

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Departamento de Engenharia de Estruturas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas

Larice Gomes Justino Miranda

**ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO EM CHAPA
DE AÇO COM RECORTES REGULARES PARA TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS
EM PILARES MISTOS DE SEÇÃO RETANGULAR PREENCHIDOS COM
CONCRETO**

Belo Horizonte
2024

Larice Gomes Justino Miranda

**ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO EM CHAPA
DE AÇO COM RECORTES REGULARES PARA TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS
EM PILARES MISTOS DE SEÇÃO RETANGULAR PREENCHIDOS COM
CONCRETO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Doutora em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas

Belo Horizonte
2024

M672a

Miranda, Larice Gomes Justino.

Análise da aplicação de conectores de cisalhamento em chapa de aço com recortes regulares para transmissão de esforços em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto [recurso eletrônico] / Larice Gomes Justino Miranda. - 2024.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 147-156.

Bibliografia: f. 138-146.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Conectores de cisalhamento - Teses. 3. Colunas de concreto - Teses. 4. Construção mista - Teses.
I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS



**ATA DA DEFESA DE TESE DE DOUTORADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº:
101 DA ALUNA LARICE GOMES JUSTINO MIRANDA**

Às **08:00** horas do dia **01** do mês de **abril** de **2024**, reuniu-se em ambiente virtual da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **21 de fevereiro de 2024**, para julgar a defesa da Tese de Doutorado intitulada "**Análise da Aplicação de Conectores de Cisalhamento em Chapa de Aço com Recortes Regulares para Transmissão de Esforços em Pilares Mistos de Seção Retangular Preenchidos com Concreto**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de DOUTOR EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de ESTRUTURAS.

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares passou a palavra à candidata para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores, com a respectiva defesa da candidata. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença da candidata e do público, para julgamento e expedição do resultado final.

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury - DEES - UFMG

Prof. Dr. Hermes Carvalho - DEES - UFMG

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima - UERJ

Profa. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho - UFOP

Após reunião, a Comissão considerou a candidata **APROVADA**, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente à candidata pelo Presidente da Comissão.

Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora.

Belo Horizonte, 01 de abril de 2024

Observações:

1. A aprovação da candidata na defesa da Tese de Doutorado não significa que a mesma tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia de Estruturas;
2. Este documento não terá validade sem a assinatura do Coordenador do Programa de PósGraduação.



Documento assinado eletronicamente por **Ricardo Hallal Fakury, Membro de comissão**, em 01/04/2024, às 12:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 01/04/2024, às 16:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Arlene Maria Cunha Sarmanho, Usuário Externo**, em 01/04/2024, às 17:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, Usuário Externo**, em 01/04/2024, às 20:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **hermes carvalho, Usuário Externo**, em 03/04/2024, às 18:28, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felicio Bruzzi Barros, Coordenador(a) de curso de pós-graduação**, em 04/06/2024, às 08:59, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **3144178** e o código CRC **A0F53BDC**.

Ao meu irmão Igor, um dos homens mais fortes
e santos que eu conheço.

AGRADECIMENTOS

“És pó, e pó te hás de tornar” (Gn 3, 19). Agradeço primeiramente à Deus, que, em sua infinita bondade, me concedeu a dádiva dessa vida e a graça de dela desfrutar, mas não deixou de me lembrar todos os dias de que essa realidade reflete na eternidade, mas é passageira. O que importa são os tesouros acumulados no Céu (cf. Mt 6, 19-21).

Ao meu esposo, Thiago, meu tesouro em vaso de barro, que me ajuda a viver cada dia com a certeza de que “o poder extraordinário provém de Deus e não de nós. Em tudo somos oprimidos, mas não sucumbimos. Vivemos em completa penúria, mas não desesperamos. Somos perseguidos, mas não ficamos desamparados. Somos abatidos, mas não somos destruídos. A nossa presente tribulação, momentânea e ligeira, nos proporciona um peso eterno de glória incomensurável. Porque não miramos as coisas que se vêem, mas sim as que não se vêem. Pois as coisas que se vêem são temporais e as que não se vêem são eternas.” (II Cor 4, 7-9.17)

Ao meu filho, Júlio, que abriu para mim as portas do caminho de maior resignação e imérito, que é a maternidade e me fez ter a certeza de que “uma coisa é certa: quando chegar a hora, nada que tiver sido produzido pelo homem subsistirá. Um dia, todas as realizações humanas serão reduzidas a um monte de cinzas. Por outro lado, todas as crianças nascidas de mulher viverão eternamente, pois a elas foi concedida uma alma imortal, feita à imagem e semelhança de Deus.” (Alice Von Hildebrand)

À minha filha, Alice, que me fez compreender o que é um passo de maturidade e de confiança em Deus, que NÃO ERRA. E veio para atualizar o sentido do que li há pouco, de uma educadora exemplar: “não tenham medo dos filhos. Não tenham medo de gerá-los e de amá-los. Não tenham medo do trabalho, da entrega, do serviço, dos dissabores. Tenham medo de serem fracas e imaturas. Tenham pavor de viverem uma vida inteira só voltada para si e para o seu próprio prazer - isso não é liberdade, mas justamente o contrário, é um dos piores tipos de escravidão: o de viver completamente encerrada em si mesma.” (Olinda Scalabrin)

Ao meu terceiro filho, Vítor, que chegou em um momento muito especial, o momento em que eu recobrei minhas forças, que há muito iam se esvaindo. Ainda tão pequeno no meu ventre e trazendo tanta luz para os meus dias. Obrigada por, junto aos seus irmãos, me motivar a seguir,

e por me lembrar todos os dias qual o único lugar onde sou insubstituível. Mais uma vida para dar sentido à minha!

Aos meus pais, irmãos, sobrinho e demais familiares que me lembraram incessantemente não só com palavras, mas com seus exemplos, de que “nada é pequeno se feito com amor” (Santa Teresinha do Menino Jesus).

Ao Professor Rodrigo Barreto Caldas pela orientação e aos colegas de doutorado que contribuíram direta ou indiretamente para o desenvolvimento desse trabalho.

Aos técnicos de laboratório e demais servidores da UFMG. Em especial ao Geraldo, ao José, ao Gabriel e ao Heron, com quem dividi dias de trabalho e momentos de descontração e partilha.

Aos meus professores e demais amigos da UFV, que sempre me apoiaram, não somente nas minhas decisões dentro da academia, mas também nas minhas decisões fora dela. Em especial, ao professor José Carlos e sua esposa Gisele, professor José Luiz e sua esposa Cristiane, professor Gustavo, professor Paulo Sérgio, professor Flávio, professora Rita (*in memoriam*), professor Bohnenberger, professor Pedroti, Julinho e sua esposa Terezinha, Wellington, João Vitor e Felipe e sua família.

À CODEME Engenharia pela doação dos modelos para ensaio, em especial ao Sr. Roberval Pimenta que, ao acompanhar um dos ensaios, me transmitiu não somente conhecimentos técnicos, mas a sabedoria da vida. E ao Centro Multiusuário de Análise Experimental de Estruturas – CEMAEES da UFMG pela disponibilidade do espaço, dos equipamentos e dos demais recursos necessários ao desenvolvimento da etapa experimental desse trabalho.

Aos amigos do GOU ICEX, da Pastoral do Batismo, do MECE, da ECCE ME, do ESC e do JSC por serem companhia nesse caminho rumo à eternidade. “Na companhia de amigos encontramos forças para alcançar nosso sublime ideal.” (São Maximiliano Maria Kolbe)

Aos meus amigos do Céu: Nossa Senhora Aparecida, Santa Gianna Beretta Molla, São João Paulo II, Nossa Senhora das Graças, São Frei Galvão, Serva de Deus Chiara Corbella Petrillo e Nossa Senhora de Fátima por me recordarem a todo momento de voltar meus olhos para o Céu e diante de tudo me perguntar: “Quid est hoc ad aeternitatem?”

“Prefiro gloriar-me das minhas fraquezas, para que habite em mim a força de Cristo. Eis por que sinto alegria nas fraquezas, nas afrontas, nas necessidades, nas perseguições, no profundo desgosto sofrido por amor de Cristo. Porque quando me sinto fraco, então é que sou forte.”

(II Coríntios 12, 9b - 10)

RESUMO

Os pilares mistos preenchidos com concreto são elementos estruturais constituídos basicamente por um tubo de aço externo e um núcleo de concreto, cuja interação melhora a capacidade resistente e a ductilidade do pilar e favorece a absorção de energia e a resistência ao fogo, configurando, portanto, uma solução adequada para edifícios altos, pontes e edificações sujeitas a sismos. Nota-se, porém, que apesar do uso expressivo dessa solução estrutural, permanece a necessidade do estudo e desenvolvimento de soluções para a ligação entre vigas de aço ou mistas e pilares preenchidos que sejam simples, estruturalmente eficazes e que propiciem uma transmissão de esforços eficiente no que concerne ao comportamento misto do pilar. Dada essa necessidade e o êxito da aplicação de conectores de cisalhamento em chapa plana de aço com recortes regulares como mecanismo de transferência de esforços em pilares mistos preenchidos de seção circular, analisou-se, neste trabalho, a aplicação dos mesmos em pilares mistos preenchidos de seção retangular. Para o estudo da solução proposta foram realizados ensaios experimentais de seis modelos de pilares mistos preenchidos, três deles com seção transversal de 400 mm x 400 mm e outro três com seção transversal de 500 mm x 500 mm, sendo quatro modelos compostos por conectores Crestbond e dois compostos por conectores *clothoidal*. Na sequência, foi desenvolvido um estudo de variação de parâmetros, a partir de um modelo de elementos finitos validado, constituído por 46 modelos de cada tipo de conector, no qual se observou que os parâmetros que tem maior influência no valor de força máxima são a espessura do conector, o passo do conector e a resistência ao escoamento do aço do conector e que a relação entre o valor de força máxima e o número de *dowels* de aço caracteriza uma função linear. Por fim, foram propostos modelos para a predição da capacidade resistente dessas ligações para as situações limites em que não há restrição ao deslocamento do conector na direção da viga e quando essa restrição é total. As equações propostas, além de se ajustarem aos valores experimentais, com fator de correção igual à unidade e coeficiente de variação em torno de 10 %, apresentam os termos relacionados fisicamente ao modo de falha observado nos ensaios.

Palavras-chave: estruturas mistas; pilar misto preenchido com concreto; conectores de cisalhamento em chapa plana de aço; ligação viga-pilar; modelo de cálculo.

ABSTRACT

Concrete-filled steel tube columns are structural elements consisting basically of an external steel tube and a concrete core, whose interaction improves the strength and ductility of the column and favors energy absorption and fire resistance, thus configuring a suitable solution for high-rise buildings, bridges and earthquake-prone buildings. However, despite the widely use of this structural solution, there is still a need for the study and development of solutions for the connection between steel or composite beams and filled columns that are simple, structurally effective and provide an efficient transmission of loads regarding the composite behavior of the column. Given this need and the success of the application of continuous shear connectors, also known as composite dowels, as a mechanism of load transfer in filled composite columns of circular section, it was analyzed, in this work, their application in rectangular filled composite columns. To study the proposed solution, experimental tests were carried out on six specimens of filled composite columns, three of them with a cross section of 400 mm x 400 mm and another three with a cross section of 500 mm x 500 mm, four specimens consisting of Crestbond connectors and two consisting of clothoidal connectors. Subsequently, a parametric study was developed, based on a validated finite element model, consisting of 46 models of each type of connector, in which it was observed that the parameters that have the greatest influence on the maximum load value are the thickness of the connector, the dowel spacing and the yield strength of the connector steel and that the relationship between the maximum load value and the number of steel dowels characterizes a linear function. Finally, formulations were proposed to predict the resistant capacity of these connections for limit situations in which there is no restriction on the movement of the connector in the direction of the beam and when this restriction is total. The proposed equations, in addition to adjusting to the experimental values, with correction factor equal to unity and coefficient of variation around 10 %, present the terms physically related to the failure mode observed in the tests.

Keywords: composite structures; concrete-filled steel tube column; composite dowels; beam-to-column connection; design model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Aplicações de pilares mistos preenchidos com concreto.	23
Figura 1.2 – Introdução de forças em pilar misto preenchido com concreto através de <i>single plates</i> prolongadas.	24
Figura 2.1 – Pilares mistos preenchidos com concreto com enrijecedores internos.	27
Figura 2.2 – Curvas força x deformação axial de pilares mistos preenchidos de seção circular.	30
Figura 2.3 – Tipos de aplicação de carregamento.	31
Figura 2.4 – Efeito da seção transversal no confinamento do concreto em pilares mistos preenchidos. .	32
Figura 2.5 – Conectores de cisalhamento dos tipos a) pino com cabeça, b) U laminado ou formado a frio, c) tê, d) Kombi, e) Perfobond, f) Crestbond e g) <i>composite dowels</i>	33
Figura 2.6 – Configuração do ensaio <i>push test</i> padrão.	35
Figura 2.7 – Curva força (P) x deslizamento relativo (δ) de ensaio <i>push test</i> padrão.	35
Figura 2.8 – Conectores de cisalhamento dos tipos a) pino com cabeça e b) Perfobond.	36
Figura 2.9 – Disposição do ensaio <i>push-out</i> convencional.	37
Figura 2.10 – Disposição do ensaio <i>plug-in</i> com aplicação de a) compressão e b) tração na chapa do conector.	37
Figura 2.11 – Diagramas analíticos do comportamento de ligações com conector Perfobond.	38
Figura 2.12 – Aplicações de conectores com furo circular.	41
Figura 2.13 – Conector Crestbond.	42
Figura 2.14 – Relações dimensionais do conector Crestbond.	43
Figura 2.15 – Falha por a) <i>pry-out</i> do concreto e b) falha do aço do conector	45
Figura 2.16 – Falha por cisalhamento do concreto	45
Figura 2.17 – Configuração do ensaio de vigas mistas com conector Crestbond.	46
Figura 2.18 – Ligação do tipo <i>single plate</i> com conector Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto.	47
Figura 2.19 – Perfil de temperaturas ($^{\circ}\text{C}$) em pilar misto com ligação do tipo <i>single plate</i> com conector Crestbond	48
Figura 2.20 – Dispositivo para ensaio de cisalhamento assimétrico	49
Figura 2.21 – Formas dos conectores de cisalhamento desenvolvidos no projeto Preco-Beam.	50
Figura 2.22 – Seções transversais típicas de vigas mistas pré-fabricadas.	50
Figura 2.23 – Vigas mistas pré-fabricadas com conector <i>puzzle</i> cortado direto na alma.	51
Figura 2.24 – Notação para a seção ao longo de um <i>composite dowel</i> dos tipos a) <i>clothoidal</i> e b) <i>puzzle</i>	51
Figura 2.25 – Diagrama força (P) x deslizamento (δ) idealizado para <i>composite dowels</i>	52
Figura 2.26 – Modos limites observados entre os trechos 1 e 2.	53
Figura 2.27 – Possíveis modos de falha no trecho 2.	53

Figura 2.28 – Modos de falha dos <i>composite dowels</i>	53
Figura 2.29 – Forma, dimensões e tolerâncias de conectores PZ e CL.....	55
Figura 2.30 – Exemplos de aplicação para <i>composite dowels</i>	55
Figura 2.31 – Ensaios de aplicação de <i>composite dowels</i> em vigas mistas.....	58
Figura 2.32 – Aspecto da superfície de conectores <i>clothoidal</i> cortados a) a plasma e b) a gás.	59
Figura 2.33 – Vigas mistas com conectores de cisalhamento submetidos à esforços combinados.....	60
Figura 2.34 – Aplicações dos <i>composite dowels</i> em a, b e c) vigas mistas e elementos de d e e) ancoragem.	60
Figura 2.35 – <i>Composite dowels</i> aplicados como dispositivos de transferências de esforços em PMPCs.	61
Figura 2.36 – Detalhes de ligações de vigas I com pilares mistos preenchidos.	62
Figura 2.37 – Detalhes de ligações com enrijecedores externos.	63
Figura 2.38 – Ligações estudadas por Kanatani <i>et al.</i> (1987, <i>apud</i> Chen <i>et al.</i> , 2015).	64
Figura 2.39 – Detalhes de ligações com elementos de conexão ancorados no concreto do pilar misto preenchido.	64
Figura 2.40 – Ligação com a viga passando pelo pilar misto preenchido.....	65
Figura 2.41 – Detalhes de ligações em pilares mistos preenchidos por meio de a) diafragmas e b) anéis enrijecedores.	66
Figura 2.42 – Ligação entre viga mista e pilar mistos preenchido com <i>blind bolts</i>	66
Figura 2.43 – Componentes da ligação viga-pilar no sistema de piso misto do tipo <i>slim floor</i>	67
Figura 2.44 – Ligações semirrígidas que incorporam o efeito da laje mista.	68
Figura 2.45 – Ligações com enrijecedores tê.	68
Figura 2.46 – Ligação com <i>single plate</i> recortada conforme o conector Crestbond.	69
Figura 2.47 – Dimensões nominais (mm) dos modelos TR250-320x250x8,2-BL-02CR.....	70
Figura 2.48 – Curva força x deslizamento relativo dos modelos TR250-320x250x8,2-BL-02CR.....	70
Figura 2.49 – Comportamento do concreto à compressão adotado por Aguiar (2015).	71
Figura 2.50 – Comportamento do concreto à tração e curvas de dano adotados por Aguiar (2015). ...	72
Figura 2.51 – Modelo constitutivo do aço adotado por Aguiar (2015).	72
Figura 2.52 – Comparativo entre resultados experimentais e numéricos dos modelos de Aguiar (2015). .	73
Figura 2.53 – Dimensões nominais (mm) dos modelos da série J.	74
Figura 2.54 – Corte transversal em pilar misto preenchido de seção retangular na região de introdução de forças.	74
Figura 2.55 – Modelo constitutivo do aço adotado por Cardoso (2018).	75
Figura 2.56 – Comportamento do concreto à tração adotado por Cardoso (2018).	75
Figura 2.57 – Comparativo entre resultados experimentais e numéricos dos modelos de Cardoso (2018).	75
Figura 2.58 – Deformações plásticas equivalentes (PEEQ) nos conectores Crestbond.	76
Figura 3.1 – Dimensões nominais (mm) dos modelos que compõem o programa experimental.....	78
Figura 3.2 – Etapas de preparo para concretagem dos modelos.....	80

Figura 3.3 – Cura úmida a) dos corpos de prova de concreto e b) dos modelos experimentais.....	80
Figura 3.4 – a) Ensaio de tração das amostras do aço b) do tubo e c) do conector.....	81
Figura 3.5 – Resultado do ensaio de tração das amostras do aço a) do conector e b) do tubo.....	81
Figura 3.6 – Corpos de prova de aço antes e após o ensaio de tração.....	82
Figura 3.7 – Ensaio de a) compressão e de b) módulo de elasticidade do concreto.....	83
Figura 3.8 – Disposição dos transdutores de deslocamento (DT's) no ensaio de cisalhamento.....	84
Figura 3.9 – Diagrama força x tempo para ensaios de cisalhamento, conforme a EN 1994-1-1:2004.....	85
Figura 3.10 – Geometria do modelo A1.....	86
Figura 3.11 – Geometria do modelo B.....	87
Figura 3.12 – Modelos constitutivos do aço a) do tubo e b) do conector.....	87
Figura 3.13 – Discretização dos modelos a) A1 e b) B.....	88
Figura 3.14 – Condições de contorno e de aplicação de esforços.....	88
Figura 3.15 – Modelo constitutivo do aço adotado no estudo paramétrico.....	90
Figura 3.16 – Nomenclatura dos modelos do estudo de variação de parâmetros.....	90
Figura 3.17 – Resistência teórica (r_t) × resistência experimental (r_e).....	92
Figura 4.1 – Montagem do modelo A1.....	95
Figura 4.2 – Detalhes do modelo A1 durante o ensaio.....	96
Figura 4.3 – Detalhes do modelo A1 ao fim do ensaio.....	96
Figura 4.4 – Detalhes do modelo A1 após a abertura do mesmo.....	97
Figura 4.5 – Curva força x deslizamento relativo do modelo A1.....	98
Figura 4.6 – Detalhes do corte prévio feito no tubo de aço do modelo A2.....	99
Figura 4.7 – Detalhes do modelo A2 a) e b) durante e c) após o ensaio.....	99
Figura 4.8 – Detalhes do modelo A2 após a abertura do mesmo.....	100
Figura 4.9 – Curva força x deslizamento relativo do modelo A2.....	101
Figura 4.10 – Montagem do modelo B.....	101
Figura 4.11 – Detalhes do modelo B durante o ensaio.....	102
Figura 4.12 – Curva força x deslizamento relativo do modelo B.....	102
Figura 4.13 – Montagem do modelo C1.....	103
Figura 4.14 – Detalhes do modelo C1 a) e b) durante e c) após o ensaio.....	103
Figura 4.15 – Detalhes do modelo C1 após a abertura do mesmo.....	104
Figura 4.16 – Curva força x deslizamento relativo do modelo C1.....	105
Figura 4.17 – Detalhes do modelo C2 a) antes e b) e c) durante o ensaio.....	106
Figura 4.18 – Detalhes do modelo C2 após a abertura do mesmo.....	106
Figura 4.19 – Curva força x deslizamento relativo do modelo C2.....	107
Figura 4.20 – Montagem do modelo D.....	108
Figura 4.21 – Detalhes do modelo D a) e b) durante e c) após o ensaio.....	108
Figura 4.22 – Detalhes do modelo D após a abertura do mesmo.....	109

Figura 4.23 – Curva força x deslizamento relativo do modelo D.	109
Figura 4.24 – Curva força x deslizamento relativo dos modelos experimentais.	110
Figura 4.25 – Resultados numéricos e experimental para o modelo A1.	112
Figura 4.26 – Resultados numéricos e experimentais para os modelos ensaiados.	112
Figura 4.27 – Resumo dos resultados numéricos e experimentais para os modelos ensaiados.	113
Figura 4.28 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo A1.	114
Figura 4.29 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo A2.	114
Figura 4.30 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo B.	115
Figura 4.31 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo C1.	115
Figura 4.32 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo C2.	116
Figura 4.33 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo D.	116
Figura 4.34 – Descolamento entre o tubo de aço e o núcleo de concreto acima da conexão.	117
Figura 4.35 – Dano à tração no núcleo de concreto - Modelos A1, A2 e B.	118
Figura 4.36 – Dano à tração no núcleo de concreto - Modelos C1, C2 e D.	119
Figura 4.37 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo A1.	120
Figura 4.38 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo A2.	120
Figura 4.39 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo C1.	121
Figura 4.40 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo C2.	121
Figura 4.41 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo D.	121
Figura 4.42 – Relação entre os parâmetros estudados e o valor de força máxima por conector.	127
Figura 4.43 – Valores teóricos (r_t) e experimentais (r_e) de resistência.	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Faixa de esbeltez para qual não ocorre flambagem local do tubo de aço.....	28
Tabela 2.2 – Classificação das seções transversais de pilares mistos preenchidos, conforme o AISI/AISC 360-22.	28
Tabela 2.3 – Limites de aplicabilidade das normas técnicas quanto ao valor de f_c	29
Tabela 2.4 – Modelos para predição da capacidade resistente de ligações com conector Perfobond...	40
Tabela 2.5 – Faixa de valores para os quais os modelos analíticos foram desenvolvidos.	41
Tabela 3.1 – Características nominais dos modelos.....	77
Tabela 3.2 – Dados dimensionais dos modelos.....	79
Tabela 3.3 – Dados dimensionais das amostras de aço para ensaio de tração – ver Figura 3.6.....	81
Tabela 3.4 – Valores de resistência ao escoamento e à tração do aço obtidos em ensaio e fornecidos pela fábrica.....	82
Tabela 3.5 – Valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto.	83
Tabela 3.6 – Estimativa do carregamento de ensaio.	84
Tabela 3.7 – Definição do contato entre os componentes do modelo.	89
Tabela 3.8 – Composição do estudo de variação de parâmetros.....	89
Tabela 3.9 – Valores de k_n	93
Tabela 3.10 – Valores de $k_{d,n}$	94
Tabela 4.1 – Dados de força máxima (P_u) e deslizamento relativo correspondente à força máxima (δ_u) obtidos nos modelos experimentais.....	110
Tabela 4.2– Comparativo entre os valores de força máxima (P_u) e deslizamento relativo correspondente à força máxima (δ_u) obtidos nos modelos experimentais e numéricos.....	113
Tabela 4.3 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo A1.	122
Tabela 4.4 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo A2.	122
Tabela 4.5 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo B.	123
Tabela 4.6 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo C1.	123
Tabela 4.7 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo C2.	124
Tabela 4.8 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo D.	124
Tabela 4.9 – Descrição dos modelos numéricos do estudo de variação de parâmetros.	126
Tabela 4.10 – Resultados da análise numérica e comparativo com a Eq. 2.3.	129
Tabela 4.11 – Matriz de correlação para os dados relativos ao conector Crestbond.....	131
Tabela 4.12 – Matriz de correlação para os dados relativos ao conector <i>clothoidal</i>	131
Tabela 4.13 – Valor dos coeficientes e valor-P de cada parâmetro - Crestbond.....	132
Tabela 4.14 – Valor dos coeficientes e valor-P de cada parâmetro - <i>clothoidal</i>	132

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

- A - Área do furo do conector Perfobond (mm²)
- Alongamento percentual após fratura (%)
- A_b - Área da superfície de contato entre o conector Perfobond e o concreto (mm²)
- Área de armadura passante na seção transversal do *dowel* de concreto (mm²)
- A_c - Área da seção de concreto de preenchimento do pilar misto (mm²)
- Área da seção do *dowel* de concreto no conector Perfobond (mm²)
- A_{cc} - Área de cisalhamento do concreto por conector Perfobond (mm²)
- A_D - Área do *dowel* de concreto do conector *puzzle* (PZ) e *clothoidal* (CL) (mm²)
- $A_{D,i}$ - Área efetiva de concreto nos *composite dowels* (mm²)
- A_l - Área lateral do bloco de concreto (mm²)
- A_s - Área da seção transversal do tubo de aço (mm²)
- Área de armadura transversal em um furo do conector Perfobond (mm²)
- A_{sf} - Área de armadura transversal na seção transversal da laje de concreto (mm²)
- A_t - Armadura superior
- A_{tr} - Área total de armadura transversal (mm²)
- A_{trp} - Área de armadura passante pelo furo do conector Perfobond (mm²)
- D - Diâmetro externo do tubo de aço circular (mm)
- Diâmetro do círculo inscrito no dente do conector Crestbond (mm)
- E - Módulo de elasticidade do aço (MPa)
- E_c - Módulo de elasticidade do concreto (MPa)
- E_{cm} - Módulo de elasticidade secante do concreto (MPa)
- E_s - Módulo de elasticidade do aço da armadura (MPa)
- F_{prev} - Força máxima prevista (N)
- H_t - Altura do tubo de aço (mm)
- L - Comprimento do conector Crestbond (mm)
- L_0 - Comprimento de medida inicial (mm)
- L_c - Comprimento de contato entre o aço e o concreto por mesa do perfil de aço (mm)
- L_u - Comprimento de medida final após fratura (mm)
- N - Força axial medida no ensaio (N)
- N_0 - Resistência nominal axial do pilar misto (N)
- P - Força (N)
- Capacidade resistente por laje com conector Perfobond (N)
- P_1 - Carregamento para o qual ocorre redução da rigidez em ensaios de pilares mistos preenchidos (N)

