foram utilizadas nos estudos de Huo e D'Mello (2013), Limazie e Chen (2017) e Hosseinpour *et al.* (2018),

Porém, o propósito do presente estudo era utilizar painéis de laje alveolar pretendida e essa escolha trouxe alguns desafios para a confecção dos modelos. O primeiro deles foi a necessidade de regularizar as extremidades dos painéis por conta de irregularidade descritas no item 4.1. Por conta da necessidade de regularização prévia, o processo de confecção dos modelos físicos foi dividido em duas etapas: regularização das extremidades e preenchimento dos alvéolos e região entre as mesas. Para regularização dos painéis de laje, cada painel foi posicionado em uma fôrma de madeira tipo caixote na qual possível realizar o preenchimento das extremidades da laje. Além disso, aproveitou-se desta etapa para realizar o preenchimento do primeiro alvéolo da laje de concreto, tendo em vista que o preenchimento total do mesmo não seria possível durante o lançamento do concreto de preenchimento da ligação. A Figura 4.6 mostra as fôrmas utilizadas para esta etapa. As Figura 4.6a e Figura 4.6b mostram a fôrma utilizada para o modelo piloto ECD-C1-SA-P1, que foi construída com as laterais fixas, o que tornou bastante trabalhoso o posicionamento das peças. Para os modelos definitivos e piloto ECD-C1-SA-P2 um novo conjunto de fôrmas foi confeccionado para realizar a regularização dos painéis de laje (Figura 4.6c e Figura 4.6d); tais fôrmas tinham paredes removíveis e fechamento ajustável.

Figura 4.6 - Regularização das extremidades dos painéis de laje



a) Fôrma para regularização: modelo piloto



b) Lajes regularizadas: modelo piloto



c) Fôrma para regularização: modelos definitivos – Parte 1



d) Fôrmas para regularização: modelos definitivos – Parte 2

Uma vez definido o procedimento para regularização, a etapa seguinte foi o desenvolvimento de uma metodologia para posicionar corretamente todos os elementos que compõem os modelos físicos para posterior execução do preenchimento da região entre elementos. Esse processo é difícil pois há uma série de obstáculos na configuração em que a laje é posicionada entre as mesas do perfil. A solução encontrada foi posicionar cada modelo na posição invertida em relação à posição de ensaio (com a chapa de aplicação de força no perfil voltada para baixo) e lançar o concreto pela região central. Desta forma, com o perfil apoiado no chão foi construído um apoio com dimensões adequadas para as lajes, a fim de coincidir os centros do alvéolo central da laje e da abertura na alma do perfil. As demais faces foram fechadas para impedir a saída do concreto. A Figura 4.7 mostra a fôrma utilizada para o modelo piloto ECD-C1-SA-P1.

Figura 4.7 - Fôrmas para concretagem do modelo piloro



Durante a concretagem deste modelo piloto houve grande dificuldade no preenchimento dos alvéolos da laje: apesar da alta trabalhabilidade do concreto, não houve preenchimento total dos alvéolos (Figura 4.8a). As falhas de preenchimento dos alvéolos da laje do modelo piloto indicaram a necessidade de utilizar outra estratégia nos modelos definitivos.

Para solucionar este problema, na concretagem dos modelos definitivos e do piloto ECD-C1-SA-P2 foram utilizadas fôrmas com pequenas aberturas na região superior de cada alvéolo para fechamento dos mesmos (Figura 4.8b). Desta forma, além de garantir a saída de ar dos alvéolos, a presença de aberturas também permitia a inspeção da qualidade do preenchimento pois, se o concreto atingisse a abertura era sinal de que o alvéolo estava todo preenchido e as aberturas eram então fechadas com tampas de EPS.

Figura 4.8 - Preenchimento dos alvéolos da laje



a) Falhas no preenchimentos dos alvéolos da laje: modelo piloto



b) Nova fôrma com aberturas: modelos definitivos

Estas tampas de fechamento lateral também funcionaram como apoio para as barras de armaduras passantes pelos alvéolos. Outra pequena abertura, da dimensão das barras, foi feita na posição coincidente com o centro dos alvéolos das lajes e do perfil de aço. A barra foi então posicionada dentro dos alvéolos e suas extremidades foram encaixadas nas aberturas antes do lançamento do concreto.

Outro desafio encontrado foi a precisão dimensional dos painéis de laje pré-fabricada em relação aos demais elementos constituintes dos modelos. Enquanto as dimensões do perfil e das fôrmas de madeira são tomadas com precisão milimétrica, no caso dos painéis de laje as medidas são tomadas em centímetros e o limite de variação na dimensão destes elementos é de 5mm, conforme ABNT NBR 9062 (2017). A fim de acomodar essas diferenças dimensionais, foram utilizadas fôrmas com fechamentos móveis, sendo possível a regulagem das dimensões e o reaproveitamento das fôrmas para concretagens posteriores. Em cada modelo foi utilizado um conjunto de fôrmas contendo: apoios para as lajes na posição correta (Figura 4.9a), fôrmas para fechamento da região central dos modelos (Figura 4.9b) e fôrmas para fechamento das extremidades laterais (Figura 4.9c).

Figura 4.9 - Fôrmas para concretagem dos modelos definitivos



a) Apoios para as lajes

b) Fechamento da região central

c) Fechamento lateral –
Fôrma completa

A solução encontrada, apesar de bastante flexível e permitir a reutilização das fôrmas mesmo com as diferenças nas dimensões dos elementos de concreto (laje), se mostraram instáveis, e, portanto, muito cuidado foi necessário para que as fôrmas não abrissem durante o lançamento do concreto, pois qualquer movimento errado poderia significar retrabalho na concretagem ou até perda do modelo.

4.4. INSTRUMENTAÇÃO

Nos ensaios de cisalhamento direto foram avaliados o deslocamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto (escorregamento) em diversos pontos, a separação horizontal entre os elementos e a deformação axial nas barras de aço.

No ensaio piloto ECD-C1-SA-P1 foram utilizados 6 transdutores de deslocamento para medir o escorregamento aço-concreto em diversos pontos do modelo (Figura 4.11). Neste ensaio não foi medida a separação horizontal e nem a deformação da barra de aço tendo em vista que tal modelo não possuía nenhum elemento de ligação além do concreto de preenchimento.

A análise dos resultados do ensaio piloto em questão apontou que havia separação horizontal entre o perfil e a laje pré-fabricada na extremidade inferior do perfil. Assim, no ensaio piloto ECD-C1-SA-P2 e nos ensaios definitivos foram utilizados 7 transdutores de deslocamento para avaliar o deslocamento relativo entre a laje e o perfil e 2 transdutores para medir a separação na base do perfil. Todos os transdutores utilizados nos ensaios definitivos possuíam fundo de escala de 25mm e precisão de 0,001mm. Os extensômetros utilizados foram modelos unidirecionais com 120 ohms de resistência elétrica e 12mm de comprimento. Nos modelos sem barra não foram utilizados extensômetros. A Tabela 4.5 e a Figura 4.10

mostram a nomenclatura utilizada para identificar os transdutores e a distribuição da instrumentação nos modelos. Na Figura 4.12 é apresentada a instrumentação dos modelos definitivos.

Tabela 4.5 - Localização dos transdutores de deslocamento

Identificação	Localização	Direção do deslocamento
TD1-SE	Parte superior da laje: Lado esquerdo/Posição 1	Vertical
TD2-SE	Parte superior da laje: Lado esquerdo/Posição 2	Vertical
TD1-SD	Parte superior da laje: Lado direito/Posição 1	Vertical
TD2-SD	Parte superior da laje: Lado direito/Posição 2	Vertical
TD1-CE	Parte central da laje (região da ligação): Lado esquerdo/Posição 1	Vertical
TD3-CE*	Parte central da laje (região da ligação): Lado esquerdo/Posição 3	Vertical
TD1-CD	Parte central da laje (região da ligação): Lado direito/Posição 1	Vertical
TD1-IE*	Parte inferior do perfil: Lado esquerdo/Posição 1	Horizontal
TD1-ID*	Parte inferior do perfil: Lado direito/Posição 1	Horizontal

* Não utilizados no ensaio piloto ECD-C1-SA-P1

Figura 4.10 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento nos modelos definitivos

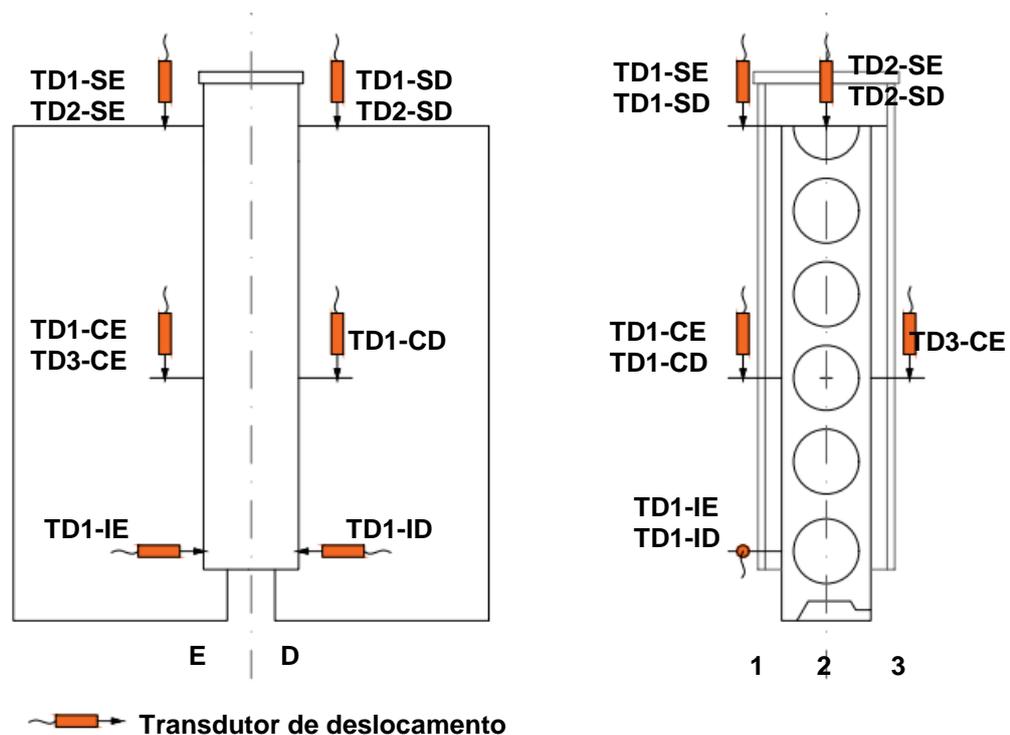
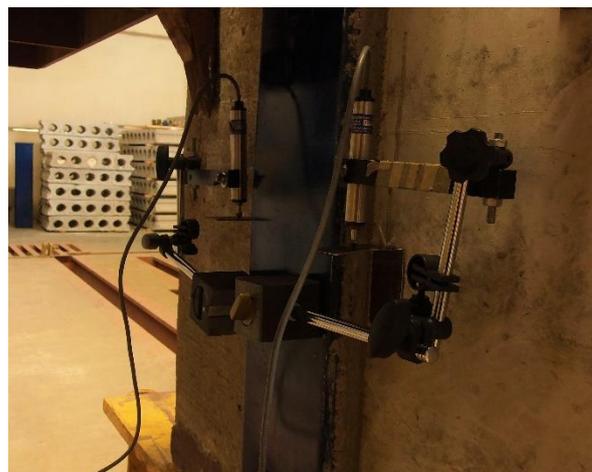


Figura 4.11 - Instrumentação do modelo piloto ECD-C1-SA-P1



a) Transdutor na face superior da laje



b) Transdutores na região da ligação

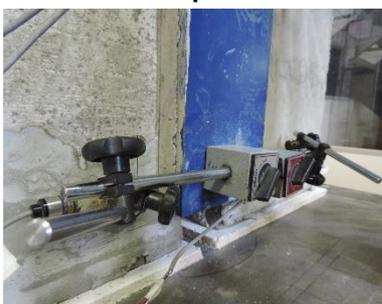
Figura 4.12 - Instrumentação do modelo piloto ECD-C1-SA-P2 e dos modelos definitivos



a) Transdutores da face superior



c) Transdutores na região da ligação



b) Transdutores da região inferior do perfil



d) Esquema geral dos transdutores



e) Instrumentação da barra de aço (extensômetros)

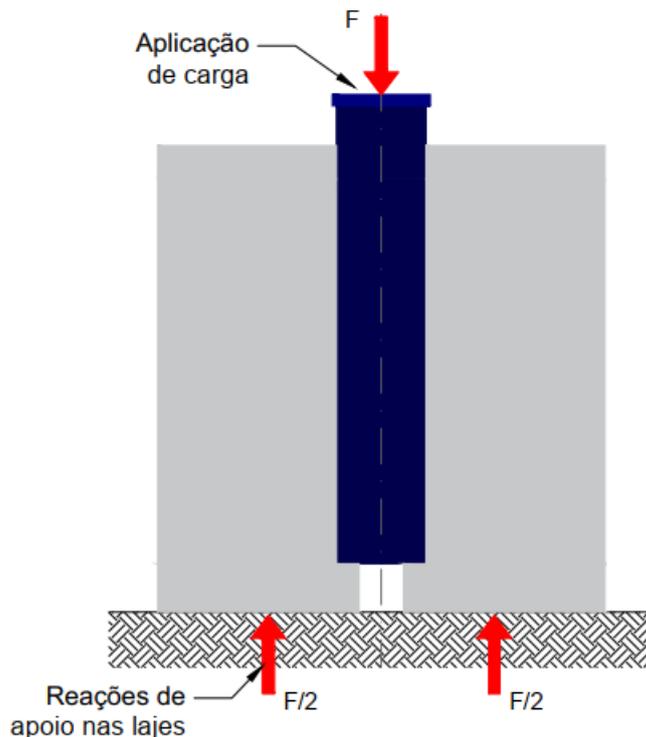
4.5. ESQUEMA DE ENSAIO

A Figura 4.13 apresenta o esquema de ensaio de cisalhamento direto utilizado para avaliar a transferência de forças entre perfil celular e laje alveolar pré-fabricada de concreto.

A definição do esquema de ensaio partiu-se das recomendações do Eurocode 4 (2004) para realização de ensaios de cisalhamento direto, porém com uma série de adaptações em função da geometria particular do modelo em estudo. Em relação à geometria do modelo, não foi possível utilizar as recomendações do Eurocode 4 (2004) tendo em visto que o ensaio normalizado se refere a vigas mistas convencionais, não havendo recomendações específicas para a situação em que as lajes são embutidas na altura do perfil de aço como acontece no piso misto de pequena altura. A geometria do modelo sugerido pelo Eurocode 4 (2004) foi ajustada levando em conta a posição dos alvéolos e do mecanismo de ligação. Uma vista geral da geometria dos modelos foi apresentada na Figura 4.4.

A fim de avaliar a transferência de forças entre os componentes do piso misto de pequena altura e a contribuição do concreto e de barras de aço imersas no concreto de preenchimento do alvéolo central foi aplicada uma força na extremidade superior do perfil celular (Figura 4.13). As extremidades inferiores dos painéis de laje foram apoiadas sobre superfície rígida a fim de introduzir reações de apoio nessas extremidades e gerar tensões de cisalhamento na região de ligação.

Figura 4.13 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto



O ensaio piloto ECD-C1-SA-P1 foi realizado no Laboratório NETPRE - Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto, da Universidade Federal de São Carlos. Foi utilizado controle de força com aplicação de carga manual, o que causou certa interferência nos resultados.

Para garantir melhor controle do ensaio e melhores resultados, decidiu-se mudar o equipamento utilizado nos ensaios dos modelos piloto ECD-C1-SA-P2 e definitivos. Eles foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. O equipamento utilizado foi uma máquina de ensaio da marca Instron, modelo 300HVL, com capacidade para 1500kN e altura útil de ensaio de 1500mm e precisão de 0,001kN. Sua operação é comandada por computador e foi utilizado o controle de deslocamento do pistão. Para todos os modelos definitivos foi realizada etapa de escorvamento com aplicação de cerca de 10 kN a fim de verificar o funcionamento dos equipamentos e dispositivos de medição de deslocamentos e deformações.

Nos ensaios definitivos o carregamento foi aplicado com controle dos deslocamentos tendo sido utilizadas as seguintes velocidades de ensaio:

- Controle de deslocamento inicial: 0,005mm/s;
- Controle de deslocamento final: 0,02mm/s (após mudança no comportamento do gráfico de Força aplicada *versus* Deslocamento do pistão);
- Interrupção do ensaio: quando não era observada ruptura visível, o ensaio era interrompido quando o gráfico de Força vs. Escorregamento apresentava um patamar bem definido com pouquíssima variação da força aplicada ou quando os valores de deslocamento relativo eram muito elevados. Esse fato será detalhado no capítulo de resultados.

Capítulo 5:

5. Resultado e análises

Neste capítulo são apresentados resultados dos ensaios de caracterização dos materiais aço e concreto, resultados dos ensaios de cisalhamento direto do modelo piloto e dos modelos definitivos bem como a análise de tais resultados.

5.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS AÇO E CONCRETO

Como já apresentado anteriormente, os modelos são compostos por lajes alveolares protendidas de concreto, concreto de preenchimento moldado *in loco*, perfil de aço com abertura circular na alma. Alguns modelos possuem barra transversal de aço imersa no alvéolo. Cada um dos componentes foi caracterizado visando determinar algumas de suas propriedades mecânicas.

A resistência a compressão do concreto das lajes alveolares protendidas foi determinada e fornecida pela CASSOL Pré-fabricados Ltda, empresa que fez a doação das peças pré-fabricadas. As lajes utilizadas nos ensaios foram fabricadas com concreto de resistência a compressão média, aos 28 dias, igual a 42,15MPa. Não foram fornecidos valores de módulo de elasticidade do concreto das lajes alveolares pela empresa.

As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas conforme ensaios apresentados no *item 4.2*. Os resultados médios para cada modelo são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Propriedades mecânicas do concreto moldado *in loco*

Modelo	Resistência a compressão (MPa)	Resistência a tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Abatimento (cm)	Desvio Padrão
ECD-C1-SA-P1	33,54	2,82	28,15	23	0,63
ECD-C1-SA-P2	33,70	2,34	32,90	24	0,69
ECD-C1-SA-1	34,06	2,28	27,41	24	0,37
ECD-C1-12-1	34,06	2,28	27,41	24	0,37
ECD-C2-12-1	26,08	1,82	29,01	28	0,68
ECD-C2-16-1	26,08	1,82	29,01	28	0,68

As propriedades mecânicas dos elementos de aço foram determinadas conforme recomendações apresentadas no *item 4.2*. Os valores médios de resistência ao escoamento e resistência última a tração tanto das chapas que compõem o perfil I quanto das barras de aço são dados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas dos componentes de aço (perfil e barras)

Elemento	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência última (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Mesa superior	298,85 ⁽¹⁾	421,52 ⁽¹⁾	200,00 ⁽²⁾
Alma	309,25 ⁽¹⁾	428,99 ⁽¹⁾	200,00 ⁽²⁾
Mesa inferior	298,85 ⁽¹⁾	421,52 ⁽¹⁾	200,00 ⁽²⁾
Barra de aço com 12,5mm	636,30 ⁽¹⁾	840,70 ⁽¹⁾	200,00 ⁽²⁾
Barra de aço com 16,0mm	540,80 ⁽¹⁾	747,60 ⁽¹⁾	200,00 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Valor determinado experimentalmente

⁽²⁾ Valor teórico

Uma vez apresentadas as principais propriedades mecânicas dos componentes dos modelos físicos, nos itens a seguir são apresentados os resultados de cada ensaio.

5.2. ENSAIOS PILOTOS (MODELO ECD-C1-SA-P1 E ECD-C1-SA-P2)

Como já mencionado no capítulo 4, foi realizado um primeiro ensaio de cisalhamento direto, denominado ensaio piloto ECD-C1-SA-P1, a fim de verificar o funcionamento e eficiência da instrumentação, da confecção do modelo e do esquema de ensaio. Esse ensaio piloto foi realizado no Laboratório do NETPRE – Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto, da Universidade Federal de São Carlos. O processo de confecção não se mostrou tão eficiente devido a problemas com a regularização das bases dos painéis de laje, detalhadamente descritos no *item 4.3*.

Como os ensaios definitivos foram realizados na Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos/USP, aproveitou-se de um modelo que apresentou um problema de execução que levou a uma excentricidade na distância entre as lajes alveolares e o perfil de aço (um dos lados ficou distante 4cm e o outro 6,5cm), ilustrada na Figura 5.1. Este modelo foi chamado de modelo piloto ECD-C1-SA-P2. Este modelo foi importante para verificar se a utilização de uma placa de EPS na base das lajes ajudaria no controle do deslocamento vertical das lajes devido a imperfeições superficiais que não foram possíveis de serem corrigidas no processo de confecção dos modelos.

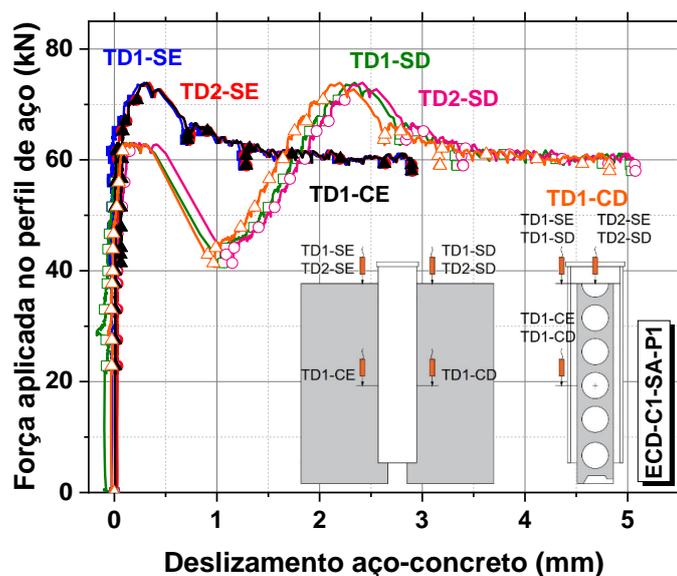
Figura 5.1 – Excentricidade entre as lajes e o centro do perfil no modelo piloto ECD-C1-SA-P2



Os modelos pilotos não possuem barra transversal de aço imersa no concreto do alvéolo.

Os principais resultados experimentais do modelo piloto ECD-C1-SA-P1 se referem ao comportamento Força vs. Deslizamento aço-concreto medido em diversos pontos do modelo, como é apresentado na Figura 5.2. Os principais aspectos a serem avaliados são: se houve variação na resposta em função dos lados direito e esquerdo do modelo e se houve variação devido a posição dos transdutores.

Figura 5.2 - Força aplicada versus Deslizamento no topo: modelo piloto ECD-C1-SA-P1

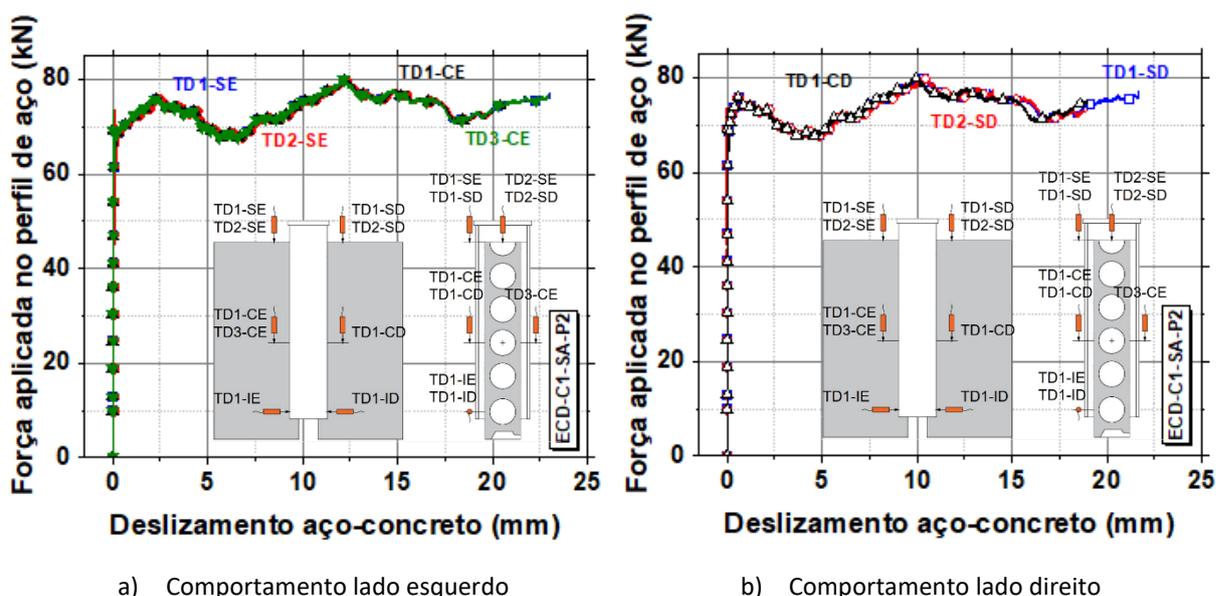


Nota-se que não houve diferença significativa entre os transdutores posicionados de um mesmo lado do modelo, mesmo colocados em posições distintas (topo e região da ligação). Porém, pode-se ver que existe uma diferença no deslocamento relativo entre os painéis de laje posicionados a direita e a esquerda do perfil de aço, onde foi observado um deslizamento relativo bem maior nos transdutores posicionados na laje do lado direito. Vale lembrar que não foi utilizado nenhum elemento para correção de imperfeições na base do modelo. No que se refere ao lado direito, observa-se um comportamento inicial bastante rígido até 63kN e, desse ponto em diante, há redução da força aplicada com aumento considerável do deslizamento relativo aço-concreto chegando a 1,11mm para força aplicada igual a 40,7kN. Após esse valor mínimo da força aplicada, aparentemente as imperfeições que geraram a assimetria no comportamento são reduzidas e a força aplicada aumenta novamente até o valor máximo de 73,9kN com 2,38mm de deslizamento correspondente.

Essas respostas tão diferentes entre os lados é um forte indicativo de problemas durante a confecção do modelo. Para os modelos piloto ECD-C1-SA-P2 e definitivos foram feitas alterações no processo de execução, como descrito em 4.3, foram utilizadas placas de EPS (poliestireno expandido) na base das lajes a fim absorver imperfeições e foram acrescentados dois transdutores de deslocamento na base do modelo, a fim de medir a abertura.

Na Figura 5.3 são apresentados os principais resultados de deslocamento relativo vertical (deslizamento) entre os painéis de laje a esquerda (Figura 5.3a) e a direita (Figura 5.3b) e o perfil de aço do modelo piloto ECD-C1-SA-P2.

Figura 5.3 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-P2: a) lado esquerdo, b) lado direito

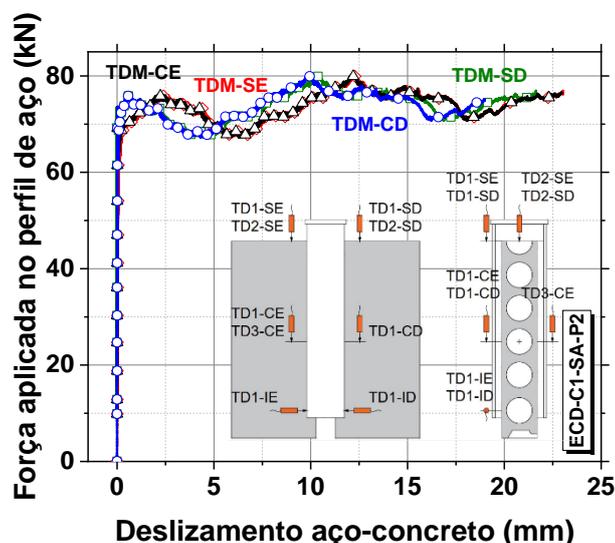


a) Comportamento lado esquerdo

b) Comportamento lado direito

Percebe-se pelos gráficos que o comportamento dos deslocamentos medidos em duas seções (superior e central) na laje a esquerda do perfil é idêntico; o mesmo ocorre com dos deslocamentos relativos medidos em diversos pontos de duas seções na laje a direita. Resta verificar se o comportamento dos deslizamentos entre os painéis dos lados direito e esquerdo é similar. Tomando como base os valores médios dos deslocamentos em cada região (Direita/Topo, Direita/Centro, Esquerda/Topo, Esquerda/Centro), a Figura 5.4 apresenta as curvas referentes aos deslizamentos no topo da laje (*TDM-SE*, *TDM-SD*) e na região da ligação (*TDM-CE*, *TDM-CD*) para os dois lados do modelo.

Figura 5.4 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-P2



Observa-se uma pequena diferença no comportamento das curvas correspondentes aos lados direito e esquerdo, como já registrado no ensaio piloto ECD-C1-SA-P1. Contudo, nesse caso, as diferenças observadas são bem menores que no caso anterior, o que demonstra que os cuidados durante a confecção dos modelos e a utilização de placas de EPS (poliestireno expandido) na base das lajes a fim absorver imperfeições foram procedimentos bastante eficientes. As diferenças observadas nas respostas entre os lados esquerdo e direito podem ter sido causadas pelas imperfeições existentes nos elementos de laje, que são elementos com controle geométrico menos rigoroso que os componentes de aço. As geometrias dos alvéolos de cada painel não eram perfeitamente regulares. Apesar de mínimas, foram observadas diferenças de dimensão (nem todos apresentavam diâmetro de 11cm perfeito) e forma dos alvéolos (sendo algumas circulares e outras ovaladas).

No modelo piloto ECD-C1-SA-P2 foi observada uma força máxima de 80,44kN, com deslizamentos relativos entre 10mm e 12mm. Estes valores são bastante elevados, até podendo classificar a ligação como dúctil, porém tão comportamento não é esperado por uma ligação apenas com o pino de concreto. Uma possível causa deste comportamento é a excentricidade observadas entre as distâncias das lajes o do perfil. Durante o ensaio, um dos

lados do modelo voltou a posição original (encostado no perfil), podendo ter criado um novo obstáculo para o deslizamento entre os componentes. Devido a este comportamento atípico, os resultados do modelo piloto foram utilizados apenas para comprovar as melhorias na confecção dos modelos, no equipamento de ensaio e utilização de chapa de EPS na base das lajes, todas mudanças que levaram a um comportamento mais constante do modelo, e não foram utilizados durante as análises comparativas.

É importante citar que a base das lajes não foi engraxada em nenhum dos modelos, e assim, mesmo o deslocamento do sentido horizontal não estar impedido (apenas no vertical), o atrito dinâmico entre a base das lajes (no modelo piloto ECD-C1-SA-P1) ou a placa de EPS (nos demais modelos) e a superfície da máquina de ensaio pode ter criado uma resistência, sendo uma possível causa de resistência residuais e a não ruptura total dos modelos.

Demais resultados dos modelos pilotos podem ser observado no Apêndice C deste texto.

A seguir são apresentados os resultados dos modelos da série definitiva.

5.3. ENSAIOS DEFINITIVOS

Devidos aos problemas encontrados durante a preparação, confecção e ensaio do modelo piloto, não somente ocorreram mudanças e maiores cuidados na confecção dos modelos como também os procedimentos do ensaio. Como o ensaio com controle de força não se mostrou o mais adequado para avaliar o comportamento da interface aço-concreto tendo em vista que a aplicação manual de força não é contínua, os ensaios definitivos foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, com controle de deslocamento, como já descrito no *item 4.5*. Na Tabela 5.3 são apresentadas as características gerais dos modelos definitivos.

Tabela 5.3 – Características gerais dos modelos da série definitiva

Modelo	Resistência do concreto (MPa)	Armadura	Diâmetro da barra
ECD-C1-SA-1	34,06	Não	-
ECD-C1-12-1	34,06	Sim	12.5 mm
ECD-C2-12-1	26,08	Sim	12.5 mm
ECD-C2-16-1	26,08	Sim	16.0 mm

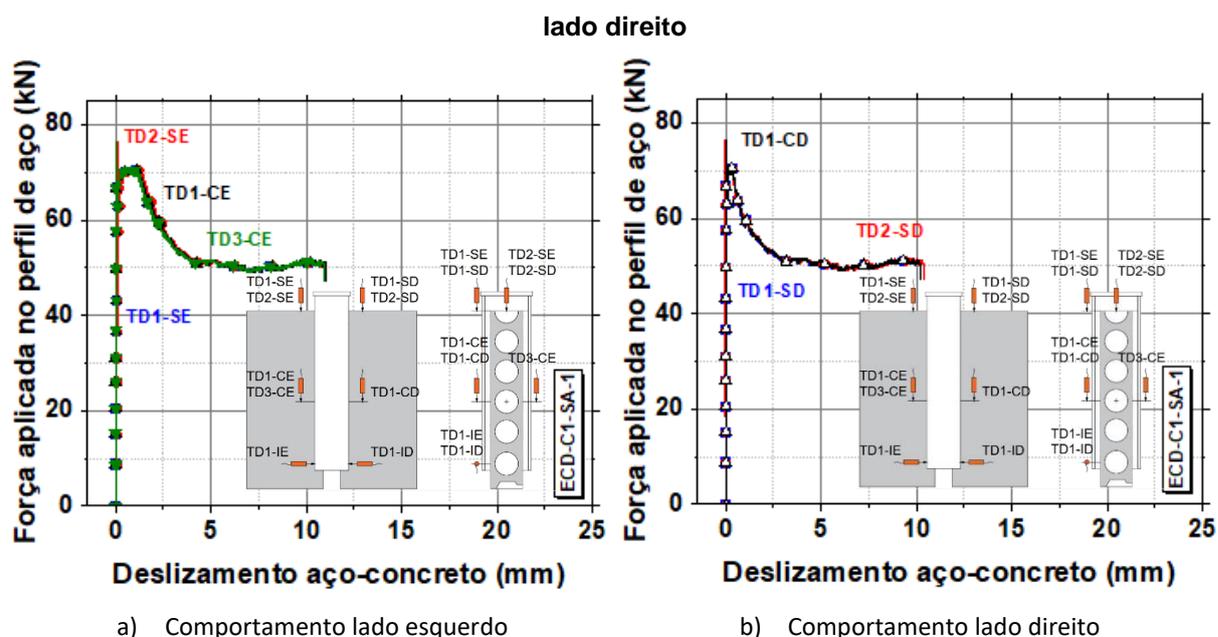
5.3.1. Modelo ECD-C1-SA-1

O modelo ECD-C1-SA-1 foi tomado como modelo de referência. Ele apresentou as mesmas características geométricas dos modelos pilotos, porém esse foi executado com

cuidado maior na confecção a fim de evitar excentricidades acidentais e demais problemas de execução da concretagem.

Os resultados de deslocamento relativo vertical (deslizamento) entre os painéis de laje a esquerda (Figura 5.5a) e a direita (Figura 5.5b) e o perfil de aço para o modelo ECD-C1-SA-1 podem ser observados na Figura 5.5.

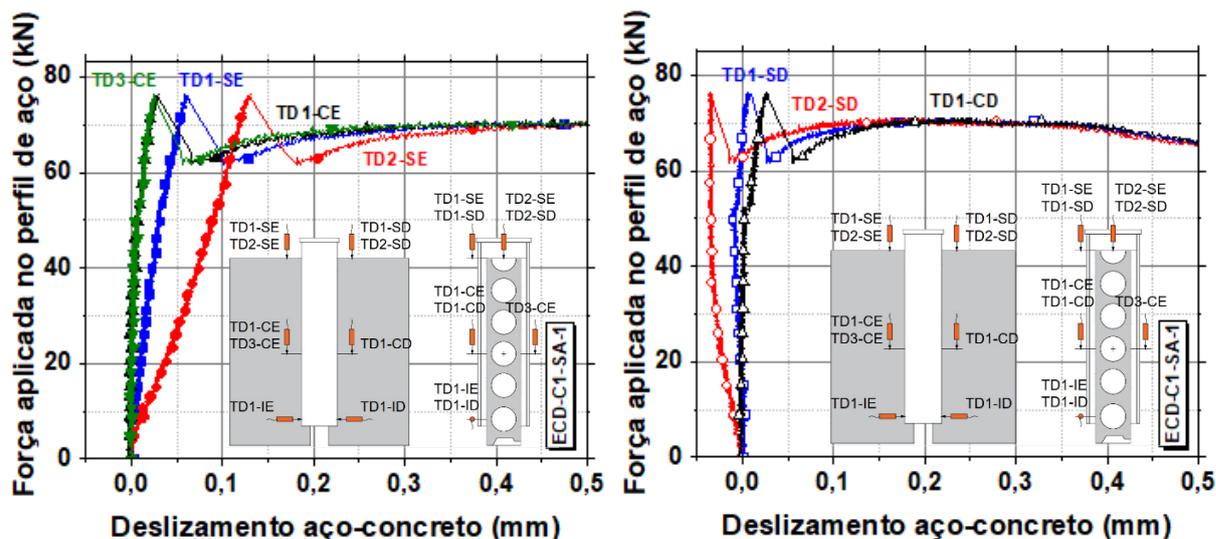
Figura 5.5 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-1: a) lado esquerdo, b)



É possível observar que os deslocamentos relativos medidos no topo (em dois pontos) e a meia altura da laje a esquerda são muito semelhantes entre si; o mesmo ocorre com os registros nos pontos *TD1-SD*, *TD2-SD* e *TD1-CD*, medidos na laje direita (Figura 5.5b).

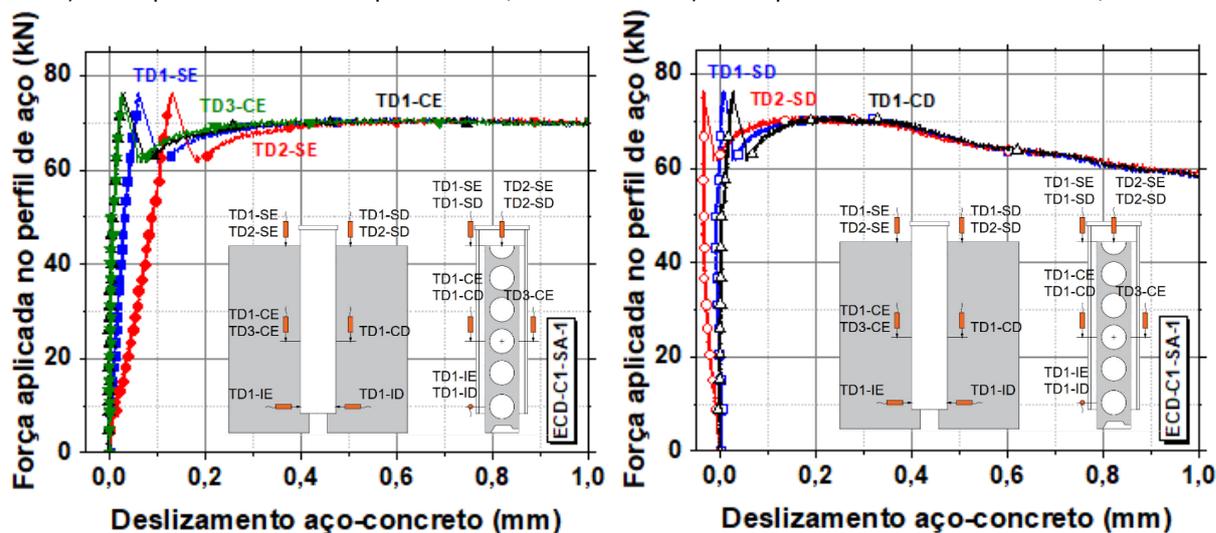
Houve um pico da força aplicada correspondente a pequenos valores de deslizamento registrados por todos os transdutores. O comportamento entre os lados direito e esquerdo foi levemente diferente pois no lado esquerdo foram registrados deslocamentos relativos maiores até a força máxima. A Figura 5.6 apresenta em detalhe, o trecho inicial de carregamento com resultados correspondentes aos deslocamentos relativos dos painéis de até 0,5mm e até 1mm, dos lados esquerdo (Figura 5.6a; Figura 5.6c) e direito (Figura 5.6b; Figura 5.6d).

Figura 5.6 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-1 – Trecho inicial



a) Comportamento lado esquerdo até 0,5mm

b) Comportamento lado direito até 0,5mm



c) Comportamento lado esquerdo até 1mm

d) Comportamento lado direito até 1mm

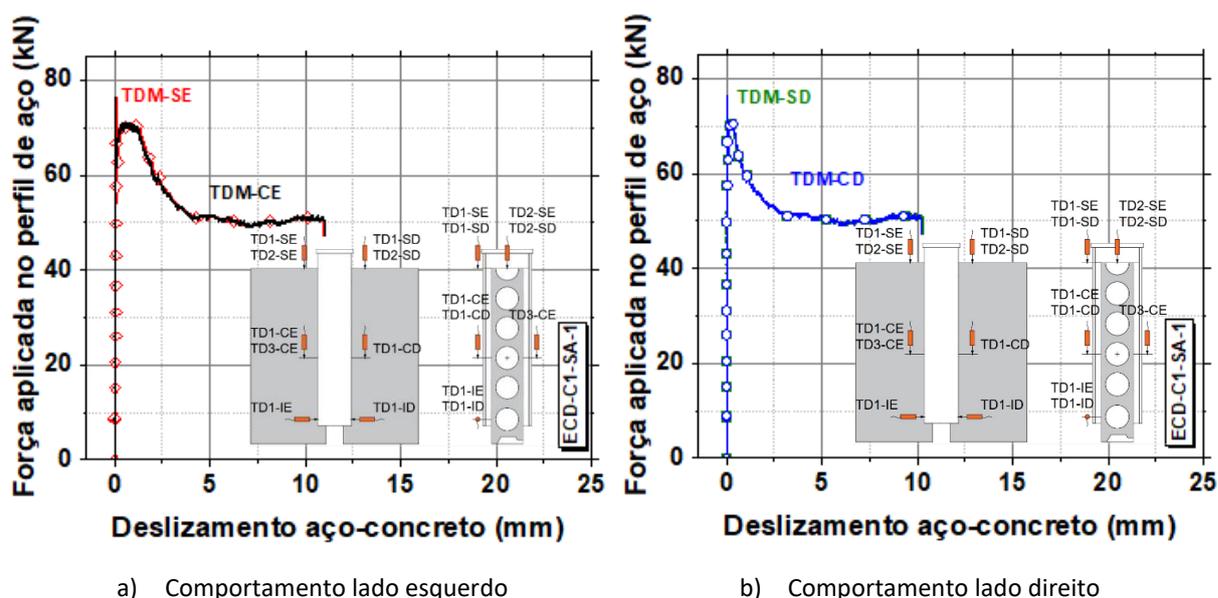
Como registrado no modelo anterior, houve ruptura do pino de concreto em ambos os lados para uma força aplicada no perfil de aço de 76,27kN, mas com valores diferentes de deslizamento registrados entre os pontos instrumentados. Após a ruptura, houve uma queda considerável da força aplicada para 61,62kN (-19,2%) e um aumento nos valores dos deslizamentos. A Tabela 5.4 apresenta os valores de deslizamento associados a cada transdutor. Os deslizamentos registrados nos transdutores do lado esquerdo no topo da laje foram maiores, tanto para a força do primeiro pico quanto para a queda pós-pico. Já os deslocamentos registrados pelos transdutores na região da ligação forma consideravelmente similares. Também nota-se pela Figura 5.6c e Figura 5.6d que a interface do lado esquerdo apresentou maior deslizamento, sendo que os registros de força aplicada no lado direito decaíram para deslizamentos menores.

Tabela 5.4 - Deslizamentos verticais para força de ruptura do pino de concreto e queda após ruptura no modelo ECD-C1-SA-1

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)						
	Painel esquerdo				Painel direito		
	TD1-SE	TD2-SE	TD1-CE	TD3-CE	TD1-SD	TD2-SD	TD1-CD
76,27 (Ruptura do pino de concreto)	0,06	0,13	0,03	0,02	0,01	0,00	0,03
61,62 (Queda pós-ruptura do pino)	0,11	0,19	0,08	0,07	0,03	0,00	0,06

Como visto na Figura 5.5, os resultados apresentaram perfeita correspondência entre si, e assim, é possível avaliar o comportamento da resposta Força aplicada vs. Escorregamento a partir dos valores médios (Figura 5.7 e Figura 5.8). Como feito para o modelo ECD-C1-SA-P2, os valores correspondentes às curvas denominadas *TDM-SE* e *TDM-SD* são resultantes da média dos deslocamentos registrados pelos transdutores no topo da laje dos lados esquerdo (*TD1-SE*, *TD2-SE*) e direito (*TD1-SD*, *TD2-SD*), respectivamente. Da mesma forma, os valores das curvas *TDM-CE* e *TDM-CD* correspondem às médias dos deslocamentos na região da ligação (centro) do lado esquerdo (*TD1-CE*, *TD3-CE*) e direito (*TD1-CD*).

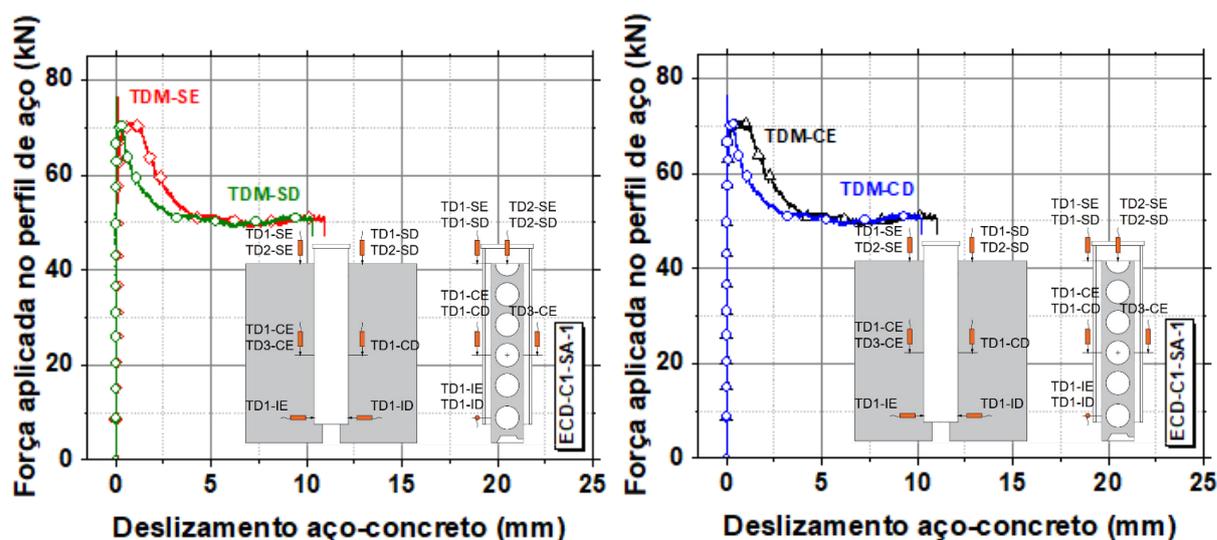
Figura 5.7 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-1: a) lado esquerdo, b) lado direito



Como já discutido, o comportamento dos deslizamentos médios no topo da laje e na região de ligação (centro) são idênticos, comprovando que para cada painel isolado não houve mudanças significativas de comportamento na interface aço-concreto em função da posição

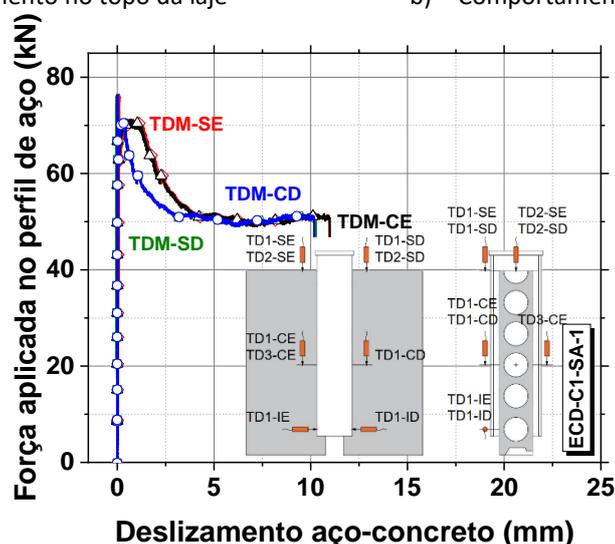
em que os deslizamentos foram medidos. A Figura 5.8 apresenta as curvas referentes aos deslizamentos no topo da laje (*TDM-SE*, *TDM-SD* - Figura 5.8a) e na região da ligação (*TDM-CE*, *TDM-CD* - Figura 5.8b); essas curvas foram utilizadas para comparar o comportamento dos deslizamentos entre os painéis dos lados direito e esquerdo.

Figura 5.8 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto



a) Comportamento no topo da laje

b) Comportamento na região da ligação



c) Valores médios no topo e região de ligação aço-concreto

Pode-se observar que há uma pequena diferença no comportamento das curvas correspondentes aos lados direito e esquerdo, que podem ter sido causadas por alguma imperfeição nos elementos de laje e que o processo de confecção do modelo não conseguiu eliminar ou pelo atrito dinâmico na base das lajes pôr as mesmas não terem sido engraxadas.

Os deslocamentos no lado esquerdo foram maiores que os do direito e o comportamento nos trechos ascendente até a força de pico (força máxima aplicada) e pós-

pico foram bastante similares entre os lados. O modelo ECD-C1-SA-1 apresenta, além do primeiro pico para o qual ocorreu a ruptura não visível da ligação aço-concreto, um segundo pico, com valor inferior ao primeiro foi registrado. Após ruptura não visível da ligação aço-concreto, a força máxima aplicada se reduziu a 71,19kN, que corresponde a uma redução de 6,7% em relação ao valor máximo registrado (76,27kN). A Tabela 5.5 apresenta os valores dos deslocamentos relativos aço-concreto nos lados direito e esquerdo, correspondentes aos valores de pico da força aplicada. Os valores de deslizamento na região de ligação (onde há a abertura na alma do perfil de aço e formação do pino de concreto) para o segundo pico foram de 0,72mm e 0,25mm, respectivamente para os lados esquerdo e direito (Tabela 5.5). Esses resultados de deslizamento mostram diferenças significativas entre os lados, no lado esquerdo o valor é quase 3 vezes o valor do lado direito. Na extremidade superior, também para o segundo pico, foram registrados 0,82mm (lado esquerdo) e 0,21mm (lado direito), uma diferença entre os lados de quase 4 vezes. Já para a força máxima, os deslizamentos na região central, lados esquerdo e direito foram idênticos. Para essa mesma força, no topo foram registrados valores bem diferentes entre os lados (0,1mm e 0,0).

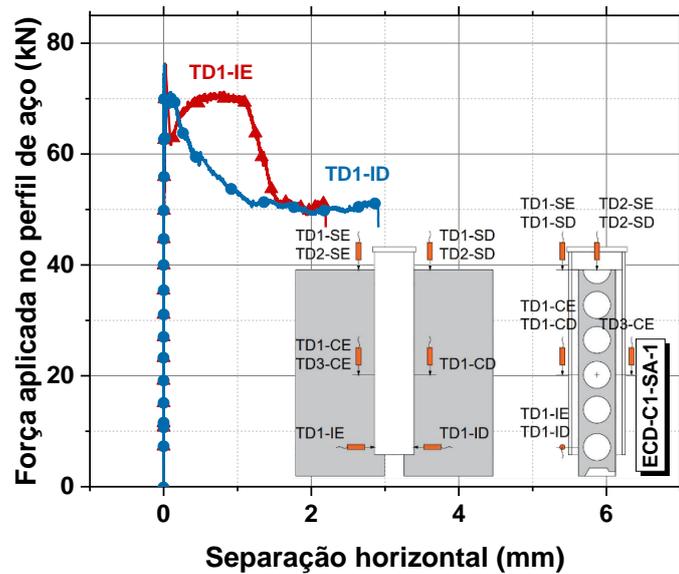
Tabela 5.5 – Deslizamentos verticais para força máxima (primeiro pico) e segundo pico no modelo ECD-C1-SA-1

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)			
	TDM-SE	TDM-SD	TDM-CE	TDM-CD
76,27 (Força máxima)	0,10	0,00	0,03	0,03
71,19 (Segundo pico)	0,82	0,21	0,72	0,25

Diante dos resultados e do comportamento obtidos, pode-se concluir que a ligação aço-concreto apresenta comportamento bastante rígido até a força máxima, tendo em vista que os deslizamentos registrados foram extremamente pequenos para os dois picos de força. A força residual registrada foi de aproximadamente 50kN (aproximadamente 65% na força de pico). Esta força residual e não ruptura do modelo, como já citado, pode ter sido causada pelo atrito dinâmico na base das lajes devido ao não-engraxamento das mesmas.

Com relação à separação horizontal registrada pelos transdutores horizontais posicionados na base do perfil, os valores obtidos são mostrados na Figura 5.9.

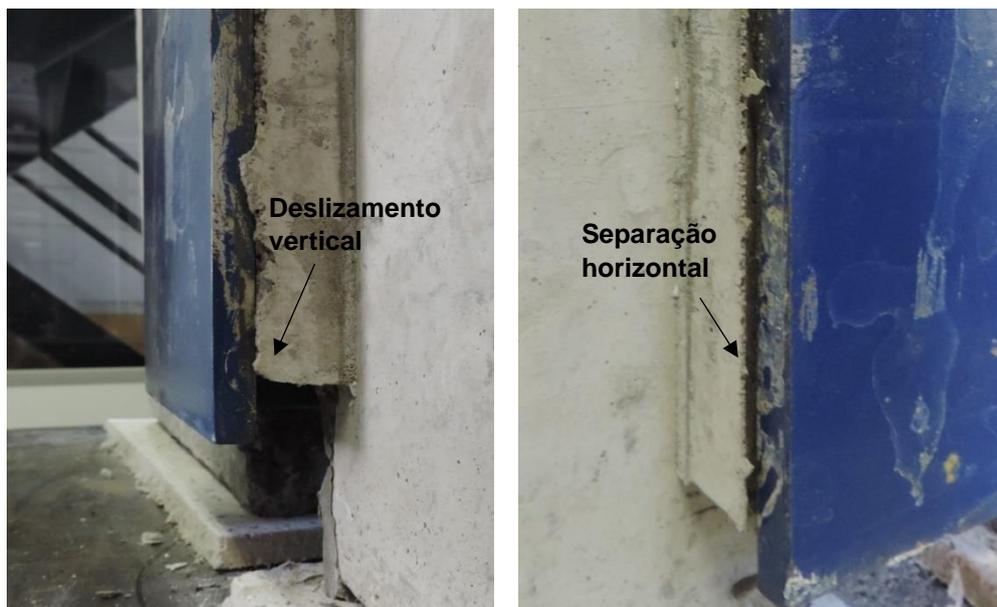
Figura 5.9 - Força aplicada versus Separação horizontal no modelo ECD-C1-SA-1



Assim como ocorreu com os deslizamentos no topo e na região de ligação, os valores de separação horizontal mostram diferença entre as faces a direita e a esquerda do perfil de aço. É importante citar que não foi registrado retorno das lajes à posição inicial, apenas afastamento crescente em função do avanço na força aplicada.