- P_{cr} - Valor de força para o qual ocorre redução da rigidez em ensaios *push-out* (N)
- P_{max} - Força máxima obtida no ensaio *push-out* (N)
- P_{pl} - Capacidade resistente à falha do aço do conector por cisalhamento e flexão (N)
- P_{po} - Capacidade resistente à falha do concreto por *pry-out* (N)
- P_R - Capacidade resistente por passo dos *composite dowels* (N)
- P_{Rd} - Valor de cálculo da capacidade resistente dos *composite dowels* (N)
- P_{Rk} - Capacidade resistente característica obtida no ensaio *push-out* (N)
- Capacidade resistente característica dos *composite dowels* (N)
- P_{sh} - Capacidade resistente ao cisalhamento dos *dowels* de concreto (N)
- P_u - Força última observada em ensaios com pilar misto preenchido (N)
- Q - Capacidade resistente por furo do conector Perfobond (N)
- R - Raio de curvatura dos cantos dos dentes do conector Crestbond (mm)
- V_r - Coeficiente de variação global
- V_X - Coeficiente de variação das variáveis básicas
- V_δ - Coeficiente de variação dos termos de erro

Letras romanas minúsculas

- a - Menor seção do dente de aço do conector Crestbond (mm)
- a_0 - Espessura inicial do corpo de prova (mm)
- a_u - Espessura final mínima do corpo de prova (mm)
- b - Comprimento do lado do tubo de aço retangular (mm)
- Espessura da laje de concreto (mm)
- Dimensão da base menor do trapézio de referência no conector Crestbond (mm)
- Fator de correção
- b_0 - Largura inicial do comprimento paralelo de um corpo de prova (mm)
- b_1 - Largura do lado do tubo de aço retangular que contém o conector e paralelo a esse (mm)
- b_2 - Comprimento do lado do tubo de aço retangular (mm)
- b_f - Largura da mesa do perfil de aço (mm)
- b_u - Largura final mínima do corpo de prova (mm)
- c - Altura da base do dente do conector Crestbond (mm)
- $c_{D,o}$ - Cobrimento de concreto superior à altura do *dowel* de aço (mm)
- $c_{D,u}$ - Cobrimento de concreto inferior à altura do *dowel* de aço (mm)
- d - Diâmetro dos furos do conector Perfobond (mm)
- d_s - Diâmetro da barra de armadura passante no conector Perfobond (mm)
- e - Espaçamento entre centros de aberturas no conector Crestbond (mm)
- e_x - Passo dos conectores *composite dowels* (mm)

- e_y - Distância entre conectores associados em paralelo (mm)
- f_c - Resistência do concreto à compressão – corpo de prova cilíndrico (MPa)
- f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão (MPa)
- f_{cu} - Resistência do concreto à compressão – corpo de prova cúbico (MPa)
- f_u - Resistência à tração do aço da armadura (MPa)
- f_y - Resistência ao escoamento do aço do tubo (MPa)
- Resistência ao escoamento do aço da armadura (MPa)
- Resistência ao escoamento do aço do conector (MPa)
- h - Altura do conector Perfobond (mm)
- Altura do dente do conector Crestbond (mm)
- h_c - Espessura da laje de concreto (mm)
- h_{ecs} - Altura da laje de concreto abaixo do conector Perfobond (mm)
- h_p - Altura do *dowel* de aço nos *composite dowels* (mm)
- h_{po} - Altura do cone de concreto na ruptura por *pry-out* (mm)
- k - Rigidez (N/mm)
- m - Dimensão da base maior do trapézio de referência no conector Crestbond (mm)
- n - Número de furos do conector Perfobond
- Número de *dowels* de aço dos *composite dowels*
- q - Capacidade resistente por conector (N)
- q_k - Capacidade resistente característica por conector (N)
- r_d - Valor de cálculo da resistência (N)
- r_e - Resistência experimental (N)
- r_k - Valor característico da resistência (N)
- r_t - Resistência teórica (N)
- t - Espessura do tubo de aço (mm)
- Espessura do conector Perfobond (mm)
- t_w - Espessura da chapa do conector *composite dowel* (mm)
- z - Redução percentual da área (%)

Letras gregas

- χ_x - Fator de redução associado à superposição dos cones de concreto na ruptura por *pry-out* ao longo do conector
- χ_y - Fator de redução associado à superposição dos cones de concreto na ruptura por *pry-out* devido à disposição de conectores em paralelo
- δ - Deslizamento relativo (mm)
- Erro
- δ_{cr} - Deslizamento relativo correspondente a P_{cr} (mm)
- δ_{max} - Deslizamento relativo correspondente a P_{max} (mm)

- δ_u - Deslizamento relativo correspondente a P_{Rk} (mm)
- Deslizamento relativo correspondente a P_u (mm)
- δ_{uk} - Deslizamento relativo característico obtido no ensaio *push-out* (mm)
- γ_M - Coeficiente de ponderação da resistência da amostragem
- γ_v - Fator parcial
- η_D - Fator de redução relacionado à geometria do conector *puzzle* (PZ) e *clothoidal* (CL)
- λ - Fator de confinamento
- ρ - Taxa de armadura
- ρ_D - Taxa de armadura para falha por cisalhamento do *dowel* de concreto
- $\rho_{D,i}$ - Taxa de armadura para falha do concreto por *pry-out*
- τ_u - Tensão cisalhante última na interface aço-concreto (MPa)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	Generalidades.....	22
1.2	Objetivos.....	24
1.3	Justificativa	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1	Pilares mistos preenchidos com concreto	26
2.1.1	Generalidades	26
2.1.2	Comportamento estrutural	26
2.2	Conectores de cisalhamento.....	33
2.2.1	Generalidades	33
2.2.2	Conectores de cisalhamento em chapa plana de aço	36
2.3	Introdução de força em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto..	61
2.3.1	Generalidades sobre ligações entre vigas de aço ou mistas e pilares mistos preenchidos com concreto	61
2.3.2	Introdução de força em pilares mistos preenchidos com concreto por meio de conectores em chapa de aço.....	69
3	METODOLOGIA.....	77
3.1	Generalidades.....	77
3.2	Modelos experimentais	77
3.2.1	Descrição do programa experimental	77
3.2.2	Recebimento, preparo e concretagem dos modelos.....	79
3.2.3	Caracterização dos materiais	80
3.2.4	Instrumentação e procedimentos de ensaio	84
3.3	Modelos numéricos.....	85
3.3.1	Desenvolvimento do modelo numérico para validação.....	85
3.3.2	Estudo de variação de parâmetros	89

3.4	Desenvolvimento da formulação	90
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	95
4.1	Modelos experimentais	95
4.1.1	Generalidades	95
4.1.2	Modelo A1	95
4.1.3	Modelo A2.....	98
4.1.4	Modelo B	101
4.1.5	Modelo C1	103
4.1.6	Modelo C2	105
4.1.7	Modelo D.....	107
4.1.8	Comparativo entre os modelos experimentais.....	110
4.2	Modelos numéricos.....	111
4.2.1	Validação do modelo numérico	111
4.2.2	Estudo de variação de parâmetros	125
4.3	Formulação para predição da capacidade resistente da ligação.....	130
4.3.1	Proposição da formulação – modelo médio	130
4.3.2	Modelo de cálculo	133
5	CONCLUSÕES.....	136
5.1	Considerações finais	136
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	137
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
	APÊNDICE A: RESTRIÇÃO AO DESLOCAMENTO DO CONECTOR.....	147

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Os pilares mistos preenchidos são constituídos basicamente por um tubo de aço, geralmente de seção retangular ou circular, preenchido com concreto. Nesse componente construtivo, o tubo de aço promove o confinamento do núcleo de concreto e o concreto limita a flambagem local do tubo de aço. Essa interação faz com que os elementos constituintes do pilar resistam de forma conjunta às solicitações, com capacidade resistente superior à aplicação isolada de cada um desses elementos.

O emprego crescente de pilares mistos preenchidos na construção civil se deve às suas vantagens em relação às demais tipologias construtivas. Os pilares mistos preenchidos têm boa capacidade para resistir tanto a esforços verticais quanto laterais, sendo aplicados com frequência em grandes edificações; têm grande capacidade de absorver energia e redistribuir tensões, o que favorece a sua aplicação em locais sujeitos a abalos sísmicos; além de dispensar o uso de fôrmas, uma vez que o tubo de aço resiste às cargas de construção, e minimizar a quantidade de armadura transversal necessária, configurando, portanto, uma solução economicamente viável e que contribui para a otimização da construção.

Diante dessas vantagens, os pilares mistos preenchidos têm sido aplicados não somente em edifícios multifuncionais, como a Canton Tower que tem 600 m de altura (Figura 1.1 b), mas também nos mais diversos tipos de pontes (Figura 1.1 a), postes (Figura 1.1 c), torres de transmissão de energia (Figura 1.1 d), entre outros.

No que concerne à forma da seção transversal, Han *et al.* (2014) afirmam que os pilares mistos preenchidos de seção retangular têm sido cada vez mais utilizados nas edificações. O que se deve não somente a razões estéticas, mas também à maior conveniência na realização de ligações viga-pilar, resultando em um menor custo construtivo.

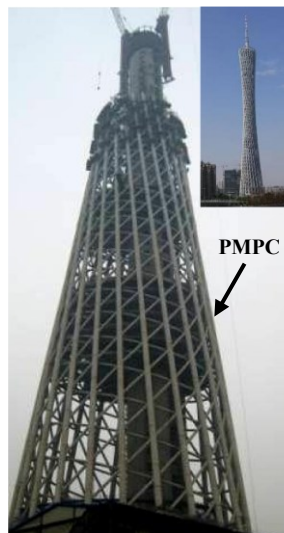
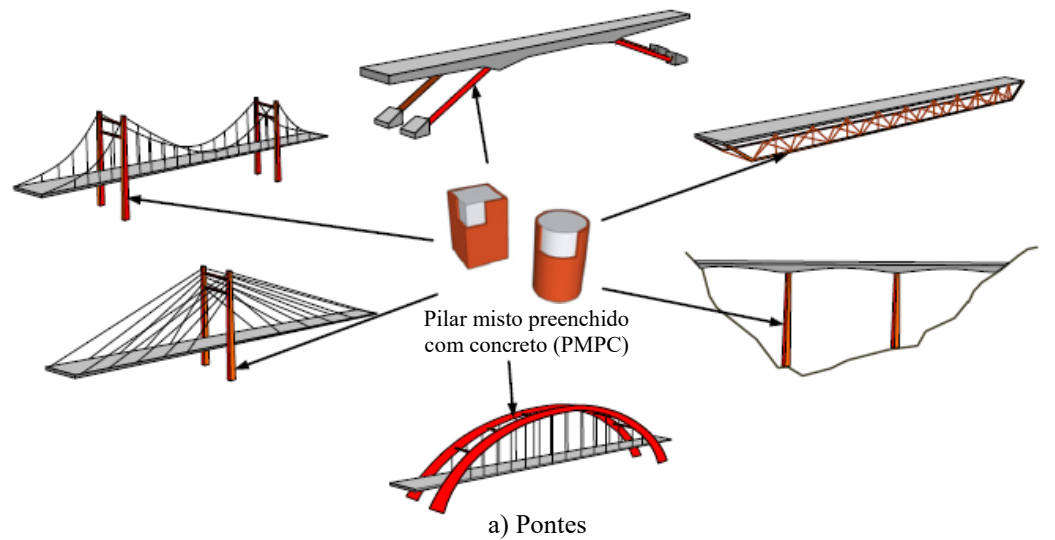


Figura 1.1 – Aplicações de pilares mistos preenchidos com concreto.
Fonte: Han *et al.*, 2014.

Quanto à introdução de forças em pilares mistos preenchidos e à garantia da interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, tem sido desenvolvido, na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), um tipo de ligação que consiste na utilização de uma chapa, denominada *single plate*, que se estende até o núcleo do pilar e é parafusada à viga de aço (Figura 1.2). Essa chapa pode ser recortada em conformidade aos conectores em chapa plana desenvolvidos no âmbito nacional e internacional e associada ao uso de armaduras transversais, de forma a promover maior interação entre o tubo de aço e o concreto de preenchimento e viabilizar a transmissão de esforços da viga para o pilar misto.

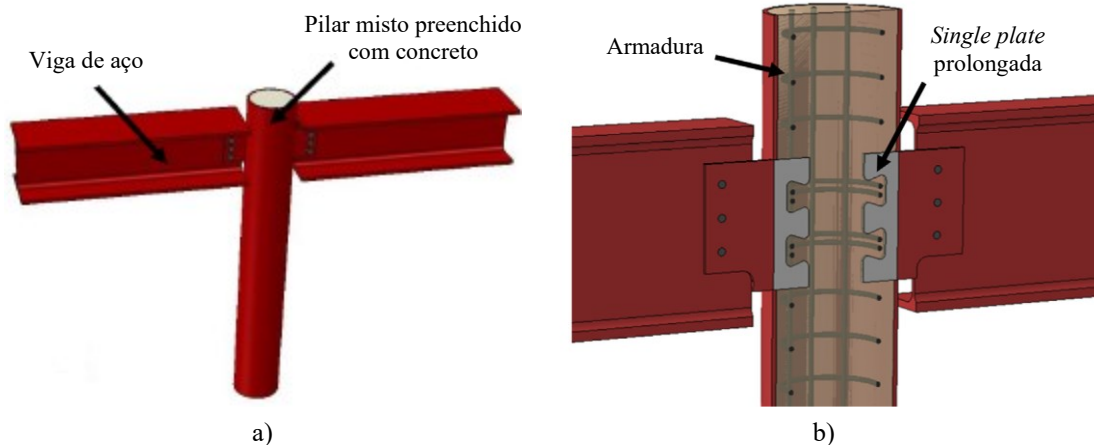


Figura 1.2 – Introdução de forças em pilar misto preenchido com concreto através de *single plates* prolongadas.
Fontes: a) Cardoso, 2018; b) Cardoso *et al.*, 2020.

O presente trabalho se propõe a estudar de forma minuciosa a transferência de esforços em pilares mistos preenchidos de seção retangular por meio de conectores de cisalhamento em chapa plana de aço, observando as particularidades da aplicação desse tipo de seção transversal.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho consiste em desenvolver um modelo de cálculo para obtenção da capacidade resistente de conectores em chapa plana de aço com recortes regulares utilizados para introdução de forças em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto.

Para se alcançar esse objetivo, será feita a análise do comportamento da ligação proposta mediante a realização de ensaios de cisalhamento em conectores em chapa plana dos tipos *Crestbond* e *clothoidal* aplicados em pilares mistos preenchidos de seção retangular e o desenvolvimento de modelos numéricos que sejam representativos dos experimentos realizados, avaliando os parâmetros mais relevantes no comportamento das ligações estudadas, no que concerne à transmissão de esforços para o pilar misto.

1.3 Justificativa

Os pilares mistos preenchidos de seção retangular apresentam, entre outras vantagens, maior conveniência na realização de ligações viga-pilar, o que tem propiciado o emprego crescente dessa solução estrutural. Nota-se, porém, que apesar dos diversos estudos já realizados, permanece a dificuldade em se realizar ligações viga-pilar que sejam simples, estruturalmente

eficazes e que propiciem uma transmissão de esforços eficiente no que concerne ao comportamento misto do pilar.

Tendo em vista a eficiência do uso de conectores em chapa plana de aço para a introdução de força em pilares mistos preenchidos de seção circular das mais diversas esbeltezes, mostra-se promissor o emprego dessa solução também em pilares retangulares. E, para a disseminação dessa solução construtiva, faz-se necessário, além do estudo aprofundado da mesma, o desenvolvimento de um modelo de cálculo para predição da capacidade resistente dos conectores em chapa plana aplicados a pilares mistos preenchidos de seção retangular.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Pilares mistos preenchidos com concreto

2.1.1 Generalidades

Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais constituídos por perfis tubulares (geralmente retangulares ou circulares) preenchidos com concreto e apresentam, como principal vantagem, a dispensa de fôrmas e, em alguns casos, de armaduras. Essas vantagens se devem à presença do tubo de aço externo, que substitui de forma parcial ou total as fôrmas necessárias na etapa construtiva e provê reforço longitudinal e confinamento ao concreto, levando à minimização das armaduras longitudinais e transversais necessárias. O concreto, por sua vez, é capaz de limitar a flambagem local das paredes do tubo de aço (ALOSTAZ e SCHNEIDER, 1996).

A interação entre os componentes de aço e de concreto corrobora para que os pilares mistos preenchidos apresentem maior rigidez, resistência e ductilidade em relação a pilares de concreto armado de seção transversal equivalente.

2.1.2 Comportamento estrutural

O comportamento de um pilar misto preenchido, tanto no aspecto da capacidade resistente, da rigidez e da ductilidade quanto ao modo de falha e o desempenho sob ações excepcionais, é afetado por diversos parâmetros imanentes à composição do pilar misto, tais como as características do tubo de aço, as características do concreto de preenchimento, o modo de carregamento e a interação entre o tubo e o concreto, como relatado a seguir:

a) Características do tubo de aço

O tubo de aço atua como fôrma e elemento resistente durante a concretagem e na fase posterior, até o concreto contribuir para a capacidade resistente da seção, formando um elemento misto. Segundo De Nardin (2003), a utilização do tubo de aço pode propiciar uma taxa de armadura superior à obtida com estribos convencionais e oferecer um maior grau de confinamento ao

concreto, contribuições essas que dependem da forma da seção transversal e da esbeltez do tubo.

Quanto à forma da seção transversal, tem-se que pilares de seção retangular e quadrada estão mais propensos à flambagem local que pilares de seção circular, sobretudo quando são utilizados tubos de paredes finas com aço de alta resistência (HAN *et al.*, 2014). Como alternativa para retardar a flambagem local do tubo de aço e aumentar a capacidade resistente e a ductilidade do pilar misto, podem ser aplicados enrijecedores longitudinais ou transversais no tubo (Figura 2.1), solução essa que também favorece o confinamento do concreto.

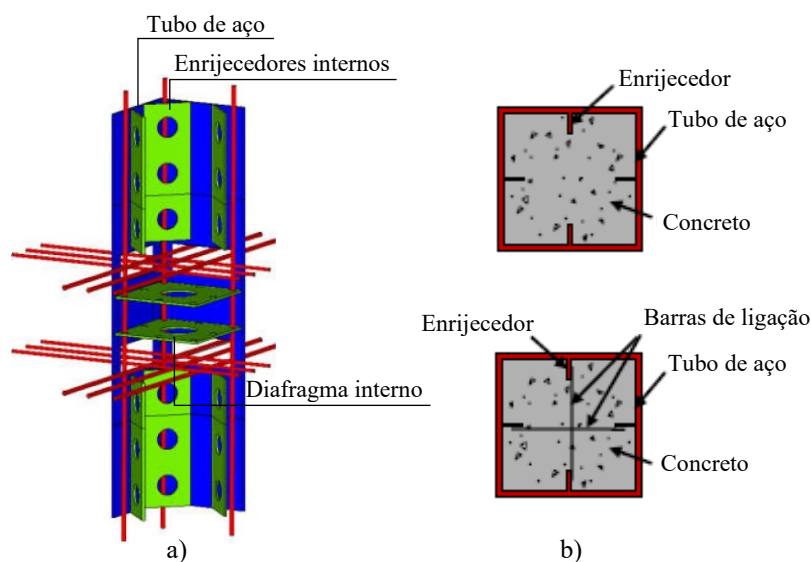


Figura 2.1 – Pilares mistos preenchidos com concreto com enrijecedores internos.
Fontes: a) Gan *et al.*, 2019; b) Han *et al.*, 2014.

No que tange a esbeltez local do tubo, dada pela relação entre o diâmetro (D) ou lado (b) do tubo e sua espessura (t), tem-se que, conforme aumenta essa relação, ou seja, quanto mais esbelta a seção, menor o efeito de confinamento e a sua capacidade resistente. Isso se deve à maior suscetibilidade à flambagem local do tubo de aço, que, por sua vez, pode implicar na ausência de confinamento do concreto e na impossibilidade de constituir um pilar sem armaduras.

As normas técnicas americana, europeia e brasileira definem que não ocorre flambagem local em perfis tubulares quando as relações expressas na Tabela 2.1 não são excedidas. O AISI/AISC 360-22 ainda classifica, conforme o valor da esbeltez, as seções transversais em compactas,

semicompatas e esbeltas (Tabela 2.2), sendo que, apenas para as seções esbeltas deve ser considerada a flambagem local do tubo de aço.

Tabela 2.1 – Faixa de esbeltez para qual não ocorre flambagem local do tubo de aço.

Forma da seção/ Norma	ABNT NBR 8800:2008	AISI /AISC 360-22	EN 1994-1-1:2004
Seções tubulares circulares	$D/t \leq 0,15 E/f_y$	$D/t \leq 0,19 E/f_y$	$D/t \leq 90(235/f_y)$
Seções tubulares retangulares	$b/t \leq 2,26 \sqrt{E/f_y}$	$b/t \leq 3,00 \sqrt{E/f_y}$	$b/t \leq 52 \sqrt{235/f_y}$

Tabela 2.2 – Classificação das seções transversais de pilares mistos preenchidos, conforme o AISI/AISC 360-22.

Classificação/ Forma da seção	Seções tubulares circulares	Seções tubulares retangulares
Compacta	$D/t \leq 0,15 E/f_y$	$b/t \leq 2,26 \sqrt{E/f_y}$
Semicompacta	$0,15 E/f_y < D/t \leq 0,19 E/f_y$	$2,26 \sqrt{E/f_y} < b/t \leq 3,00 \sqrt{E/f_y}$
Esbelta	$D/t > 0,19 E/f_y$	$b/t > 3,00 \sqrt{E/f_y}$
Esbeltez máxima permitida	$D/t = 0,31 E/f_y$	$b/t = 5,00 \sqrt{E/f_y}$

Os valores de esbeltez limite apresentados são dados em função do módulo de elasticidade (E) e da resistência ao escoamento (f_y) do aço do tubo.

b) Características do concreto de preenchimento

As principais características do concreto que influenciam o comportamento dos pilares mistos preenchidos são a retração e a resistência à compressão do concreto (f_c), que aumenta conforme o confinamento promovido pelo tubo de aço.

A retração é uma deformação que ocorre sem a atuação de força externa, cuja causa central é a perda de água do concreto. O fenômeno da retração se manifesta pela redução do volume do concreto ao longo de sua hidratação e endurecimento, podendo, no caso dos pilares mistos preenchidos, gerar o descolamento do concreto da parede do tubo. Cao *et al.* (2019) sugerem, como solução ao problema de retração, o uso de concreto expansivo, cuja expansão, além de garantir o preenchimento do tubo de aço, produz um efeito de confinamento ativo, como observado nas pesquisas de Natalli *et al.* (2020, 2021) com concreto leve. Entretanto, segundo Figueiredo (1998), há ainda controvérsias sobre a relevância de se considerar ou não os efeitos da retração na resistência do pilar misto preenchido, uma vez que a cura do concreto se dá de

modo totalmente protegido pelo tubo de aço, evitando a ação do vento e do sol, minimizando o efeito da retração e tornando a cura mais lenta.

Quanto à influência do valor de f_c no comportamento de pilares mistos preenchidos, He *et al.* (2019) observaram, através do ensaio de seis modelos de seção circular, que, quanto menor a resistência à compressão do concreto, melhor o desempenho do pilar quanto ao confinamento e à ductilidade, como pode ser observado na Figura 2.2, em que N é a força axial medida no ensaio, N_0 é a resistência nominal axial do pilar misto (Eq. 2.1) e λ é o fator de confinamento (Eq. 2.2).

$$N_0 = f_y A_s + f_c A_c \quad (2.1)$$

$$\lambda = \frac{f_y A_s}{f_c A_c} \quad (2.2)$$

onde: f_y é a resistência ao escoamento do aço do tubo, em MPa;

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

A_s é a área da seção transversal do tubo de aço, em mm²;

A_c é a área da seção de concreto de preenchimento, em mm².

As normas técnicas vigentes abrangem o dimensionamento de pilares mistos preenchidos cuja resistência do concreto à compressão em ensaio com corpo de prova cilíndrico (f_c) atende aos requisitos apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Limites de aplicabilidade das normas técnicas quanto ao valor de f_c .

	ABNT NBR 8800:2008	AISI/AISC 360-22	EN 1994-1-1:2004
Concreto de densidade normal	20 a 50 MPa	21 a 69 MPa	20 a 50 MPa

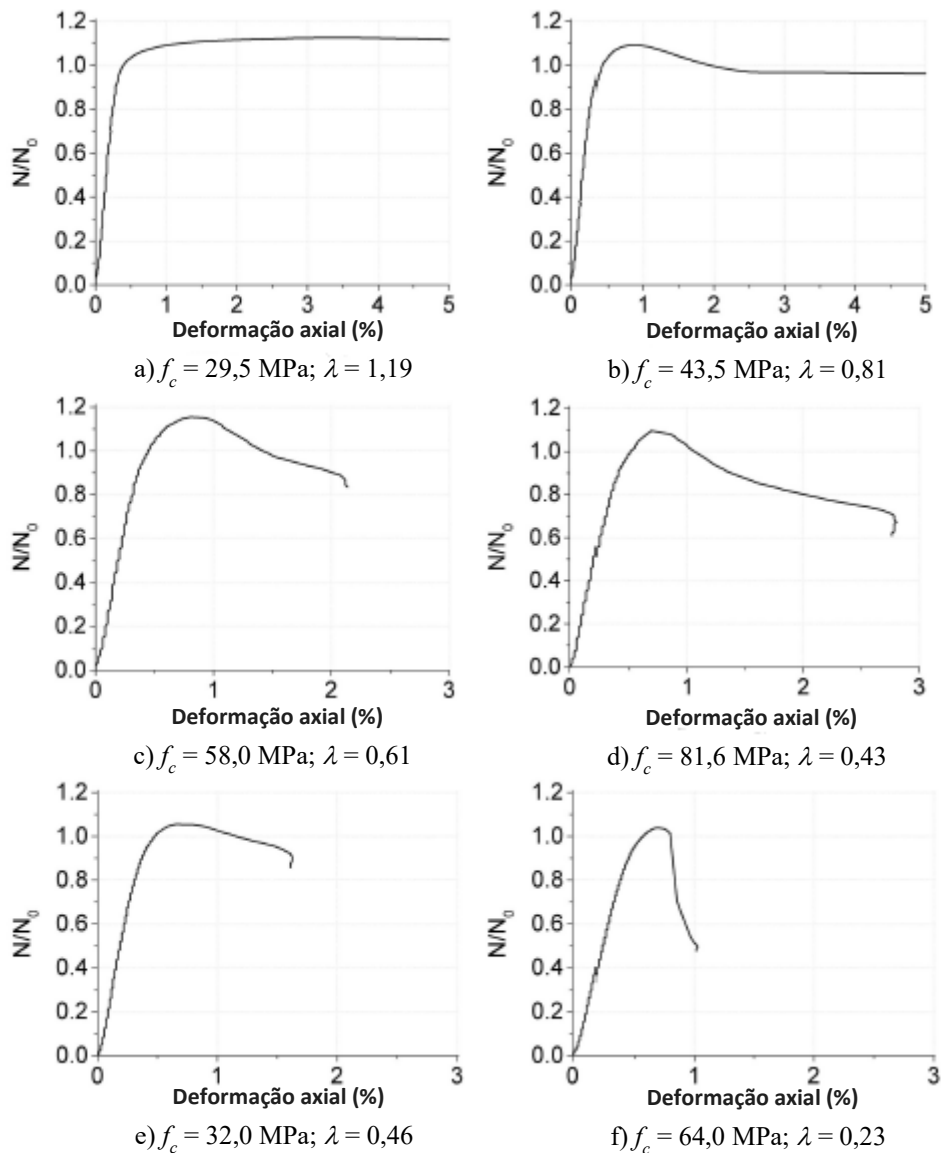


Figura 2.2 – Curvas força x deformação axial de pilares mistos preenchidos de seção circular.
Fonte: He *et al.*, 2019.

c) Modo de carregamento

As diferentes formas de aplicação de força em pilares mistos estudadas até então decorrem do detalhe de ligação viga-pilar ou pilar-pilar e estão diretamente relacionadas ao comportamento do pilar misto e à mobilização do efeito de confinamento. Segundo Oliveira (2008), quando a força de compressão é introduzida pelo tubo de aço (Figura 2.3 a), ocorre a separação entre os materiais, não havendo mobilização do efeito de confinamento e a capacidade resistente da seção é dada pela capacidade resistente à compressão do tubo de aço. Se a força de compressão é introduzida no núcleo de concreto apenas (Figura 2.3 b), o efeito de confinamento ocorrerá desde os primeiros estágios de carregamento, com ganho de até 10 % na capacidade resistente

do pilar (O'SHEA e BRIDGE, 2000). Por fim, se a força vertical for introduzida na seção mista (Figura 2.3 c), como na prática construtiva e de projeto, o efeito de confinamento só será mobilizado quando a expansão radial do concreto for suficiente para produzir tensões circunferenciais significativas no tubo de aço.

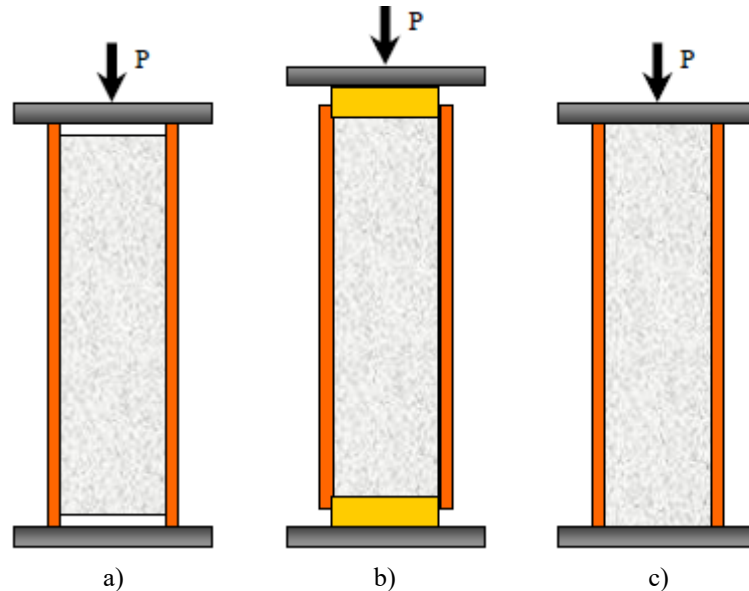


Figura 2.3 – Tipos de aplicação de carregamento.
 Fonte: Oliveira, 2008.

d) Interação entre o tubo e o concreto

A interação entre o tubo de aço e o concreto de preenchimento do pilar misto se dá através da aderência entre os materiais e o consequente confinamento do concreto. A aderência está relacionada às características da interface entre os materiais e influencia na transferência de esforços entre eles, enquanto o confinamento do concreto está associado à forma da seção transversal e às propriedades mecânicas do aço e do concreto e influencia na capacidade resistente do pilar misto.

O confinamento do concreto de preenchimento ocorre devido à maior expansão lateral do núcleo de concreto no estado limite último comparada à expansão do tubo de aço. O efeito de confinamento eleva a capacidade resistente do concreto ao passo que reduz a resistência axial do tubo de aço envolvente, tendo por resultado final a melhoria da capacidade resistente do pilar misto (FIGUEIREDO, 1998). Segundo Oliveira (2008), no que tange a forma da seção, tem-se que as seções circulares proveem maior efeito de confinamento ao núcleo de concreto,

pois os lados dos pilares de seção retangular não são rígidos o suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão, de forma que apenas o concreto situado na porção mais central e nos cantos da seção retangular estão confinados, como pode ser observado na Figura 2.4. Como o efeito de confinamento está relacionado às propriedades da seção transversal e dos materiais, este pode ser relacionado ao fator de confinamento, descrito na Equação 2.2. Segundo Han *et al.* (2014) e He *et al.* (2019), o confinamento promovido pelo tubo de aço aumenta à medida que se aumenta o fator de confinamento.

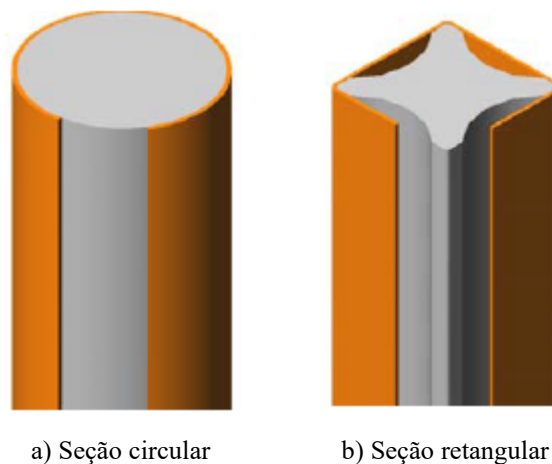


Figura 2.4 – Efeito da seção transversal no confinamento do concreto em pilares mistos preenchidos.
Fonte: Oliveira, 2008.

A aderência, por sua vez, atua essencialmente na transferência de esforços entre o núcleo de concreto e o tubo de aço nos pilares mistos preenchidos. Segundo O'Shea e Bridge (2000) e Yan *et al.* (2019), quando há aderência suficiente entre o tubo e o núcleo de concreto, a flambagem local do tubo de aço é prevenida, garantindo assim a ação conjunta dos dois materiais frente às solicitações. Quando não há aderência suficiente para atingir a resistência ao cisalhamento necessária na interface aço-concreto, podem ser utilizados conectores de cisalhamento para garantir uma transferência de esforços adequada, sobretudo na região de introdução de forças (OLIVEIRA, 2008; HAN *et al.*, 2014).

2.2 Conectores de cisalhamento

2.2.1 Generalidades

Os conectores de cisalhamento são meios mecânicos que promovem a interação entre os elementos de aço e de concreto em ligações mistas e híbridas. Apesar de diversos tipos de conectores terem sido desenvolvidos e estudados ao longo do tempo (Figura 2.5), como, por exemplo, os conectores em chapa contínua (Figura 2.5 d-g), as normas técnicas brasileira, americana e europeia abordam apenas os conectores do tipo pino com cabeça (Figura 2.5 a) e os perfis U laminados ou formados a frio (Figura 2.5 b).

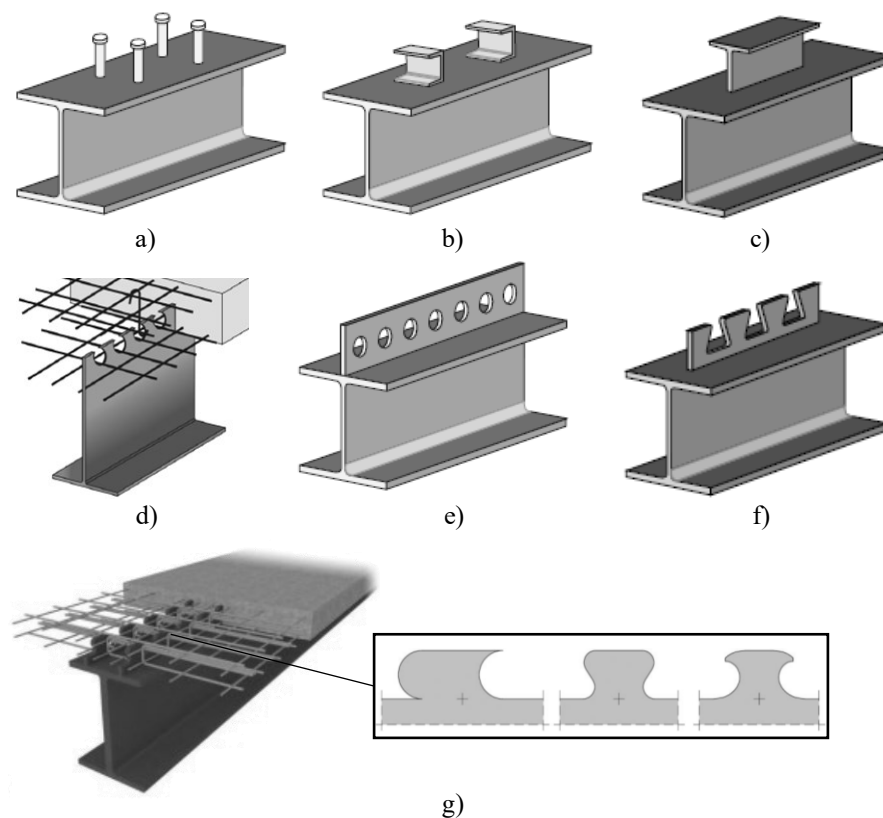


Figura 2.5 – Conectores de cisalhamento dos tipos a) pino com cabeça, b) U laminado ou formado a frio, c) tê, d) Kombi, e) Perfobond, f) Crestbond e g) *composite dowels*.

Fontes: a, b e e) Veríssimo, 2007; c e f) Cruz *et al.*, 2006; d) Heinemeyer, 2011; g) Berthelley *et al.*, 2011a; Gündel *et al.*, 2014.

Embora os conectores do tipo pino com cabeça e em perfil U sejam largamente utilizados nas edificações, eles apresentam particularidades que podem inviabilizar sua aplicação, como por exemplo, a exigência de uma espessura mínima de mesa superior do perfil de aço para sua instalação; a incompatibilidade do perfil U com o uso de pré-lajes; o baixo desempenho à fadiga dos conectores do tipo pino com cabeça e as condições exigidas para soldagem do mesmo em

campo, como o uso de um gerador de 225 kVA e máquina própria de soldagem. Como alternativa às limitações desses conectores, foram desenvolvidos os conectores em chapa contínua.

Os conectores em chapa contínua desenvolvidos até então apresentam como vantagens a possibilidade de serem recortados na alma do perfil de aço, dispensando a mesa superior do perfil; a compatibilidade com o uso de pré-lajes; a instalação simplificada em campo e um melhor desempenho à fadiga, uma vez que desenvolvem apenas deformações elásticas em estado de serviço.

Algo a se observar a respeito dos conectores em chapa contínua do tipo Perfobond é a baixa ductilidade, que não permite admitir uma redistribuição igualitária de esforços ao longo do conector, devendo a distribuição dos conectores ocorrer segundo a variação de fluxo de cisalhamento ao longo do elemento estrutural. O mesmo não acontece nos demais conectores apresentados na Figura 2.5, que são mais dúcteis e, portanto, pode-se admitir distribuição igualitária de esforços entre os conectores ao longo do elemento estrutural.

Para a determinação da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento, bem como a classificação dos conectores em dúcteis ou frágeis, a norma EN 1994-1-1:2004 apresenta, no Anexo B, uma metodologia de ensaio padrão denominada *push test*. O modelo de ensaio para o *push test* consiste em duas pequenas lajes de concreto conectadas a um perfil metálico por meio dos conectores de cisalhamento (Figura 2.6). Na etapa de carregamento, é feita a aplicação de força vertical de compressão ao topo do perfil de aço, que desliza em relação às lajes. A partir desse ensaio é possível obter a relação entre a força atuante e o deslizamento relativo entre o perfil de aço e as lajes de concreto.

Na curva força x deslizamento obtida no ensaio *push test* (Figura 2.7) devem ser identificados o valor da capacidade resistente característica (P_{Rk}), que corresponde ao valor de força máxima obtido (P_{max}) reduzido em 10 % e, o deslizamento pós-pico correspondente a P_{Rk} , identificado por δ_u . Tendo posse dessas informações, é possível calcular o valor do deslizamento característico (δ_{uk}), utilizado para avaliar a ductilidade do conector de cisalhamento ensaiado, dado por $0,9 \delta_u$. Segundo a norma EN 1994-1-1:2004, um conector de cisalhamento é considerado dúctil quando δ_{uk} é, pelo menos, 6 mm.

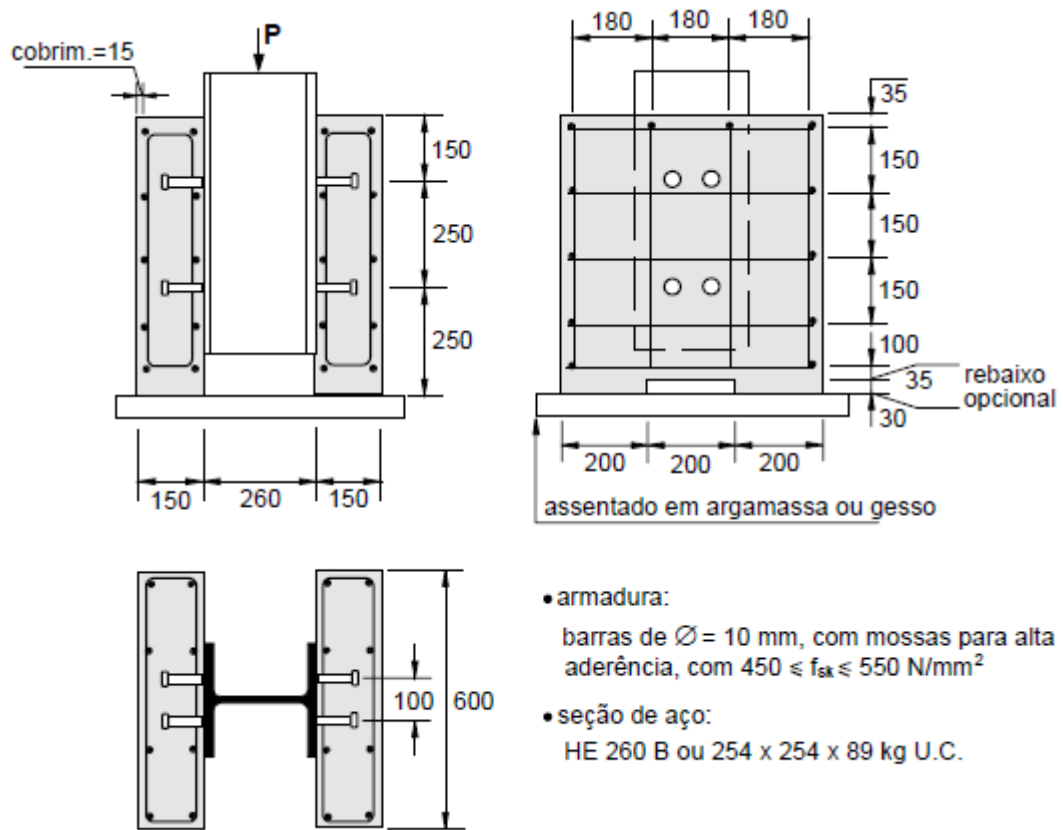


Figura 2.6 – Configuração do ensaio *push test* padrão.
Fonte: Veríssimo, 2007.

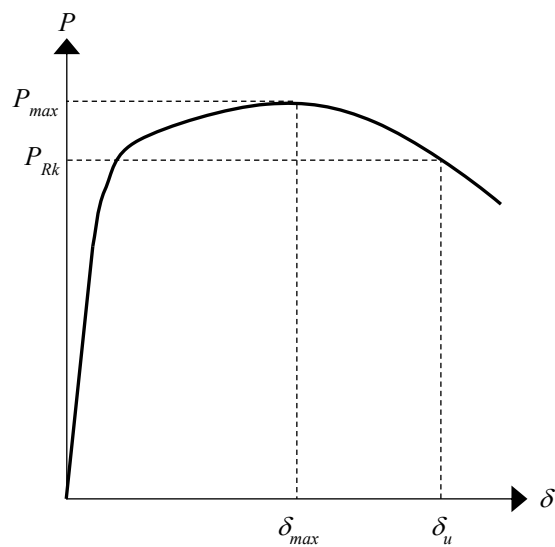


Figura 2.7 – Curva força (P) x deslizamento relativo (δ) de ensaio *push test* padrão.
Fonte: Adaptado de EN 1994-1-1:2004.

Esse método de ensaio tem sido utilizado para a análise do comportamento dos mais diversos conectores de cisalhamento desenvolvidos, inclusive dos conectores em chapa plana de aço, alvo do presente estudo.

2.2.2 Conectores de cisalhamento em chapa plana de aço

2.2.2.1 Conector Perfobond

O conector de cisalhamento em chapa contínua de aço com furos circulares igualmente espaçados, chamado Perfobond (Figura 2.8 b), foi desenvolvido por Leonhardt *et al.* (1987), como alternativa aos conectores do tipo pino com cabeça (Figura 2.8 a), que, quando submetidos a carregamentos cíclicos, sofrem falha por fadiga, tornando sua aplicação limitada em pontes mistas, por exemplo (SU *et al.*, 2014; HE *et al.*, 2016; ZHENG *et al.*, 2016). O conector Perfobond, por envolver apenas deformações elásticas sob condições de serviço, apresenta melhor comportamento à fadiga (ZELLNER, 1987).

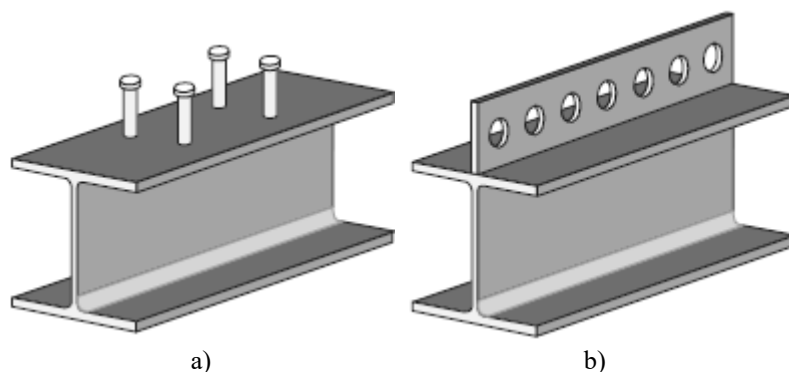


Figura 2.8 – Conectores de cisalhamento dos tipos a) pino com cabeça e b) Perfobond.
Fonte: Verissimo, 2007.

Desde o desenvolvimento do conector Perfobond, foram realizadas diversas pesquisas sobre a influência de cada um dos parâmetros que compõem a ligação de cisalhamento no comportamento da mesma, sobretudo através de ensaios do tipo *push test*, padronizados pela norma EN 1994-1-1:2004. Porém, Su *et al.* (2014) afirmam que o ensaio *push test* padrão, também chamado *push-out*, ocasiona um ângulo de desvio entre a direção da força de cisalhamento resultante do conector e a direção da força aplicada (Figura 2.9), levando ao surgimento de uma componente de força de arrancamento do concreto na conexão e ao aumento do atrito entre o perfil e a laje. O valor desse ângulo de desvio varia conforme as dimensões do protótipo, sendo um dos motivos pelos quais se observa uma grande discrepância entre os resultados de ensaios de diferentes autores. Além do mais, como no ensaio as lajes apresentam pequena espessura, os resultados são direcionados a aplicações superficiais dos conectores de cisalhamento, como o caso de vigas mistas.

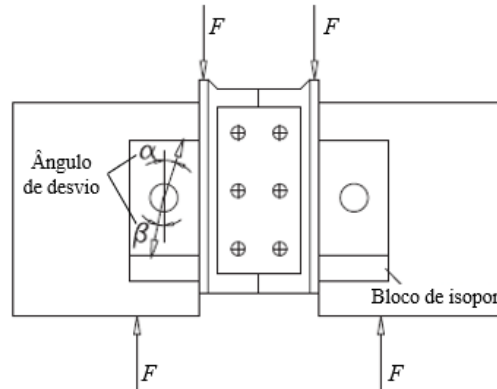


Figura 2.9 – Disposição do ensaio *push-out* convencional.
Fonte: Su *et al.*, 2014.

Como alternativa ao ensaio *push-out*, alguns pesquisadores propuseram ensaios do tipo *plug-in* (SU *et al.*, 2014; HE *et al.*, 2016; NAKAJIMA e NGUYEN, 2016; XIAO *et al.*, 2017; AGUIAR, 2020; AGUIAR *et al.*, 2022b), em que o modelo de ensaio é composto por uma única chapa de aço perfurada imersa em um bloco de concreto e o carregamento é aplicado diretamente na extremidade da chapa do conector (Figura 2.10). Essa configuração de ensaio elimina a influência das dimensões do modelo na capacidade resistente e representa melhor a situação de aplicação dos conectores, uma vez que a força é aplicada exatamente da forma como o esforço cisalhante atua no conector e na ligação mista, eliminando, inclusive, a ocorrência de um ângulo de desvio (SU *et al.*, 2014).

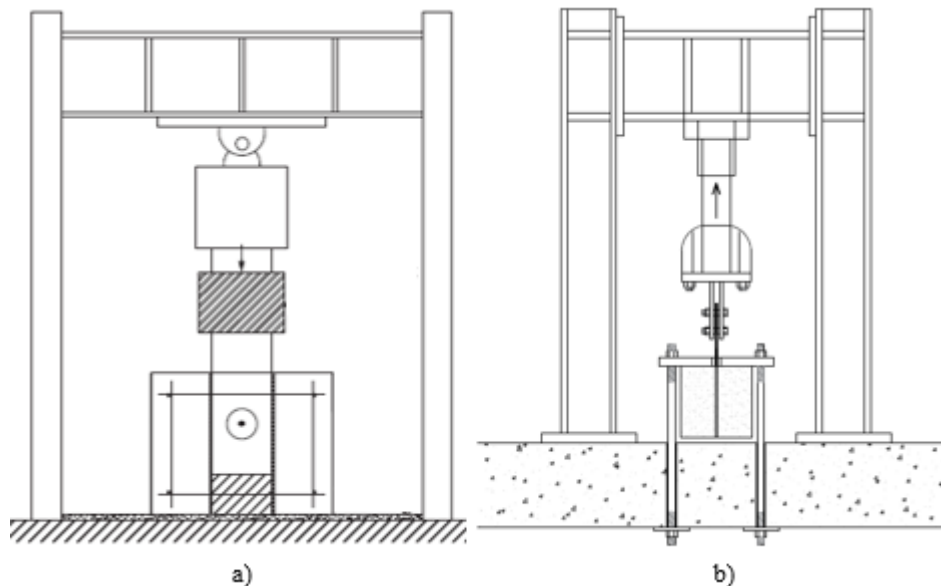


Figura 2.10 – Disposição do ensaio *plug-in* com aplicação de a) compressão e b) tração na chapa do conector.
Fontes: a) Su *et al.*, 2014; b) Aguiar, 2020.

O comportamento de ligações com conectores Perfobond está relacionado a parcelas referentes à contribuição da barra de armadura passante, dos pinos de concreto (*concrete dowels*) formados nos furos do conector, do atrito, da aderência e do contato entre o concreto e a

extremidade do conector, chamada resistência frontal. Para o estudo da influência de cada um desses parâmetros de forma isolada e, visando a aplicação do Perfobond também em ligações não superficiais, alguns autores realizaram ensaios com conector Perfobond de um furo em ensaios do tipo *push-out* e *plug-in*.

Su *et al.* (2014) realizaram 15 ensaios *plug-in* com chapas de um furo, nos quais foram avaliados a influência do diâmetro do furo e da presença de barra de armadura passante na capacidade resistente do conector. Nos ensaios foi observada a falha das armaduras, o que raramente ocorre em ensaios *push-out* convencionais, provavelmente devido ao pequeno comprimento de ancoragem das barras. A partir dos resultados de ensaio, concluiu-se que o ensaio *plug-in* realizado elimina a influência do atrito e das dimensões do modelo no desempenho do conector Perfobond, e que este conector pode ser classificado como rígido em estado limite de serviço.

He *et al.* (2016) realizaram 12 ensaios *plug-in* divididos em seis grupos, nos quais foram avaliados a presença do furo na chapa, ou seja, a presença de *dowels* de concreto, a aderência e a presença de armadura passante. Com os resultados de ensaio foi possível determinar a contribuição de cada fator estudado na capacidade resistente do conector, como mostrado na Figura 2.11.

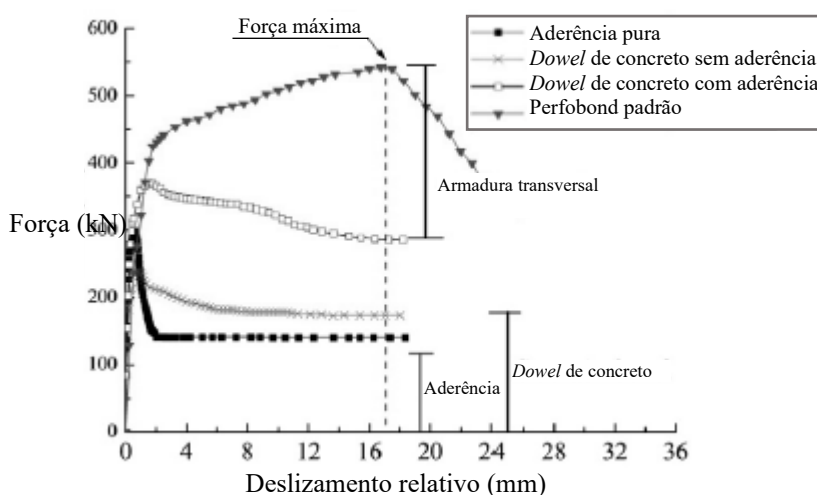


Figura 2.11 – Diagramas analíticos do comportamento de ligações com conector Perfobond.
Fonte: Adaptado de He *et al.* (2016).

Zheng *et al.* (2016) realizaram nove ensaios *push-out* com chapas de um furo circular e barra de armadura passante, nos quais foi avaliada a influência do diâmetro do furo no comportamento do conector Perfobond. Foi observado aumento da capacidade resistente e da rigidez com o aumento do diâmetro do furo, bem como a redução do efeito confinante da armadura, o que resulta em uma menor área efetiva do *dowel* de concreto.

Nakajima e Nguyen (2016), com o objetivo de avaliar a influência da armadura passante na capacidade resistente de conectores Perfobond, realizaram 34 ensaios *plug-in*, nos quais foram variados as propriedades dos materiais, as dimensões do conector de cisalhamento e o diâmetro da barra de armadura passante. Observou-se que o aumento do diâmetro da barra de armadura leva ao aumento da capacidade resistente do conector. Porém, quando o diâmetro da barra de armadura passante é grande em relação ao diâmetro do furo e a rigidez à flexão é também grande, a barra de armadura passante se movimenta no concreto, podendo reduzir a superfície de cisalhamento do concreto no furo.

Xiao *et al.* (2017) realizaram 12 ensaios *push-out* e 12 ensaios *plug-in* para comparar o comportamento dos conectores de cisalhamento usados em juntas híbridas e em vigas mistas de aço e concreto. Nesses ensaios foram variadas a espessura da chapa do conector e a resistência à compressão do concreto. Observou-se que o modo de falha está relacionado ao concreto nos ensaios *push-out* e, à barra de armadura nos ensaios *plug-in*. Observou-se também que a configuração de ensaio tem pouca influência na rigidez inicial, porém, a degradação da rigidez está associada à fissuração na laje de concreto nos ensaios *push-out* e ao escoamento das barras de armadura nos ensaios *plug-in* e que, a resistência do concreto impacta ambas as configurações pois influencia na transferência de esforço cisalhante.