Na Figura 5.10 podem ser vistos o deslizamento vertical do modelo e a separação horizontal do painel direito após o término do ensaio de cisalhamento direto do modelo ECD-C1-SA-1.

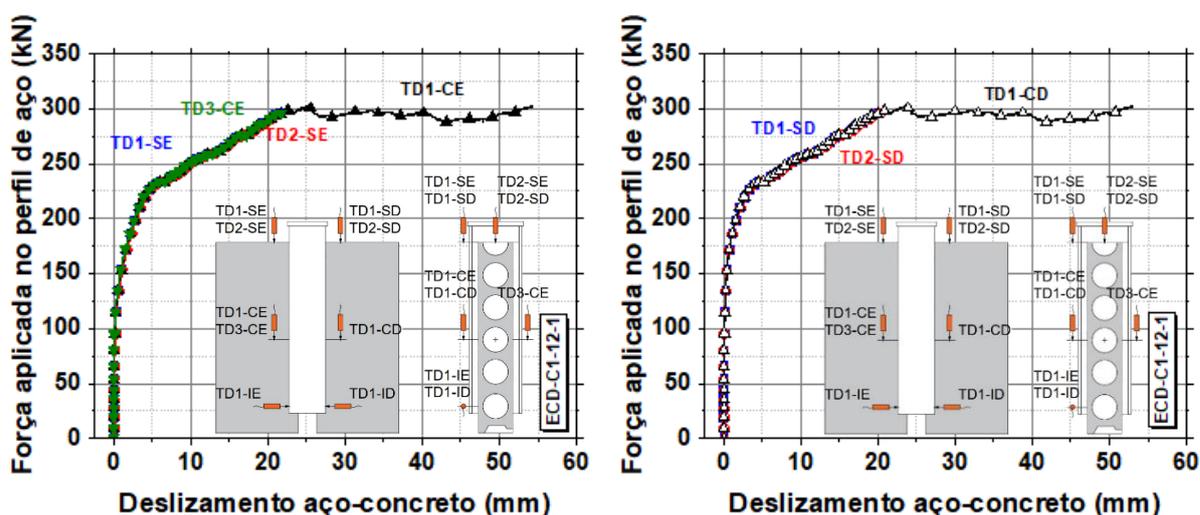
Figura 5.10 – Configuração final do modelo ECD-C1-SA-1



5.3.2. Modelo ECD-C1-12-1

O modelo ECD-C1-12-1 possui uma barra passante pelo alvéolo central das lajes e do perfil de aço; a barra de aço é um elemento de ligação aço-concreto adicional ao pino de concreto. Foi utilizado o mesmo concreto de preenchimento do modelo de referência ECD-C1-SA-1 (resistência a compressão 34,06MPa) e uma barra de aço de 12,5mm de diâmetro, centrada na abertura do perfil, conforme mostrado na Figura 4.4. Esse modelo foi escolhido para avaliar a contribuição da barra de aço a capacidade resistente e modo de falha da ligação aço-concreto. Na Figura 5.11 são apresentados os deslocamentos verticais relativos (deslizamentos) entre os painéis da laje a esquerda e a direita do perfil de aço.

Figura 5.11 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito



a) Comportamento lado esquerdo

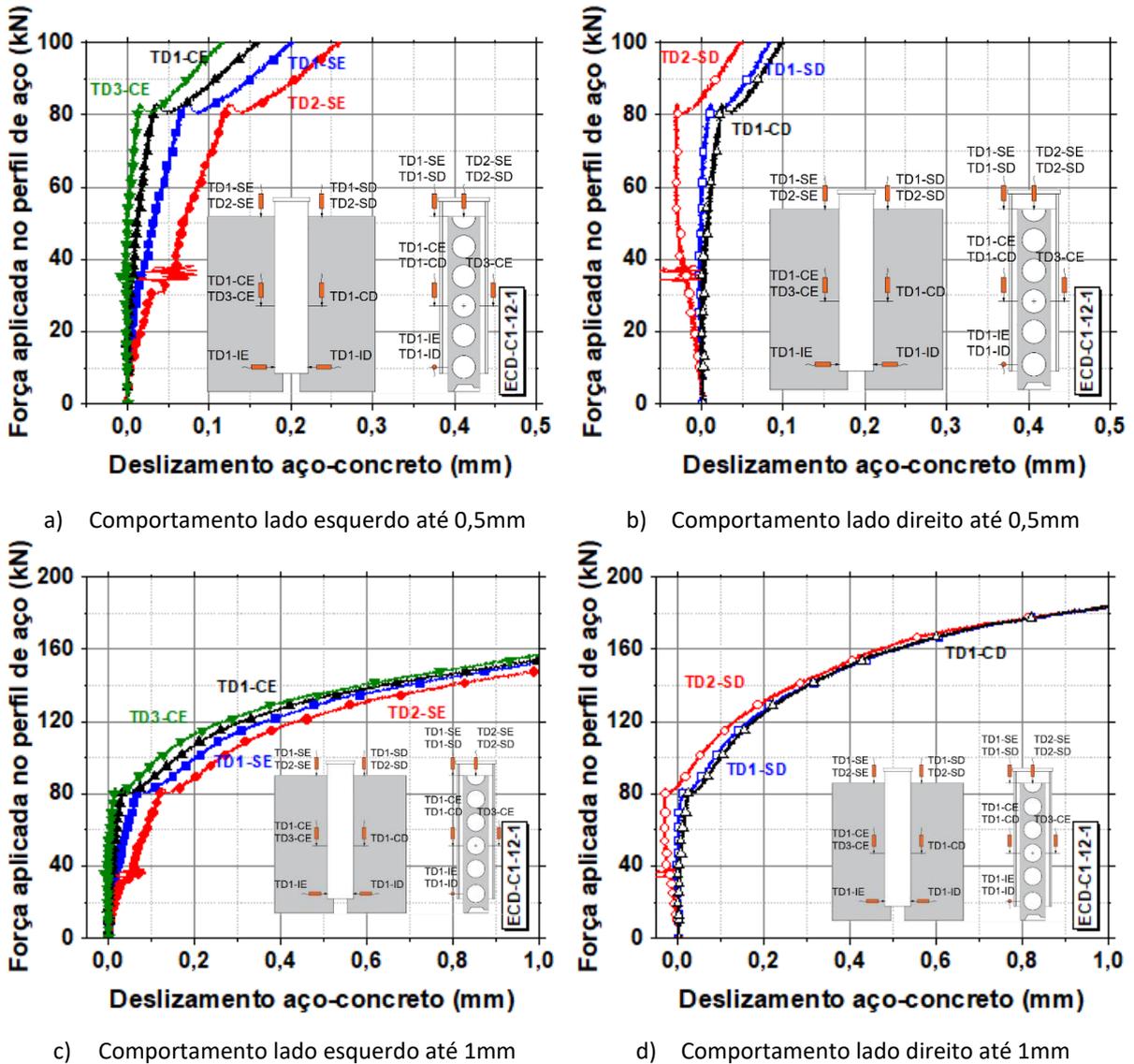
b) Comportamento lado direito

Como já observado no modelo de referência, os deslocamentos relativos medidos no topo e a meia altura da laje a esquerda são similares entre si; o mesmo ocorre com os deslocamentos verticais medidos na laje direita.

Ao observar a Figura 5.11 verifica-se que a ligação apresentou comportamento bastante dúctil e deslocamento relativo significativo, chegando a atingir valor limite dos transdutores de deslocamento.

A exemplo do modelo anterior, nesse caso também foram construídas curvas adicionais nas quais são apresentados somente os valores iniciais de deslizamento. Isso foi feito a fim de tentar visualizar, graficamente, a ruptura da adesão. Assim sendo, na Figura 5.12 é apresentado o trecho inicial das curvas correspondentes aos deslocamentos relativos (0,5mm e 1mm) dos painéis dos lados esquerdo (Figura 5.12a; Figura 5.12c) e direito (Figura 5.12b; Figura 5.12d).

Figura 5.12 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-12-1 – Trecho inicial



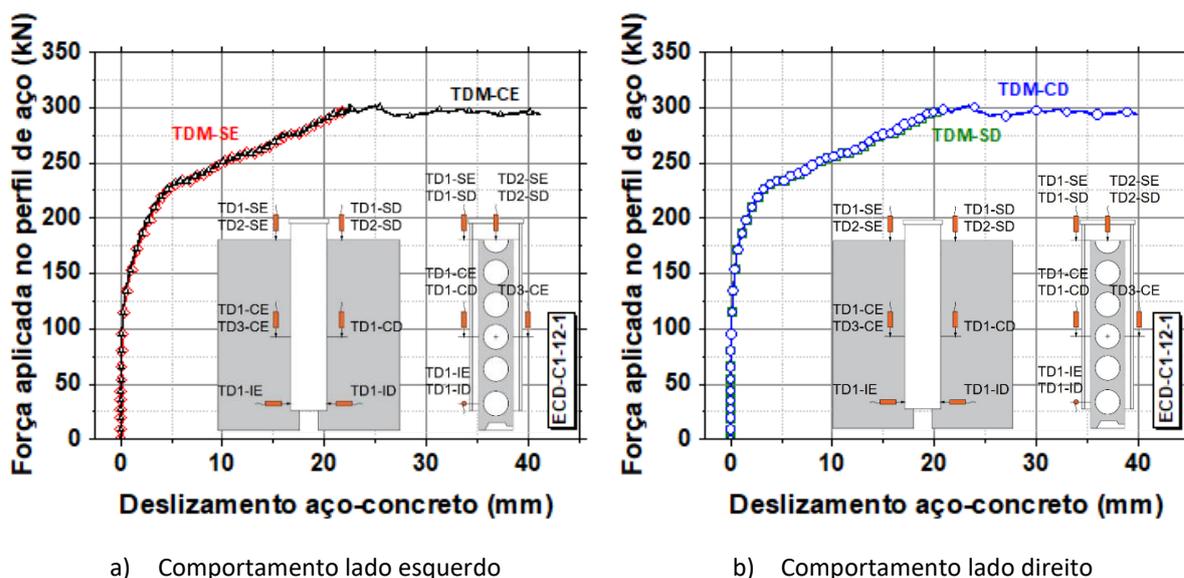
Observa-se que quando a força aplicada atinge a 83,19kN ocorre uma ligeira queda para 80,35kN com aumento do deslizamento. Os valores dos deslocamentos verticais associados a cada transdutor podem ser vistos na Tabela 5.6. Observa-se diferenças consideráveis entre os deslizamentos registrados nos painéis esquerdo e do direito. Especificamente no caso do painel esquerdo houve também diferença entre os deslocamentos no topo da laje e na região da ligação. Os detalhes mostrados na Figura 5.12c e a Figura 5.12d mostram que houve mudança no comportamento da curva, saindo de um trecho crescente com comportamento próximo do elástico-linear até a força de 83,19kN e passando para um trecho de comportamento não linear. Além disso, para um mesmo valor de deslizamento (1mm), a força aplicada correspondente a esse deslizamento é maior nos transdutores do lado direito (aproximadamente 16% superior).

Tabela 5.6 - Deslizamentos verticais para força do primeiro pico e queda pós-pico no modelo ECD-C1-12-1

Força (kN)		Deslizamento vertical (mm)						
		Painel esquerdo				Painel direito		
		TD1-SE	TD2-SE	TD1-CE	TD3-CE	TD1-SD	TD2-SD	TD1-CD
83,19	(Primeiro pico)	0,07	0,12	0,04	0,02	0,01	0,00	0,02
80,35	(Queda após primeiro pico)	0,09	0,14	0,05	0,03	0,02	0,00	0,04

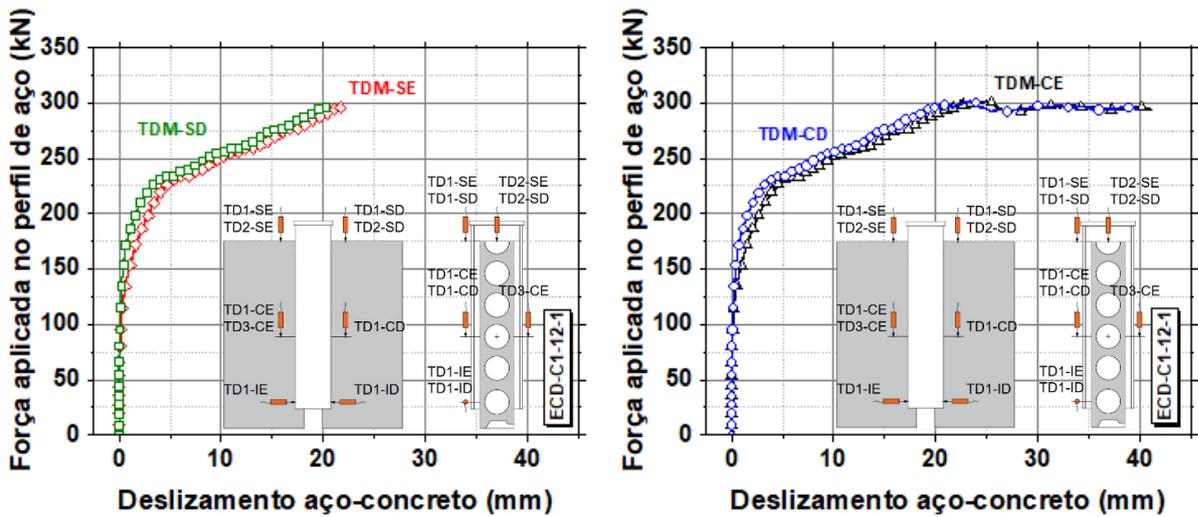
Foi avaliado também a resposta Força aplicada vs. Escorregamento a partir dos valores médios, como feito nos para os modelos anteriores. A Figura 5.13 apresenta uma comparação entre os deslizamentos no topo das lajes (*TDM-SE* e *TDM-SD*) e na região da ligação (*TDM-CE* e *TDM-CD*) para os lados direito e esquerdo, com dados até deslizamento de 40mm, como já justificado.

Figura 5.13 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito



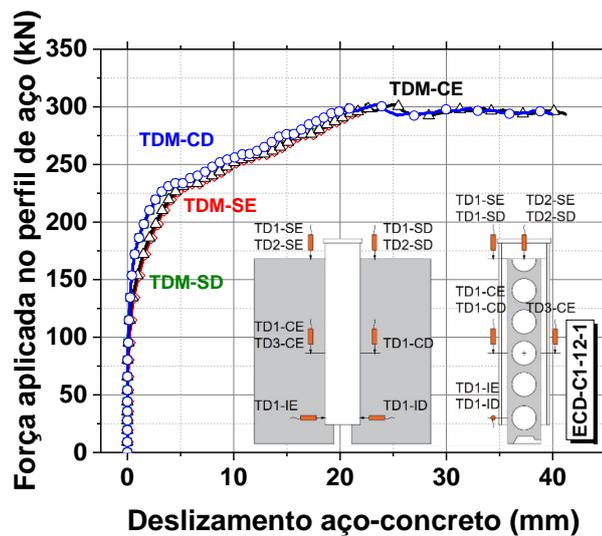
Percebe-se que o comportamento dos deslizamentos médios no topo da laje e na região de ligação (centro) para cada um dos lados é idêntico, comprovando que em cada painel não houve mudanças significativas de comportamento na interface aço-concreto em função da posição em que os deslizamentos foram medidos. Isso já tinha sido identificado nos modelos de referência e se repetiu para o modelo com barra de armadura. Na Figura 5.14 podem ser vistas as curvas referentes aos deslizamentos no topo da laje (*TDM-SE*, *TDM-SD* - Figura 5.14a) e na região da ligação (*TDM-CE*, *TDM-CD* - Figura 5.14b), utilizadas para comparar o comportamento dos deslizamentos entre os painéis dos lados direito e esquerdo.

Figura 5.14 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-12-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto



a) Comportamento topo da laje

b) Comportamento região da ligação



c) Valores médios no topo e região de ligação aço-concreto

Como nesse modelo com barra os deslizamentos registrados foram muito superiores aos modelos de referência, e isso não era esperado, na região do topo foram utilizados transdutores com curso máximo de 25mm. Por isso as curvas da Figura 5.14a apresentam registros somente até valores de deslizamento próximos de 25mm.

Pode-se observar que os valores médios de deslizamento no lado esquerdo do modelo ECD-C1-12-1 foi levemente superior aos do lado direito.

Este modelo apresentou apenas um pico correspondente à força máxima de 302,39kN. Os deslocamentos médios associados à força máxima são apresentados na Tabela 5.7. Não há registro dos deslizamentos no topo da laje para a força máxima pois tais deslizamentos superaram o valor máximo do curso dos transdutores lá posicionados. Tomando o lado direito

como referência, os registros no lado esquerdo são 8,5% superiores aos valores registrados a direita na região de ligação.

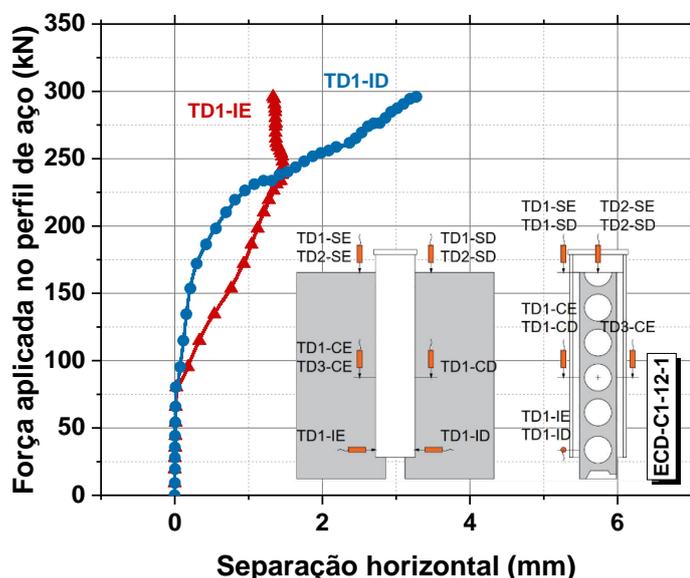
Tabela 5.7 – Deslizamento vertical para força máxima modelo ECD-C1-12-1

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)			
	TDM-SE	TDM-SD	TDM-CE	TDM-CD
302,39 (Força máxima)	0,00	0,00	22,43	20,67

Os valores de deslizamento mostram a capacidade de deformação da ligação aço-concreto, comprovando a ductilidade da ligação em questão. Vale lembrar que segundo o Eurocode 4 (2004), para uma ligação ser considerada dúctil, ela deve apresentar uma capacidade de deslocamento de pelo menos 6mm, e o modelo em questão apresentou deslizamento bastante superior, sendo assim, dúctil.

Com relação à separação horizontal registrada na base do perfil, os valores de registrados no modelo ECD-C1-12-1 são apresentados na Figura 5.15 e foram limitados ao curso dos transdutores de deslocamento (25mm).

Figura 5.15 - Força aplicada versus Separação horizontal no modelo ECD-C1-12-1



Até o ponto onde os dados foram coletados pode-se observar que o comportamento da separação horizontal do lado direito foi similar ao comportamento do deslizamento. Porém, o comportamento do lado esquerdo não só foi diferente como, a partir de uma força aplicada de aproximadamente 235kN houve uma diminuição na separação, ou seja, a laje não estava mais se afastando no perfil, e sim se aproximando do mesmo. A Figura 5.16 mostra a

configuração no modelo ao final do ensaio, sendo que a Figura 5.16a mostra a laje do lado esquerdo (que voltou a se aproximar do perfil) e a Figura 5.16b a laje do lado direito (que continuou se afastando). Na Figura 5.16c pode-se visualizar ambos os lados. As imagens mostram que o deslizamento do perfil de aço em relação às lajes foi tão significativo que, ao final do ensaio, esse componente está praticamente alinhado com os painéis de laje. A diferença vertical inicial entre perfil e lajes era de 62mm no topo e 87mm na base.

Figura 5.16 – Configuração final do modelo ECD-C1-12-1



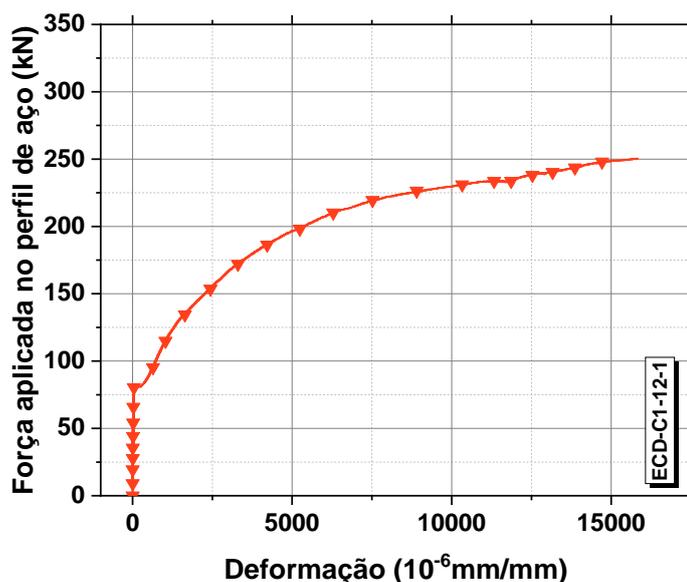
a) Laje do lado esquerdo

b) Laje do lado direito

c) Deslocamento vertical

Além dos deslocamentos relativos entre os elementos do modelo, também foi medida a deformação axial da barra de aço passante pelo alvéolo, como descrito no [item 4.4](#). A Figura 5.17 apresenta a relação entre a força aplicada e a deformação na barra de aço. Os valores de deformação registrados não foram coletados até a força máxima pois ultrapassaram o valor máximo que o extensômetro conseguia registrar ($16000 \times 10^{-6} \text{mm/mm}$).

Figura 5.17 - Força aplicada versus Deformação da barra de armadura no modelo ECD-C1-12-1



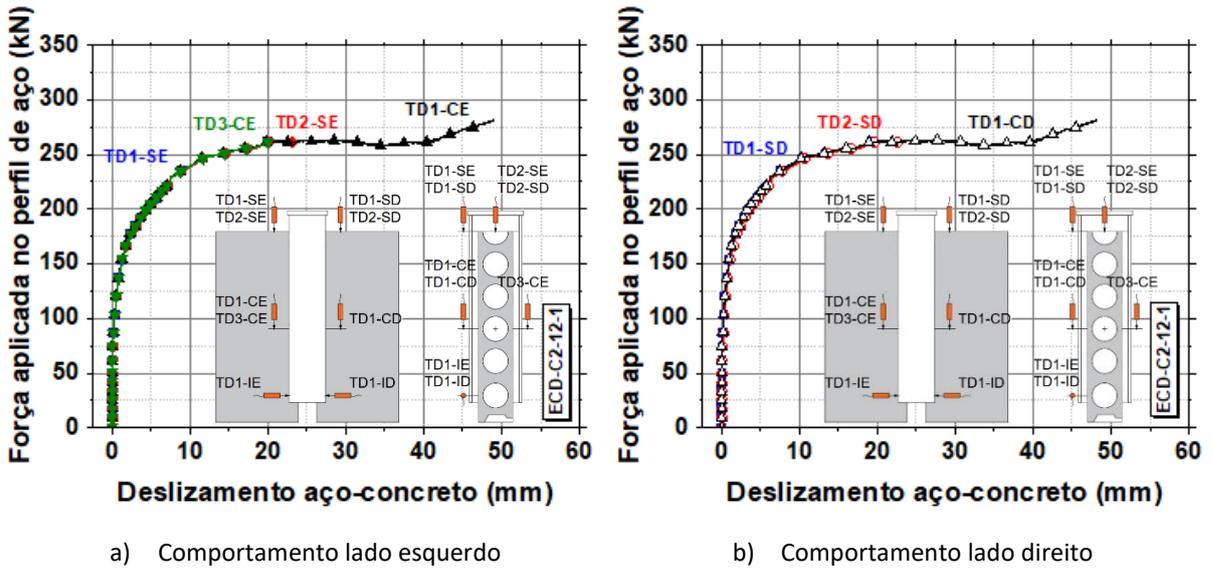
Percebe-se que até força atingir o valor correspondente à da ruptura não visível do pino de concreto, a barra apresenta valores insignificantes de deformação axial. Isso mostra que até esse ponto, o mecanismo de transferência predominante é o pino virtual de concreto. Vencido esse primeiro mecanismo, dá-se início à mobilização efetiva da barra de aço com valores crescentes de deformação axial correspondentes a aumentos na força aplicada.

5.3.3. Modelo ECD-C2-12-1

Esse modelo é geometricamente idêntico ao anterior (ECD-C1-12-1) porém os alvéolos foram preenchidos com concreto com resistência a compressão de 26,08MPa. No alvéolo de ligação aço-concreto também foi utilizada uma barra de aço de 12,5mm de diâmetro, centrada na abertura do perfil, conforme mostrado na Figura 4.4. Este modelo permite avaliar a influência da resistência a compressão do concreto na capacidade resistente da ligação aço-concreto quando é utilizada barra de armadura passante.

A Figura 5.18 apresenta as curvas de deslizamento versus força aplicada para os painéis a esquerda e a direita do perfil de aço.

Figura 5.18 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C2-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito

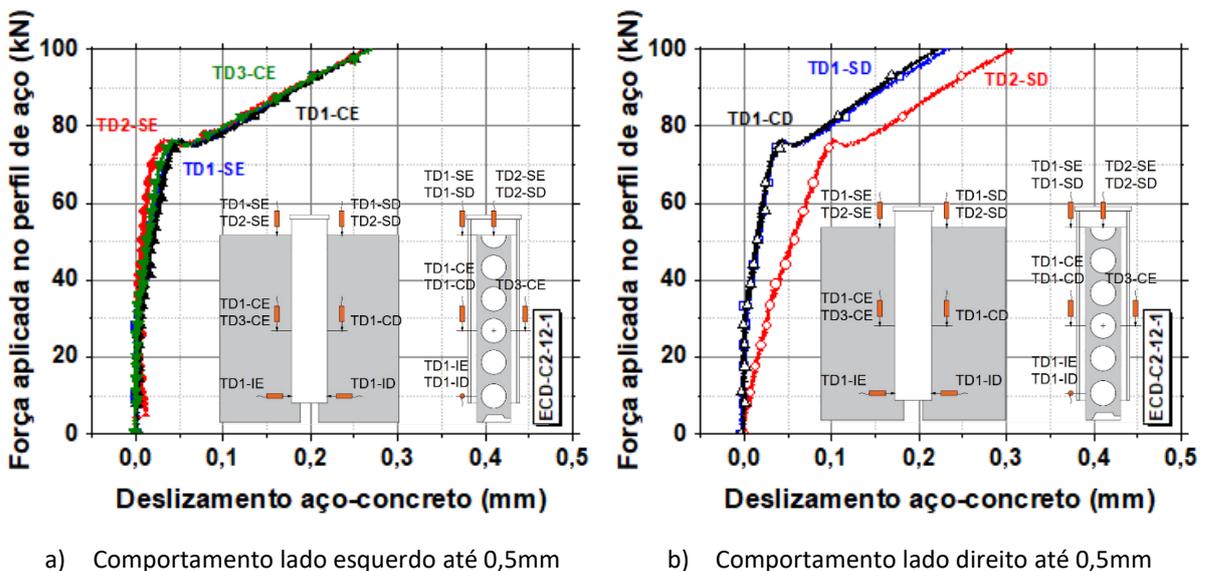


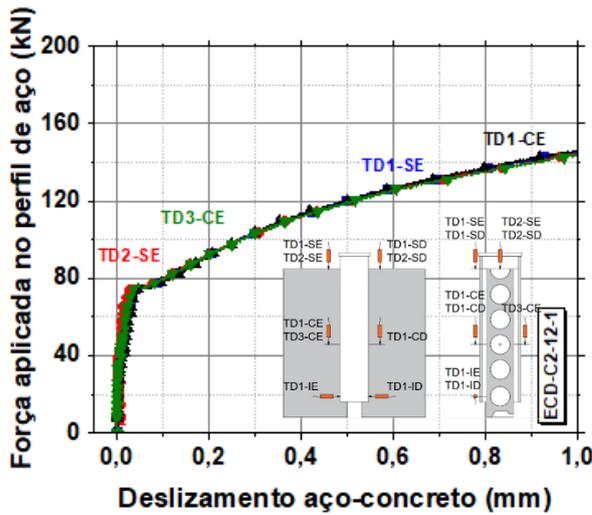
Assim como nos modelos anteriormente apresentados, também nesse caso os deslizamentos no topo e a meia altura da laje a esquerda são similares entre si, bem como aqueles registrados na laje direita.

Observando a Figura 5.18, verifica-se que a ligação aço-concreto apresenta comportamento bastante dúctil (deslizamento superior a 6mm).

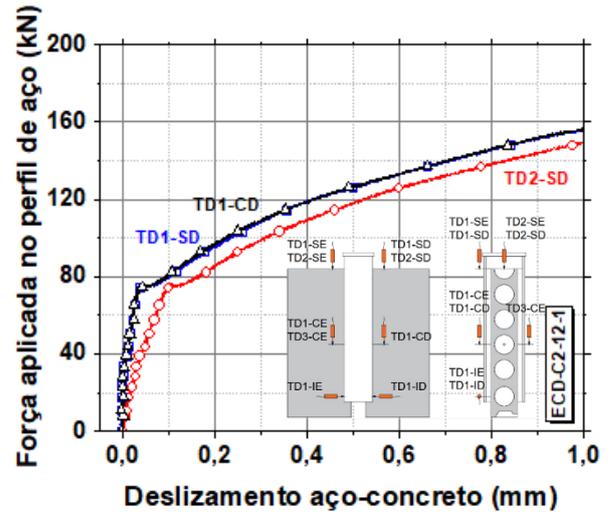
A fim de melhor visualizar o comportamento da ligação aço-concreto nos estágios iniciais de carregamento, o trecho inicial de deslizamentos (0,5mm e 1mm) foi avaliado e esses resultados são mostrados na Figura 5.19 para os lados esquerdo (Figura 5.19a; Figura 5.19c) e direito (Figura 5.19b; Figura 5.19d).

Figura 5.19 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C2-12-1 – Trecho inicial





c) Comportamento lado esquerdo até 1mm



d) Comportamento lado direito até 1mm

Para uma força aplicada de 76,87kN há uma variação abrupta do deslizamento seguida de uma leve redução da força aplicada para 74,81kN. Os valores de deslizamento registrados em cada transdutor, tanto para a força de 76,87kN quanto para a força de 74,81kN podem ser vistos na Tabela 5.8. Acredita-se que a capacidade resistente do pino virtual de concreto tenha sido atingida para esse valor de força aplicada. Comparando os deslizamentos pode-se observar que são pequenos e bastante semelhantes entre si para quase todos os transdutores, com exceção de um dos posicionados a direita no topo do modelo, que registrou deslizamentos superiores (TD2-SD). Há diferenças pouco significativas entre os deslizamentos correspondentes à ruptura do pino virtual de concreto e à força pós-pico. Nas Figura 5.19c e Figura 5.19d verifica-se trecho inicial com comportamento elástico-linear (até a força de 76,87kN) e não linear a partir desse ponto; comparando a força aplicada associada ao deslizamento de 1mm, verifica-se valor superior no lado direito, porém com uma diferença menor que a observada no modelo anterior (aproximadamente 4%).

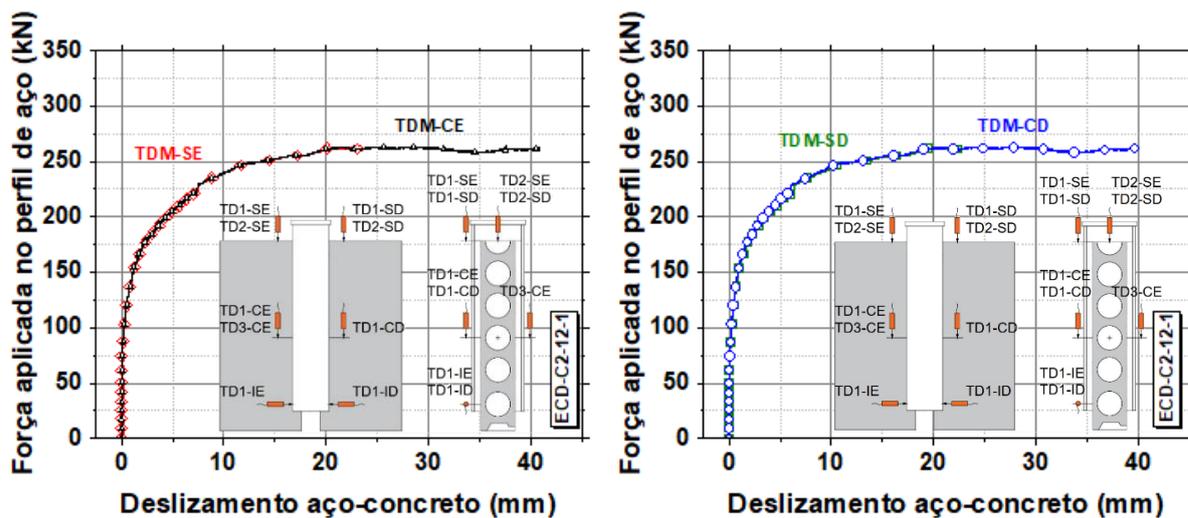
Tabela 5.8 - Deslizamento verticais para força de ruptura do pino de concreto e para queda pós-pico no modelo ECD-C2-12-1

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)						
	Painel esquerdo				Painel direito		
	TD1-SE	TD2-SE	TD1-CE	TD3-CE	TD1-SD	TD2-SD	TD1-CD
76,87 (Ruptura do pino de concreto)	0,05	0,03	0,05	0,04	0,04	0,10	0,04
74,81 (Queda pós-ruptura do pino)	0,06	0,05	0,07	0,06	0,06	0,12	0,06

A resposta Força aplicada vs. Escorregamento também pode ser avaliada a partir dos valores médios. A Figura 5.20 apresenta uma comparação entre os deslizamentos no topo

das lajes (*TDM-SE* e *TDM-SD*) e na região da ligação (*TDM-CE* e *TDM-CD*) para cada lado, com deslizamentos limitados a 40mm por conta do curso máximo dos transdutores utilizados no topo.

Figura 5.20 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C2-12-1: a) lado esquerdo, b) lado direito

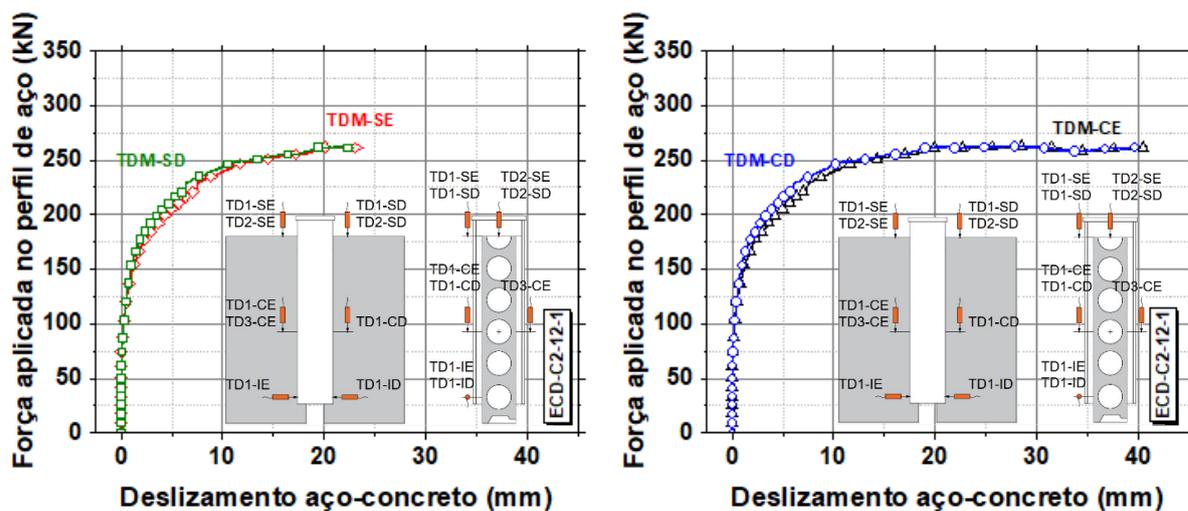


a) Comportamento lado esquerdo

b) Comportamento lado direito

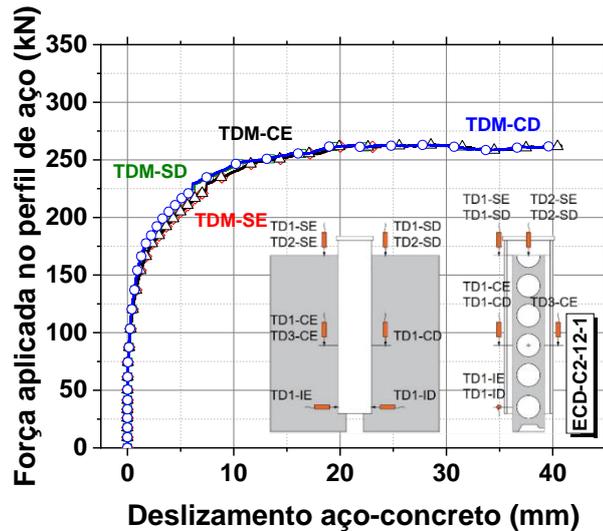
De acordo com os gráficos da Figura 5.20, não há diferença entre os deslizamentos médios no topo e na ligação (região central); isso ocorre tanto para o lado esquerdo (Figura 5.20a) quanto direito (Figura 5.20b). A fim de avaliar as diferenças nos deslizamentos dos painéis dos lados direito e esquerdo ambos os resultados são apresentados na Figura 5.21.

Figura 5.21 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C2-12-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto



a) Comportamento no topo da laje

b) Comportamento na região da ligação



c) Valores médios no topo e região de ligação aço-concreto

A exemplo do observado para ECD-C1-12-1, o deslizamento no topo da laje superou ao curso máximo do transdutor, 25mm (capacidade do transdutor).

A análise dos deslizamentos médios mostra que há uma grande semelhança na fase inicial de carregamento e no trecho pós-pico. Na região intermediária são observadas leves diferenças. Isso ocorre tanto para os deslizamentos médios no topo quanto na região de ligação. Além disso, o modelo apresenta comportamento bastante dúctil com grande capacidade de deformação (superior a 6mm).

A força máxima aplicada foi de 263,52kN e observa-se que após o pico há um patamar em que a força se mantém praticamente constante e os deslizamentos evoluem fazendo com que a força residual seja muito similar à força máxima. Os deslizamentos médios correspondentes à força máxima são apresentados na Tabela 5.9. Não foram registados deslizamentos no topo da laje. Na região de ligação, tomando o lado direito como referência (28,19mm), o deslizamento médio no lado esquerdo foi 2,7% superior ao registrado a direita; portanto, a diferença entre os lados é insignificante.

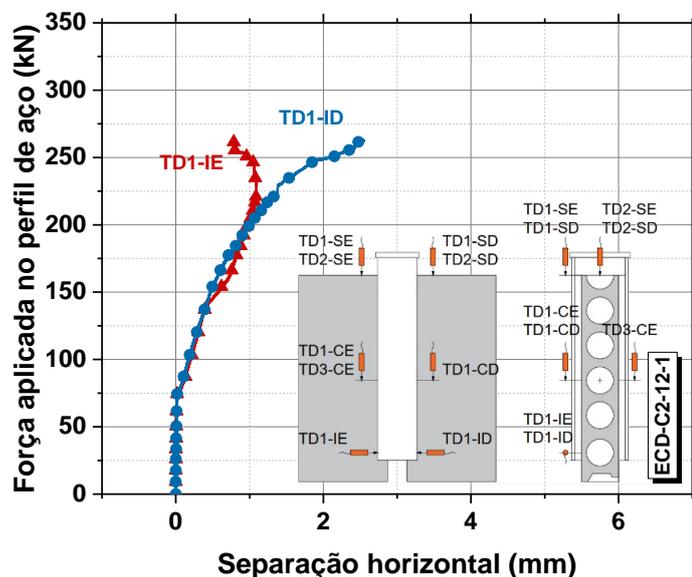
Tabela 5.9 – Deslizamentos verticais para força máxima no modelo ECD-C2-12-1

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)			
	TDM-SE	TDM-SD	TDM-CE	TDM-CD
263,52 (Força máxima)	0,00	0,00	28,96	28,19

Com relação à separação horizontal registrada na base do perfil (Figura 5.22), os valores apresentados ficaram limitados ao curso dos transdutores. A separação horizontal da

laje esquerda, a partir do instante em que a força aplicada atinge cerca de 225kN, passa a diminuir e há inversão, pois, passa a ocorrer aproximação entre a laje de concreto e o perfil de aço, enquanto a laje do lado direito continua a se afastar.

Figura 5.22 - Força aplicada versus Separação horizontal no modelo ECD-C2-12-1



A configuração final do modelo ECD-C2-12-1 pode ser vista na Figura 5.23 sendo que na Figura 5.23a é mostrado deslizamento e na Figura 5.23b a separação horizontal.

Figura 5.23 – Configuração final do modelo ECD-C2-12-1



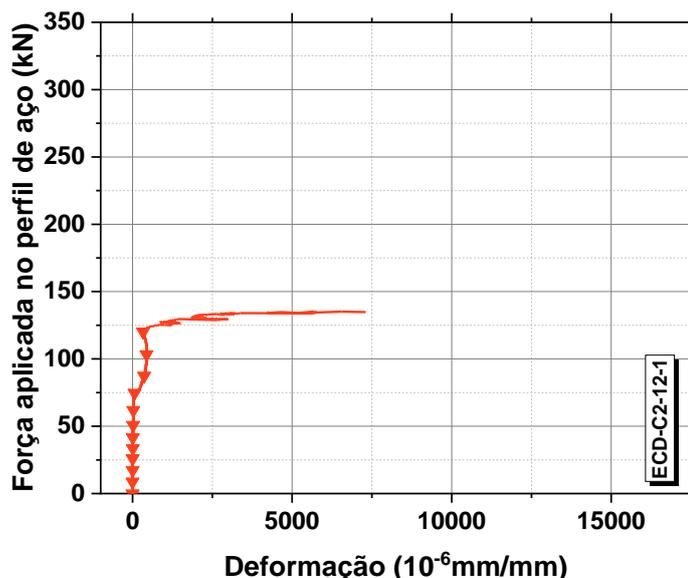
a) Deslocamento vertical

b) Separação horizontal

A deformação axial da barra de aço também foi registrada ao longo do ensaio, como descrito no item 4.4. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 5.24. Houve um problema

com o extensômetro fixado à barra de aço e os valores de deformação não foram registrados para força aplicada superior a 120kN. Apesar disso, é possível identificar que até que a força atinja 75kN as deformações são muito pequenas e, a partir desse ponto, passam a ser registrados valores mais significativos. Esse comportamento foi identificado também o modelo anterior com barra e indica que a capacidade resistente do núcleo de concreto foi vencida e passa a atuar o mecanismo de transferência correspondente à barra de aço.

Figura 5.24 - Força aplicada versus Deformação da barra de armadura no modelo ECD-C2-12-1

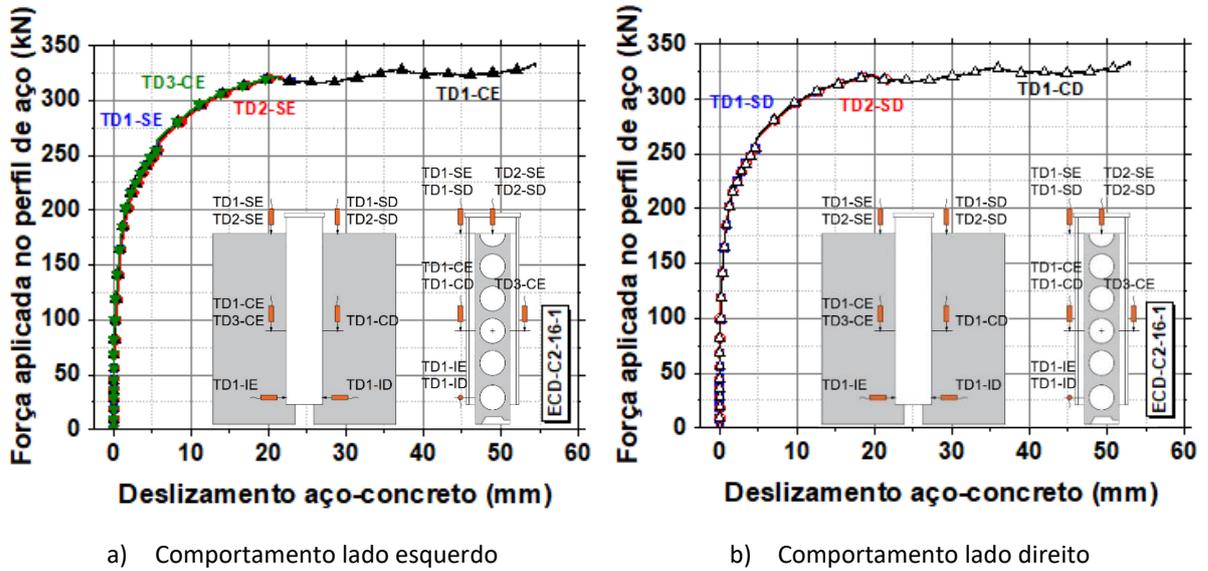


5.3.4. Modelo ECD-C2-16-1

O modelo ECD-C2-16-1 possui concreto de preenchimento com resistência a compressão igual a 26,08MPa e barra de aço de 16,0mm de diâmetro, centrada na abertura do perfil, conforme mostrado na Figura 4.4. Tal modelo permite avaliar a influência da variação no diâmetro da barra de aço na capacidade resistente da ligação aço-concreto.

As curvas que mostram a variação do deslizamento em função da força aplicada são mostradas na Figura 5.25 para os lados esquerdo (Figura 5.25a) e direito (Figura 5.25b) do modelo ECD-C2-16-1.

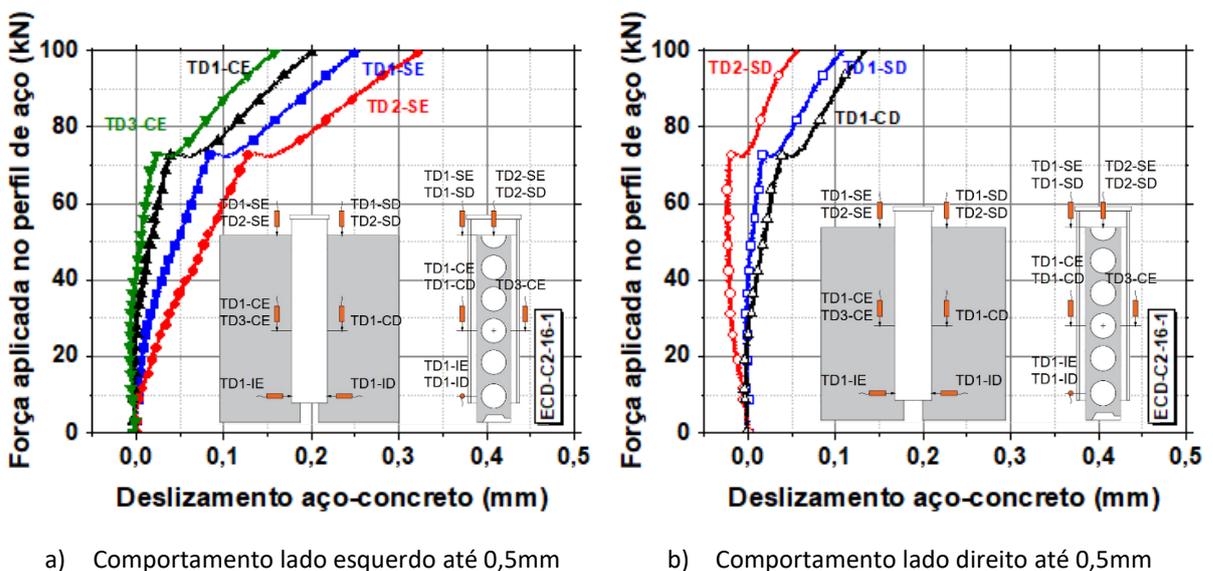
Figura 5.25 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C2-16-1: a) lado esquerdo, b) lado direito

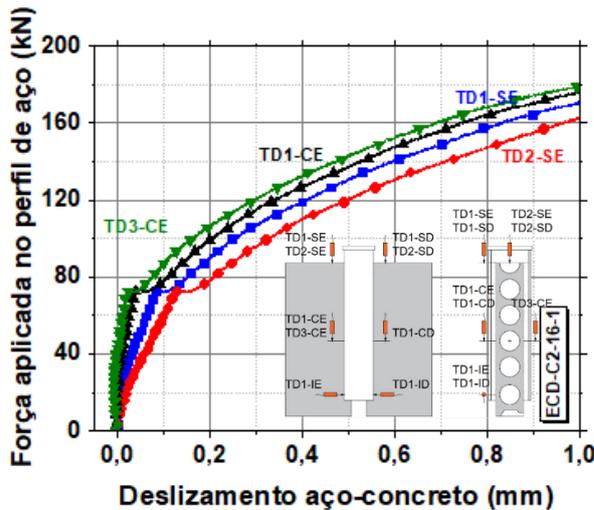


Como observado em todos os modelos analisados até aqui, os deslizamentos medidos no topo e a meia altura da laje a esquerda são similares entre si, assim como os registrados na laje direita – Figura 5.25. A ligação apresenta comportamento bastante dúctil (superior a 6mm) com um longo patamar após a força máxima ter sido atingida.

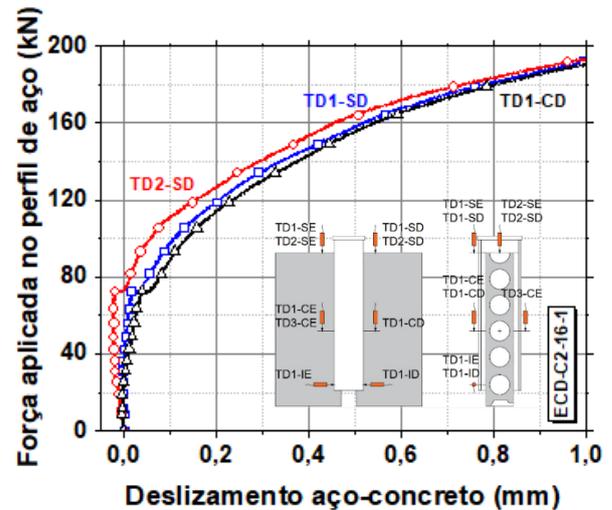
A fim de avaliar mais detalhadamente a fase inicial e identificar quando a capacidade resistente do pino virtual de concreto foi atingida, o trecho inicial de carregamento com os respectivos deslizamentos (0,5mm e 1mm) foi isolado e os resultados são apresentados na Figura 5.26, para os painéis dos lados esquerdo (Figura 5.26a; Figura 5.26c) e direito (Figura 5.26b; Figura 5.26d).

Figura 5.26 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C2-16-1 – Trecho inicial





c) Comportamento lado esquerdo até 1mm



d) Comportamento lado direito até 1mm

A capacidade resistente do pino virtual de concreto foi atingida para uma força aplicada igual a 73,48kN, com posterior redução da força aplicada para 71,97kN. Os valores dos deslizamentos correspondentes à ruptura do pino de concreto e à força de 71,97kN podem ser vistos na Tabela 5.10. Os valores de deslizamento para a força de ruptura do pino de concreto e da força tal ruptura não são tão diferentes. Contudo, houve uma diferença considerável entre os valores de deslizamento no topo do modelo entre os painéis esquerdo e direito. Já os transdutores na região da ligação apresentaram valores de deslizamento bastante similares em ambos os lados. É possível ver que até a força 73,48kN o comportamento das curvas pode ser considerado elástico-linear e, a partir deste ponto, o comportamento passa a ser não linear. Como observado nos dois modelos anteriores, a força aplicada correspondente ao deslizamento de 1mm foi maior no lado direito (aproximadamente 12%).

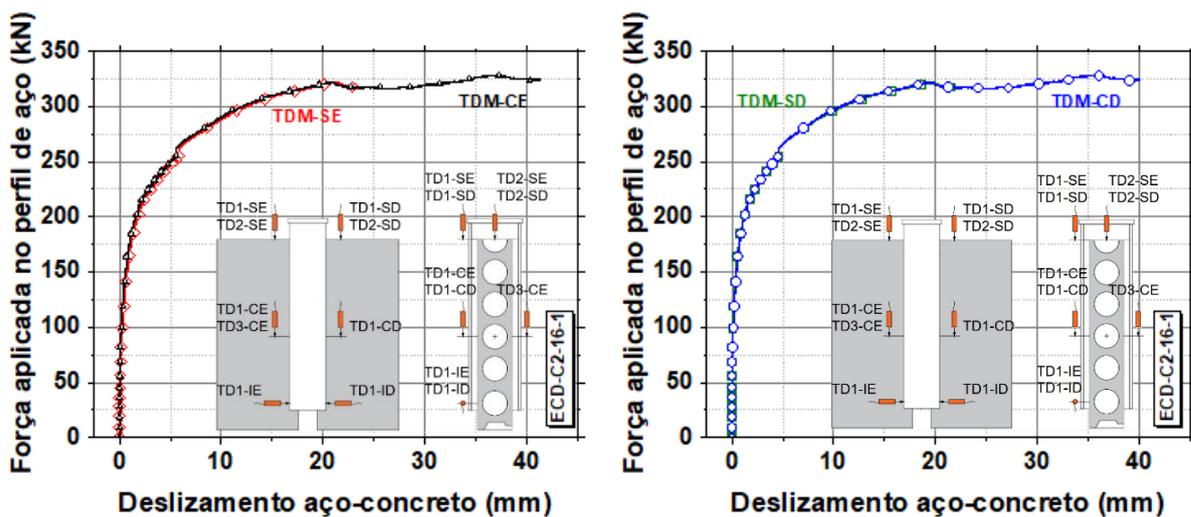
Tabela 5.10 - Deslizamentos verticais para força de ruptura do pino de concreto e pós-ruptura do pino

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)						
	Painel esquerdo				Painel direito		
	TD1-SE	TD2-SE	TD1-CE	TD3-CE	TD1-SD	TD2-SD	TD1-CD
73,48 (Ruptura do pino de concreto)	0,09	0,13	0,04	0,03	0,02	0,00	0,04
71,97 (Queda pós-ruptura do pino)	0,10	0,15	0,06	0,04	0,03	0,00	0,05

Também foram avaliados os valores médios de deslizamento. Na Figura 5.27 são apresentados os deslizamentos no topo das lajes (*TDM-SE* e *TDM-SD*) e na região da ligação

(TDM-CE e TDM-CD) em cada lado do modelo, com dados até deslizamentos de 40mm, totalizando o curso limite dos transdutores.