Aguiar (2020) e Silvério (2020) realizaram ensaios experimentais e numéricos na configuração *plug-in*, em que foram variados os diâmetros da barra de armadura passante e do furo, a espessura da chapa do conector, a posição relativa da barra de armadura passante em relação ao furo, as dimensões do bloco de concreto e a disposição de armaduras externas ao furo. Mediante a realização dos ensaios foram identificados os modos de falha da conexão e, com o auxílio do estudo numérico de variação de parâmetros, foram propostos modelos de cálculo para o dimensionamento de ligações mistas superficiais e não-superficiais em que são aplicados conectores Perfobond. O desenvolvimento desse trabalho também é apresentado em Aguiar *et al.* (2022a, 2022b).

A partir das pesquisas citadas e de outras pesquisas realizadas, diferentes modelos analíticos foram propostos para a obtenção da capacidade resistente de ligações com conectores Perfobond, como pode ser observado na Tabela 2.4. A faixa de valores das características geométricas e de materiais para as quais essas formulações foram desenvolvidas é apresentada na Tabela 2.5.

Tabela 2.4 – Modelos para predição da capacidade resistente de ligações com conector Perfobond.

Autor	Modelo para predição da capacidade resistente
Oguejiofor e Hosain (1994)	$q = 0,59A_{cc}\sqrt{f_c} + 1,233A_{tr}f_y + 2,871nd^2\sqrt{f_c}$
Oguejiofor e Hosain (1997)	$q = 4,50ht f_c + 3,31nd^2\sqrt{f_c} + 0,91A_{tr}f_y$
Hosaka <i>et al.</i> (2000)	$Q = 3,38d^2\sqrt{t/d} f_c - 39$, com armadura passante $Q = 1,45\left[(d^2 - d_s^2)f_c + d_s^2f_u\right] - 26,1$, sem armadura passante
Medberry e Shahrooz (2002)	$P = 0,747bh_{ecs}\sqrt{f_c} + 0,413b_fL_c + 1,304nd^2\sqrt{f_c} + 0,9A_{tr}f_y$
Veríssimo (2007)	$q = 3,68\sqrt{h/b}ht f_c + 2,60nd^2\sqrt{f_c} + 0,13A_{cc}\sqrt{f_c} + 34,3.10^6(A_{tr}/A_{cc})$
Al-Darzi <i>et al.</i> (2007)	$q = 255309 + 0,762ht f_c - 7,59.10^{-4}A_{tr}f_y + 3,97nd^2\sqrt{f_c}$
Ahn <i>et al.</i> (2010)	$q = 3,14ht f_c + 2,98nd^2\sqrt{f_c} + 1,21A_{trp}f_y$, conector único $q = 2,76ht f_c + 2,61nd^2\sqrt{f_c} + 1,06A_{trp}f_y$, dois conectores em paralelo
Zhao e Liu (2012)	$Q = 1,38(d^2 - d_s^2)f_c + 1,24d_s^2f_y$
He <i>et al.</i> (2016)	$q = \tau_b A_b + 1,06A_c f_{cu} + 2,09A_s f_y$; $\tau_b = -0,022f_{cu} + 0,306\sqrt{f_{cu}} - 0,573$
Zheng <i>et al.</i> (2016)	$Q = 1,76\alpha_A(A - A_s)f_c + 1,58A_s f_y$; $\alpha_A = 3,80(A_s / A)^{2/3}$ $q = 0,15 A f_c^{0,65} A_l^{0,43} t^{-0,5}$, sem armadura passante
Nakajima e Nguyen (2016)	$q = 0,15\alpha(A - A_s)f_c^{0,65} A_l^{0,43} t^{-0,5} + 0,84d_s f_y d^{0,1} t^{0,8}$; $\alpha = 6,9d_s^{0,4} d^{-0,7}$, com armadura passante
Braun (2018)	$q = 36,919(f_c t d.10^{-3})^{0,287} + (\pi d_s^2 f_y / 2\sqrt{3}).10^{-3}$

Notação:

<p>A é a área do furo (mm²); A_b é a área da superfície de contato entre o conector e o concreto (mm²); A_c é a área da seção do <i>dowel</i> de concreto, $A_c = \pi(d^2 - d_s^2)/4$; A_{cc} é a área de cisalhamento do concreto por conector (mm²), que é a área longitudinal da laje menos a área do conector; A_l é a área lateral do bloco de concreto (mm²); A_s é a área de armadura transversal em um furo (mm²); A_{tr} é a área total de armadura transversal (mm²); A_{trp} é a área de armadura passante (mm²); L_c é o comprimento de contato entre o aço e o concreto por mesa do perfil de aço (mm); P é a capacidade resistente por laje com conector Perfobond (N); Q é a capacidade resistente por furo do conector (N);</p>	<p>b é a espessura da laje de concreto (mm); b_f é a largura da mesa do perfil de aço (mm); d é o diâmetro dos furos do conector (mm); d_s é o diâmetro da barra de armadura passante (mm); f_c é a resistência à compressão do concreto – corpo de prova cilíndrico (MPa); f_{cu} é a resistência à compressão do concreto – corpo de prova cúbico (MPa); f_u é a resistência à tração do aço da armadura passante (MPa); f_y é a resistência ao escoamento do aço da armadura (MPa); h é a altura do conector (mm); h_{ecs} é a altura da laje de concreto abaixo do conector (mm); n é o número de furos do conector; q é a capacidade resistente por conector (N); t é a espessura do conector (mm).</p>
--	---

A primeira aplicação do conector Perfobond ocorreu na década de 80, na terceira ponte sobre o rio Caroni na Venezuela (Figura 2.12 a) e, desde então o conector Perfobond vem sendo aplicados em outras pontes, em ligações híbridas (Figura 2.12 b), em vigas mistas compostas por perfis formados à frio (Figura 2.12 c) e em sistemas de pisos mistos, como a CoSFB

(*composite slim floor beam*) (Figura 2.12 d), a *Deltabeam* (Figura 2.12 e) e os decks enrijecidos (Figura 2.12 f).

Tabela 2.5 – Faixa de valores para os quais os modelos analíticos foram desenvolvidos.

Autor	Tipo de ensaio	f_{cu} (MPa)	f_c (MPa)	d (mm)	t (mm)	d_s (mm)
Oguejiofor e Hosain (1994)	<i>Push-out</i>	-	20,91 - 41,43	50	13	10
Oguejiofor e Hosain (1997)	<i>Push-out</i>	-	20 - 40	35; 50	6; 13	-
Hosaka <i>et al.</i> (2000)	<i>Push-out</i>	-	23,8 - 57,6	35 - 80	8 - 22	5,1 - 28,6
Medberry e Shahrooz (2002)	<i>Push-out</i>	-	39,6 - 45,5	50	12,7; 19	-
Verissimo (2007)	<i>Push-out</i>	-	20,91 - 41,43	50	13	10
Al-Darzi <i>et al.</i> (2007)	<i>Push-out</i>	54,6	-	50	-	-
Ahn <i>et al.</i> (2010)	<i>Push-out</i>	-	28,1 - 52,6	55	6	16
Zhao e Liu (2012)	<i>Push-out e plug-in</i>	20 - 70	-	35 - 90	-	10-25
He <i>et al.</i> (2016)	<i>Plug-in</i>	58,1	46,1	21; 60	25	20
Zheng <i>et al.</i> (2016)	<i>Push-out</i>	70,3	59,5	50; 60; 75	20	20
Nakajima e Nguyen (2016)	<i>Plug-in</i>	-	29 - 34,1	30; 40; 60; 70; 90	12; 19; 25	10; 13; 16
Braun (2018)	<i>Slim Floor</i>	30 - 67	25 - 55	25; 40	7,5; 15,5	12

Nota: Notação semelhante à da Tabela 2.4.

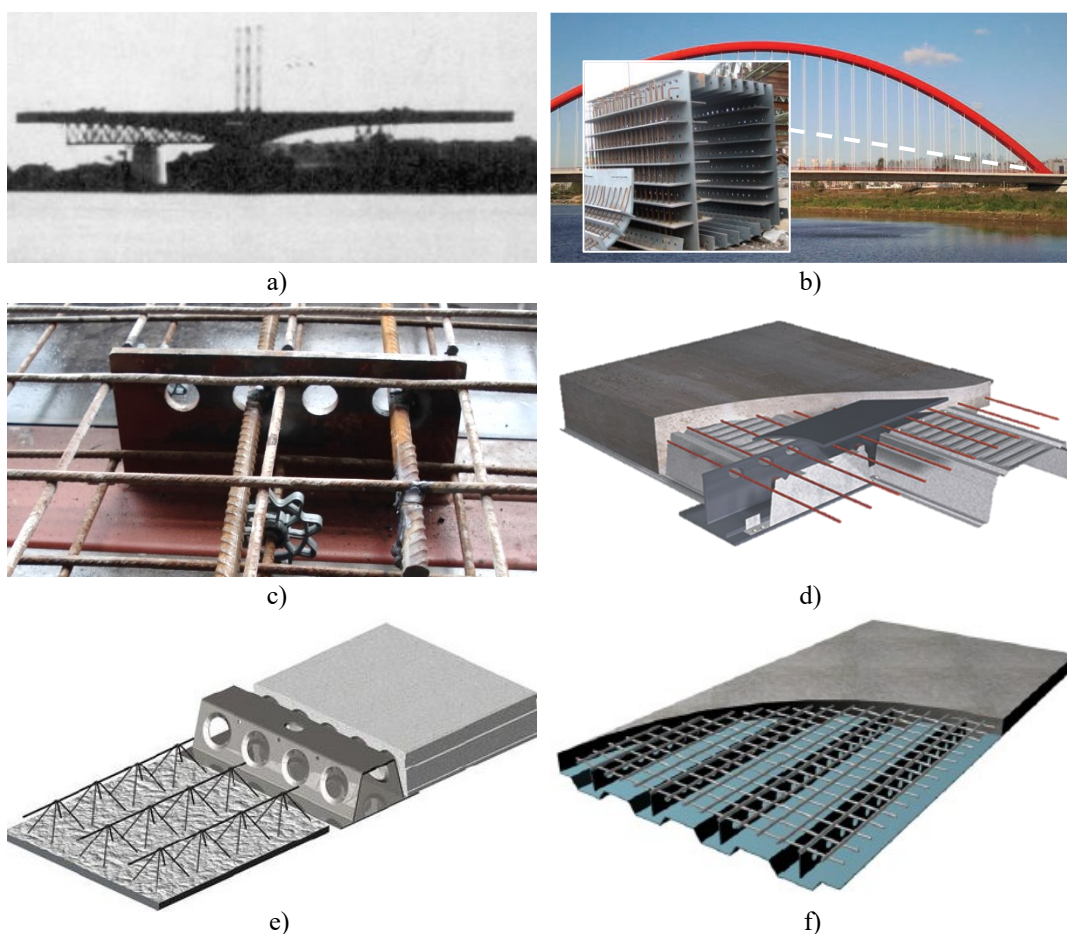


Figura 2.12 – Aplicações de conectores com furo circular.

Fontes: a) Andră, 1990; b) Xu *et al.*, 2015; c) Aguiar *et al.*, 2019; d) ArcelorMittal, 2019; e) Peltonen e Leskelä, 2006; f) Kim e Jeong, 2006; Jeong *et al.*, 2009.

2.2.2.2 Conector Crestbond

Veríssimo (2007), almejando a obtenção de um conector de cisalhamento com boa rigidez em Estado Limite de Serviço e maior ductilidade que o conector Perfobond, e, que tivesse uma forma geométrica que facilitasse a disposição de armaduras na laje e o corte simétrico, ou seja, que fossem geradas duas unidades por corte, desenvolveu o conector Crestbond (Figura 2.13). O conector Crestbond consiste em uma chapa plana de aço com dentes trapezoidais de cantos arredondados, cujas laterais dos dentes são inclinadas para promover o confinamento do concreto e assim, impedir a separação vertical entre a laje e o perfil de aço (efeito conhecido como *uplift*). Desde o desenvolvimento desse conector, diversas pesquisas têm sido realizadas visando a aplicação do mesmo em vigas mistas e na ligação entre vigas de aço e pilares mistos de aço preenchidos com concreto.



Figura 2.13 – Conector Crestbond.
Fonte: Veríssimo, 2007.

Veríssimo (2007) realizou 41 ensaios do tipo *push-out*, que foram divididos em três etapas: na primeira etapa o conector foi avaliado de forma qualitativa, o que propiciou mudanças na configuração geométrica inicialmente proposta; na segunda etapa foi avaliado o comportamento da nova configuração proposta para o Crestbond (Figura 2.14) e; na terceira etapa, tratada de forma mais minuciosa por Oliveira (2007), foram realizados ensaios com conectores Crestbond com dentes mais elevados, para aplicação em piso misto com pré-laje. Tendo posse dos resultados experimentais, procederam-se simulações do comportamento de conectores Crestbond por meio de modelos estatísticos e redes neurais, que permitiram o estabelecimento de modelos semiempíricos para predição da capacidade resistente do conector.

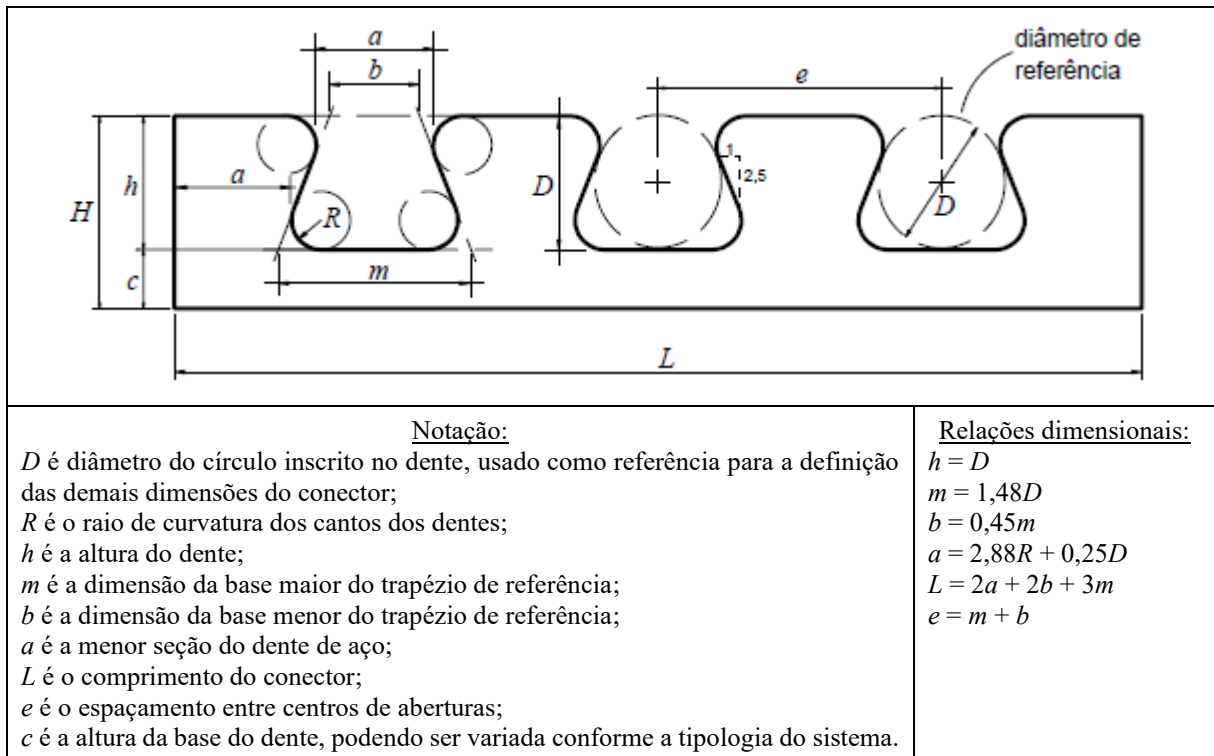


Figura 2.14 – Relações dimensionais do conector Crestbond.
Fonte: Adaptado de Veríssimo (2007).

Rocha *et al.* (2009) realizaram 3 ensaios *push-out* com conectores Crestbond com solda intermitente, visando a comparação dos mesmos com conectores do tipo barra redonda em formato L. Ao final dos ensaios foi observada uma separação vertical entre as chapas dos conectores e o perfil metálico nas regiões onde não havia solda, efeito conhecido como *uplift*. Realizou-se também um comparativo de custos das duas soluções de conexão estudadas, no qual concluiu-se que a aplicação de barras redondas em formato L são mais viáveis economicamente para a situação estudada.

Silva (2011) gerou formulações por meio de análises de regressão múltipla para predição da capacidade resistente dos conectores Crestbond tomando por base as formulações propostas por Oguejiofor e Hosain (1994), Oguejiofor e Hosain (1997) e Veríssimo (2007). A evolução observada nas formulações geradas diz respeito principalmente à consideração da densidade do concreto e à constatação de que ocorre ganho de resistência até uma taxa geométrica de armadura igual a 1,3 % e não 1 %, como indicado por Veríssimo (2007).

Silva (2013) elaborou um modelo numérico capaz de representar o comportamento estrutural do conector Crestbond em ensaios de cisalhamento direto do tipo *push-out*. O modelo numérico

elaborado com o software ABAQUS foi validado com os experimentos de Veríssimo (2007) e de Oliveira (2007) e foi capaz de representar a interação entre os componentes de aço e de concreto, caracterizar a força máxima dos modelos e as deformações do conector.

Dutra (2014) avançou na modelagem numérica de ensaios do tipo *push-out* com conectores Crestbond, realizando um estudo de variação de parâmetros que propiciou a elaboração de uma formulação para predição da capacidade resistente desses conectores. As simulações numéricas foram realizadas com o auxílio do software ABAQUS e compreenderam um modelo correspondente ao ensaio *push-out* e um modelo de conector isolado que simula um ensaio de força direta no conector. Neste estudo foi possível, além da observação da influência dos parâmetros estudados na capacidade resistente, na rigidez e no *uplift* do conector Crestbond, ter uma visão da aplicação do conector Crestbond em vigas mistas, bem como a aplicação de conectores em paralelo. A expressão gerada pelo autor para cálculo da capacidade última do conector Crestbond abarca, além dos fatores presentes em formulações anteriores, a possibilidade do uso de conectores em paralelo e em comprimentos maiores e a presença de barras de armadura passante, ao invés da totalidade de armadura transversal na laje.

Ainda no âmbito do comportamento estrutural do conector Crestbond, Almeida (2018) realizou um estudo numérico e analítico do conector Crestbond quanto aos modos de falha dados pelo *pry-out* do concreto (Figura 2.15 a) e pela falha do aço do conector (Figura 2.15 b), tomando por base os estudos desenvolvidos no projeto PreCo-Beam (*Prefabricated Composite Beam*), que originou o documento de aprovação técnica alemão DATec Z-26.4-56 (2013). O projeto PreCo-Beam compreende o estudo e desenvolvimento de conectores em chapa plana de aço (*composite dowels*) cuja forma geométrica e comportamento estrutural se aproximam do conector Crestbond. Almeida (2018) realizou um estudo de variação de parâmetros, com auxílio do software ABAQUS, tendo por base um modelo validado com os experimentos de Veríssimo (2007). Os resultados do estudo de variação de parâmetros foram aplicados à calibração dos modelos de cálculo presentes na DATec Z-26.4-56 (2013) visando a obtenção de modelos para predição da capacidade resistente do conector Crestbond. Após a análise dos resultados, conclui-se que a formulação referente à falha do aço dos conectores desenvolvidos no projeto PreCo-Beam é adequada também para o Crestbond e que a equação relativa ao *pry-out* necessitou ajustes, que foram realizados utilizando o método estatístico presente no Anexo D da norma europeia EN 1990:2002.



Figura 2.15 – Falha por a) *pry-out* do concreto e b) falha do aço do conector
Fontes: a) Heinemeyer, 2011; b) Lorenc *et al.*, 2014.

Cardoso *et al.* (2018a) seguiram uma metodologia semelhante à utilizada por Almeida (2018), gerando, a partir de resultados de modelos numéricos validados (CARDOSO *et al.*, 2018b) com os modelos experimentais de Veríssimo (2007), um modelo analítico para obtenção da capacidade resistente do conector Crestbond quando o estado limite último é o cisalhamento da laje de concreto (Figura 2.16). O modelo analítico gerado segue o formato do modelo de cálculo presente na DATec Z-26.4-56 (2013) e pode ser aplicado para conectores contínuos e descontínuos (contribuição da resistência frontal) em situação de baixo e alto confinamento do concreto.

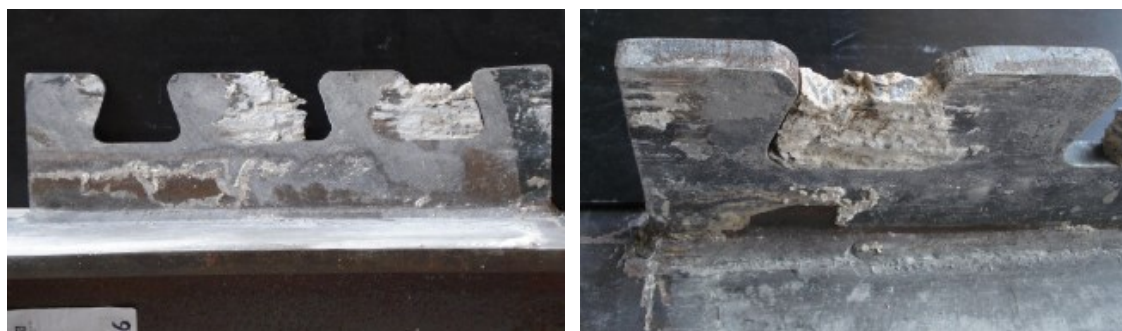


Figura 2.16 – Falha por cisalhamento do concreto
Fonte: Veríssimo, 2007.

Alves (2014) realizou dois ensaios experimentais em vigas mistas com conector Crestbond para avaliar o comportamento do mesmo quando submetido à flexão (Figura 2.17). Um dos corpos de prova foi submetido a carregamento monotônico e o outro a carregamento cíclico, para avaliar o comportamento do conector Crestbond e da viga à fadiga. As vigas ensaiadas foram pré-dimensionadas por meio de formulações analíticas e de um modelo numérico elaborado no software ATENA 2D, visando uma configuração que garanta que toda a viga esteja tracionada e que a seção de aço esteja total ou quase totalmente comprimida, garantindo a máxima eficácia

dos materiais que constituem a viga mista. Com base nos ensaios realizados concluiu-se que o carregamento cíclico tem pouca influência no comportamento global da viga em fases subsequentes, ou seja, o conector Crestbond não foi afetado por efeitos de fadiga. Ao final, os ensaios realizados foram reproduzidos numericamente com o auxílio do software ATENA 3D. Os resultados obtidos nesse trabalho também são apresentados em Alves *et al.* (2014, 2018).



Figura 2.17 – Configuração do ensaio de vigas mistas com conector Crestbond.
Fonte: Alves, 2014.

Os ensaios de Alves (2014) também foram modelados por Petruski (2016), com o auxílio do software ABAQUS. Tendo posse de um modelo numérico validado, Petruski (2016) realizou um estudo de variação de parâmetros, cujos resultados obtidos foram confrontados com os obtidos com as formulações de Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014). Para relacionar os valores de resistência da viga mista com a capacidade resistente do conector, o autor dispôs da metodologia presente no Anexo O da norma ABNT NBR 8800:2008, que foi compilada em uma planilha eletrônica desenvolvida no software Excel. Os resultados obtidos indicaram que o modelo semiempírico proposto por Dutra (2014), embora possa ser melhorado, é capaz de prever a capacidade resistente de vigas mistas com Crestbond com boa aproximação.

Mais recentemente, Petruski (2021) constatou, por meio de ensaios numéricos, que além do modelo de Dutra (2014), as formulações propostas por Cardoso *et al.* (2018a) e Almeida (2018) também são capazes de prever com acurácia a capacidade resistente do conector Crestbond quando este é aplicado em vigas mistas com recorte do conector direto na alma do perfil (Crestbeam), além disso, o autor realizou um programa experimental no qual seis vigas mistas com diferentes vãos, configurações de armadura na região da conexão e graus de conexão foram ensaiadas à flexão simples e posteriormente modeladas com o auxílio do software ABAQUS.

Oliveira *et al.* (2014) realizaram um estudo experimental e analítico sobre a introdução de esforços provenientes das vigas em pilares mistos de aço preenchidos com concreto utilizando o conector Crestbond em uma ligação do tipo *single plate* (Figura 2.18). Foram realizados ensaios de pilares de seção circular e retangular, cujos resultados, pormenorizados em Aguiar (2015), foram confrontados com os obtidos com a formulação de Silva (2011). Os resultados obtidos atestaram a viabilidade do uso de conectores Crestbond como mecanismo de transferência de esforços em pilares mistos e evidenciaram a necessidade de ajustes na equação proposta por Silva (2011) para a aplicação da mesma na situação de estudo, uma vez que os resultados obtidos com a formulação se mostraram até 4,2 vezes inferiores aos resultados experimentais. A diferença observada foi atribuída ao confinamento do núcleo de concreto promovido pelo tubo de aço, situação essa que não é contemplada na formulação de Silva (2011).

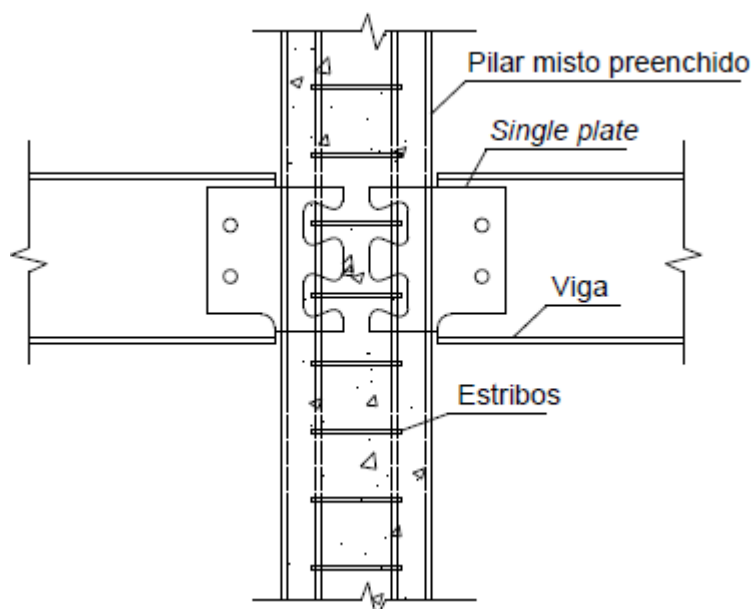


Figura 2.18 – Ligação do tipo *single plate* com conector Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto.
Fonte: Oliveira *et al.*, 2014

Os ensaios realizados por Oliveira (2014) foram modelados por Aguiar (2015), com o auxílio do software ABAQUS. Os modelos numéricos desenvolvidos representaram de forma satisfatória os modos de falha observados nos ensaios, bem como os valores de carregamento para o qual ocorre redução da rigidez, caracterizado pelo fim da fase linear (P_1), e o valor de carga última (P_u). Os modelos numéricos não representaram de forma satisfatória o valor da rigidez (k), então o autor recorreu aos modelos ensaiados e observou a existência de vazios no entorno do conector devido à deficiência de adensamento do concreto e à retração do mesmo. Ao inserir no modelo numérico elementos referentes a esses vazios foi possível obter os valores de k

observados nos ensaios. Com os resultados obtidos, foi possível concluir que os parâmetros P_l e k são pouco influenciados pela forma e pelas dimensões da seção transversal do pilar misto, estando, portanto, mais relacionados às propriedades do concreto e do conector. O desenvolvimento desse trabalho também é apresentado em Aguiar *et al.* (2015, 2018).