Figura 5.27 - Força aplicada *versus* Deslizamento médio no modelo ECD-C2-16-1: a) lado esquerdo, b) lado direito

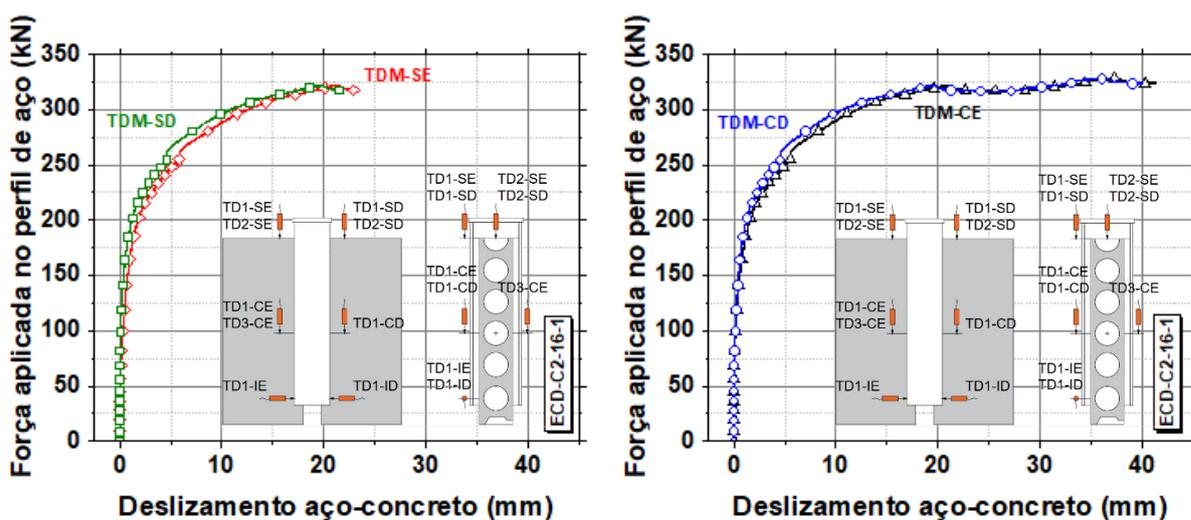


a) Comportamento lado esquerdo

b) Comportamento lado direito

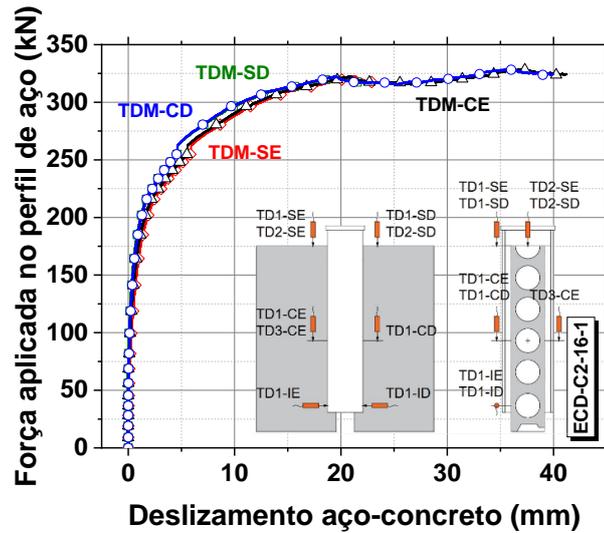
Assim como nos modelos anteriores, o comportamento dos deslizamentos médios no topo da laje e na região de ligação (centro) são idênticos. Já o comportamento dos deslizamentos nos painéis dos lados direito e esquerdo é apresentado na Figura 5.28, bem como a comparação dos valores médios no topo e na região de ligação (Figura 5.28c).

Figura 5.28 - Força aplicada *versus* Deslizamento médio no modelo ECD-C2-16-1: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto



a) Comportamento no topo da laje

b) Comportamento na região da ligação



c) Valores médios no topo e região de ligação aço-concreto

Este modelo apresentou dois picos de força aplicada, além daquele correspondente à ruptura do pino de concreto: um primeiro pico em 322,35kN e um segundo, correspondente à força máxima, de 328,53kN. Os deslizamentos médios associados a esta força são apresentados na Tabela 5.11. Há pequena diferença nos valores médios dos deslizamentos entre os lados direito e esquerdo do modelo ECD-C2-16-1, sendo levemente maiores no lado esquerdo (aproximadamente 7% para o primeiro pico e 3,5% para a força máxima). No topo foram utilizados transdutores com curso limite de 25mm, por isso, a evolução dos deslizamentos foi acompanhada somente até esse valor.

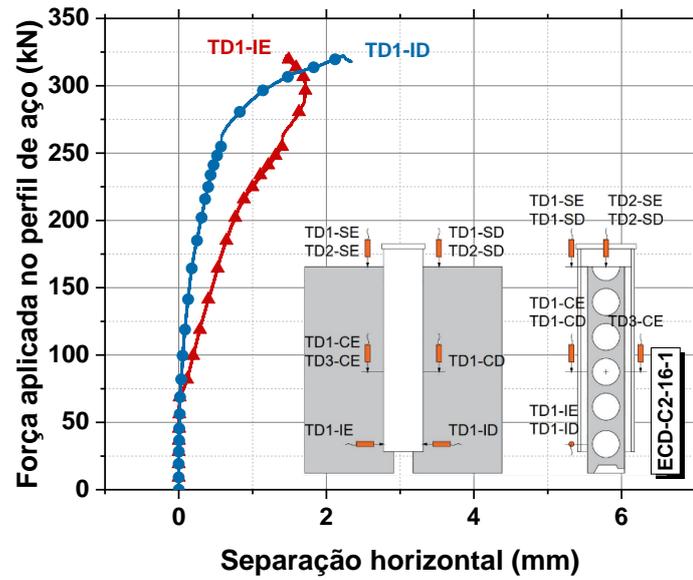
Tabela 5.11 – Deslizamento vertical para primeiro pico e força máxima no modelo ECD-C2-16-1

Força (kN)	Deslizamento vertical (mm)			
	TDM-SE	TDM-SD	TDM-CE	TDM-CD
322,35 (Primeiro pico)	21,32	19,84	20,90	19,53
328,53 (Força máxima)	0,00	0,00	37,24	35,97

É possível ver que o modelo consegue se deslocar de forma considerável na interface até que seja atingida a capacidade resistente.

Com relação à separação horizontal a base do perfil, os valores registrados no modelo ECD-C2-16-1 são apresentados na Figura 5.29. Os valores apresentados também ficaram limitados ao limite de curso dos transdutores.

Figura 5.29 - Força aplicada versus Separação horizontal no modelo ECD-C2-16-1



Ocorreu separação horizontal da laje do lado esquerdo até que a força aplicada atingisse a 295kN, a partir desse valor passa a ser registrada aproximação entre a laje de concreto e o perfil de aço, enquanto a laje do lado direito continua a se afastar.

A configuração final do modelo é mostrada na Figura 5.30, sendo que na Figura 5.30a mostra-se o deslocamento e na Figura 5.30b a separação horizontal.

Figura 5.30 – Configuração final do modelo ECD-C2-16-1

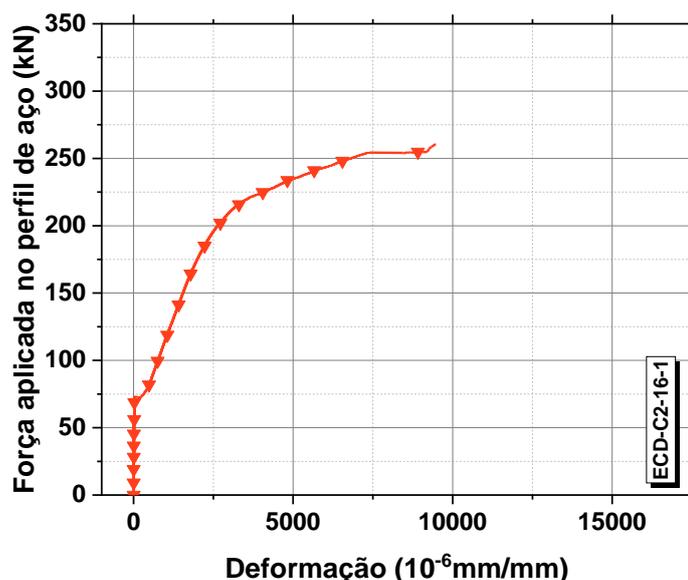


a) Deslocamento vertical

b) Separação horizontal

A Figura 5.31 apresenta a evolução das deformações axiais na barra de aço. Um problema com o extensômetro comprometeu o registro de dados a partir de valores de deformação superiores a $8000 \times 10^{-6} \text{mm/mm}$. Independente disso, verifica-se que as deformações na barra são insignificantes até que a capacidade resistente do pino de concreto seja atingida (73,48kN). A partir desse ponto, entre em ação o mecanismo correspondente à barra de aço e as deformações registradas passam a apresentar valores que evoluem com a força aplicada.

Figura 5.31 - Força aplicada versus Deformação da barra de armadura no modelo ECD-C2-16-1



5.4. ANÁLISE COMPARATIVA

Neste item serão apresentadas análises comparativas entre os modelos experimentais ensaiados e entre os resultados experimentais e os valores teóricos, obtidos pelos modelos analíticos apresentados no capítulo 3. As análises entre os modelos experimentais lavaram em consideração a influência dos seguintes fatores: presença da barra de aço passante pelos alvéolos, mudança no diâmetro da barra e mudança na resistência a compressão do concreto de preenchimento.

5.4.1. Valores últimos

A Tabela 5.12 mostra os valores máximos de força aplicada para cada modelo ensaiado e seus respectivos deslizamentos médios, a esquerda e a direita. Para efeito de comparação foram considerados os deslizamentos médios registrados na região da ligação (região central dos modelos).

Tabela 5.12 - Valores últimos dos modelos experimentais

	Modelos			
	ECD-C1-SA-1	ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1
F_{exp} (kN)	76,27	302,39	263,52	328,53
Deslizamento esquerda (mm)	0,03	22,43	28,96	37,24
Deslizamento direita (mm)	0,03	20,67	28,19	35,97

Ao se comparar a influência da presença barra em modelos com mesmo concreto (ECD-C1-SA-1; ECD-C1-12-1), pode-se observar um acréscimo percentual de 296% na capacidade resistente da ligação e de quase 700% no deslizamento vertical associado à força máxima devido ao acréscimo da barra. É natural que tenha havido aumento no escorregamento relativo pois a força aplicada no modelo com barra transversal (ECD-C1-12-1) foi significativamente superior à aplicada no modelo de referência.

Os aumentos percentuais na capacidade resistente e no deslizamento vertical relativo devido ao aumento no diâmetro da barra de aço foi, respectivamente, de 25% e 28% em relação ao modelo com barra de 12,5mm de diâmetro.

Quanto à influência da variação na resistência a compressão do concreto de preenchimento do alvéolo, houve redução de 13% na capacidade resistente, porém aumento de aproximadamente 30% no deslizamento médio relativo registrado no modelo com concreto de menor resistência a compressão.

Nos itens a seguir são apresentados maiores detalhes sobre estas comparações.

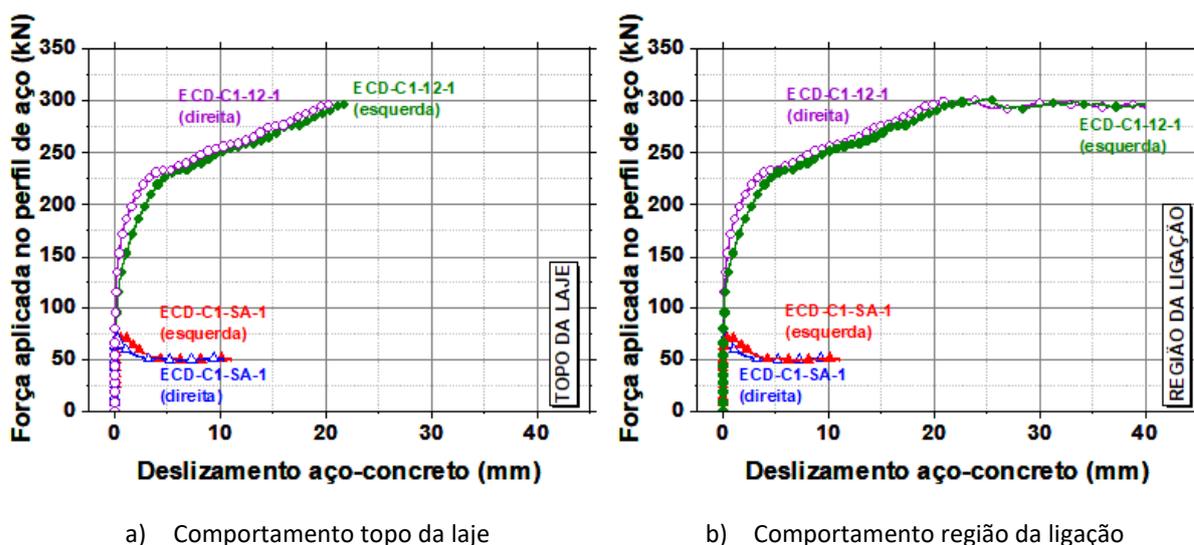
5.4.2. Contribuição das barras transversais de aço

Para avaliar a contribuição das barras transversais de aço que passam pelos alvéolos são comparados os modelos ECD-C1-SA-1 (referência) e ECD-C1-12-1 (barra de 12,5mm) e avaliados os seguintes parâmetros: capacidade resistente, ductilidade e modo de falha da ligação aço-concreto.

Na Figura 5.32 são apresentados os deslizamentos médios no topo das lajes e na região da ligação, para ambos os lados. A adição da barra transversal modificou significativamente o comportamento das curvas Força aplicada vs. Deslizamento tanto no topo quanto na região de ligação. No modelo de referência, após ser atingida a força máxima, há redução significativa da força aplicada com evolução dos deslizamentos. No caso do modelo com barra, ECD-C1-12-1, após a força máxima ser atingida, observa-se um patamar em que

a força aplicada se mantém praticamente constante e os deslizamentos evoluem para valores bastante expressivos. Nesse caso a força residual é praticamente igual à força máxima aplicada. Ou seja, houve um ganho considerável de ductilidade, sobretudo no trecho pós-pico devido ao acréscimo da barra transversal de aço imersa no alvéolo da laje e atravessando a abertura na alma do perfil.

Figura 5.32 – Influência da barra transversal nos deslizamentos médios, modelos ECD-C1-SA-1 e ECD-C1-12-1

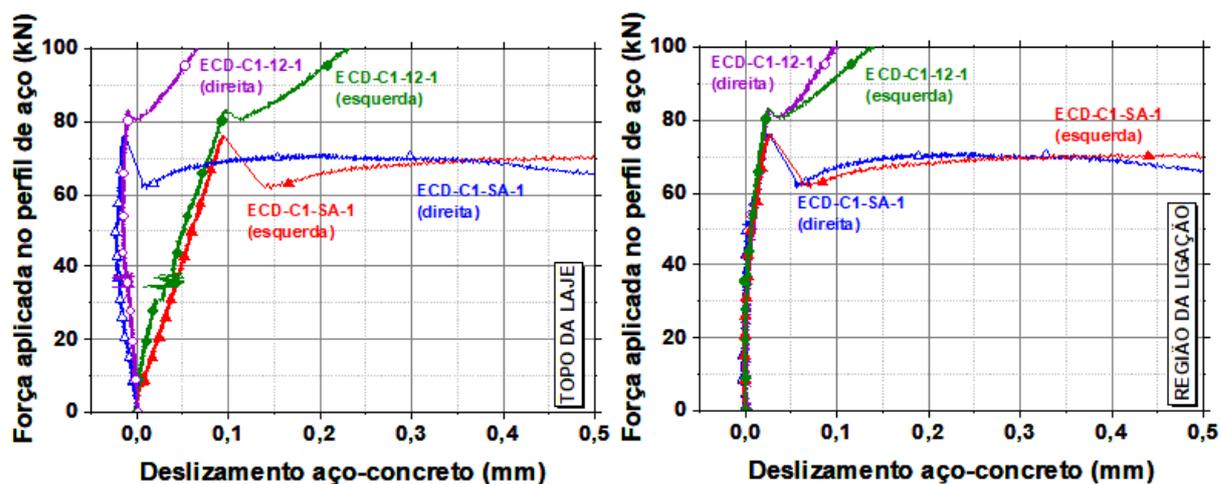


Além da significativa mudança no comportamento, também houve acréscimo considerável na capacidade resistente. Enquanto a força máxima aplicada resistida pelo modelo de referência foi de 76,27kN, o modelo com a barra de 12,5mm de diâmetro resistiu a 302,39kN, ou seja, um acréscimo de +296% na capacidade resistente da ligação. Com relação ao deslocamento vertical para a força máxima, a análise é possível somente para os valores médios registrados na região de ligação (região central do modelo) pois no topo os deslocamentos não puderam ser registrados até a força máxima por conta dos cursos máximos dos transdutores posicionados naquela região. Enquanto o deslocamento vertical médio na região central para a força máxima do modelo de referência foi de 0,03mm, o deslocamento vertical médio na mesma região do modelo com a barra de 12,5mm foi de 21,55mm, um deslocamento 797% maior que na referência.

A região inicial de carregamento e de deslizamento é melhor analisada observando os gráficos da Figura 5.33. Verifica-se que a presença da barra transversal não altera a resposta nos primeiros estágios de carregamento indicando que, inicialmente, o mecanismo de transferência de forças é formado pelo pino virtual de concreto que se forma na região dos alvéolos coincidentes de laje e perfil. A rigidez nesse trecho é idêntica, sobretudo na região de ligação (Figura 5.33b, Figura 5.33d). Até a ruptura do pino de concreto não há diferença

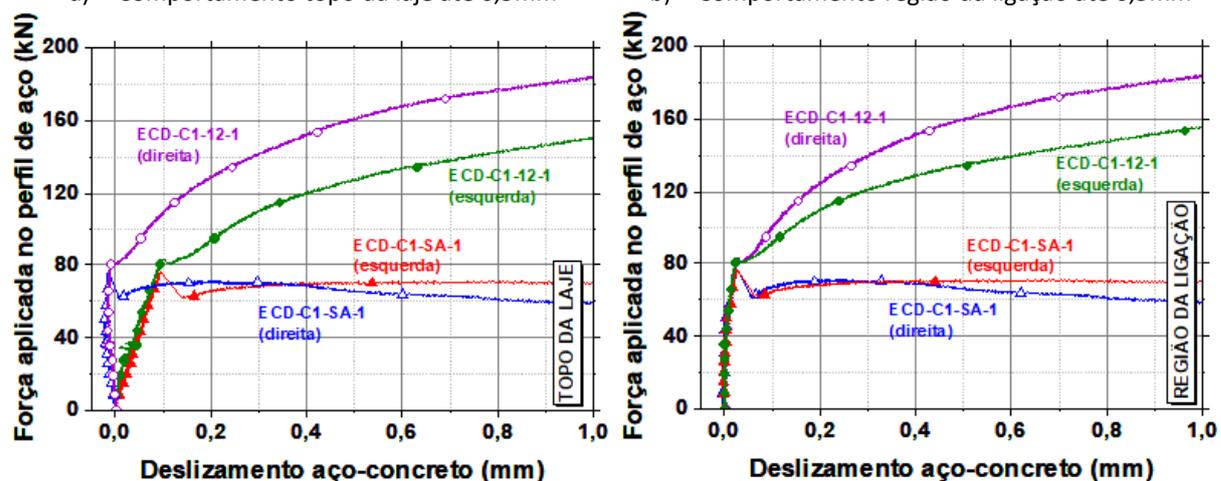
significativa entre os lados direito e esquerdo nesta mesma região, mas percebe-se uma diferença para o topo da laje em ambos os modelos.

Figura 5.33 – Influência da barra transversal nos primeiros estágios de carregamento (0,5mm e 1mm), modelos ECD-C1-SA-1 e ECD-C1-12-1



a) Comportamento topo da laje até 0,5mm

b) Comportamento região da ligação até 0,5mm



c) Comportamento topo da laje até 1mm

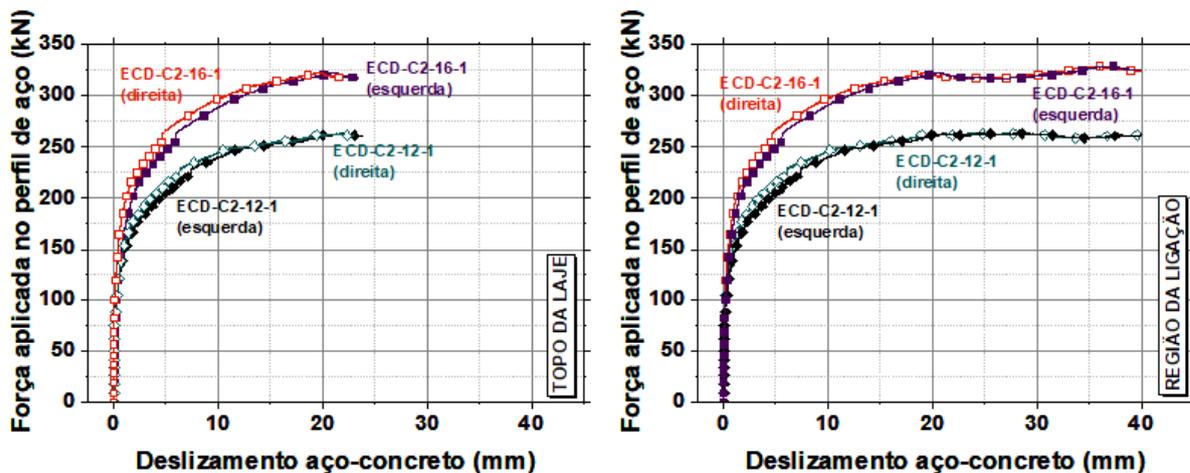
d) Comportamento região da ligação até 1mm

Apesar de não serem exatamente os mesmos, os valores de força correspondentes à capacidade resistente do pino de concreto são bastante semelhantes entre si. Foram registradas forças aplicadas iguais a 76,27kN e 83,19kN para os modelos ECD-C1-SA-1 e ECD-C1-12-1, respectivamente. Tomando o modelo de referência como base (ECD-C1-SA-1), a variação da força resistida pelo pino de concreto foi de 9,1%. Além disso, o comportamento dos deslizamentos até atingir a capacidade resistente do pino de concreto não foi afetado pela presença da barra transversal de aço.

Além de avaliar os efeitos da presença de uma barra transversal, também foi possível avaliar a influência do diâmetro da barra passante pelos alvéolos. Para isso, são considerados os resultados de deslizamento médio nos modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1, ambos com

concreto de mesma resistência a compressão e barras de aço com diâmetros de 12,5mm e 16,0mm, respectivamente. Na Figura 5.34 são apresentados os gráficos comparativos.

Figura 5.34 – Influência do diâmetro da barra de aço, modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1



a) Comportamento topo da laje

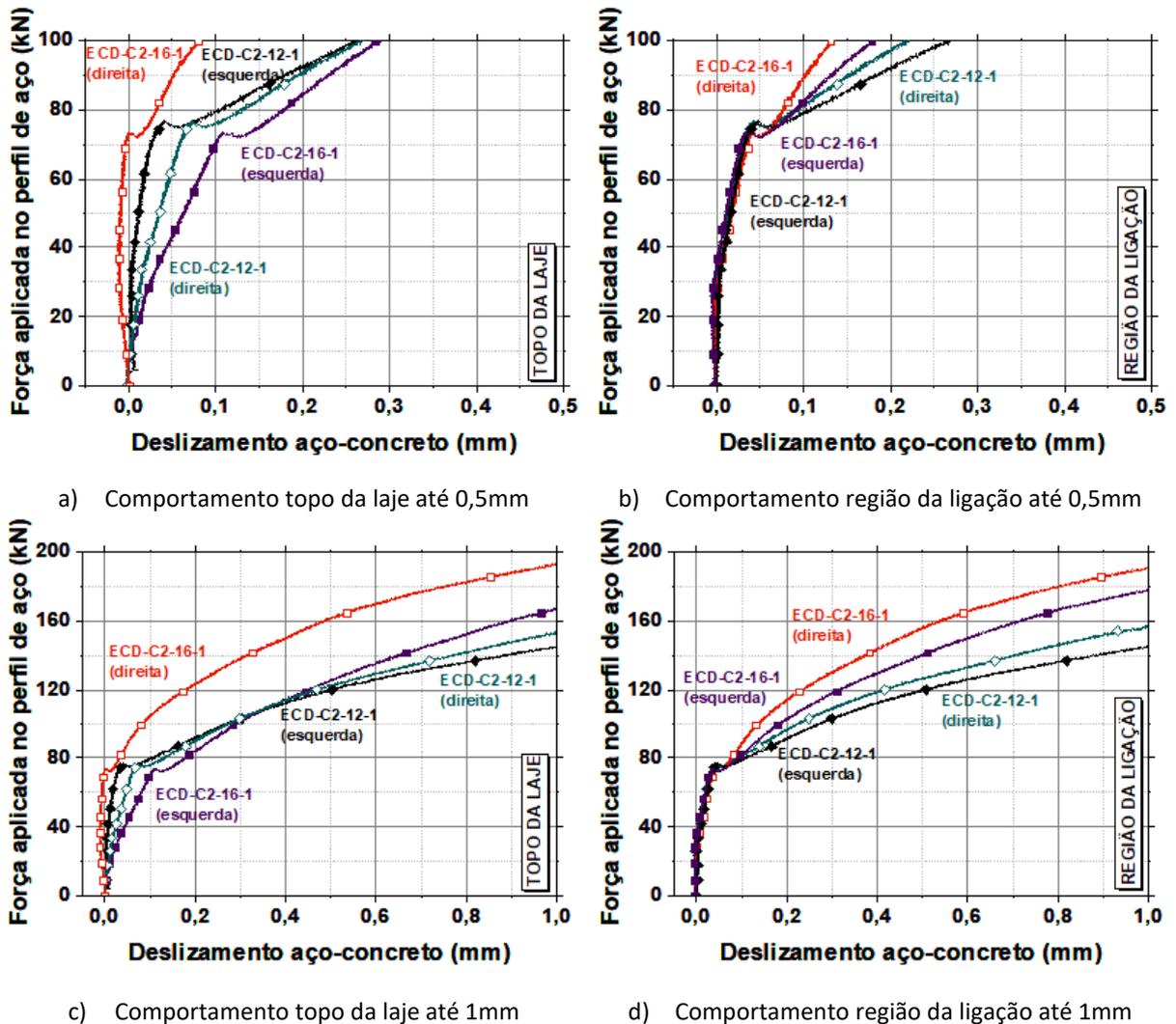
b) Comportamento região da ligação

Ambos os modelos apresentaram elevada capacidade resistente e comportamento bastante dúctil (deslizamentos superiores a 6mm). Há um trecho inicial na região da ligação com respostas idênticas mostrando que nos primeiros estágios de carregamento não há influência significativa do diâmetro da barra. Isso porque para essa fase o mecanismo resistente decorre do pino virtual de concreto. As curvas começam a se distanciar a partir de uma força de aproximadamente 75kN (Figura 5.35b; Figura 5.35d). Ambos os modelos apresentam comportamento pós-pico com patamar, mantendo-se a força praticamente constante e avançando os valores de deslizamento. No modelo com barra de maior diâmetro o trecho com patamar apresenta um leve acréscimo de capacidade resistente para cerca de 35mm de deslizamento.

As forças máximas nos modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1 foram 263,52kN e 328,53kN, respectivamente. Isso representa um acréscimo de +25% na capacidade resistente da ligação em função do aumento do diâmetro da barra, passando de 12,5mm para 16,0mm. Em relação aos deslizamentos verticais médios para as forças máximas na região da ligação, no modelo com a barra de 12,5mm o deslizamento foi de 28,58mm e no modelo com a barra de aço de 16,0mm foi de 36,60mm. Isso representa um acréscimo de 28% no deslocamento vertical para força máxima devido a mudança no diâmetro da barra. Enquanto o modelo ECD-C2-12-1 apresentou apenas um pico de força (força máxima), o modelo ECD-C2-16-1 apresentou um primeiro pico, anterior a força máxima, de 322,35kN, e para esta força o deslocamento vertical médio foi de 20,90mm. Isto representa uma diferença de quase duas vezes nos deslocamentos verticais entre as forças de pico no modelo ECD-C2-16-1.

Novamente os trechos iniciais de carregamento foram analisados (Figura 5.35).

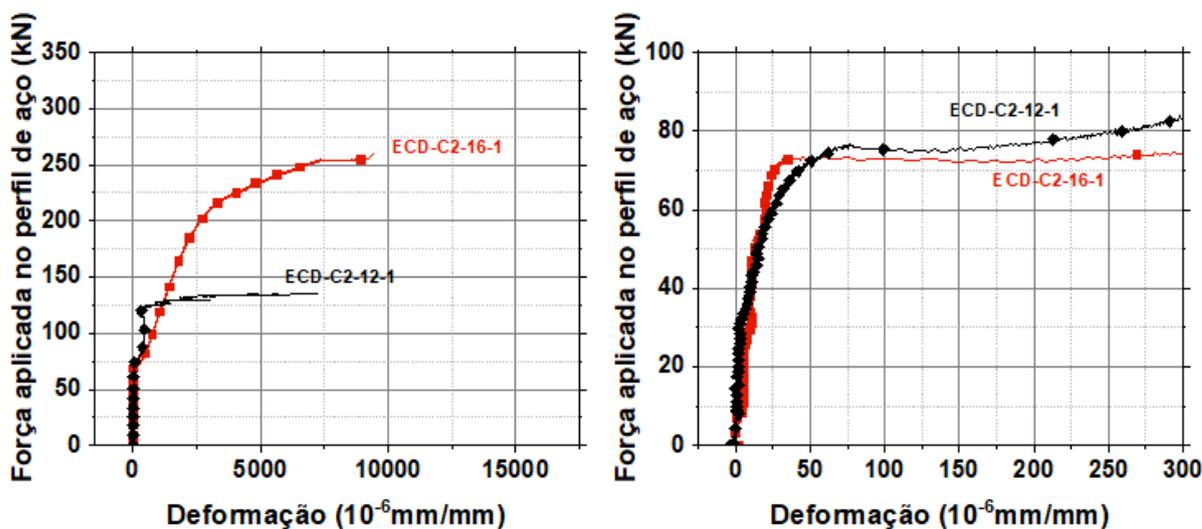
Figura 5.35 – Influência do diâmetro da barra de aço nos trechos iniciais (0,5mm e 1mm), modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1



As forças correspondentes à capacidade resistente do pino virtual de concreto foram 76,87kN e 73,48kN para os modelos ECD-C2-12-1 e ECD-C2-16-1, praticamente idênticas. Observa-se que as curvas de deslizamento médio no topo das lajes apresentaram comportamento distintos não sendo possível estabelecer um padrão em função do diâmetro da barra transversal. Por outro lado, na ligação (região central) o comportamento foi idêntico, não havendo influência do diâmetro.

A influência da mudança no diâmetro da barra de aço pode ser vista na Figura 5.36.

Figura 5.36 – Influência do diâmetro da barra de aço nas deformações axiais nas barras



a) Comportamento total dos extensômetros

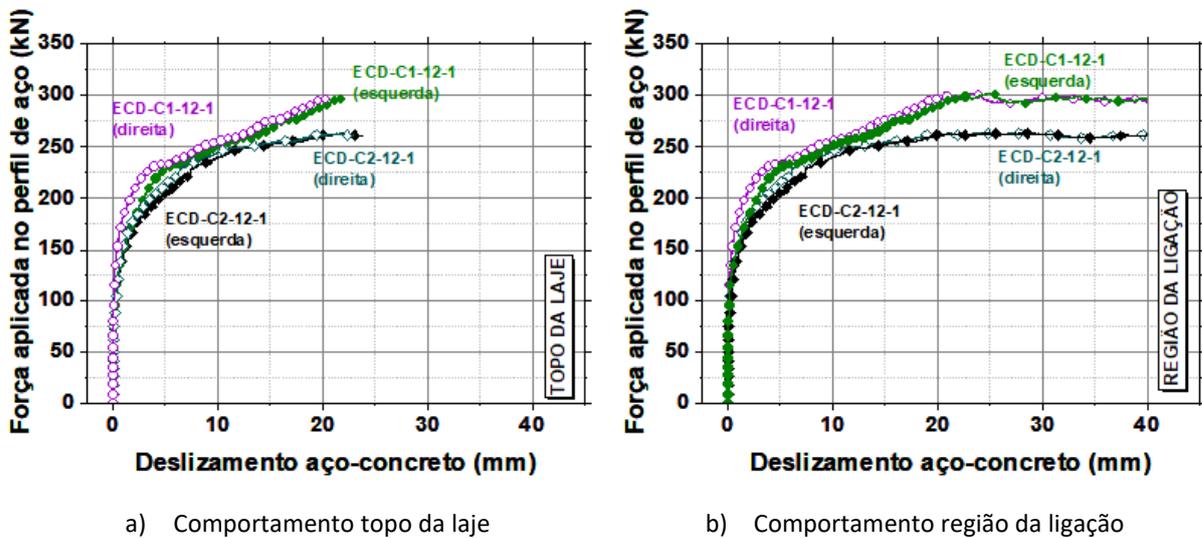
b) Trecho inicial – Ruptura do pino de concreto

Apesar de o extensômetro do modelo ECD-C2-12-1 ter apresentado problema durante a coleta de dados, observa-se um comportamento similar no trecho inicial do carregamento até a força de 75kN (Figura 5.36b), que representa a ruptura do pino de concreto. Isso comprova que até a ruptura do pino de concreto, a mudança no diâmetro da barra não tem influência na capacidade resistente da ligação.

5.4.3. Efeito da variação na resistência do concreto

Além da influência da presença da barra e do seu diâmetro, outro parâmetro avaliado foi a resistência a compressão do concreto utilizado no preenchimento do alvéolo para promover a ligação aço-concreto. Os modelos ECD-C1-12-1 e ECD-C2-12-1, ambos com uma barra transversal com 12,5mm de diâmetro, foram confeccionados com concretos de resistências a compressão iguais a 34,06kN e 26,08kN, respectivamente. Os resultados são apresentados na Figura 5.37.

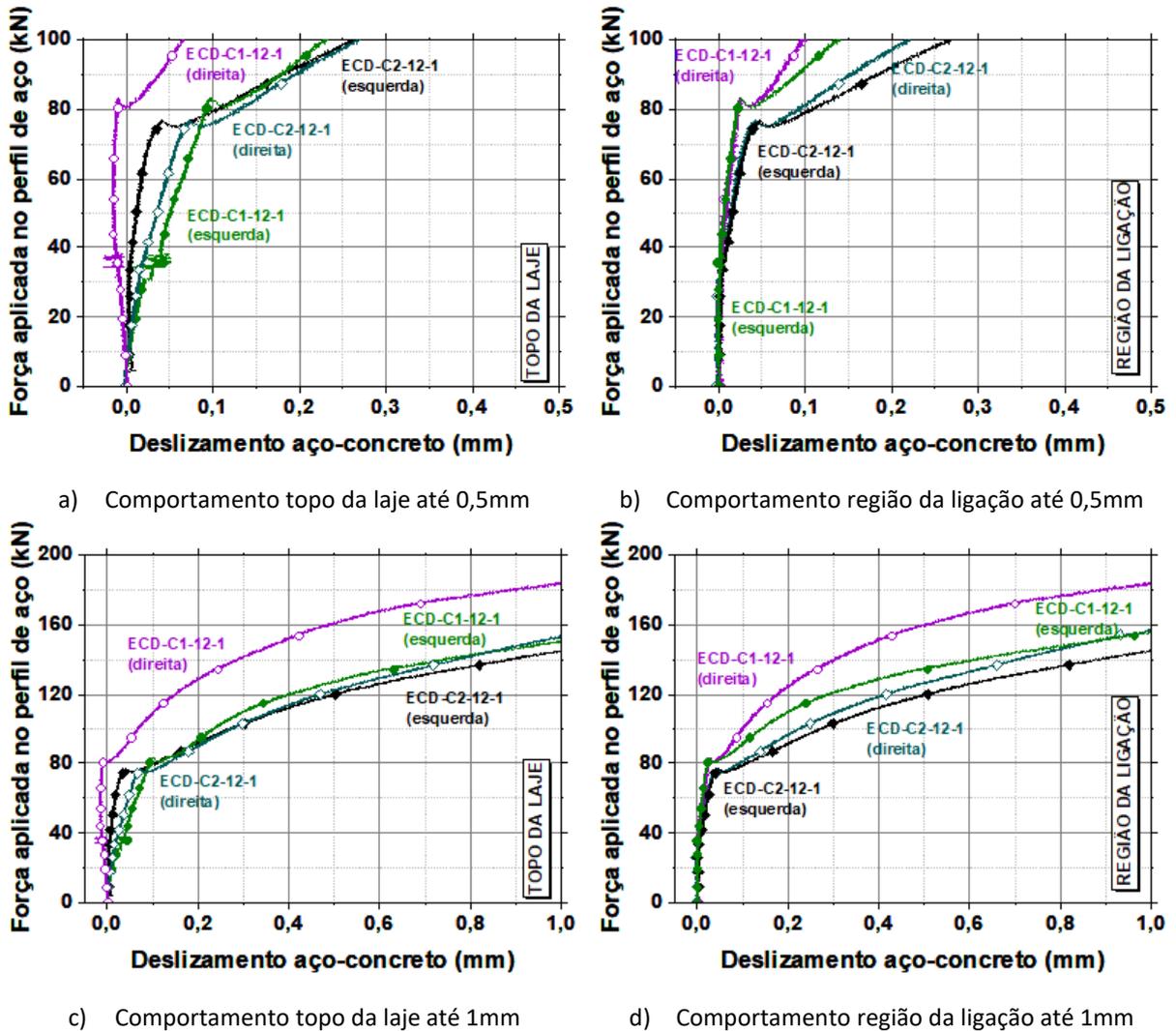
Figura 5.37 – Influência da resistência a compressão do concreto, deslizamentos médios dos modelos ECD-C1-12-1 e ECD-C2-12-1



Avaliando a força máxima aplicada, foram aplicados os valores 302,39kN e 263,52kN respectivamente nos modelos ECD-C1-12-1 e ECD-C2-12-1. Houve uma perda de -13% na capacidade resistente para uma redução de 23% na resistência a compressão do concreto de preenchimento. Analisando o deslizamento associado às forças máximas aplicadas, o modelo ECD-C1-12-1 apresentou deslizamentos de 22,43mm e 20,67mm, lado esquerdo e direito respectivamente, já o modelo com concreto de menor resistência, apesar da menor capacidade resistente, apresentou deslizamentos maiores (28,96mm do lado esquerdo e 28,19mm do lado direito). Apesar da diferença dos valores de deslizamento, é importante destacar que ambos os modelos possuíram ligação classificadas como dúcteis, com deslizamentos bastante superiores ao mínimo recomendado pelo Eurocode 4 (2004), que é de 6mm.

A Figura 5.38 apresenta comparações de comportamento para a região correspondente à ruptura do pino de concreto.

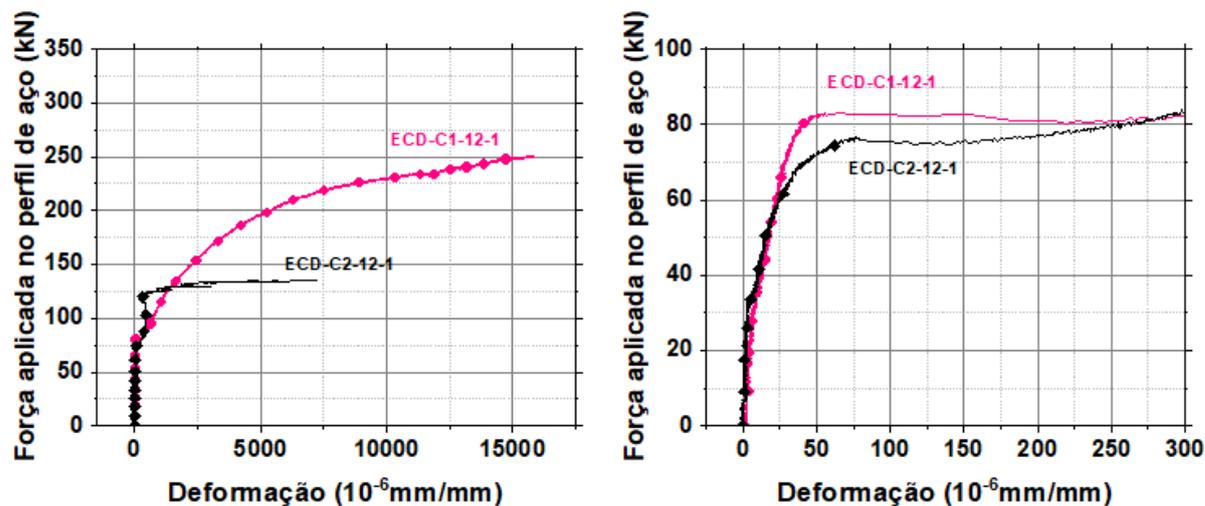
Figura 5.38 – Influência da resistência a compressão do concreto nos trechos iniciais (0,5mm e 1mm), modelos ECD-C1-12-1 e ECD-C2-12-1



Os gráficos da Figura 5.38 mostram que houve leve diferença de 8,2% no valor da força de ruptura do pino de concreto para os dois modelos, sendo 83,19kN para o modelo com concreto mais resistente e 76,87kN para o modelo com concreto menos resistente, tomando o modelo ECD-C1-12-1 como referência.

A influência da variação na resistência a compressão do concreto de preenchimento na deformação axial registrada na barra de aço pode ser vista na Figura 5.39.

Figura 5.39 – Influência da resistência a compressão do concreto nas deformações axiais nas barras de armadura



Nota-se que as barras em ambos os modelos (Figura 5.39b) começaram a apresentar deformações significativas apenas após a ruptura do pino de concreto, sendo a diferença entre as forças aplicadas causada pela diferença na resistência a compressão do concreto. O modelo com concreto de menor resistência a compressão apresentou menor rigidez e maior deformação na barra próximo à ruína do pino de concreto.

5.4.4. Comparação com modelos analíticos

No capítulo 3 são apresentados quatro modelos analíticos para determinar a capacidade resistente da ligação entre componentes do piso misto de pequena altura, ou seja, entre o perfil de aço com abertura na alma e a laje de concreto. Nesses modelos há a possibilidade de considerar a contribuição da barra transversal de aço.

Na Tabela 5.13 são apresentadas as propriedades mecânicas médias dos materiais modelos ensaiados. Os valores nela contidos foram utilizados para estimar a força resistente do mecanismo de transferência de forças aço-concreto formado por pino de concreto e barra de aço. Os valores de força resistente teórica bem como de força última experimental também são apresentados na Tabela 5.13. Além dos valores teóricos totais (P_{Rd}), os resultados teóricos foram assim divididos: componente resistida pelo pino de concreto ($R_{cc} + R_{ct}$) e componente resistida pela armadura (R_{ad}), quando o modelo continha armadura imersa no alvéolo. Além disso, foram resgatados os fatores α_1 e α_2 de cada modelo, que multiplicam a resistência do concreto a compressão e do concreto cisalhado, respectivamente. As equações foram apresentadas na Tabela 3.6 no capítulo 3. Os valores correspondentes à componente resistida pelo pino de concreto foram comparados à força de ruptura do pino de concreto obtida nos modelos experimentais (F_{RPC}).

Tabela 5.13 - Capacidade resistente teórica a partir de modelos analíticos

		Modelos				
		ECD-C1-SA-1	ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1	
Propriedade dos materiais	Concreto in loco	f_{cm} (kN/cm ²)	3,41	3,41	2,61	2,61
		f_{ct} (kN/cm ²)	0,23	0,23	0,18	0,18
		E_c (kN/cm ²)	2741	2741	2901	2901
	Barra de aço	f_y (kN/cm ²)	-	63,63	63,63	54,08
		E_s (kN/cm ²)	-	20000	20000	20000
	Capacidade resistente dos modelos experimentais		F_{exp} (kN)	76,27	302,39	263,52
F_{RPC} (kN)			76,27	83,19	76,87	73,48
Modelos analíticos	Huo e D'Mello (2013) $\alpha_1 = 1,68$; $\alpha_2 = 1,44$	P_{Rd} (kN)	103,09 (+35,2%)	181,17 (-40,1%)	158,44 (-39,9%)	189,09 (-42,4%)
		$R_{cc} + R_{ct}$ (kN)	103,09 (+35,2%)	103,09 (+23,9%)	80,35 (+4,5%)	80,35 (+9,4%)
		R_{ad} (kN)	-	78,09	78,09	108,73
	Chen <i>et al.</i> (2015) $\alpha_1 = 1,30$; $\alpha_2 = 1,15$	P_{Rd} (kN)	80,85 (+6,0%)	158,94 (-47,4%)	141,13 (-46,4%)	171,78 (-47,7%)
		$R_{cc} + R_{ct}$ (kN)	80,85 (+6,0%)	80,85 (-2,8%)	63,04 (-18,0%)	63,04 (-14,2%)
		R_{ad} (kN)	-	62,47	62,47	86,98
	Limazie Chen (2017) $\alpha_1 = 1,20$; $\alpha_2 = 2,10$	P_{Rd} (kN)	106,06 (+39,1%)	163,94 (-45,8%)	126,93 (-51,8%)	154,80 (-52,9%)
		$R_{cc} + R_{ct}$ (kN)	106,06 (+39,1%)	106,06 (+27,5%)	83,28 (+8,3%)	83,28 (+13,3%)
		R_{ad} (kN)	-	57,88	43,65	71,52
	Hosseinpour <i>et al.</i> (2018) $\alpha_1 = 0,75$; $\alpha_2 = 0,35$	P_{Rd} (kN)	37,16 (-51,3%)	-	-	-

A comparação entre valores teóricos (P_{Rd}) e experimentais (F_{exp}) evidencia que nenhum dos modelos teóricos aqui considerados permite boa estimativa da força resistente

para todos os modelos experimentais. No caso dos exemplares sem barra transversal de armadura, o modelo analítico de Chen *et al.* (2015) apresentou bons resultados (variação de +6%), enquanto os valores teóricos dos demais modelos foram bem diferentes. No caso dos modelos analíticos de Huo e D’Mello (2013) e Limazie e Chen (2017), os valores teóricos são bastante superiores aos experimentais e superestimam a capacidade resistente do sistema de ligação, com variação de +35,2% e +39,1%, respectivamente. Dentre os modelos avaliados, o modelo de Hosseinpour *et al.* (2018) apresentou o pior resultado, com uma variação de -51,3%, sendo que a previsão da capacidade resistente foi bastante inferior ao valor experimental, subestimando o valor máximo resistido pela ligação aço-concreto.

No caso dos modelos experimentais reforçados com barras transversais nos alvéolos, observa-se que nenhum dos modelos analíticos apresentou resultados satisfatórios. Porém, comparando-se os valores experimentais de força de ruptura do pino de concreto (F_{RPC}) dos modelos com barra com a componente teórica resistida pelo concreto ($R_{cc} + R_{ct}$), percebe-se boa aproximação dos resultados teóricos apenas para a parcela correspondente à força resistida pelo pino de concreto. Isto deixa claro que nos modelos analíticos considerados até aqui no presente estudo, naqueles exemplares com alvéolos armados com barra transversal, o grande problema está na previsão da parcela resistida pela barra de aço. Nesses modelos analíticos, há dois fatores que influenciam os resultados: os fatores α_1 e α_2 (aplicáveis a todos os modelos e que influenciam a parcela de capacidade resistente do pino de concreto) e a parcela resistida pela barra de aço (para os modelos com barra passante).

A fim de verificar se a ruptura do pino de concreto ocorre por esmagamento do concreto comprimido e cisalhamento do pino, foi realizada uma análise considerando os fatores α_1 e α_2 iguais a 1,0. Nesta comparação não foi considerada a contribuição das barras de armadura. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Valores teóricos de capacidade resistente do pino de concreto: α_1 e α_2 iguais a 1,0

	Modelos			
	ECD-C1-SA-1	ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1
F_{RPC} (kN)	76,27	83,19	76,87	73,48
$R_{cc} + R_{ct}$ (kN)	65,69	65,69	51,28	51,28
$\alpha_1 = \alpha_2 = 1$	(-13,9%)	(-21,0%)	(-33,3%)	(-30,2%)

Percebe-se que a utilização de fatores α_1 e α_2 iguais a 1,0 não foi suficiente para melhorar a representatividade dos valores teóricos de força resistida pelo pino de concreto

em relação aos modelos experimentais. Isto é um forte indício de que a ruptura do pino de concreto não ocorre apenas pelo esmagamento da seção comprimida e pelo cisalhamento da seção transversal. Nos modelos com alvéolos reforçados por barra de aço a divergência entre resultados teóricos e experimentais é ainda maior, indicando que existe uma interação entre a barra de aço passante pelos alvéolos e o concreto de preenchimento que a circunda e essa interação altera o modo de falha do pino de concreto, levando a valores de força máxima maiores que o simples somatório das parcelas correspondentes ao esmagamento e ao cisalhamento.

Além disso, a partir dos resultados dos modelos com barra (Tabela 5.13) verifica-se que a parcela resistida pela barra de aço não se deve apenas à sua falha por cisalhamento pois foi encontrada diferença considerável. Nos três modelos reforçados com barra transversal, os resultados teóricos (modelos analíticos) foram bastante inferiores aos experimentais indicando a necessidade de ajustes na parcela correspondente à barra de aço.

Assim sendo, são necessários ajustes nos modelos analíticos a fim de melhorar sua representatividade em relação aos resultados experimentais. Os ajustes são necessários tanto nos fatores α_1 e α_2 (aplicados ao concreto comprimido e tracionado, respectivamente) como na parcela que representa a força resistida pela barra de aço. Contudo, os resultados experimentais do presente estudo são insuficientes para fazer esses ajustes, sendo necessários mais estudos e dados (experimentais e numéricos) para melhoria dos modelos analíticos.

Uma outra opção, não considerada por nenhum dos autores que estudaram este modelo de ligação, é considerar os mecanismos resistentes do pino de concreto passando pela abertura do perfil de aço como um consolo muito curto, seguindo as recomendações da ABNT NBR 9062 (2017). No caso dos consolos muito curtos, a tensão máxima de cisalhamento que surge na interface deve ser limitada à tensão última de cisalhamento (τ_{wu}), que segundo a ABNT NBR 9062 (2017) pode ser estimada pela Equação 5.1:

$$\tau_{wu} = 3,0 + 0,9\rho f_{yd} \leq 0,27(1 - f_{ck}/250)f_{cd} \quad (\text{Equação 5.1})$$

Sendo que:

$\tau_{wu} \leq 8\text{MPa}$;

ρ : taxa de armadura do pino;

f_{yd} : valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço, limitada a 435 MPa;

f_{ck} : valor característico da resistência a compressão do concreto;

f_{cd} : valor de cálculo da resistência a compressão do concreto ($f_{ck}/1,4$).

A partir da Equação 5.1 e desconsiderando a parcela da armadura por essa ser muito pequena, a força resistente ao corte do pino de concreto, considerando duas faces de corte, pode ser determinada pela Equação 5.2, resultando o valor numérico apresentado logo abaixo da referida equação:

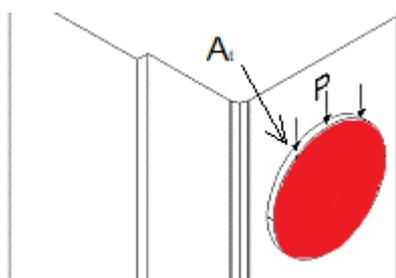
$$P_{Rd} = 3,0 * A_t * 2 \quad \text{(Equação 5.2)}$$

$$P_{Rd} = 3,0 \text{MPa} * 13273,23 \text{mm}^2 * 2$$

$$P_{Rd} = 79,64 \text{kN}$$

A área A_t corresponde à seção transversal do pino que concreto e depende, essencialmente, do diâmetro da abertura do alvéolo (Figura 5.40).

Figura 5.40 - Face de cisalhamento - Área A_t



Na Tabela 5.15 são apresentados os valores experimentais e teóricos da força correspondente à ruptura do pino de concreto, considerando todos os modelos analíticos apresentados e o valor resultante da utilização da Equação 5.2.

Tabela 5.15 – Valores experimentais e teóricos da força de ruptura do pino de concreto

		Modelos			
		ECD-C1-SA-1	ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1
F_{RPC} (kN)		76,27	83,19	76,87	73,48
$R_{cc} + R_{ct}$ (kN)	Huo e D'Mello (2013)	103,09 (+35,16%)	103,09 (+23,92%)	80,35 (+4,53%)	80,35 (+9,35%)
	Chen <i>et al.</i> (2015)	80,85 (+6,00%)	80,85 (-2,81%)	63,04 (-17,99%)	63,04 (-14,21%)
	Limazie e Chen (2017)	106,06 (+39,06%)	106,06 (+27,49%)	83,28 (+8,34%)	83,28 (+13,34%)
	Hosseinpour <i>et al.</i> (2018)	37,16 (-51,28%)	-	-	-
	P_{Rd} - Equação 5.2 (kN)	(+4,42%)	(-4,27%)	(+3,60%)	(+8,38%)

Pode-se ver que o valor obtido a partir do modelo de consolo curto apresentou boa aproximação com os resultados experimentais. Porém, uma vez que nenhum outro autor utilizou este modelo, não é possível concluir que o mesmo é adequado para todas as situações pois os resultados experimentais do presente trabalho são poucos. Portanto, parece mais coerente considerar os modelos analíticos apresentados, em destaque o modelo de Chen *et al.* (2015), para a determinação da força de ruptura do pino de concreto.

Para determinar a contribuição da barra de aço, como já dito, nenhum dos modelos analíticos apresentados foi capaz de levar a boas aproximações. Uma opção para determinar tal componente é levar em consideração a teoria de atrito-cisalhamento para consolos muito curtos. A partir da teoria atrito-cisalhamento, a força resistida pela armadura, em cada face de cisalhamento, é estimada a partir da Equação 5.3:

$$R_{ad} = n * A_s * f_y * \mu \quad \text{(Equação 5.3)}$$

Sendo:

R_{ad} : contribuição de uma barra de aço considerando a falha por escoamento (por face);

n : número de faces de cisalhamento;

A_s : área da seção transversal da barra de armadura;

f_y : resistência ao escoamento do aço da barra imersa no concreto e que atravessa o alvéolo

μ : coeficiente de atrito do concreto, que varia de acordo com a condição da interface (Tabela 5.16).