Prado e Caldas (2016) realizaram uma investigação numérica, por meio do software ABAQUS, para analisar a influência do conector Crestbond na distribuição de temperaturas na seção transversal de pilares mistos preenchidos com concreto. O modelo numérico utilizado na análise térmica (Figura 2.19) foi calibrado com resultados experimentais presentes na literatura e reproduziu um dos modelos experimentais de Oliveira *et al.* (2014) e Aguiar (2015). Os autores analisaram o valor da temperatura em pontos situados a uma mesma distância da superfície do tubo, nas regiões com e sem conector. Essa análise mostrou que o aumento de temperatura pela presença do conector é bastante significativo, em alguns casos, superior a 200 °C, o que proporciona uma maior degradação das propriedades do concreto na região próxima ao conector, comprometendo a capacidade resistente do pilar misto em situação de incêndio. Prado *et al.* (2022) compararam, por meio de modelos numéricos, os resultados citados acima aos obtidos com a aplicação de conectores em chapa passante sem recorte, e observaram certa similaridade no comportamento das duas soluções.

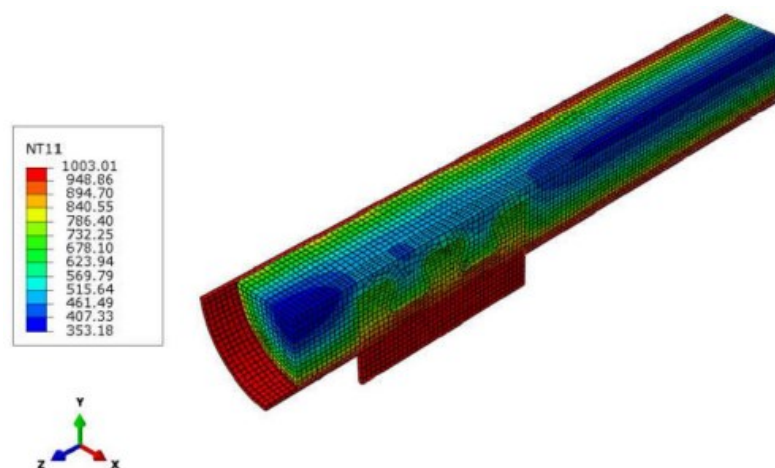


Figura 2.19 – Perfil de temperaturas (°C) em pilar misto com ligação do tipo *single plate* com conector Crestbond

Fonte: Prado e Caldas, 2016.

Como sequência aos trabalhos anteriores, Cardoso (2018) realizou um estudo com abordagem experimental, numérica e analítica sobre o comportamento de conectores Crestbond utilizados para introdução de forças em pilares mistos preenchidos com concreto. O programa experimental foi composto por pilares mistos de seção compacta com seção transversal

retangular e circular, preenchidos com concreto convencional de elevada relação água/cimento e concreto autoadensável. Com a realização dos ensaios foi possível observar que a presença de armaduras não tem influência sobre o comportamento dos pilares mistos estudados, uma vez que o pilar de aço desempenha o papel das armaduras e que, o modo de colapso predominante em pilares mistos de seção compacta é a falha do aço do conector, dada a capacidade de contenção da expansão do concreto promovida pelo tubo de aço. Após a execução dos ensaios foram realizadas modelagens numéricas que viabilizaram a concepção de um modelo analítico para predição da capacidade resistente do conector quanto à falha do aço do conector, levando em consideração o nível de confinamento promovido pelo tubo de aço. Esse desenvolvimento também é apresentado em Cardoso *et al.* (2020).

Ainda no âmbito do uso de conectores Crestbond para transferência de esforços em pilares mistos, Santos (2021) realizou ensaios experimentais de cinco pilares mistos de seção circular esbelta, ou seja, com elevada razão entre o diâmetro e espessura do tubo de aço, e um pilar de concreto armado, simulando uma condição extrema do perfil tubular esbelto. Os modelos apresentavam configuração assimétrica e foram ensaiados com o auxílio de um dispositivo desenvolvido pelo autor (Figura 2.20). A partir dos experimentos foram desenvolvidos modelos numéricos no software ABAQUS e um posterior estudo de variação de parâmetros que possibilitou a elaboração de um modelo de cálculo para predição da capacidade resistente da ligação estudada em pilares mistos de seções compacta, semicompacta e esbelta. O desenvolvimento deste trabalho viabilizou também os estudos numéricos e analíticos de Pereira (2020) e Pereira *et al.* (2023).

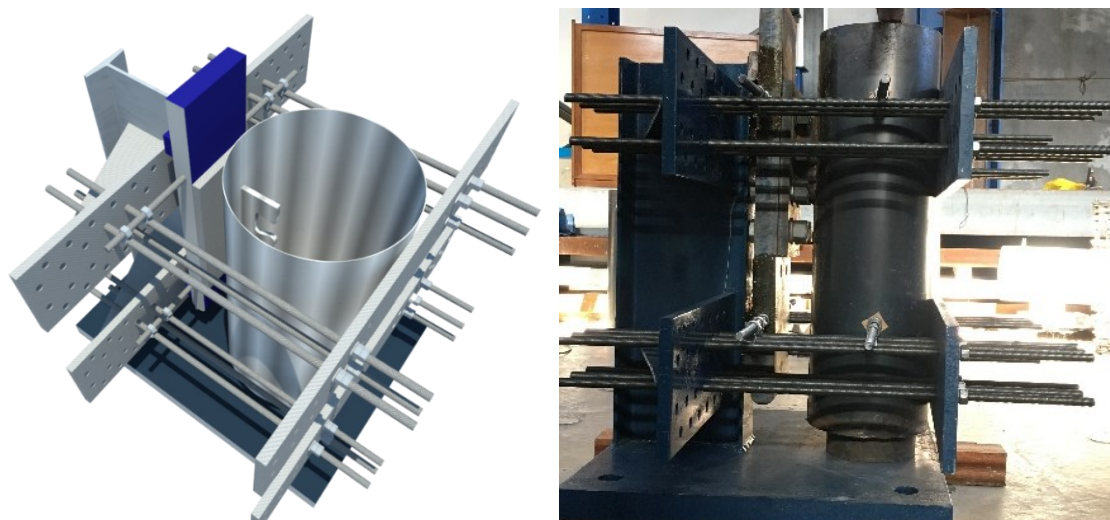


Figura 2.20 – Dispositivo para ensaio de cisalhamento assimétrico
Fonte: Santos, 2021.

2.2.2.3 Conectores *puzzle* e *clothoidal* – *composite dowels*

Contemporaneamente ao desenvolvimento do conector Crestbond, foram desenvolvidos na Europa, no âmbito do projeto PreCo-Beam, conectores em chapas contínuas com recortes regulares nas formas barbatana ou dente de serra (SA), *puzzle* (PZ) e *clothoidal* (CL), sendo que, esse último teve sua forma modificada ao longo das pesquisas (Figura 2.21). Esses conectores podem ser recortados na própria alma da viga, gerando vigas tê que podem ser aplicadas em vigas mistas de forma tradicional ou como “reforço externo” (Figura 2.22).

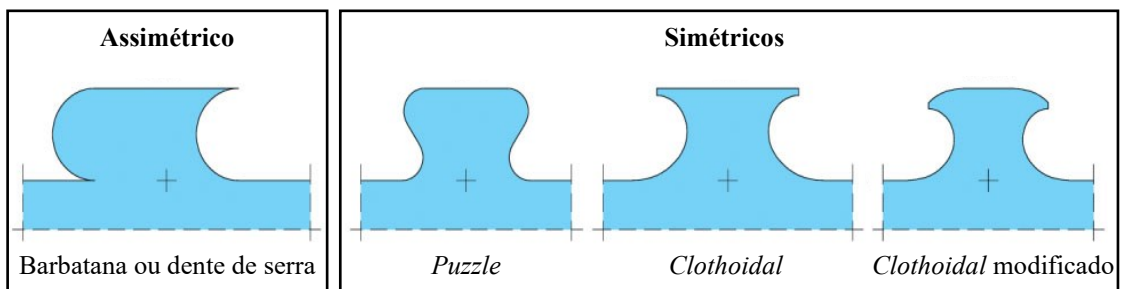


Figura 2.21 – Formas dos conectores de cisalhamento desenvolvidos no projeto Preco-Beam.
Fonte: Adaptado de Berthelley *et al.* (2011a).

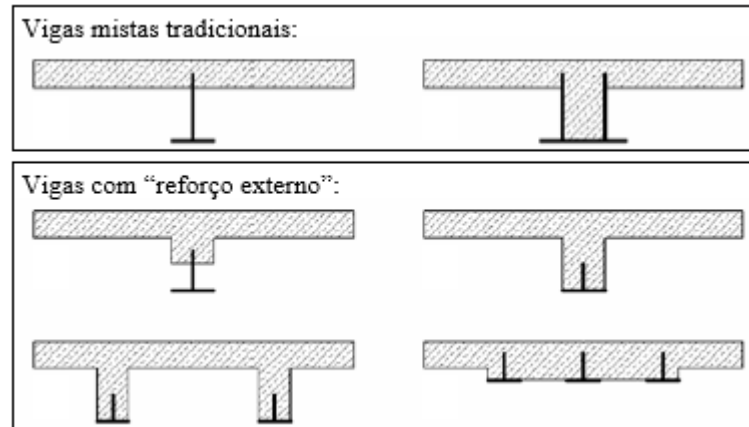


Figura 2.22 – Seções transversais típicas de vigas mistas pré-fabricadas.
Fonte: Seidl, 2009.

Segundo Schmitt *et al.* (2004), a primeira aplicação do conector *puzzle* ocorreu em 2003, em uma ponte rodoviária sobre uma linha férrea em Pöcking, na Alemanha; em que foram concebidas vigas mistas pré-fabricadas com vãos de 32 m (Figura 2.23). Desde então, os conectores em chapas planas desenvolvidos no projeto PreCo-Beam foram aplicados na construção de mais de 38 pontes rodoviárias e ferroviárias na Europa (SEIDL *et al.*, 2013;

ENZINGER *et al.*, 2017; LORENC *et al.*, 2017; BERTHELLEMY *et al.*, 2018; KOPP *et al.*, 2018; SEIDL *et al.*, 2019).



Figura 2.23 – Vigas mistas pré-fabricadas com conector *puzzle* cortado direto na alma.
Fonte: Seidl, 2009.

Esses conectores em chapa plana são conhecidos na literatura internacional como *composite dowels*. O nome *composite dowel* se adequa à constituição da ligação mista, que possui dentes de aço (*steel dowels*) e pinos de concreto (*concrete dowels*), como pode ser observado na Figura 2.24, e seu comportamento consiste na ação desses dois componentes distintos que interagem entre si.

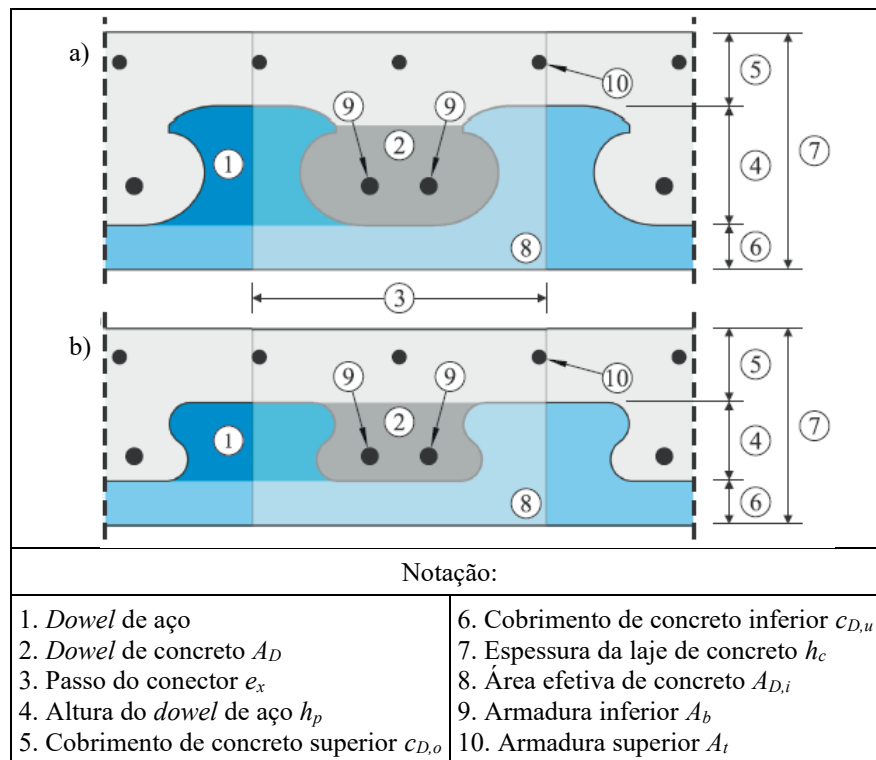


Figura 2.24 – Notação para a seção ao longo de um *composite dowel* dos tipos a) *clothoidal* e b) *puzzle*.
Fonte: Adaptado de Kopp *et al.* (2018).

O comportamento dos *composite dowels* pode ser caracterizado por meio de um diagrama força x deslizamento idealizado, conforme apresentado na Figura 2.25. Esse diagrama é dividido em três seções de carregamento:

- Trecho 1: caracterizado por um comportamento elástico linear, nesse trecho ocorre mobilização do atrito e compressão local do concreto na superfície dos *dowels* de aço. Com o aumento da força aplicada, a superfície parcialmente comprimida na frente do *dowel* de aço é mais carregada e transfere a força para o concreto que está sob tensão triaxial, ao mesmo tempo, a zona comprimida local está se espalhando no concreto e criando tensões transversais de tração. Quando a resistência máxima à tração é alcançada, a conexão suporta a força P_{cr} . Os modos limites possíveis, que ocorrem no ponto de transição entre os trechos 1 e 2 (P_{cr}) até o ponto de força máxima (P_{max}), são apresentados na Figura 2.26;
- Trecho 2: caracterizado por um comportamento plástico acompanhado de fissuração inicial no concreto ou início do escoamento do aço do *dowel* de aço, até a sua consolidação. Ao fim desse trecho podem ser identificados os modos de falha apresentados na Figura 2.27, estando o modo de falha a) associado à falha do conector e os demais, à falha do concreto;
- Trecho 3: compreende o comportamento pós-falha, cuja ductilidade está associada ao modo de falha que, por sua vez, depende das características dos elementos que compõem a ligação mista.

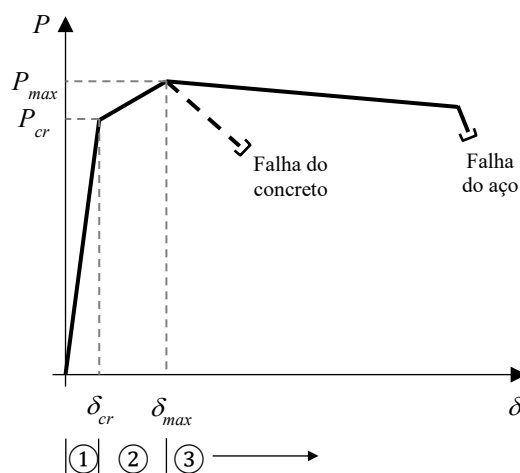


Figura 2.25 – Diagrama força (P) x deslizamento (δ) idealizado para *composite dowels*.
Fonte: Seidl, 2009.

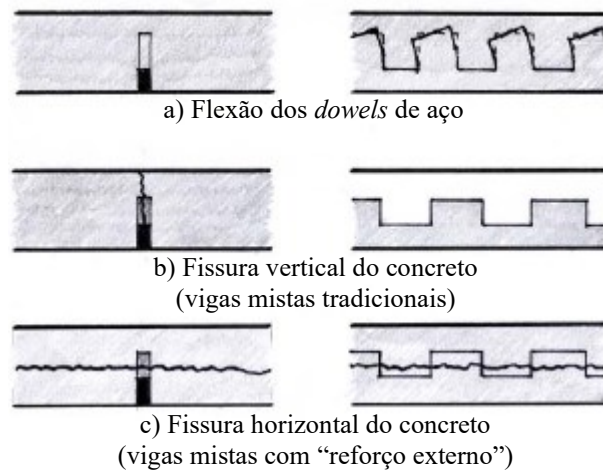


Figura 2.26 – Modos limites observados entre os trechos 1 e 2.
Fonte: Seidl, 2009.

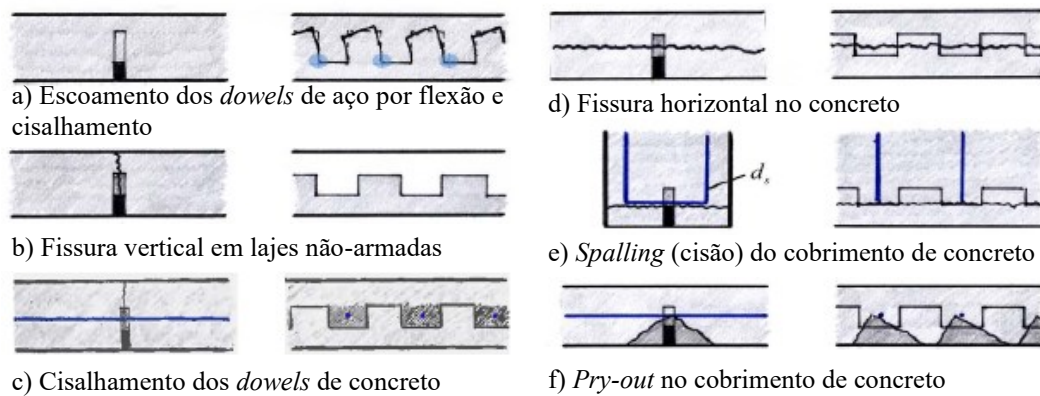


Figura 2.27 – Possíveis modos de falha no trecho 2.
Fonte: Seidl, 2009.

Os modos de falha possíveis dos *composite dowels* estão associados à falha do aço do conector (Figura 2.27 a) e à falha do concreto (Figura 2.27 b - f). Os modos de falha caracterizados pela fissuração do concreto (Figura 2.27 b, d e e) podem ser combatidos com a disposição adequada de armaduras, sendo então, os demais modos de falha (Figura 2.28) tratados como dimensionantes para a obtenção da capacidade resistente dos conectores.

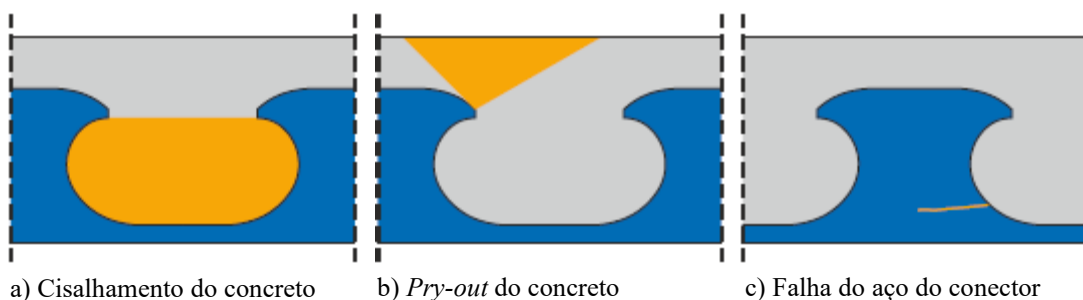


Figura 2.28 – Modos de falha dos *composite dowels*.
Fonte: Adaptado de Kopp *et al.* (2018).

O modo de falha por cisalhamento do concreto (Figura 2.28 a) é caracterizado basicamente pela formação de duas superfícies de cisalhamento no *dowel* de concreto e ocorre quando há pequenas aberturas entre os *dowels* de aço e estes são formados por chapa de aço espessa. A presença de armadura passante nos *dowels* de concreto pode proporcionar uma ancoragem adicional, e influenciar na ductilidade da ligação quanto a esse modo de falha (SEIDL, 2009; GÜNDEL *et al.*, 2014; FELDMANN *et al.*, 2016; KOPP *et al.*, 2018).

O modo de falha do concreto nomeado *pry-out* (Figura 2.28 b) consiste na expulsão de uma porção de concreto em forma de cone, ocasionada pela condição de pressão hidrostática na região de introdução de força, que gera forças de tração transversais, ortogonais à força de cisalhamento aplicada, em direção ao menor cobrimento de concreto. Esse modo de falha ocorre quando há um pequeno cobrimento de concreto e, as tensões de tração excedem a resistência à tração do concreto, sendo um modo de falha característico de conectores com *dowels* de concreto abertos, como os *composite dowels*; que não ocorre em conectores fechados, como o Perfobond (CLASSEN e HEGGER, 2017b). Tem-se que, a capacidade resistente ao *pry-out* pode ser reduzida quando ocorre sobreposição de cones de concreto consecutivos, tanto na direção do passo do conector como quando há conectores dispostos em paralelo e, quando o concreto está fissurado, condição na qual se observa a redução de cerca de 18 % na capacidade resistente do conector (CLASSEN e HEGGER, 2017a).

A falha do aço (Figura 2.28 c) ocorre quando a matriz de concreto tem alta resistência e a chapa de aço tem pequena espessura e baixa resistência, ocasionando o escoamento do *dowel* de aço por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão, que gera uma fissura horizontal no conector. Devido ao comportamento dúctil do aço estrutural, esse modo de falha é acompanhado por grandes deformações plásticas, sendo caracterizado como dúctil.

A versão mais recente do documento de aprovação técnica alemão DATec Z-26.4-56 (2018), válido no período de 14 de maio de 2018 a 14 de maio de 2023, apresenta as disposições construtivas, as características geométricas (Figura 2.29) e as diretrizes para dimensionamento de *composite dowels* do tipo *puzzle* (PZ) e *clothoidal* (CL) soldados sobre a mesa superior ou cortados diretamente na alma de vigas de aço para compor vigas mistas tradicionais ou com “reforço externo” (Figura 2.30).

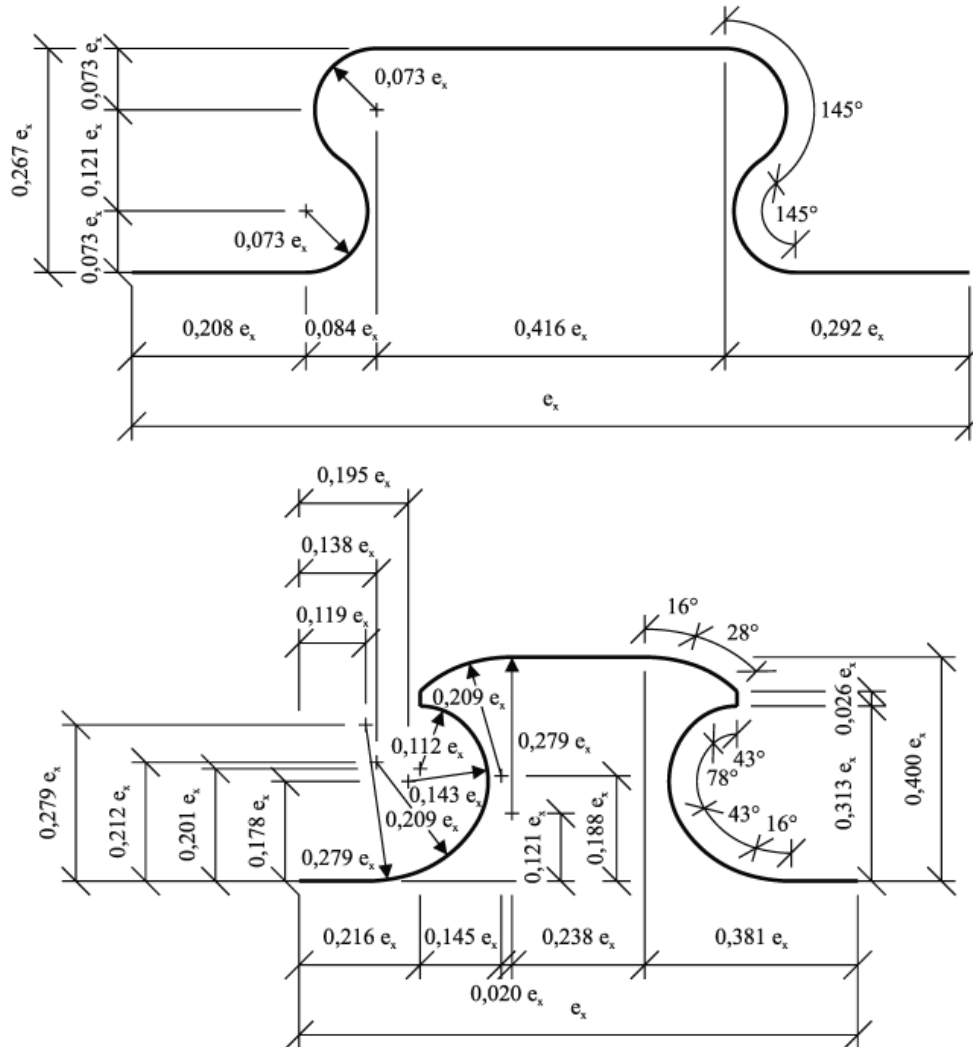


Figura 2.29 – Forma, dimensões e tolerâncias de conectores PZ e CL.
Fonte: Gündel *et al.* (2014).

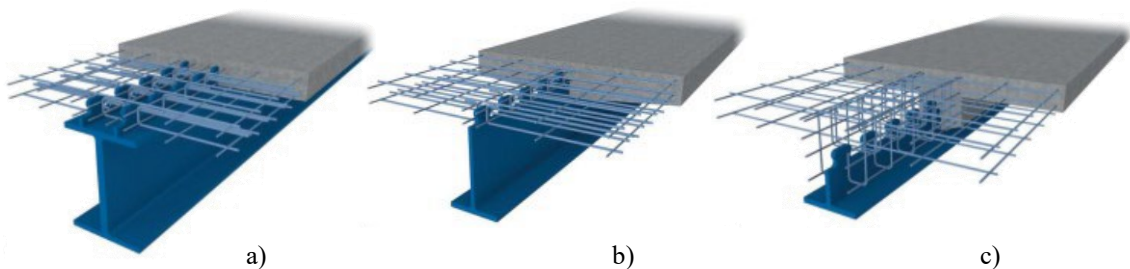


Figura 2.30 – Exemplos de aplicação para *composite dowels*.
Fonte: Gündel *et al.* (2014).