Tabela 5.16 – Variação do coeficiente de atrito efetivo do concreto

Condição da interface	μ recomendado
Concreto com concreto, molde monolítico	1,4 λ
Concreto com concreto endurecido, superfície áspera	1,0 λ
Concreto com concreto	0,6 λ
Concreto com metal	0,7 λ

*Para concretos de densidade normal, adota-se $\lambda=1$

Fonte: PCI (2004)

A principal diferença entre os modelos analíticos e a teoria atrito-cisalhamento é a consideração do coeficiente de atrito do concreto na determinação da capacidade resistente devido à barra de aço. Na Tabela 5.17 são apresentados os valores referentes à força resistida pela barra de aço na ligação, sendo que os valores experimentais foram obtidos pela subtração da força de ruptura do pino de concreto da capacidade resistente total de cada

modelo experimental; os demais valores foram obtidos a partir de equações próprias para cada caso.

Tabela 5.17 – Valores experimentais e teóricos da força resistida pela barra de aço

		Modelos		
		ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1
	F_{exp} - F_{RPC} (kN)	219,2	186,65	255,05
	Huo e D'Mello (2013)	78,09 (-64,38%)	78,09 (-58,16%)	108,73 (-57,37%)
R _{rad} (kN)	Chen <i>et al.</i> (2015)	62,47 (-71,50%)	62,47 (-66,53%)	86,98 (-65,90%)
	Limazie e Chen (2017)	57,88 (-73,59%)	43,65 (-76,61%)	71,52 (-71,96%)
	Atrito-Cisalhamento	218,64 (-0,26%)	218,64 (+17,14%)	304,46 (+19,37%)

Pode-se ver que os valores decorrentes da utilização da teoria atrito-cisalhamento se aproximaram significativamente daqueles experimentais. Em função dessa melhora significativa na representação da capacidade resistente da ligação aço-concreto a partir da consideração da teoria atrito-cisalhamento, esse será utilizado na determinação da força resistida pela barra de aço na ligação.

Combinando as Equações 5.2 e 5.3, respectivamente correspondentes à ruptura do pino de concreto e ao escoamento da barra de aço considerando a teoria atrito-cisalhamento, é possível determinar a capacidade resistente total da ligação a partir da analogia do pino de concreto com um consolo muito curto. Os valores correspondentes a cada modelo são apresentados na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 - Comparação entre valores experimentais e teóricos considerando teoria de atrito cisalhamento e consolo muito curto: força total resistida pela ligação

		Modelos			
		ECD-C1-SA-1	ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1
	F _{exp} (kN)	76,27	302,39	263,52	328,53
	P _{Rd} (kN)	79,64 (-4,42%)	298,28 (+1,36%)	298,28 (-13,19%)	384,10 (-16,91%)

Pode-se ver que esta opção leva a valores estimados para a capacidade resistente melhores aproximados que os modelos analíticos presentes na literatura, com variação de -4,42% para o modelo sem barra e entre +1,36% e -16,91% para os modelos com barra.

Considerando que para a parcela do concreto os modelos analíticos levaram a bons resultados, buscou-se combinar os modelos analíticos com o modelo de atrito-cisalhamento, sendo a parcela resistida pelo concreto determinada pelos primeiros e a parcela do aço pelo segundo. Os resultados são apresentados na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Valores experimentais e teóricos para os modelos com barra de aço

		Modelos			
		ECD-C1-SA-1	ECD-C1-12-1	ECD-C2-12-1	ECD-C2-16-1
	F_{exp} (kN)	76,27	302,39	263,52	328,53
P_{Rd} (kN)	Huo e D'Mello (2013)	103,09 (+35,16%)	321,73 (+6,40%)	298,99 (+13,46%)	384,81 (+17,13%)
	Chen <i>et al.</i> (2015)	80,85 (+6,00%)	299,49 (-0,96%)	281,68 (+6,89%)	367,50 (+11,86%)
	Limazie e Chen (2017)	106,06 (+39,06%)	324,70 (+7,38%)	301,92 (+14,57%)	387,74 (+18,02%)

A junção dos dois modelos também levou a resultados bastante próximos aos obtidos experimentalmente, principalmente para o modelo analítico de Chen *et al.* (2015). Isto justifica a combinação dos modelos, considerando o modelo analítico para a componente do concreto, cujo formato foi amplamente estudado pelos autores que desenvolveram seus modelos, e utilizando a teoria atrito-cisalhamento para a componente do aço.

Assim, nesse trabalho é proposto o seguinte modelo para estimar a capacidade resistente de ligações aço-concreto utilizando o mecanismo formado por pino de concreto e barra de aço: 1) representar o pino de concreto a partir da formulação de Chen *et al.* (2015) e a barra de aço por meio do modelo de atrito-cisalhamento, resultando na Eq. 5.4 a seguir.

$$P_{Rd} = 1,3 * f_{cu}A_c + 1,15 * f_{ct}A_t + 2 * 1,4 * A_s f_y \quad (\text{Equação 5.4})$$

Sendo:

P_{Rd}: força resistente ao cisalhamento de um pino de concreto;

f_{cu}: resistência a compressão do concreto, medida em corpos de prova cúbicos;

A_c: área de concreto tomada como sendo o produto da espessura da alma do perfil de aço e o diâmetro da abertura da alma;

f_{ct} : resistência à tração direta do concreto;

A_t : área da seção transversal preenchida com concreto (abertura circular na alma do perfil);

A_s : área da seção transversal da barra de armadura;

f_y : resistência ao escoamento do aço da barra imersa no concreto e que atravessa o alvéolo.

Por fim, pode-se ver para ligações formadas apenas pelo pino de concreto, tanto a consideração por comparação do pino de concreto com consolos muito curtos como os modelos analíticos levaram a resultados com boas aproximações, porém a utilização dos modelos analíticos se faz mais coerente devido aos diversos testes realizados. Porém, quando a ligação possui barra de aço passante pelo alvéolo, a combinação dos modelos analíticos com a teoria atrito-cisalhamento foi a opção que se mostrou mais precisa.

Capítulo 6

6. Conclusões

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar os mecanismos de transferência de forças aço-concreto em pisos mistos de pequena altura formados por perfis celulares de aço e lajes alveolares protendidas de concreto. Para isto, foram realizados seis ensaios de cisalhamento direto: dois modelos pilotos, um modelo de referência (sem barra de aço), dois modelos com barra de 12,5mm e concreto de diferentes resistências a compressão e um modelo com barra de 16mm. Portanto, foi avaliada a influência da presença de barra de aço passante pelos alvéolos, do diâmetro da barra de aço e da resistência a compressão do concreto de preenchimento do alvéolo.

Durante a preparação do modelo piloto foram identificados alguns problemas na confecção e estes foram corrigidos para a confecção dos modelos definitivos. Além disso, foi verificado que a aplicação de carga com controle manual e qualidade dos equipamentos e apoios do laboratório NETPRE não eram adequados, e então houve mudança nos equipamentos de ensaio para os modelos definitivos, sendo então realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos/USP, por meio de equipamentos controlados por computadores.

A partir dos resultados do programa experimental foi possível concluir que:

- 1) A presença de uma barra de aço de 12,5mm passante na ligação aço-concreto teve grande influência tanto na capacidade resistente do modelo (acréscimo de 296%) quanto no deslizamento correspondente à força máxima (acréscimo de 797%);
- 2) A variação no diâmetro da barra de aço de 12,5mm para 16,0mm também levou a aumento da capacidade resistente (+25%) e escorregamento para força máxima (+28%);
- 3) Com relação à variação na resistência a compressão do concreto, houve redução de 13% na capacidade resistente no modelo com concreto de menor resistência, porém com maior deslizamento correspondente à força máxima;
- 4) Dentre os parâmetros avaliados, foi constatado que o mais relevante para a capacidade resistente da ligação foi a utilização da barra de aço passando pelos alvéolos, seguido da variação no diâmetro da barra. O parâmetro de menor influência foi a variação na resistência do concreto;

- 5) Em todos os modelos ensaiados foi possível identificar o ponto de ruptura do pino de concreto, que foi coincidente com o ponto a partir do qual a deformação das barras de aço apresentou crescimento considerável;
- 6) Os resultados experimentais mostraram que a resistência a ruptura do pino de concreto não apresentou variação significativa em função da presença de barra de aço, apresentando valores próximos em todos os modelos ensaiados.
- 7) Para o trecho até a ruptura do concreto não foi observada influência do diâmetro da barra de aço, comprovando que até este ponto a barra não é mobilizada.

Além das conclusões extraídas da comparação entre os resultados dos modelos ensaiados, também foi possível destacar pontos importantes da comparação entre os resultados experimentais e teóricos previstos a partir de modelos analíticos existentes na literatura:

- 1) Dentre os modelos avaliados, nenhum deles apresentou resultados satisfatórios com boa correlação para com os resultados experimentais. Aqui cabe ressaltar que os modelos avaliados foram obtidos a partir de comparação com resultados experimentais de modelos com lajes maciças de concreto, porém nenhum dos modelos levam em consideração o tipo de laje, sendo então, teoricamente, aplicáveis para todas as situações;
- 2) Para os modelos sem barra transversal de aço, o modelo de Chen *et al.* (2015) apresentou bons resultados, mas não foi satisfatório para os modelos com barra;
- 3) Os coeficientes α_1 e α_2 , aplicáveis às parcelas de concreto tracionado e comprimido, propostos por outros pesquisadores precisam ser ajustados. Aparentemente há uma interação entre a barra de aço e o concreto que a circunda e, por isso, os coeficientes devem ser diferentes para modelos com e sem barra, pois notou-se que a presença da barra altera levemente a força de ruptura do pino de concreto;
- 4) A maior diferença entre os resultados experimentais e os teóricos foi registrada para a parcela correspondente à componente da barra de aço. Aparentemente, adotar ruptura por cisalhamento da barra como o modo de falha preponderante leva a subestimar a contribuição desse elemento;
- 5) Para ligações formadas apenas pelo pino de concreto, apesar de a consideração por comparação do pino de concreto com consolos muito curtos ter apresentado bons resultados, os modelos analíticos se mostram mais coerentes;
- 6) Para a previsão da contribuição da barra na capacidade resistente a melhor estimativa foi obtida pela teoria de atrito-cisalhamento;

- 7) Para a capacidade resistente total dos modelos com presença da barra na ligação, melhores resultados teóricos foram obtidos pela junção da componente do concreto dos modelos analíticos com a componente do aço do modelo de atrito-cisalhamento.

Considera-se que os objetivos do trabalho foram atingidos, porém são necessários estudos complementares e um conjunto maior de ensaios a fim do melhor conhecimento do comportamento da ligação aço-concreto nos pisos mistos de pequena altura formados por laje alveolar pré-fabricada de concreto e viga celular de aço.

6.1. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando que o conhecimento sobre qualquer assunto é algo crescente, trabalhos futuros podem ser desenvolvidos a fim de dar continuidade às análises iniciadas neste trabalho. Assim, são sugeridos os estudos a seguir:

- Realização de um conjunto complementar de ensaios a fim de aumentar o banco de dados experimentais e fomentar a proposição de ajustes nos fatores α_1 e α_2 nos modelos analíticos;
- Realização de ensaio de cisalhamento direto com lajes maciças, a fim de verificar se a utilização de lajes alveolares influencia significativamente os mecanismos de transferência de forças;
- Avaliar, além da variação no diâmetro das barras, a utilização de várias barras e em diferentes posições, para verificar se a excentricidade na posição das barras tem influência significativa;
- Realização de modelagem numérica dos modelos experimentais, a fim de confirmar os modos de falha e extrapolar as análises aqui realizadas.

A continuidade dos estudos sobre o piso misto de pequena altura com elementos alveolares contribuirá para a elaboração de recomendações de dimensionamento deste sistema misto, proporcionando disseminação e maior interesse do mercado por estruturas mistas de aço e concreto.

Referências

ABREU, L. M. P. de; FAKURY, R. H.; CASTRO E SILVA, A. L. R. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares. **Mecânica Computacional**, v. 29, p. 7255-7271, 2010.

AGGELOPOULOS, E.; HANUS, F.; LAWSON, M. Shear connection requirements for composite cellular beams. In: **Proceedings of the 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures. ASCCS 2018**. Editorial Universitat Politècnica de València, Valencia, p. 153-159. 2018.

AHMED, I. M.; TSAVDARIDIS, K. D. Life cycle assessment (LCA) and cost (LCC) studies of lightweight composite flooring systems. **Journal of Building Engineering**, v. 20, p. 624-633, 2018.

AHMED, I. M.; TSAVDARIDIS, K. D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 155, p. 286-300, 2019.

AHN, J.H., LEE, C.G., WON, J.H., KIM, S. H. Shear resistance of the perfobond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 10, p.1295-1307, 2010.

AI-ZUHAIRI, A.H.A.; MANSI, A.I. Experimental study of the behavior of composite concrete castellated steel beams subjected to pure bending. **Applied Research Journal**, V.1, n. 10, p. 494-500, 2015.

ALLAHYARI, Hamed et al. A new approach to determine strength of Perfobond rib shear connector in steel-concrete composite structures by employing neural network. **Engineering Structures**, v. 157, p. 235-249, 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E8 / E8M-09**, Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009.

ANTUNES, CFM. **Resistência ao cisalhamento de lajes alveolares preenchidas: uma análise exploratória**. 2011, 146p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 8522**: Concreto— Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

_____ **NBR ISO 6892-1:** Materiais metálicos — Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2018.

_____ **NBR NM 26:** Agregados – Amostragem. Rio de Janeiro, 2009.

_____ **NBR NM 27:** Agregados - Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório. Rio de Janeiro, 2001.

_____ **NBR NM 30:** Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

_____ **NBR NM 45:** Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

_____ **NBR NM 52:** Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____ **NBR NM 67:** Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

_____ **NBR NM 248:** Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BADKE-NETO, A. et al. **Visão didática de vigas de aço com aberturas sequenciais na alma: casteladas e celulares.** In: XLI Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, Gramado, 11p, 2013.

BADKE NETO, A. **Estudo de metodologias para o dimensionamento de vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares.** 2015, 180p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

BALDASSINO, Nadia et al. Service and Ultimate Behaviour of Slim Floor Beams: An Experimental Study. In: **Structures**, v. 17, p. 74-86, 2019.

BARAN, E. Effects of cast-in-place concrete topping on flexural response of precast concrete hollow-core slabs. **Engineering Structures**, v. 98, p. 109-117, 2015.

BEVERLY, P. (Ed.). **fib model code for concrete structures 2010.** Ernst & Sohn, 2013.

BEZERRA, E. M. *et al.* Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. **XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**, 2010.

BEZERRA, E. M. **Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas.** 2011, 120p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

BIEGUS, A.; LORENC, W. Development of Shear Connections in Steel-Concrete Composite Structures. **Civil And Environmental Engineering Reports**, v.15(4), p. 23-32, 2015.

BRAUN, M.; OBIALA, R.; ODENBREIT, C. Analyses of the loadbearing behaviour of deep-embedded concrete dowels, CoSFB. **Steel Construction**, v. 8, n. 3, p. 167-173, 2015.

BRINKHUS, R.N. **Análise de vigas casteladas e vigas casteladas mistas.** 2015, 168p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

BRUNESI, E.; BOLOGNINI, D.; NASCIMBENE, R. Evaluation of the shear capacity of precast-prestressed hollow core slabs: numerical and experimental comparisons. **Materials and Structures**, v. 48, n. 5, p. 1503-1521, 2015.

Budi, L., Partono, W. Optimization Analysis of Size and Distance of Hexagonal Hole in Castellated Steel Beams. **Procedia engineering**, 2017, v. 171, 1092-1099.

CÂNDIDO-MARTINS, J.P.S.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P.C.G.S. Experimental evaluation of the structural response of Perfobond shear connectors. **Engineering Structures**, v.32, n.8, 1976-1985, 2010.

CASTILHO, V. C. **Otimização de componentes de concreto pré-moldado protendido mediante algoritmos genético**. 2003, 301p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

CATOIA, B; PINHEIRO, L.M; FERREIRA, M.A. Cisalhamento em lajes alveolares protendidas. **Cadernos de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos**, Universidade de São Paulo, São Carlos, v. 11, n. 53, p.7-11, 2009.

CAVALCANTI, L.A. **Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas**. 2010, 151p. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo, 2010.

CHEN, S.; LIMAZIE, T.; TAN, J. Flexural behavior of shallow cellular composite floor beams with innovative shear connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 106, p. 329-346, 2015.

COSTA, O. O. **Avaliação de desempenho de elementos de lajes alveolares protendidas pré-fabricadas**. 2009, 155p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

COSTA-NEVES, L.F., FIGUEIREDO, J.P., VELLASCO, P.D.S., CRUZ VIANNA, J. Perforated shear connectors on composite girders under monotonic loading: An experimental approach. **Engineering Structures**, v. 56, 721-737, 2013.

DARWIN, D.; DONAHEY, R. C. LRFD for Composite Beams with Unreinforced Web Openings. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 3, p. 535-552, mar. 1988.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 2, p. 342-350, 2009.

DEMIRDJIAN, S. **Stability of castellated beam webs**. 1999, 140p. Tese (Doutorado). McGill University, Montreal, 1999.

DERKOWSKI, W; SURMA, M. Shear capacity of prestressed hollow core slabs on flexible supports. **Czasopismo Techniczne. Budownictwo**, v. 110, n. 2-B, p. 3-12, 2013.

DERKOWSKI, W.; SKALSKI, P. New concept of Slimfloor with prestressed composite beams. **Procedia engineering**, v. 193, p. 176-183, 2017.

DJEBLI, Benyagoub; KERDAL, Djamel Eddine; ABIDELAH, Anis. Additional and total deflection of composite symmetric cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 158, p. 99-106, 2019.

DUC, H. N.; TUAN, V. A.; DAT, N. T. Behaviour and push-out test of concrete dowel connectors for longitudinal shear in shallow-hollow composite beams. **Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE)-NUCE**, v. 12, n. 5, p. 1-9, 2018.

DURIF, S.; BOUCHAIR, A. Analytical model to predict the resistance of cellular beams with sinusoidal openings. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p.80-96, 2016.

DUTRA, C. M. *et al.* **Análise numérica do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento tipo Crestbond**. In: Congresso Latino-americano da construção metálica, São Paulo, 25p, 2014.

- DUTRA, C.M.Y. **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 2014, 182p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.
- EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Projeto Reenge, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Oxford, Elsevier, 2002.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Bruxelas, 2004.
- FERRARI, G.A. **Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto**. 2013, 143p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- FERREIRA, L. T. S. **Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações**. 2000, 359p. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.
- FRANÇA, A.A.V. **Estudo das lajes alveolares pré-fabricadas em concreto protendido submetidas a ensaios de cisalhamento**. 2012, 138p. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual do Paraná, Curitiba, 2012.
- FRANS, R. et al. Numerical modelling of hexagonal castellated beam under monotonic loading. **Procedia engineering**, v. 171, p. 781-788, 2017.
- GIRHAMMAR, U. A. Design principles for simply supported prestressed hollow core slabs. **Structural Engineering Review**, v. 4, n. 4, p. 301-316, 1992.
- GIZEJOWSKI, M.A.; KHALIL, W.S.A. SALAH. Stability and ductility of castellated composite beams subjected to hogging bending. In: **SDSS’Rio 2010 STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES**, Rio de Janeiro, 8p, 2010.
- GONÇALVES, A. B. *et al.* **Modelo numérico para avaliação do comportamento de vigas alveolares mistas de aço e concreto**. In: Congresso Latino-americano da construção metálica, São Paulo, 17p, 2014.
- HE, S.; FANG, Z.; MOSALLAM, A. S. Push-out tests for perfobond strip connectors with UHPC grout in the joints of steel-concrete hybrid bridge girders. **Engineering Structures**, v. 135, p. 177-190, 2017.
- HECHLER, Oliver et al. CoSFB—Composite Slim-Floor Beam: Experimental Test Campaign and Evaluation. In: **Composite Construction in Steel and Concrete VII**. p. 158-172, 2013.
- HEGGER, J.; ROGGENDORF, T.; KERKENI, N. Shear capacity of prestressed hollow core slabs in slim floor constructions. **Engineering Structures**, v. 31, n. 2, p. 551-559, 2009.
- HICKS, S. J.; LAWSON, R. M. **Design of composite beams using precast concrete slabs**. Ascot: Steel Construction Institute, 2003.
- KERDAL, D.; NETHERCOT, D. A. Failure modes for castellated beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 4, n. 4, p. 295-315, 1984.
- HOSSEINPOUR, E.; SHAHRIZAN, B.; BADARUZZAMAN, W. H. W.; SHARIATI, M.; JALALI, A. Direct shear behavior of concrete filled hollow steel tube shear connector for slim-floor steel beams. **Steel and Composite Structures**, v. 26, n. 4, p. 485-499, 2018.
- HOSSEINPOUR, E. et al. Push-out test on the web opening shear connector for a slim-floor steel beam: Experimental and analytical study. **Engineering Structures**, v. 163, p. 137-152, 2018.

HUO, B. Y. **Experimental and analytical study of the shear transfer in composite shallow cellular floor beams**. 2012, 316p. Tese (Doutorado). City University, Londres, 2012.

HUO, B. Y.; D'MELLO, C. A. Push-out tests and analytical study of shear transfer mechanisms in composite shallow cellular floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v88, p.191-205, 2013.

HUO, B. Y.; D'MELLO, C. A. Shear Transferring Mechanisms in a Composite Shallow Cellular Floor Beam with Web Openings. In: **Structures**. Elsevier, p. 134-146. 2017.

IBRAHIM, I. S. et al. Experimental study on the shear behaviour of precast concrete hollow core slabs with concrete topping. **Engineering Structures**, v. 125, p. 80-90, 2016.

JACKSON, R. **Vibration and flexural strength characteristics of composite castellated beams**. Tese (Mestrado), Virginia Polytechnic Institute and State University, 128p. 2002.

JAMADAR A. M.; KUMBHAR P. D. Parametric study of castellated beam with circular and diamond shaped opening. **IRJET - International Research Journal of Engineering and Technology**, v. 02, n. 2, p. 715-722. 2015.

KIM, K. et al. Hysteretic performance of stubby Y-type perfobond rib shear connectors depending on transverse rebar. **Construction and Building Materials**, v. 200, p. 64-79, 2019.

KIM, S. et al. Experimental behavior of double-row Y-type perfobond rib shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 150, p. 221-229, 2018.

LAM, D. Composite steel beams with precast hollow core slabs: behaviour and design. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 4, n. 2, p. 179-185, 2002.

LAM, D. et al. Slim-floor construction—design for ultimate limit state. **Steel Construction**, v. 8, n. 2, p. 79-84, 2015.

LAWSON, Robert Mark; MULLETT, Derek L.; RACKHAM, J. W. **Design of asymmetric slimflor beams using deep composite decking**. Berkshire: Steel Construction Institute, 1997.

LAWSON, R.M.; LIM, J.; HICKS, S.J.; SIMMS, W.I. Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings. **Journal Constructional Steel Research**, 62, p. 614-629, 2006.

LAWSON, R. M.; HICKS, S. J. **Design of composite beams with large web openings: in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes**. Steel Construction Institute, 2011.

LAWSON, Mark et al. Slim-floor construction using hollow-core and composite decking systems. **Steel Construction**, v. 8, n. 2, p. 85-89, 2015.

LAWSON, R.M.; HANUS, F.; SONCK, D. Large web openings in steel and composite beams. **Steel Construction**, v. 10, n. 2, p. 168-175, 2017.

LEONHARDT, E. F. et al. New improved shear connector with high fatigue strength for composite structures. **Neues vorteilhaftes Verbundmittel für stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit), Beton-Und Stahlbetoubau**, v. 12, p. 325-331, 1987.

LIMAZIE, T.; CHEN, S. Numerical procedure for nonlinear behavior analysis of composite slim floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 106, p. 209-219, 2015.

LIMAZIE, T.; CHEN, S. Effective shear connection for shallow cellular composite floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 128, p. 772-788, 2017.

LUBKE, G. P. **Dimensionamento Otimizado de Vigas Alveolares de Aço**. 2017, 203p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2017.

MEGHARIEF, J.D. **Behavior of composite castellated beams**. Tese (Mestrado), McGill University, Montreal, 162p. 1997.

MESQUITA, L. C. **Avaliação do comportamento estrutural de vigas mistas *slim floor* com abertura na alma**. 2016, 203p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

MOHEBKHAH, A. The moment-gradient factor in lateral-torsional buckling on inelastic castellated beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 10, p. 1481-1494, 2004.

NÁDASKÝ, P. Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors—Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design. **Procedia Engineering**, v. 40, p. 274-279, 2012.

NADJAI, A. et al. Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures. **Fire safety journal**, v. 42, n. 6-7, p. 489-497, 2007.

NGUYEN, TN Hang; TAN, Kang-Hai; KANDA, Tetsushi. Investigations on web-shear behavior of deep precast, prestressed concrete hollow core slabs. **Engineering Structures**, v. 183, p. 579-593, 2019.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. A parametric study of perfobond rib shear connectors. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 21, n. 4, p. 614-625, 1994.

OLIVEIRA, L. B. **Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura**. 2012, 147p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2012.

OLIVEIRA, T. C. P. de et al. **Vigas alveoladas: metodologias de dimensionamento**. 2012, 168p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. 2012.

PAJARI, Matti. **Design of prestressed hollow core slabs**. Technical Research Centre of Finland, Espoo, 1989.

PANEDPOJAMAN, P.; THEPCHATRI, T.; LIMKATANYU, S. Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams. **Thin-Walled Structures**, v. 76, p. 92-104, 2014.

PCI-PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (2004). **PCI design handbook: precast and prestressed concrete**. 6ed. Chicago.

PETRUCELLI, N.S. **Considerações sobre projeto e fabricação de lajes alveolares protendidas**. 2009, 126p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

PIASSI, A. D. et al. Lateral distortional buckling of cellular composite-beams. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 2, p. 331-356, 2018.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; DA MATA, L.A.C. **Elementos das estruturas mistas aço – concreto**. O Lutador, Belo Horizonte, 2001.

QUEIROZ G.; PIMENRA, R.J.; MARTINS, A.G. **Estruturas mistas – Volume 1**. Instituto Aço Brasil/CBCA, Rio de Janeiro, 2012.

RADIC, I.; MARKULAK, D. Lateral buckling of castellated beams. **Tehnički vjesnik**, v. 14, n. 1, 2, p. 25-35, 2007.

RAMOS, A.L. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura**. 2010, 138p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

REDWOOD, R.; DEMIRDJIAN, S. Castellated beam web buckling in shear. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, n. 10, p. 1202-1207, 1998.

RETTNE, L.; EDEKLING, K. **Improved design method for web shear tension failure in hollow core units**. 153 p. Tese (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2006.

RYU, J. et al. Shear Resistance of a Biaxial Hollow Composite Floor System with GFRP Plates. **Journal of Structural Engineering**, v. 143, n. 2, 2017.

SALES, M. W. **Conector de cisalhamento tipo pino com cabeça para viga mista aço-concreto com laje alveolar**. 2014, 113p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

SANTOS, P. M. D. et al. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 8, p. 1688-1695, 2007.

SANTOS, V. J. de M.; DE LIMA, D. M.; SAKIYAMA, F. I. H. Slim Floor: Método de dimensionamento e estudo paramétrico. **REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 1, 2017.

SEIDL, G. *et al.* **Preco-Beam: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission**. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, Luxemburgo, 2013.

SEIDL, G. *et al.* **PRECO+: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission**. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Berlin, Alemanha, 2013.

SHEEHAN, T. *et al.* Experimental study on long spanning composite cellular beam under flexure and shear. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 116, p. 40-54, 2016.

SHI, Y. J. et al. Loading capacity of composite slim beam in the sagging moment region. **Journal of Harbin Institute of Technology**, v. 36, n. 11, p. 1550-1553, 2004.

SHI, Y. J. et al. Experimental study on flexural behavior of simply supported composite slim beam with deep deck. **Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science)**, v. 21, n. 4, p. 315-319, 2005.

SHOWKATI, H. Lateral-Torsional Buckling of Castellated Beams. **Iranian Journal of Science & Technology**, v. 32, n. B2, p. 153-156, 2008.

SILVA, H. P. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond**. 2013, 126p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

SILVA, R. P. M. **Resistência à força cortante de lajes alveolares preenchidas de pequena altura**. 2015, 203p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

SILVEIRA, E. G. **Avaliação do comportamento estrutural de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação**. 2011, 165p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

SOUZA, P. T. **Análise teórica e experimental de pisos mistos de pequena altura compostos por vigas metálicas e lajes alveolares de concreto**. 2016, 154p. Dissertação

(Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SURMA, M.; DERKOWSKI, W.; CHOLEWICKI, A. Analytical model for determining the influence of support flexibility on shear capacity of hollow core slabs. In: **MATEC Web of Conferences**. EDP Sciences, 2019.

TKALČEVIĆ, V.; DŽEBA, I.; ANDROIĆ, B. Proračun saćastih nosača prema Eurokodu 3. **Građevinar**, v. 58, n. 09. p. 709-716, 2006.

TSAVDARIDIS, K. D.; D MELLO, C.; HAWES, M. Experimental study of ultra shallow floor beams (USFB) with perforated steel sections. In: **Nordic Steel 09**. Nordic Steel, p. 312-319, 2009.

TSAVDARIDIS, K. D.; D'MELLO, C.; HUO, B. Y. Experimental and computational study of the vertical shear behaviour of partially encased perforated steel beams. **Engineering Structures**, v. 56, p. 805-822, 2013.

TUDJONO, S.; HAN, A.L. Analysis of castellated steel beam with oval openings. In: **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 271, n.1, 7p, 2017.

VERÍSSIMO, G.S. **Análise e comportamento de vigas de aço e vigas mistas com aberturas na alma**. 1996, 316p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

VERÍSSIMO, G. S. *et al.* **Concepção e avaliação de desempenho de um novo conector para estruturas mistas de aço e betão**. In: VI Congresso de Construção Metálica e Mista, Coimbra, p. 569-578, 2007.

VERISSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. 2007, 316p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

VERÍSSIMO, G. S. *et al.* **Dimensionamento de vigas alveolares de aço**. In: Congresso Latino-americano da construção metálica, São Paulo, 17p, 2012.

VIANNA, J. C. **Avaliação do comportamento estrutural de conectores Perfobond e T-Perfobond para vigas mistas**. 2009, 300p. Tese (Doutorado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

VIANNA, J. C. *et al.* Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors' structural response. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 2, p. 408-421, 2009.

WANG, P.; GUO, K.; LIU, M.; ZHANG, L. Shear buckling strengths of web-posts in a castellated steel beam with hexagonal web openings. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p. 173-184, 2016.

WANG, Y. *et al.* Loading capacity of composite slim frame beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 3, p. 650-661, 2009.

YANG, L. Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, n. 9, p. 2675-2696, 1994.

ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. **Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction**, Henniker, N.H., p.240-252, 1987.

ZHENG, S., LIU, Y., YODA, T., LIN, W. Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole perfobond shear connector. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 117, p. 64-80, 2016.

Apêndices

Apêndice A – Teste da resistência a compressão do concreto ao longo do tempo

A seguir, são apresentados os dados do teste realizado sobre a resistência a compressão do concreto com o traço da literatura ao longo do tempo.

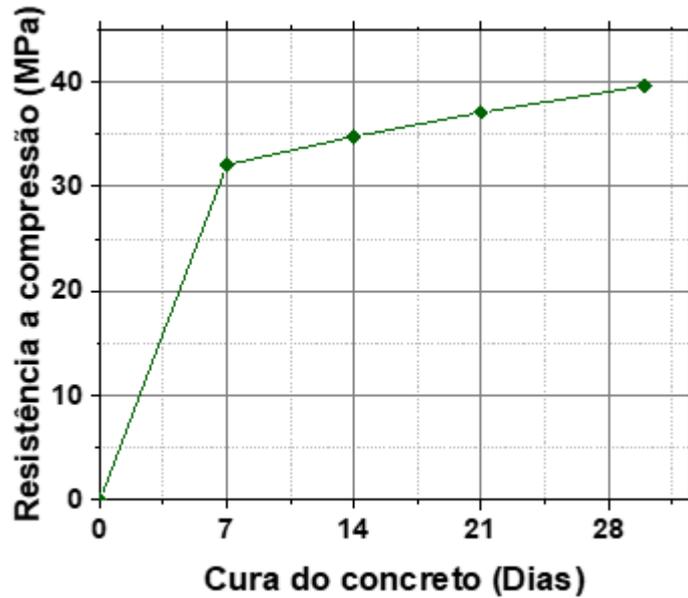
Como foi utilizado cimento de alta resistência inicial (ARI), esperava-se que o concreto atingiria a resistência foco antes dos 28 dias de cura. Para confirmar, foram realizados ensaios de abatimento de tronco de cone do concreto no estado fresco e de compressão do concreto no estado endurecido, o segundo realizado a cada 7 dias ao longo de 30 dias. O ensaio de abatimento do tronco de cone foi realizado de acordo com o código normativo ABNT NBR NM 67:1998, e o concreto no estado fresco apresentou um abatimento de 25cm. A Tabela A 1 apresenta os resultados de resistência a compressão de todos os corpos de prova ensaiados, a média da resistência a cada intervalo de tempo e o acréscimo de resistência, tomando como referência a resistência aos 7 dias.

Tabela A 1 - Resistência a compressão do concreto de teste

Corpo de Prova	Dias de cura	Resistência à Compressão (MPa)	Média das Resistências (MPa)	Acréscimo (Ref. 7 dias)
CP-1	7	29,53	32,11	-
CP-2	7	32,91		
CP-3	7	33,89		
CP-4	14	36,65	34,81	8,41%
CP-5	14	33,62		
CP-6	14	34,16		
CP-7	21	36,20	37,10	15,53%
CP-8	21	36,60		
CP-9	21	38,49		
CP-10	28	38,80	39,65	23,48%
CP-11	28	40,50		

A Figura A 1 apresenta a relação entre os resultados do teste de resistência a compressão do concreto e o tempo de cura do concreto.

Figura A 1 – Resistência a compressão do concreto *versus* Dias de cura



Pode-se observar que a partir dos 7 dias de cura o ganho de resistência do concreto é pouco significativo comparado com o ganho inicial. Também é possível ver que a resistência aos 7 dias está dentro do esperado para o ensaio (superior à 30MPa).

Isso foi utilizado como justificativa para realizar os ensaios de cisalhamento direto dos modelos físicos antes dos 28 dias de cura do concreto, considerando que a resistência a compressão foca (entre 30MPa e 40MPa) já era atingida após os 7 dias de cura.

Apêndice B – Propriedades mecânicas dos materiais concreto e aço: Relatório completo

Tabela B 1 - Propriedades mecânicas do concreto moldado in loco: todos os corpos de prova

	Concreto	Resistência a compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência a tração (MPa)
Bettonada 1	CP-1	30,79 ⁽¹⁾	28,02	-
	CP-2	33,11	28,48	-
	CP-3	34,26	27,96	-
	CP-4	33,25	31,02 ⁽¹⁾	-
	CP-5	-	-	2,87
	CP-6	-	-	2,79
	CP-7	-	-	2,80
	Média	33,54	28,15	2,82
Coef. variação	1,87	1,01	1,45	
Bettonada 2	CP-1	32,65	-	-
	CP-2	33,34	26,56 ⁽¹⁾	-
	CP-3	34,33	34,60	-
	CP-4	33,42	31,20	-
	CP-5	-	-	2,34
	CP-6	-	-	2,36
	CP-7	-	-	2,32
	Média	33,70	32,90	2,34
Coef. variação	1,63	7,31⁽³⁾	0,85	
Bettonada 3	CP-1	34,65	-	-
	CP-2	33,75	27,28	-
	CP-3	34,23	28,32	-
	CP-4	34,19	26,64	-
	CP-5	-	-	2,32
	CP-6	-	-	2,23
	CP-7	-	-	2,47 ⁽¹⁾
	Média	34,06	27,41	2,28
Coef. variação	0,78	3,09	2,80	
Bettonada 4	CP-1	27,24	-	-
	CP-2	25,86	29,96	-
	CP-3	26,56	28,05	-
	CP-4	25,81	22,56 ⁽¹⁾	-
	CP-5	-	-	1,69 ⁽¹⁾

Continuação Tabela B 1

	Concreto	Resistência a compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência a tração (MPa)
Betoadada 4	CP-6	-	-	1,78
	CP-7	-	-	1,86
	Média	26,08	29,01	1,82
	Coef. variação	1,61	4,66⁽²⁾	3,11

(1) Valor desconsiderado por motivos estatísticos (CV < 4 - Resultado muito bom)

(2) CV < 5 - Resultado bom, somente após correção estatística

(3) CV > 6 - Resultado deficiente, mesmo após correção estatística

Tabela B 2 - Propriedades mecânicas das chapas de aço utilizadas na confecção dos perfis celulares: todos os corpos de prova

	Chapa de aço	Tensão de escoamento (MPa)	Tensão de ruptura (MPa)	Alongamento na ruptura (%)
Mesa superior	CP-1	307,65	419,75	30,50
	CP-2	287,84	421,97	30,58
	CP-3	301,07	422,83	33,34
	Média	298,85	421,52	31,47
	Coef. variação	3,38	0,38	5,14
Alma	CP-1	302,24	427,15	31,00
	CP-2	307,47	427,64	30,02
	CP-3	318,03	432,18	32,07
	Média	309,25	428,99	31,03
	Coef. variação	2,60	0,65	3,30
Mesa inferior	CP-1	307,65	419,75	30,50
	CP-2	287,84	421,97	30,58
	CP-3	301,07	422,83	33,34
	Média	298,85	421,52	31,47
	Coef. variação	3,38	0,38	5,14

Tabela B 3 - Propriedades mecânicas das barra de aço utilizadas na ligação aço-concreto: todos os corpos de prova

	Barra de aço	Tensão de escoamento (MPa)	Tensão de ruptura (MPa)	Alongamento na ruptura (%)
12,5 mm	CP-1	630,77	837,60	8,44
	CP-2	644,35	845,12	8,26
	CP-3	633,87	839,36	8,46
	Média	636,33	840,69	8,39
	Coef. variação	1,12	0,47	1,31

Continuação Tabela B 3

	Barra de aço	Tensão de escoamento (MPa)	Tensão de ruptura (MPa)	Alongamento na ruptura (%)
16,0 mm	CP-1	541,61	751,61	7,97
	CP-2	538,54	745,65	8,62
	CP-3	542,11	745,55	7,63
	Média	540,75	747,60	8,07
	Coef. variação	0,36	0,46	6,23

Apêndice C – Resultados dos ensaios pilotos

A seguir, são apresentados os resultados gerais dos ensaios pilotos ECD-C1-SA-P1 e ECD-C1-SA-P2.

Figura C 1 - Força aplicada versus Deslizamento no topo: modelo piloto ECD-C1-SA-P1

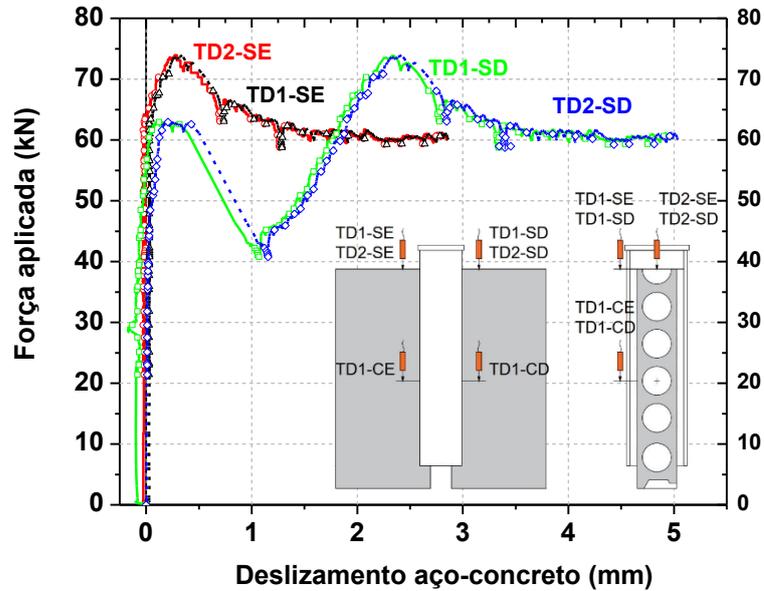


Figura C 2 - Força aplicada versus Escorregamento no modelo piloto ECD-C1-SA-P1: a) lado direito, b) lado esquerdo

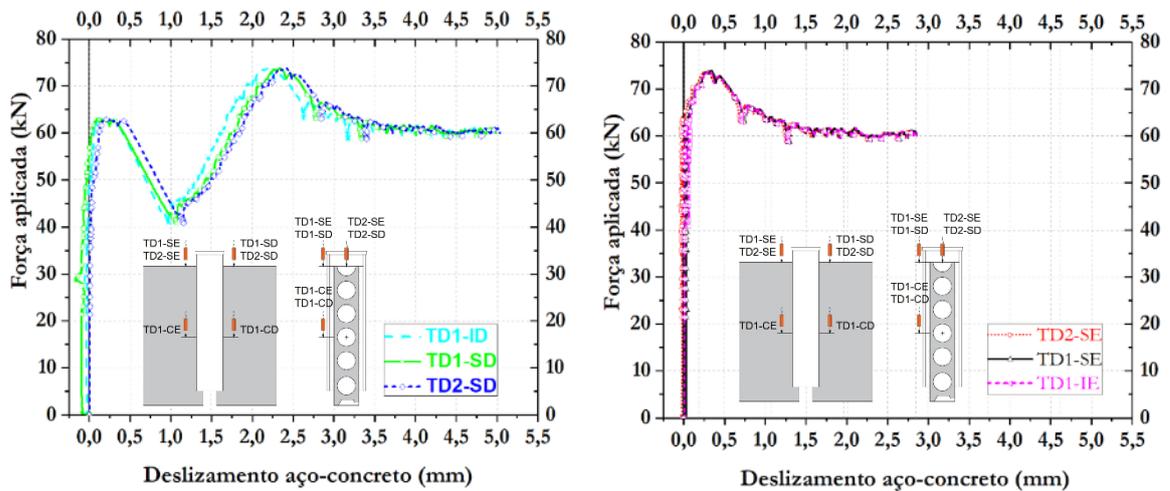


Figura C 3 - Força aplicada versus Escorregamento médio no topo do modelo piloto ECD-C1-SA-P1: a) lado direito e b) lado esquerdo

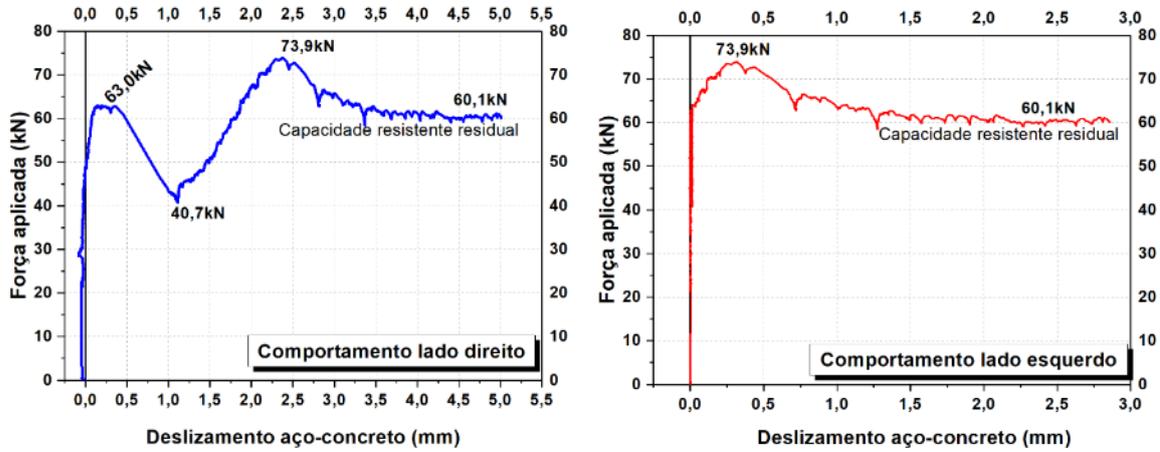


Figura C 4 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-P2: a) lado esquerdo, b) lado direito

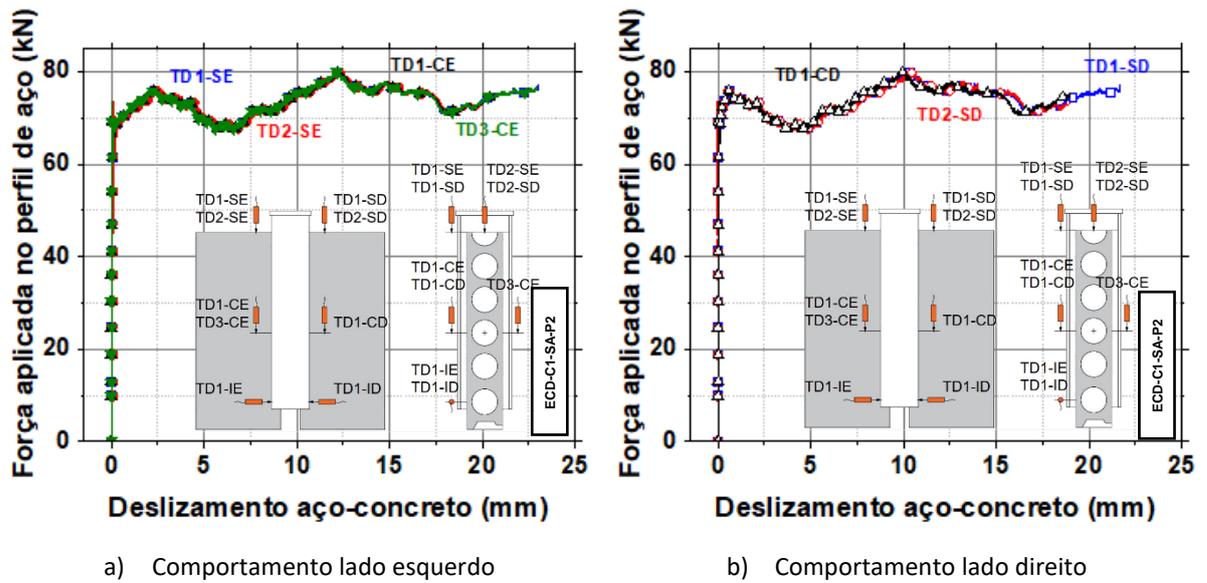


Figura C 5 - Força aplicada versus Deslizamento no modelo ECD-C1-SA-P2: Trecho inicial: a) lado esquerdo, b) lado direito

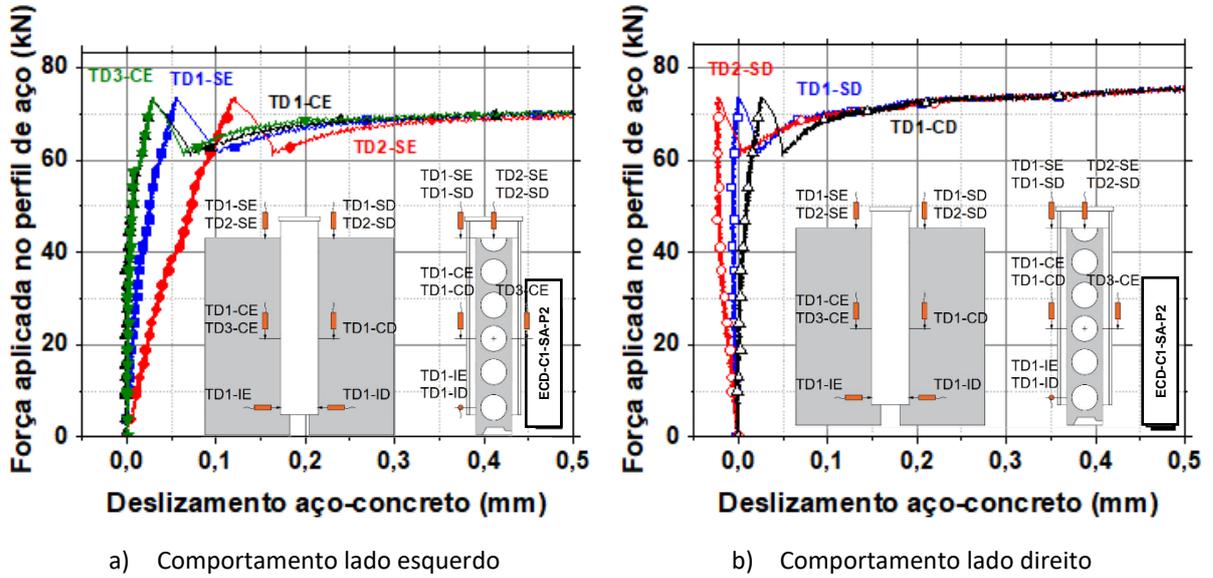


Figura C 6 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-P2: a) lado esquerdo, b) lado direito

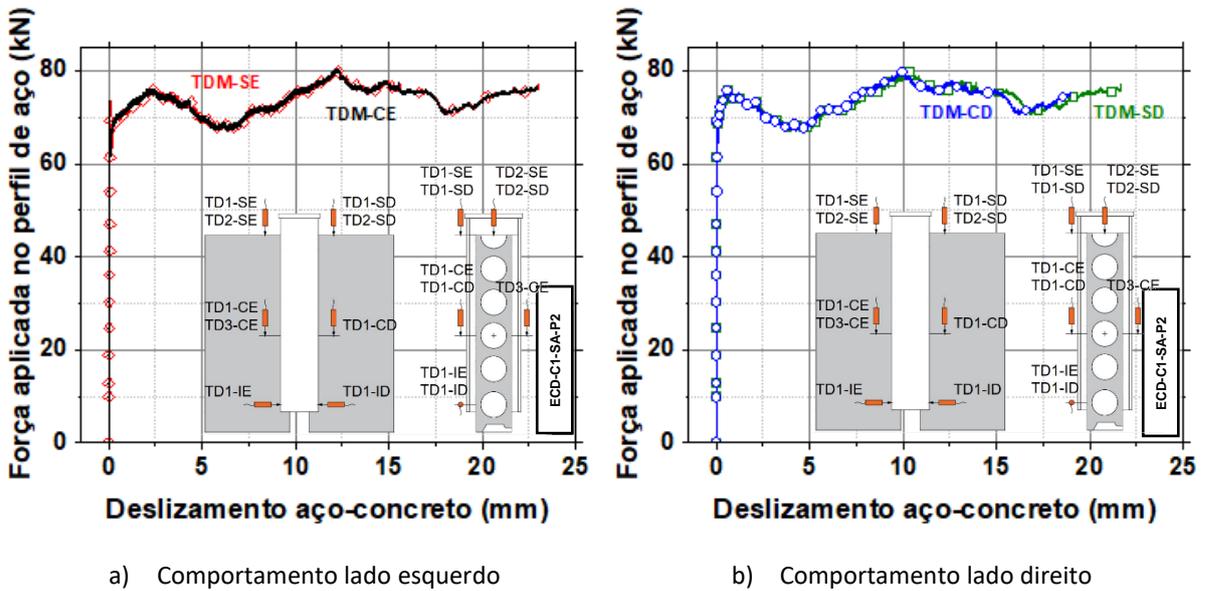
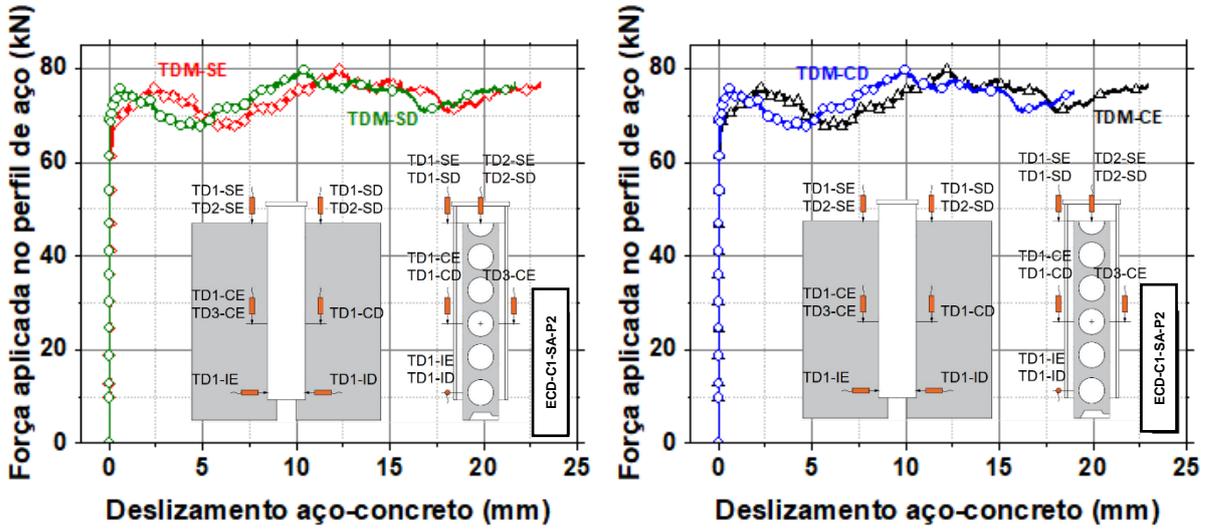
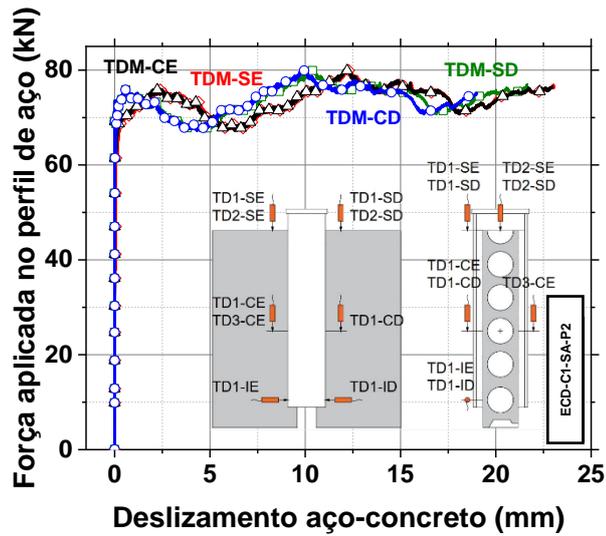


Figura C 7 - Força aplicada versus Deslizamento médio no modelo ECD-C1-SA-P2: a) no topo da laje, b) na região da ligação, c) valores médios no topo e região de ligação aço-concreto



a) Comportamento topo da laje

b) Comportamento região da ligação



c) Valores médios no topo e região de ligação aço-concreto

Figura C 8 - Força aplicada versus Separação horizontal no modelo ECD-C1-SA-P2