A capacidade resistente (P_R) por passo (e_x) dos *composite dowels* (Eq. 2.3) é dada pelo menor valor obtido entre os valores de resistência ao cisalhamento dos *dowels* de concreto (P_{sh}), falha do concreto por *pry-out* (P_{po}) e falha do aço do conector por cisalhamento e flexão (P_{pl}).

$$P_{Rk(CL;PZ)} = \min \begin{cases} P_{sh,k} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_D) \\ P_{po,k} = \chi_x \chi_y 90 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \\ P_{pl,k} = 0,25 e_x t_w f_y \end{cases} \quad (2.3)$$

onde: P_{Rk} é a capacidade resistente característica do *composite dowel*, em N;

η_D é um fator de redução relacionado à geometria do conector, dado por:

$$\eta_{D,CL} = 3 - \frac{e_x}{180} \quad (2.4)$$

$$\eta_{D,PZ} = 2 - \frac{e_x}{400} \quad (2.5)$$

e_x é o passo do conector, em mm;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em N/mm²;

ρ é a taxa de armadura, dada por:

- Falha por cisalhamento dos *dowels* de concreto:

$$\rho_D = \frac{E_s A_b}{E_{cm} A_D} \quad (2.6)$$

- Falha por *pry-out*:

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}} \quad (2.7)$$

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura, em N/mm²;

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto, em N/mm²;

A_b é a área de armadura passante na seção transversal do *dowel* de concreto, em mm²;

A_D é a área do *dowel* de concreto, em mm², dada por:

$$A_{D,CL} = 0,20 e_x^2 \quad (2.8)$$

$$A_{D,PZ} = 0,13 e_x^2 \quad (2.9)$$

A_{sf} é a área de armadura transversal na seção transversal da laje de concreto, em mm²;

$A_{D,i}$ é a área efetiva de concreto, em mm², dada por:

$$A_{D,i} = h_c e_x \quad (2.10)$$

h_c é a altura da laje de concreto, em mm;

χ_x é o fator de redução associado à superposição dos cones de concreto na ruptura por *pry-out* ao longo do conector, dado por:

$$\chi_x = \begin{cases} 1, & \text{para } e_x \geq 4,5 h_{po} \\ \frac{e_x}{4,5 h_{po}} \leq 1, & \text{para } e_x < 4,5 h_{po} \end{cases} \quad (2.11)$$

χ_y é o fator de redução associado à superposição dos cones de concreto na ruptura por *pry-out* devido à disposição de conectores em paralelo, dado por:

- Para um conector:

$$\chi_y = 1 \quad (2.12)$$

- Para dois conectores em paralelo:

$$\chi_y = \begin{cases} 1, & \text{para } e_y \geq 9 h_{po} \\ \frac{1}{2} \left(\frac{e_y}{9 h_{po}} + 1 \right) \leq 1, & \text{para } 120 \text{ mm} < e_y < 9 h_{po} \end{cases} \quad (2.13)$$

e_y é a distância entre conectores associados em paralelo, em mm;

h_{po} é a altura do cone de concreto na ruptura por *pry-out*, em mm, dada por:

$$h_{po(Cl;PZ)} = \min \begin{cases} c_{D,o} + 0,07 e_x \\ c_{D,u} + 0,13 e_x \end{cases} \quad (2.14)$$

$c_{D,o}$; $c_{D,u}$ é o valor do cobrimento superior e inferior à altura do *dowel* de aço, em mm;

t_w é a espessura da chapa do conector, em mm;

f_y é a tensão nominal de escoamento do aço do conector, em N/mm².

O valor de cálculo da capacidade resistente (P_{Rd}) é determinado dividindo P_{Rk} pelo coeficiente $\gamma_v = 1,25$.

As pesquisas atuais versam a respeito do comportamento dos *composite dowels* à fadiga, uma vez que são aplicados majoritariamente na estrutura de pontes; em aplicações específicas, como quando os conectores são submetidos a esforço combinado de tração e cisalhamento; e para condições específicas da matriz de concreto, como a presença de fissuras.

Seidl (2009) realizou um estudo experimental e analítico, no qual apresentou os resultados de ensaios do tipo *push-out* em vigas tê com conectores do tipo *puzzle* e barbatana (*fin*) recortados diretamente na alma, aplicados em vigas mistas tradicionais e vigas mistas com “reforço externo” (Figura 2.31), submetidas a carregamentos monotônicos e cíclicos. Com a realização dos ensaios foi possível concluir que a disposição de armaduras tem influência significativa no

comportamento da ligação, destacando-se o uso de estribos duplos por dowel de concreto, que favorece a ductilidade da ligação. Nesse estudo, foram reunidos 118 resultados de ensaios *push-out* com conectores dos tipos *puzzle*, *clothoidal* e barbatana, que permitiram, através da observação do comportamento mecânico associado a métodos estatísticos presentes na norma europeia EN 1990:2002, a formulação de modelos para obtenção da capacidade resistente desses conectores para os modos de falha apresentados na Figura 2.27.



a) vigas mistas tradicionais b) vigas com “reforço externo”

Figura 2.31 – Ensaios de aplicação de *composite dowels* em vigas mistas.

Fonte: Seidl, 2009.

Harnatkiewicz *et al.* (2011) avaliaram, através de ensaios numéricos e experimentais, o comportamento dos *composite dowels* à fadiga, observando a influência da forma (PZ e CL) e do método de corte empregado (oxicorte e corte a plasma). Após as análises realizadas, concluiu-se que, apesar de o conector *clothoidal* (CL) apresentar uma capacidade resistente menor que o conector *puzzle* (PZ) em situação de carregamento estático (BERTHELLEMY *et al.*, 2011a), a durabilidade à fadiga do conector CL é superior à do PZ. Quanto aos métodos de corte, observou-se que o corte a gás (oxicorte), apesar de ser amplamente utilizado, promove a redução do desempenho dos conectores à fadiga, uma vez que, durante o corte, muita energia térmica é fornecida ao elemento, o que afeta a estrutura cristalográfica do material na área do corte. Além disso, a superfície do corte contém muitos sulcos, que constituem áreas de concentração de tensões. Logo, indica-se, para os *composite dowels*, o corte por plasma, que gera uma superfície de corte mais suave, com melhor qualidade e sem a rugosidade típica do corte a gás (Figura 2.32).

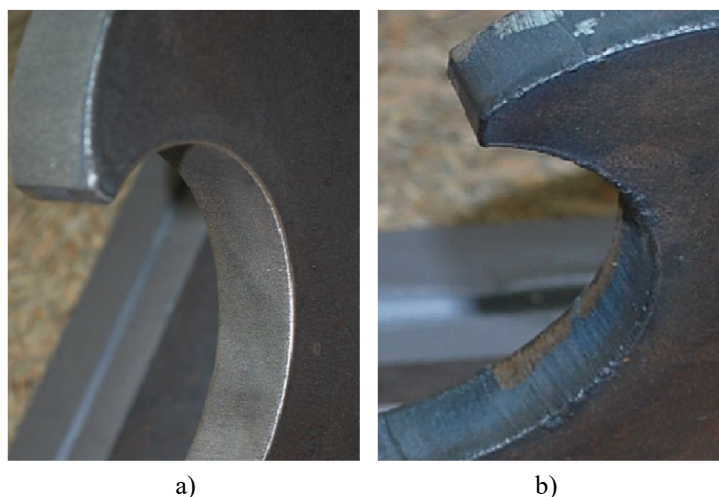


Figura 2.32 – Aspecto da superfície de conectores *clothoidal* cortados a) a plasma e b) a gás.
 Fonte: Harnatkiewicz *et al.*, 2011.

Classen e Hegger (2017a) estudaram o comportamento dos conectores *puzzle* quanto à falha por *pry-out* quando a matriz de concreto encontra-se fissurada. Os autores realizaram 38 ensaios com conectores com apenas um *dowel* de aço, para garantir a distribuição igualitária de tensões ao longo do conector, nos quais foram variadas a localização e a largura de abertura das fissuras, bem como o espaçamento entre fissuras adjacentes. A partir dos ensaios observou-se que, no concreto não fissurado, o comprimento e a largura do cone de *pry-out* correspondem a aproximadamente 6 vezes a altura do cone e que, no caso de concreto com fissuras transversais, ocorre redução nas dimensões do cone e, na rigidez e capacidade resistente da ligação. Tem-se que, quanto menos espaçadas as fissuras, maior a perda de resistência e que, no caso de trincas mais largas, devido à redução do atrito entre as partes, é também reduzida a tensão de cisalhamento transmitida na fissura. Tendo em vista essa transmissão de tensão de cisalhamento por meio do intertravamento dos agregados na região da fissura, Classen e Hegger (2017b) propuseram um modelo de cálculo para o modo de falha por *pry-out* que abrange concreto fissurado e não-fissurado.

Classen *et al.* (2018) realizaram ensaios numéricos e experimentais de conectores do tipo *puzzle* submetidos à esforços combinados de tração e cisalhamento, que ocorrem em situações específicas de aplicação de conectores em chapa de aço (Figura 2.33). Nesse estudo, foi desenvolvida uma configuração de ensaio apropriada, que permitiu a aplicação de força segundo 5 diferentes ângulos, de forma a se estudar o conector submetido ao cisalhamento puro, à tração pura e, a esses esforços combinados. Com os resultados de ensaio, foi possível observar a interação entre os esforços estudados e a influência desta na capacidade resistente na ligação,

bem como a influência do arranjo de armaduras na relação de interação entre esforços de tração e de cisalhamento.

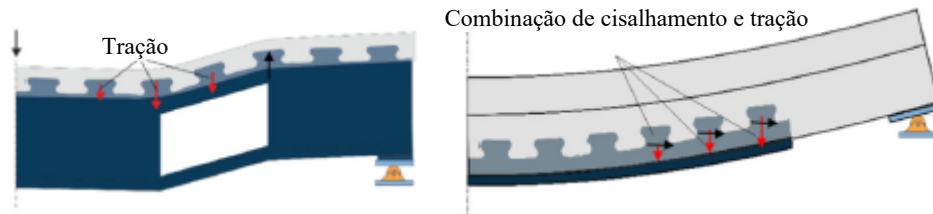


Figura 2.33 – Vigas mistas com conectores de cisalhamento submetidos à esforços combinados.
Fonte: Classen *et al.*, 2018.

Além das aplicações convencionais dos *composite dowels* outras aplicações têm sido estudadas, como, uma configuração especial de vigas mistas para aplicação em pontes ferroviárias (Figura 2.34 a); vigas mistas de altura variável (Figura 2.34 b); vigas mistas com aberturas na alma, para integração de serviços e instalações em sistemas de piso misto (Figura 2.34 c) e; como elemento de ancoragem (Figura 2.34 d e e).

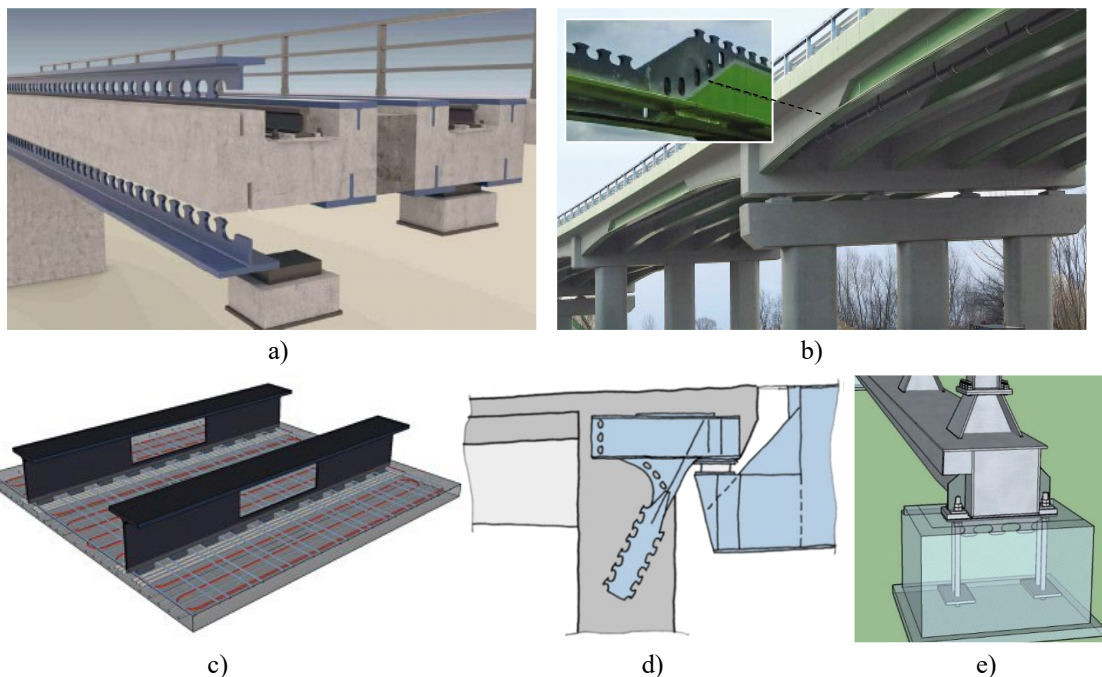


Figura 2.34 – Aplicações dos *composite dowels* em a, b e c) vigas mistas e elementos de d e e) ancoragem.
Fontes: a) Berthelley *et al.*, 2011b; b) Lorenc *et al.*, 2017; c) Hegger *et al.*, 2014;
d) Berthelley *et al.*, 2018; e) Seidl e Lorenc, 2018.

Mais recentemente, Santos (2021) estudou a aplicação de *composite dowels* do tipo *puzzle* e *clothoidal* como dispositivos de transferência de esforços em pilares mistos de seção circular esbelta. Foram ensaiados dois pares de modelos com conectores dispostos de forma simétrica

(Figura 2.35) e, a partir dos experimentos, foi desenvolvido um estudo numérico com o auxílio do software ABAQUS que culminou em um modelo de cálculo para predição da capacidade resistente da ligação estudada.

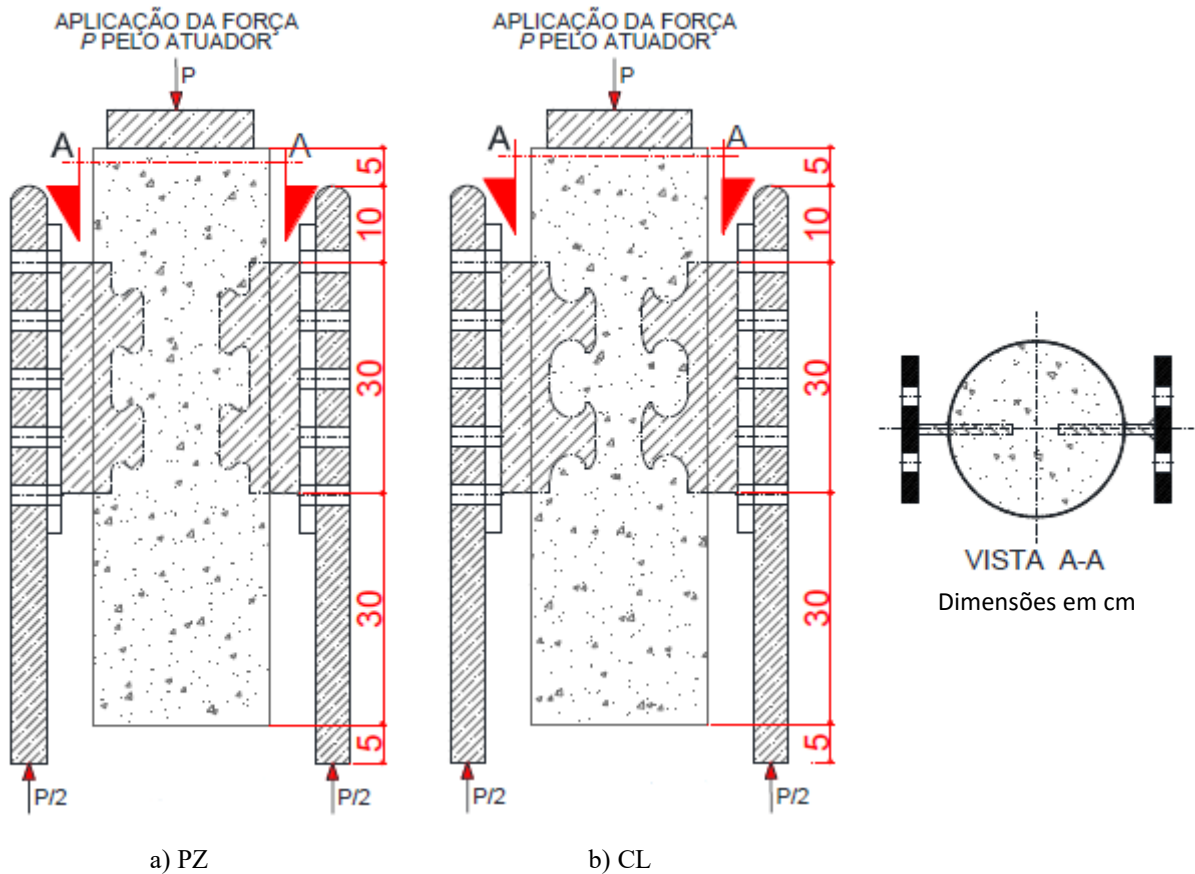


Figura 2.35 – *Composite dowels* aplicados como dispositivos de transferências de esforços em PMPCs.
Fonte: Santos (2021).

2.3 Introdução de força em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto

2.3.1 Generalidades sobre ligações entre vigas de aço ou mistas e pilares mistos preenchidos com concreto

No que concerne à aplicação de pilares mistos preenchidos com concreto, além das recomendações apresentadas nas normas técnicas vigentes, deve-se atentar aos detalhes de execução dos mesmos, como por exemplo, as ligações entre as vigas de aço e os referidos pilares. Segundo De Nardin (2003), para que um dispositivo de ligação seja considerado adequado, este deve ser concebido e dimensionado considerando os seguintes aspectos:

capacidade resistente, capacidade de rotação e rigidez adequadas, facilidade de execução e montagem e, custo reduzido.

Figueiredo (1998) aponta como processo usual para a ligação entre viga e pilar misto preenchido com concreto, a soldagem de cantoneiras parafusadas na viga diretamente no tubo de aço (Figura 2.36) e apresenta as principais desvantagens deste tipo de ligação:

- a transferência das tensões de tração no tubo pode resultar na separação do tubo no núcleo de concreto, comprometendo a eficiência do tubo;
- a deformação do aço pode aumentar o giro da ligação, diminuindo significativamente sua rigidez;
- ocorre a introdução de tensões residuais significativas devido a soldagem da viga no tubo de aço;
- a concentração de tensões no tubo pode comprometer o confinamento do concreto que está previsto pelo dimensionamento como fator favorável à resistência do pilar.

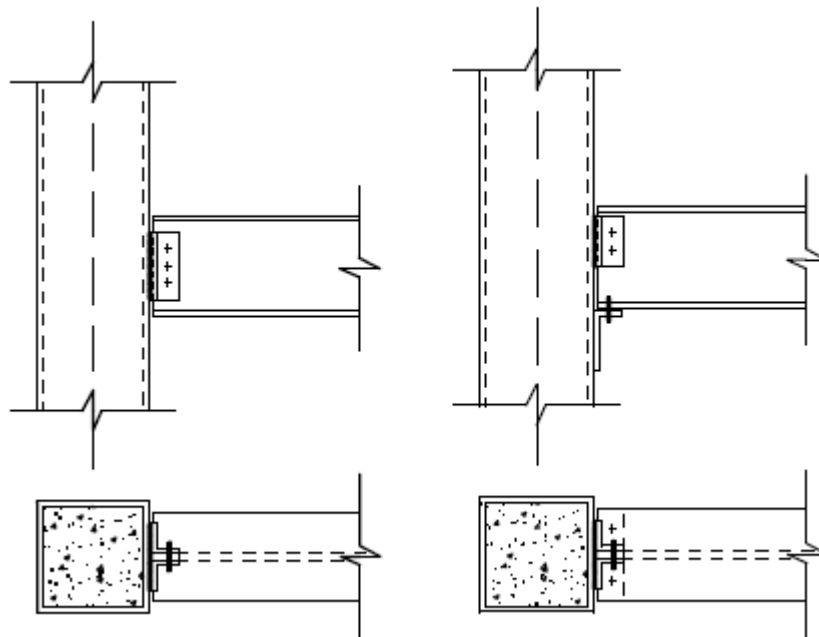


Figura 2.36 – Detalhes de ligações de vigas I com pilares mistos preenchidos.
Fonte: Figueiredo, 1998.

No âmbito das ligações de vigas diretamente ao tubo de aço, Ansourian¹ (1976, *apud* Chen *et al.*, 2015) realizou ensaios de ligações com enrijecedores externos em pilares mistos de seção

¹ ANSOURIAN, P. Connections to Concrete-Filled Tube Columns. **International Association of Bridge and Structural Steel Engineers**, v. 36, n. 1, p. 1-22, 1976.

retangular (Figura 2.37). Nos modelos em que a viga foi soldada à chapas de tração, a falha ocorreu na solda de topo que ligava a chapa ao tubo; nos demais modelos, em que, ao invés de solda foram usados parafusos de alta resistência, a falha da ligação foi identificada na região do pilar entre enrijecedores (*panel zone*) após extensa deformação do tubo.

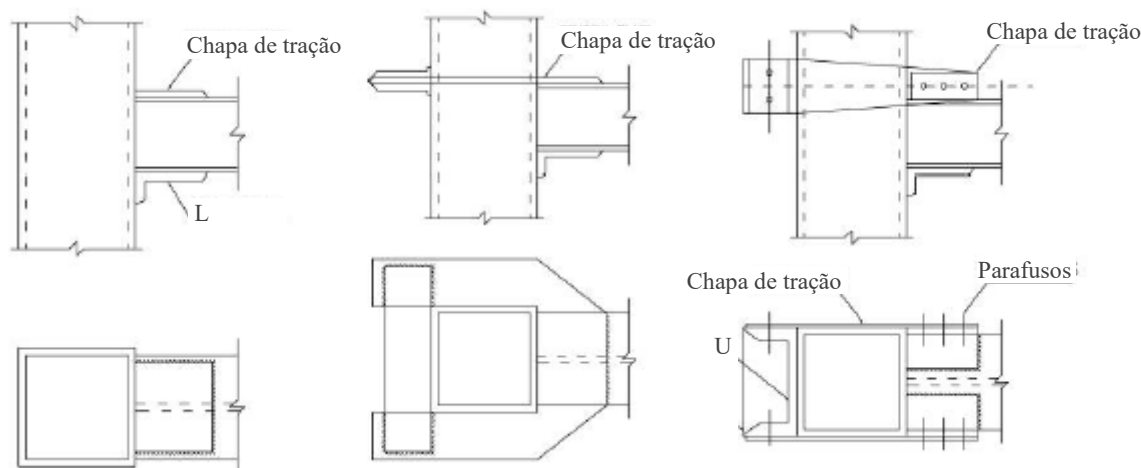


Figura 2.37 – Detalhes de ligações com enrijecedores externos.
Fonte: Chen *et al.*, 2015.

Matsui² (1985, *apud* Chen *et al.*, 2015) desenvolveu um método, validado por resultados experimentais, para dimensionamento da ligação entre viga de aço e pilar misto preenchido com enrijecedores externos e internos (Figura 2.38 b). Essa ligação, chamada diafragma, foi avaliada por Kanatani *et al.*³ (1987, *apud* Chen *et al.*, 2015) em comparação a ligações com parafusos (Figura 2.38 a), que, além de evitar a solda em campo, apresentaram comportamento semelhante e, por vezes, superior ao das ligações diafragma propostas por Matsui (1985, *apud* Chen *et al.*, 2015).

Azizinamini e Prakash⁴ (1993, *apud* Figueiredo, 1998), buscando uma solução em que não houvesse a transferência direta de esforços da viga ao tubo de aço, estudaram dois tipos diferentes de detalhes de ligação em pilares preenchidos. No primeiro detalhe (Figura 2.39 a) as forças são transmitidas para o concreto por parafusos que atravessam o tubo do pilar e se

² MATSUI, C. Strength and Behavior of Frames with Concrete Filled Square Steel Tubular Columns Under Earthquake Loading. In: **International Specialty Conference on Concrete Filled Tubular Structures**, p. 104-111, 1985.

³ KANATANI, H.; TABUCHI, M.; KAMBA, T.; HSIAOLIEN, J.; ISHIKAWA, M. A Study on Concrete Filled RHS Column to H-Beam Connections Fabricated with HT Bolts in Rigid Frames. **Composite Construction in Steel and Concrete**, p. 614-635, 1987.

⁴ AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube column. **Engineering Journal**, v. 31, n. 1, p. 108-115, 1993.

ancoram no concreto. A capacidade desse tipo de ligação é limitada pela resistência ao arrancamento dos parafusos e pelos efeitos locais no tubo do pilar. No outro detalhe de ligação estudado (Figura 2.39 b) o elemento de aço penetra no tubo através de aberturas feitas neste e se ancora no concreto. Nesse caso, o modo de falha está relacionado ao arrancamento do elemento de conexão.

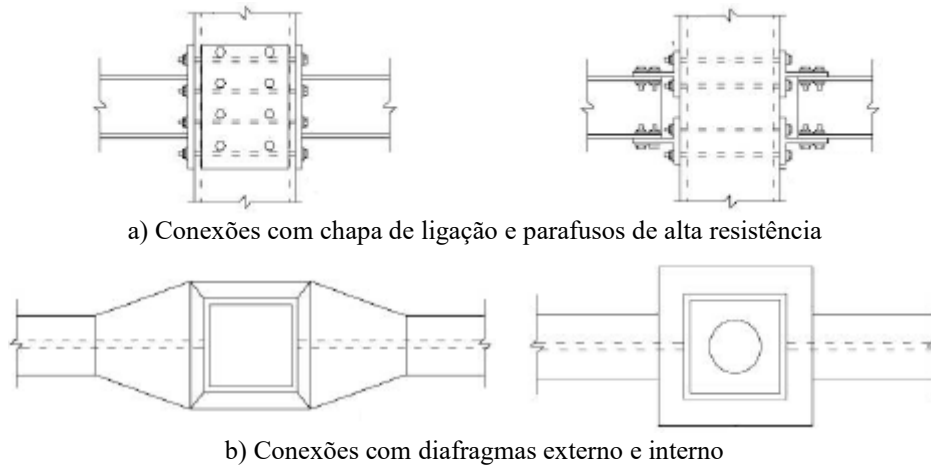


Figura 2.38 – Ligações estudadas por Kanatani *et al.* (1987, *apud* Chen *et al.*, 2015).
Fonte: Adaptado de Chen *et al.* (2015).

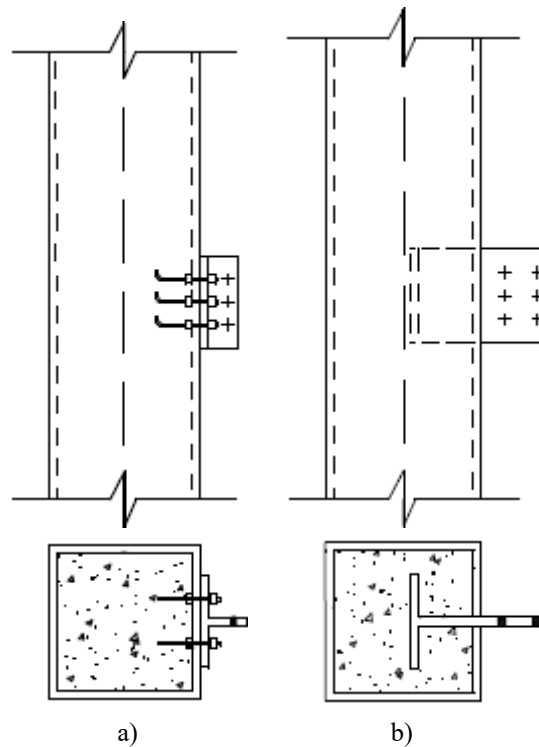


Figura 2.39 – Detalhes de ligações com elementos de conexão ancorados no concreto do pilar misto preenchido.
Fonte: Figueiredo, 1998.

Azizinamini e Prakash (1993, *apud* Figueiredo 1998) e Azizinamini e Shekar (1995), estudaram um tipo de ligação que consiste em passar a viga completamente pelo pilar misto preenchido, como mostrado na Figura 2.40. A partir do estudo experimental e numérico dessa ligação e, mediante a comprovação da sua eficácia, os autores propuseram um roteiro de cálculo para seu dimensionamento, no qual se obtém a espessura requerida do tubo de aço e são verificadas as tensões nos diferentes elementos que compõem a ligação.

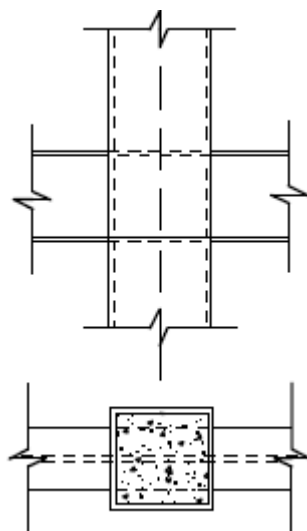


Figura 2.40 – Ligação com a viga passando pelo pilar misto preenchido.
Fonte: Figueiredo, 1998.

Kato *et al.*⁵ (1992, *apud* Figueiredo, 1998) propuseram a ligação de vigas I de aço à pilares tubulares utilizando anéis enrijecedores soldados ao tubo às alturas das mesas da viga (Figura 2.41 b), como alternativa ao tipo de ligação usual no Japão até então, que consistia em diafragmas soldados no tubo do pilar às alturas das mesas da viga (Figura 2.41 a) e exigia que o pilar fosse cortado em três partes, o que tornava esse tipo de ligação oneroso, além de dificultar a concretagem do pilar. A partir de estudos teóricos e experimental, os autores desenvolveram uma formulação para o dimensionamento da ligação proposta, cujos modos de falha são a ruptura por cisalhamento do anel enrijecedor e por tração da solda.

Desde 1999, vem sendo desenvolvido no Reino Unido um tipo de ligação entre vigas de aço ou mistas e pilares mistos preenchidos que compreende o uso de chapas de extremidade soldadas à viga e parafusadas ao pilar com o uso de parafusos chamados *blind bolts* (Figura 2.42). Ao longo dos anos foram realizados diversos estudos experimentais em que esse tipo de ligação foi

⁵ KATO, B.; KIMURA, M.; OHTA, H.; MIZUTANI, N. Connection of beam flange to concrete-filled tubular column. In: **Engineering Foundation Conference**, Potosi, p. 528-538, 1992.

ensaiado tanto a carregamentos monotônicos quanto a carregamentos cíclicos, o que evidenciou a efetividade da ligação também em caso de sismos. Atualmente, têm sido desenvolvidos modelos numéricos representativos, com o auxílio do ABAQUS/Explicit, para estudo mais aprofundado desse tipo de ligação (THAI e UY, 2015; THAI *et al.*, 2017).

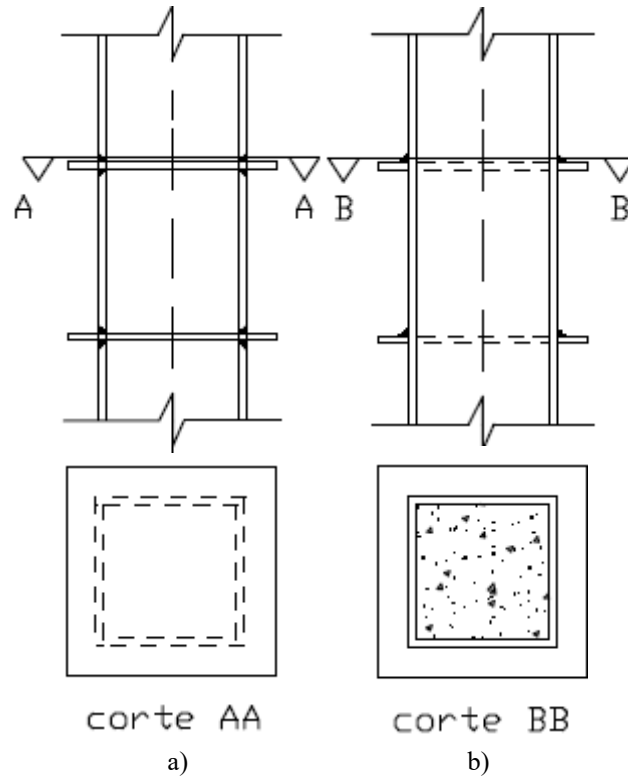


Figura 2.41 – Detalhes de ligações em pilares mistos preenchidos por meio de a) diafragmas e b) anéis enrijecedores.

Fonte: Figueiredo, 1998.

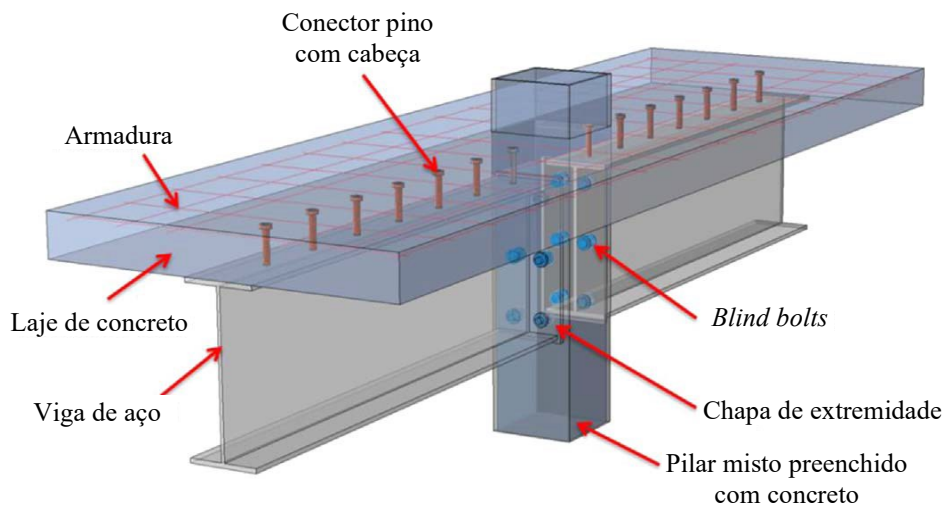


Figura 2.42 – Ligação entre viga mista e pilar mistos preenchido com *blind bolts*.

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

Malaska *et al.*⁶ (2001, *apud* De Nardin, 2003) estudaram um detalhe de piso misto do tipo *slim floor* em que a ligação entre as vigas de mesas desiguais e o pilar preenchido de seção retangular é feita por meio de uma chapa que atravessa o pilar preenchido, à qual a alma das vigas é fixada por parafusos (Figura 2.43). No interior do pilar preenchido, na altura correspondente à mesa inferior da viga, é colocada uma chapa que funciona como um enrijecedor e absorve parte da força normal.

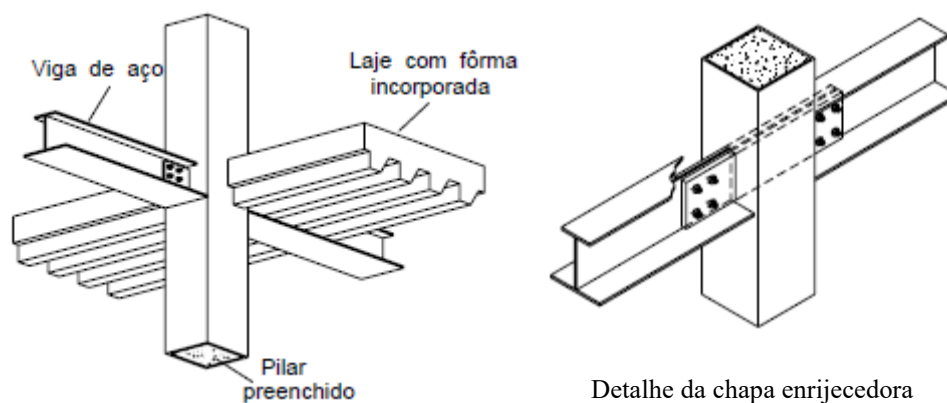


Figura 2.43 – Componentes da ligação viga-pilar no sistema de piso misto do tipo *slim floor*.
Fonte: De Nardin, 2003.

Park *et al.* (2008) propuseram dois novos tipos de ligação mista de forma a aumentar a ductilidade e melhorar a capacidade da região inferior das ligações semirrígidas típicas que incorporam o efeito da laje mista (Figura 2.44 a). A primeira solução (BW) consiste em soldar a mesa inferior da viga de aço ao tubo do pilar misto (Figura 2.44 b). A segunda solução, chamada RBW (Figura 2.44 c), é uma ligação BW com uma viga com seção reduzida, artifício largamente utilizado para induzir a formação de rótula plástica na viga. Ambas as soluções apresentam chapas verticais com conectores do tipo pino com cabeça soldados. Após os ensaios realizados, observou-se que a ligação RBW não é aplicável, uma vez que a viga de seção reduzida não obteve o efeito esperado e a falha ocorreu na ancoragem no interior do tubo.

Shin *et al.* (2008) estudaram ligações com enrijecedores tê (Figura 2.45 a), às quais foram implementados o uso de vigas com seção reduzida (Figura 2.45 b) e a adição de furos à chapa horizontal que compõe os enrijecedores (Figura 2.45 c), visando reduzir a concentração de tensões e aumentar a ductilidade das ligações tornando-as adequadas para situações dinâmicas.

⁶ MALASKA, M.; MÄKELÄINEN, P.; LESKELÄ, M. V.; MONONEN, T. A new composite slim floor system. In: **Nordic Steel Construction Conference**, 9, Helsinque, p. 179-186, 2001.

Com os ensaios realizados foi possível verificar a validade das ligações propostas no deslocamento da rótula plástica e da flambagem local para fora da ligação, no caso da série TSD; e na redução da concentração de tensões e deformações, no caso da série TSH.

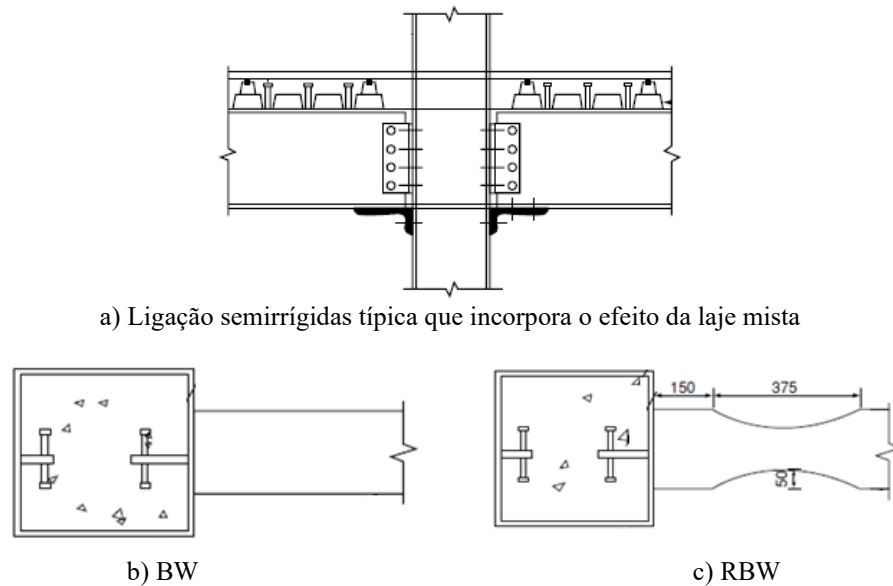


Figura 2.44 – Ligações semirrígidas que incorporam o efeito da laje mista.
Fonte: Adaptado de Park *et al.* (2008).

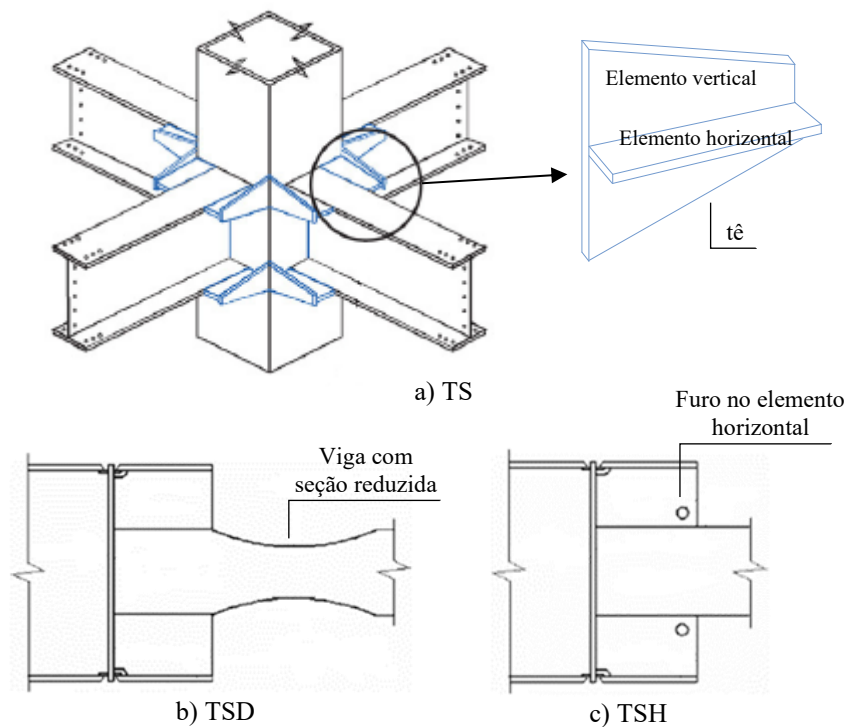


Figura 2.45 – Ligações com enrijecedores tê.
Fonte: Adaptado de Shin *et al.* (2008).

As pesquisas mais recentes consistem na otimização das ligações citadas visando atender não somente à situação de carregamento estático, mas também à ação de sismos. Para tanto, as ligações são submetidas tanto a carregamento monotônico quanto cíclico para avaliar o comportamento, a degradação da rigidez, a energia dissipada e os modos de falha das soluções.

2.3.2 Introdução de força em pilares mistos preenchidos com concreto por meio de conectores em chapa de aço

Encontra-se em desenvolvimento, na Universidade Federal de Minas Gerais, um tipo de ligação entre viga e pilar misto preenchido que consiste na utilização de uma chapa (*single plate*) recortada em conformidade com o conector Crestbond, que é posicionada no interior do pilar e pode ser ligada à viga por meio de parafusos (Figura 2.46). A aplicação dessa solução em pilares mistos preenchidos de seção retangular foi estudada experimentalmente por Oliveira⁷ (2013, *apud* Aguiar, 2015) e Cardoso (2018).

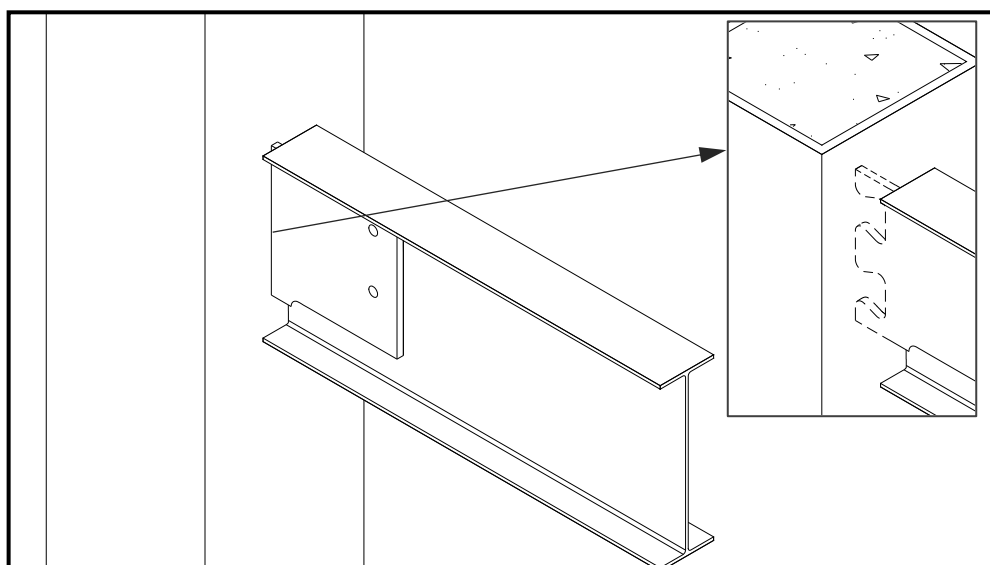


Figura 2.46 – Ligação com *single plate* recortada conforme o conector Crestbond.
Fonte: Autoria própria.

Oliveira (2013, *apud* Aguiar, 2015) ensaiou dois protótipos de seção retangular identificados por TR250-320x250x8,2-BL-02CR (Figura 2.47). Os tubos retangulares receberam a aplicação de desmoldante na superfície interna e foram concretados até a cota de 95 cm a partir da base.

⁷ OLIVEIRA, H. M. S. **Transferência de Carga com Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto**. Projeto de Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

No ensaio, o carregamento foi aplicado no tubo, na parte superior do protótipo, enquanto apenas o núcleo de concreto fora apoiado na base. Os resultados obtidos (Figura 2.48) relacionam a força aplicada ao deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, que foi obtido por meio de transdutores de deslocamentos.

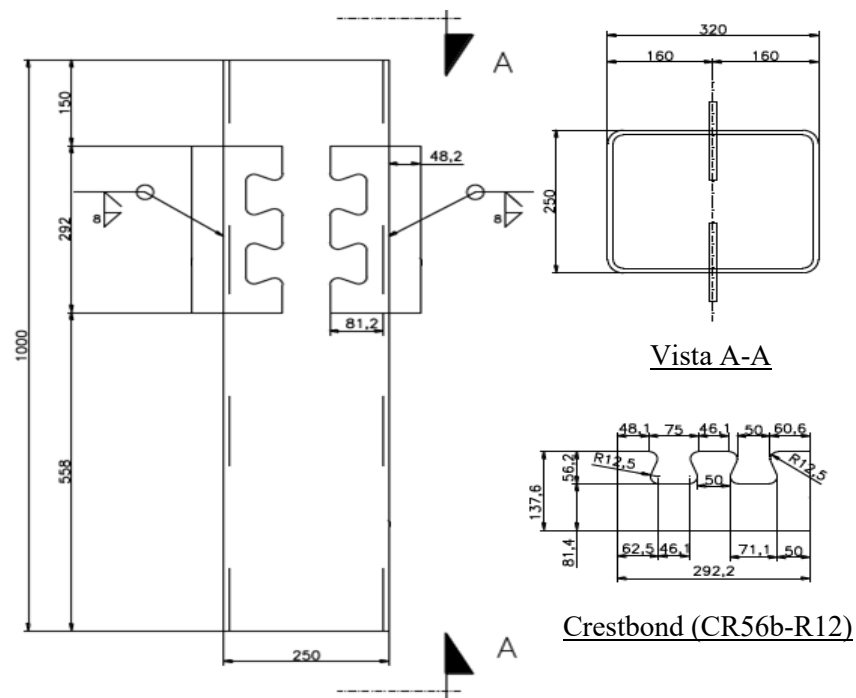


Figura 2.47 – Dimensões nominais (mm) dos modelos TR250-320x250x8,2-BL-02CR.
Fonte: Adaptado de Aguiar (2015).

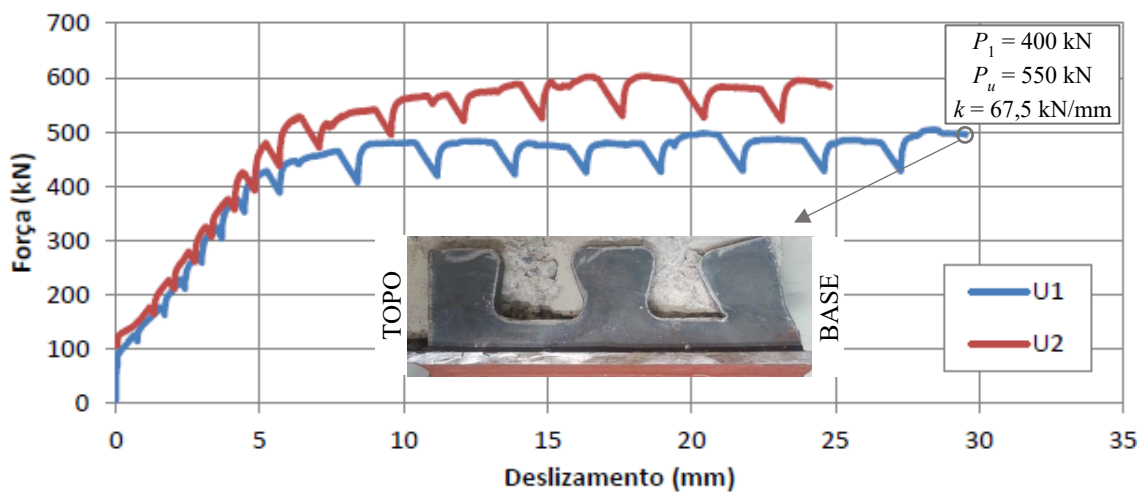


Figura 2.48 – Curva força x deslizamento relativo dos modelos TR250-320x250x8,2-BL-02CR.
Fonte: Adaptado de Aguiar (2015).

Esses protótipos foram modelados por Aguiar (2015), com auxílio do software ABAQUS. Os elementos utilizados para discretizar o modelo foram do tipo C3D8 (sólido hexaédrico de oito nós), com dimensão média de 8 mm na proximidade da ligação e, devido à dupla simetria dos modelos, apenas um quarto dos mesmos foi modelado. Para representar o comportamento do concreto foi utilizado o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* disponível na biblioteca do ABAQUS. A curva que representa o comportamento do concreto à compressão é apresentada na Figura 2.49 onde, no trecho A-B é utilizada a lei de Hooke, no trecho B-D é utilizada a formulação da norma EN 1992-1-1:2004 e os trechos finais correspondem ao modelo utilizado por Pavlović *et al.* (2013). As curvas utilizadas para representar o comportamento do concreto à tração e os danos à compressão e à tração são apresentadas na Figura 2.50. O aço do tubo e do conector Crestbond foi representado por um modelo constitutivo clássico (Figura 2.51) e, o contato entre o conector Crestbond e o concreto foi representado pelo *hard contact*, no qual se definiu um coeficiente de atrito estático igual a 0,5. O método incremental de análise utilizado para aplicação gradual do carregamento foi o *Static, Riks*.

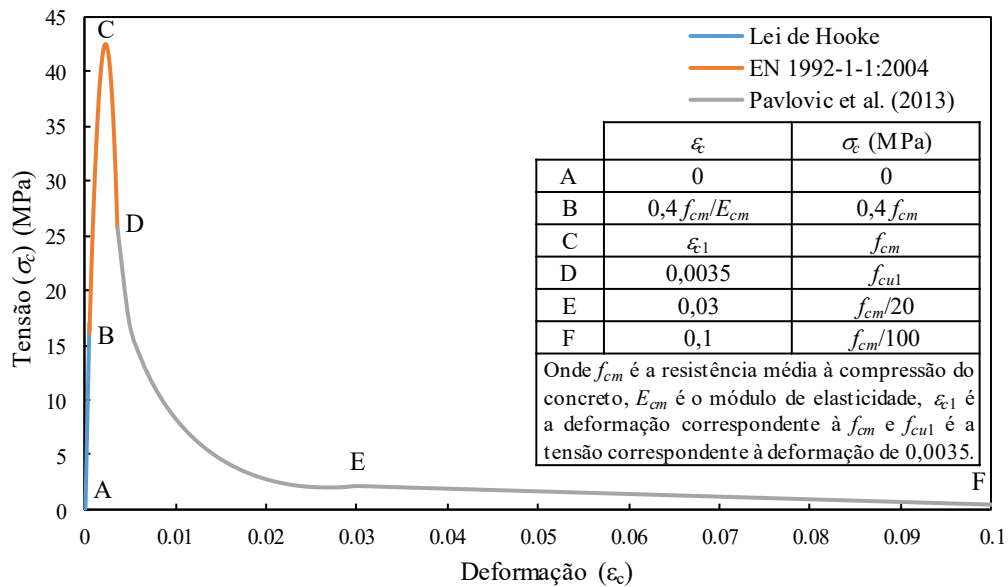


Figura 2.49 – Comportamento do concreto à compressão adotado por Aguiar (2015).

Fonte: Autoria própria.

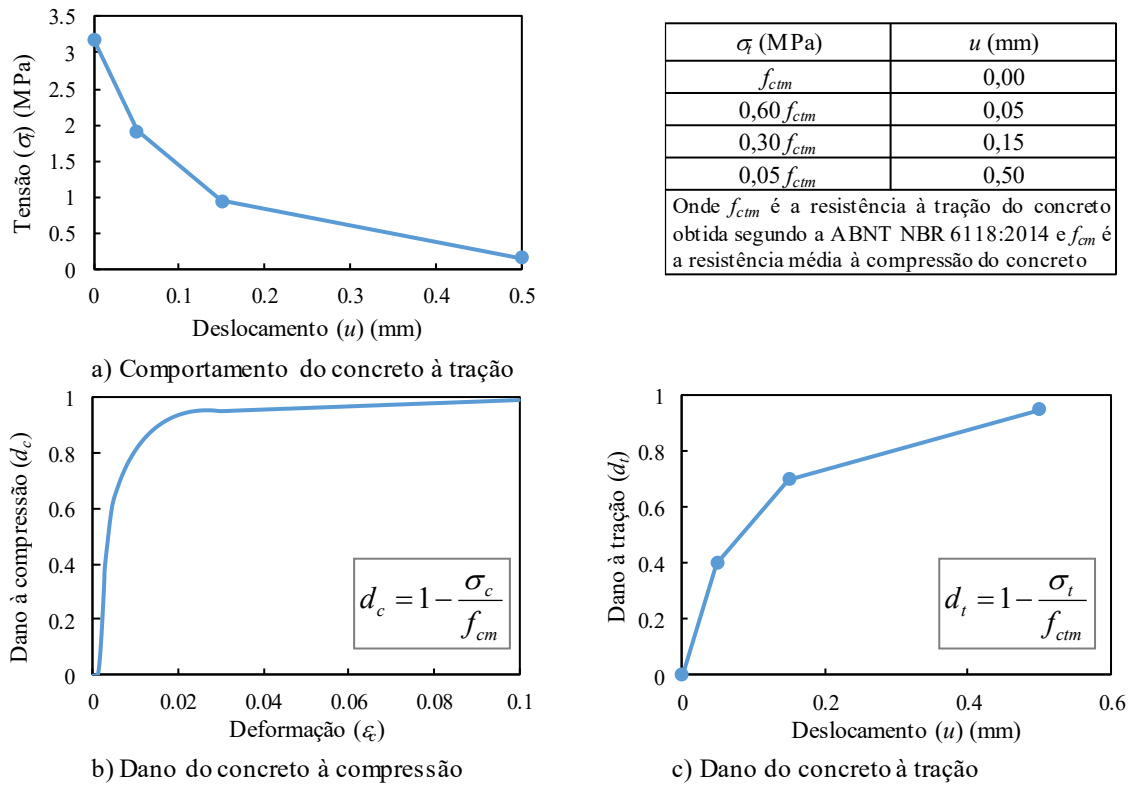


Figura 2.50 – Comportamento do concreto à tração e curvas de dano adotados por Aguiar (2015).
Fonte: Autoria própria.

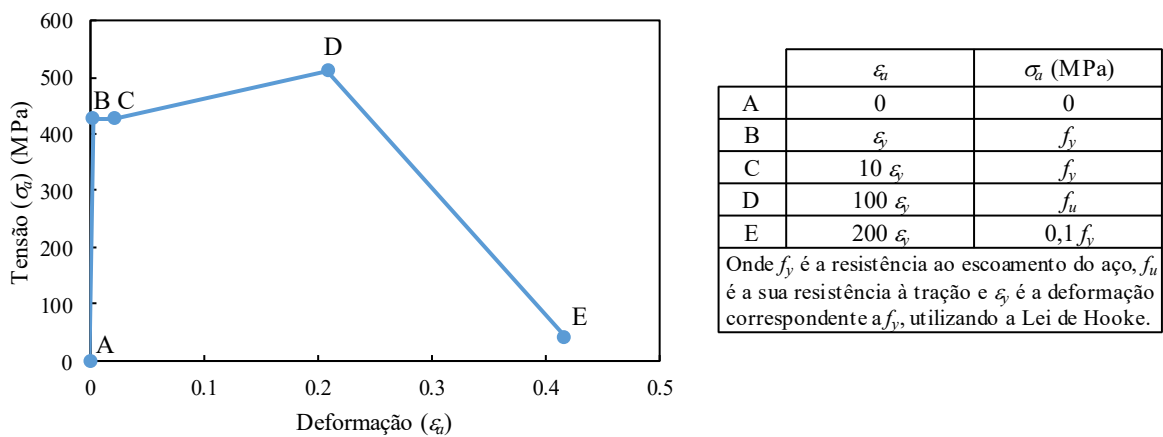


Figura 2.51 – Modelo constitutivo do aço adotado por Aguiar (2015).
Fonte: Autoria própria.

O modelo numérico desenvolvido por Aguiar (2015) representou de forma satisfatória o comportamento dos modelos ensaiados bem como os valores de carga correspondentes a P_l e P_u (Figura 2.52). O erro obtido para o valor de rigidez (k) foi atribuído à existência de vazios entre o concreto e o conector devido à retração e à deficiência de adensamento do concreto.

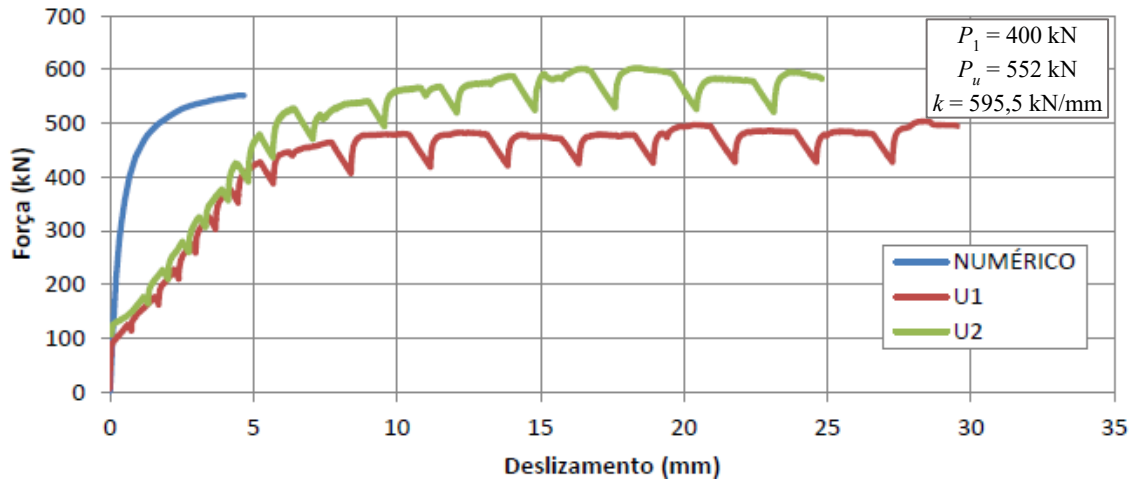


Figura 2.52 – Comparativo entre resultados experimentais e numéricos dos modelos de Aguiar (2015).
Fonte: Aguiar, 2015.

Cardoso (2018), seguindo a mesma metodologia de ensaio de Oliveira (2013, *apud* Aguiar, 2015), ensaiou uma série adicional (J) de pilares retangulares composta por dois modelos, cuja diferença para a série anterior, tratada por Cardoso (2018) como série I, é a presença de armaduras (Figura 2.53). O autor observou, durante os ensaios, o efeito do confinamento parcial que ocorre na região de introdução de forças abaixo do conector bem como o fato de as seções retangulares apresentarem rigidez suficiente para resistir à expansão lateral do concreto apenas nas bordas do perfil tubular (Figura 2.54). Dessa forma, quando se aumenta a diferença entre os lados da seção transversal, diminui-se ainda mais a restrição lateral do maior lado, reduzindo, por consequência, o efeito do confinamento parcial.

Na sequência dos ensaios experimentais foram realizadas simulações numéricas com o auxílio do software ABAQUS. Estas seguiram as diretrizes adotadas por Aguiar (2015), com o acréscimo da armadura na série J, que foi modelada com elementos de viga (B31) e embutida no concreto por meio da interação *embedded*; a adoção de um coeficiente de atrito igual a 0,07 entre o tubo e o núcleo de concreto, na mesma série e, a modificação dos modelos constitutivos do aço (Figura 2.55) e do concreto à tração (Figura 2.56). O método de convergência utilizado nesse caso foi o *Dynamic Implicit*.

Os resultados obtidos se mostraram satisfatórios (Figura 2.57), o que viabilizou um vasto estudo de variação de parâmetros cujas principais conclusões foram de que não há diferença significativa na capacidade do conector quando são utilizadas seções quadradas ou retangulares e que, o modo de falha dos *dowels* de aço para essas seções resulta da combinação de esforços

de cisalhamento e flexão (Figura 2.58), de forma que a abordagem analítica presente no documento de aprovação técnica DATec Z-26.4-56 (2013) para dimensionamento de conectores em vigas mistas é válida também para a aplicação destes conectores em pilares mistos preenchidos de seção retangular.

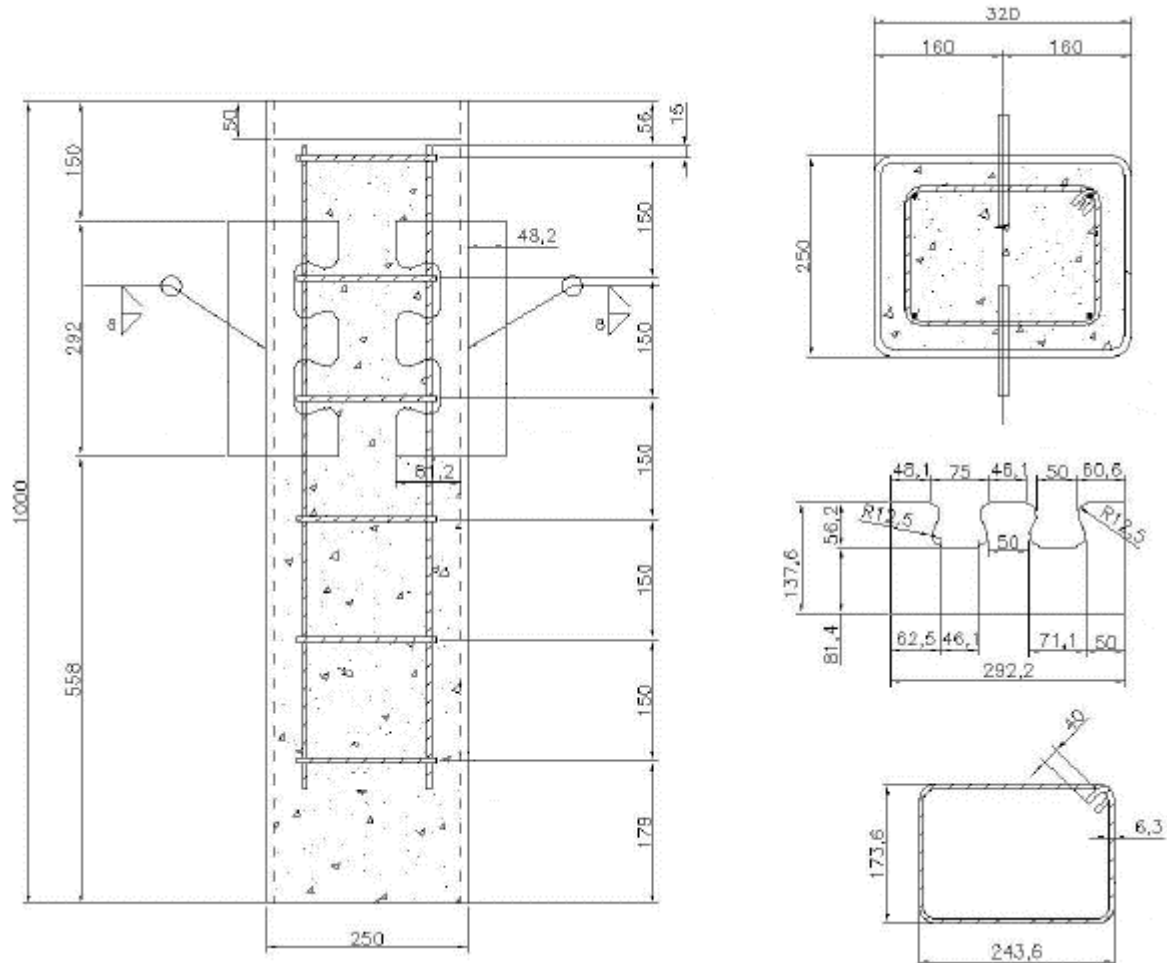


Figura 2.53 – Dimensões nominais (mm) dos modelos da série J.
Fonte: Cardoso, 2018.

Descolamento da parede do perfil
tubular (menor efeito do
confinamento global do concreto)

Área de concreto carregada
e confinada
(efeito global + localizado)

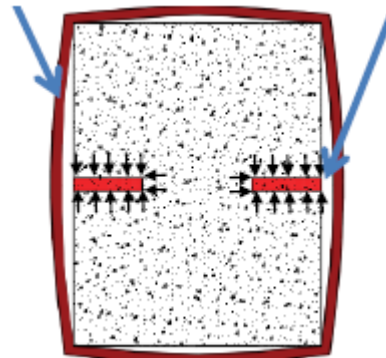


Figura 2.54 – Corte transversal em pilar misto preenchido de seção retangular na região de introdução de forças.
Fonte: Cardoso, 2018.

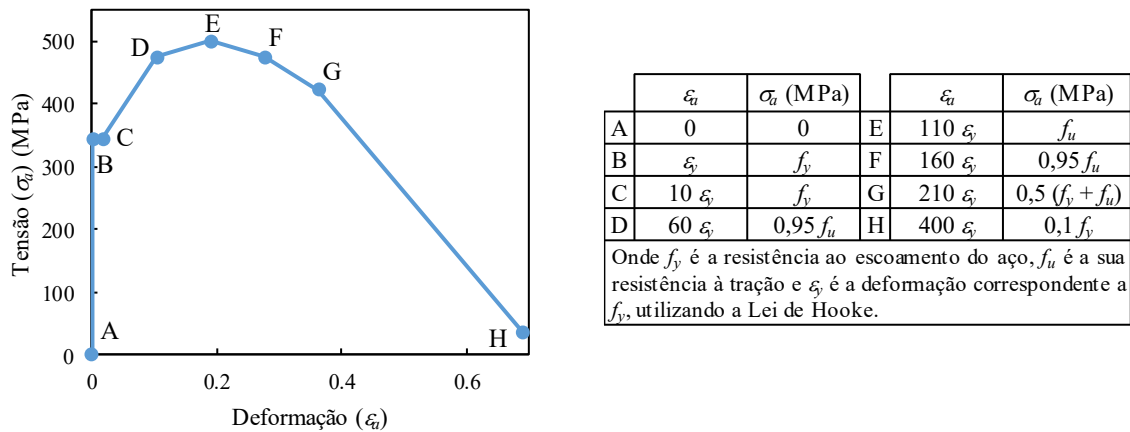


Figura 2.55 – Modelo constitutivo do aço adotado por Cardoso (2018).
Fonte: Autoria própria.

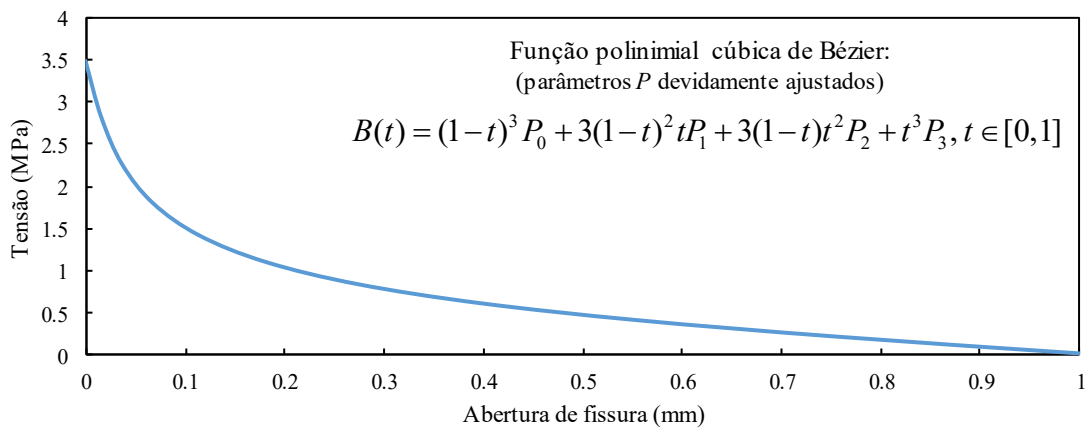


Figura 2.56 – Comportamento do concreto à tração adotado por Cardoso (2018).
Fonte: Autoria própria.

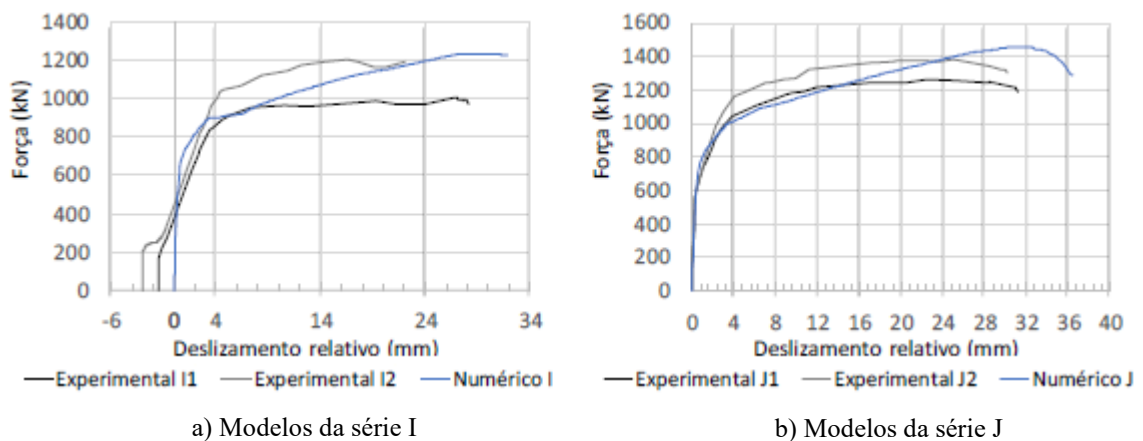


Figura 2.57 – Comparativo entre resultados experimentais e numéricos dos modelos de Cardoso (2018).
Fonte: Cardoso, 2018.

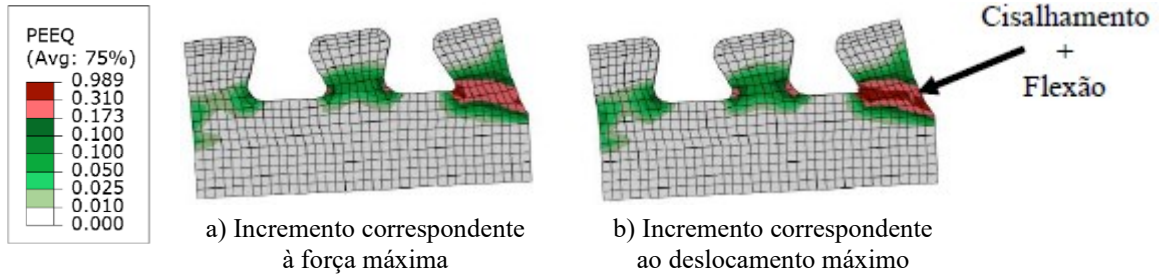


Figura 2.58 – Deformações plásticas equivalentes (PEEQ) nos conectores Crestbond.
Fonte: Cardoso, 2018.

O presente trabalho dedica-se a dar continuidade às pesquisas realizadas quanto à aplicação de conectores em chapa plana de aço dos tipos Crestbond e *clothoidal* para transmissão de esforços em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto.

3 METODOLOGIA

3.1 Generalidades

O desenvolvimento do trabalho compreendeu a realização de ensaios experimentais e numéricos para o estudo do comportamento dos conectores em chapa plana com recortes regulares dos tipos Crestbond e *clothoidal* empregados na transmissão de esforços em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto, culminando em um modelo de cálculo para predição da capacidade resistente da solução estudada.

3.2 Modelos experimentais

3.2.1 Descrição do programa experimental

O programa experimental foi composto por seis pilares mistos preenchidos de seção retangular localmente esbeltos, divididos em 4 séries. Duas séries são caracterizadas pelo uso de conectores com geometria Crestbond (CR) para a transmissão de esforços para o pilar misto e duas séries empregam conectores do tipo *clothoidal* (CL) para a mesma função. Na Tabela 3.1 e na Figura 3.1 são apresentadas as características dos modelos ensaiados.

Tabela 3.1 – Características nominais dos modelos.

Série	Modelo	Dimensões da seção transversal (mm)	Altura (mm)	Esbeltez local*	Conector Tipo/Espessura (mm)	Armadura	Observações
A	A1	400x400x4,75	750	84,21	CR/9,5	CA-50	
	A2	400x400x4,75	750	84,21	CR/9,5	CA-50	Abertura lateral no tubo
B	B	400x400x4,75	750	84,21	CL/9,5	CA-50	
C	C1	500x500x4,75	750	105,26	CR/9,5	CA-50	Armadura complementar
	C2	500x500x4,75	750	105,26	CR/9,5	CA-50	Abertura lateral no tubo
D	D	500x500x4,75	750	105,26	CL/9,5	CA-50	

* Relação entre o lado e a espessura do tubo de aço

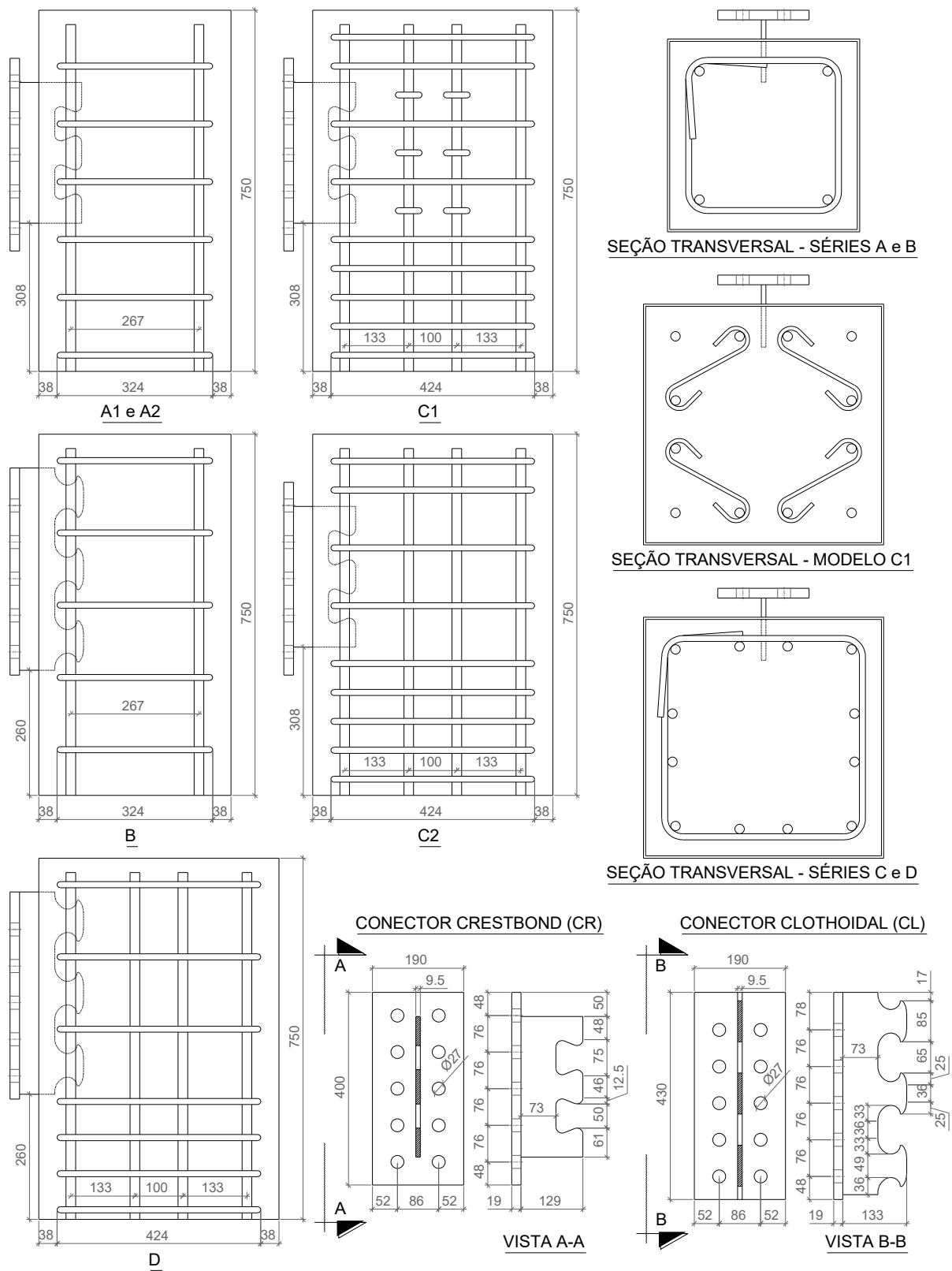


Figura 3.1 – Dimensões nominais (mm) dos modelos que compõem o programa experimental.

Fonte: Autoria própria.

3.2.2 Recebimento, preparo e concretagem dos modelos

As composições de tubo e conector de cisalhamento foram doadas e entregues pela empresa CODEME Engenharia no Centro Multiusuário de Análise Experimental de Estruturas (CEMAEES) da UFMG. Após o recebimento, foi feita a medição dos modelos e o registro dos dados dimensionais (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Dados dimensionais dos modelos.

Modelo	Tubo				Conector				
	Altura (H_t) (mm)	Largura* (b_1) (mm)	Comprimento (b_2) (mm)	Espessura (t) (mm)	Comprimento (L) (mm)	Espessura (t_w) (mm)	Cobrimento de concreto inferior ($c_{D,u}$) (mm)	Altura do dowel de aço (h_p) (mm)	Distância da base do conector ao piso (mm)
A1	751	400	403	4,95	294	10,13	13,36	69,84	307
A2	751	400	402	4,90	296	10,10	17,24	67,69	306
B	751	403	403	4,93	423	9,76	29,87	60,10	257
C1	750	502	503	4,91	294	9,95	16,41	68,52	306
C2	750	500	502	4,85	294	9,76	17,00	69,51	302
D	750	501	502	4,97	424	9,90	32,03	58,86	260

Observações: - os modelos B e D possuem um empenamento na parte superior, de forma que o comprimento na região acima do conector nesses modelos é de 397 mm e 496 mm, respectivamente;
- no modelo C2 o espaçamento entre as barras longitudinais ao lado do conector foi reduzido em 2 cm, no total.

* Lado que contém o conector e o lado paralelo a esse

Na sequência, os tubos de aço que compõem os modelos receberam pintura interna (duas demãos de esmalte sintético) e aplicação de desmoldante para minimizar a influência da aderência natural e do atrito na interface aço-concreto. Foi feita a montagem das armaduras e o posicionamento dos modelos para a concretagem. Essas etapas de preparo podem ser observadas na Figura 3.2.

Os modelos foram preenchidos com concreto usinado, do qual se esperava a resistência à compressão característica de 30 MPa e que apresentou *slump* de 11 cm. Paralelamente, foram modelados corpos de prova para posterior caracterização do concreto. Ambos receberam cura úmida (Figura 3.3) por um período de 7 dias.



Figura 3.2 – Etapas de preparo para concretagem dos modelos.
Fonte: Autoria própria.



Figura 3.3 – Cura úmida a) dos corpos de prova de concreto e b) dos modelos experimentais.
Fonte: Autoria própria.

3.2.3 Caracterização dos materiais

Foi feita também as caracterizações do aço do tubo e do aço do conector, bem como do concreto de preenchimento, tanto para se proceder a previsão da carga de ensaio, como para alimentar o modelo numérico.

O ensaio de caracterização do aço do conector e do aço do tubo foi feito em acordo com as disposições da norma ABNT NBR ISO 6892-1:2013. Foram ensaiadas 6 amostras (figuras 3.4 e 3.5), cujas medidas iniciais e finais são apresentadas na Tabela 3.3 e os valores de resistência ao escoamento (f_y) e de resistência à tração (f_u) foram confrontados com os recebidos pela empresa que forneceu os modelos para ensaio (Tabela 3.4).

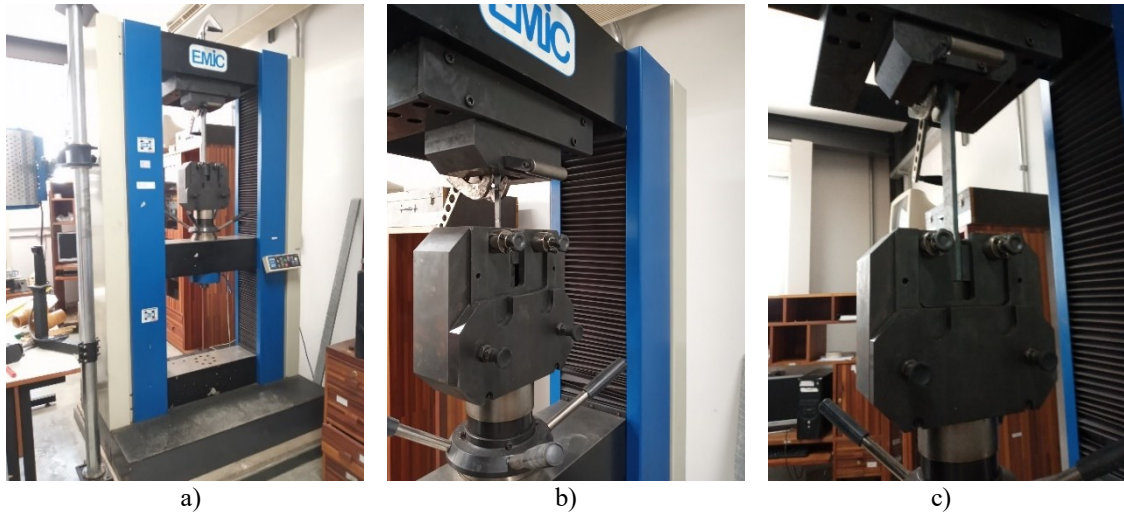


Figura 3.4 – a) Ensaio de tração das amostras do aço b) do tubo e c) do conector.

Fonte: Autoria própria.

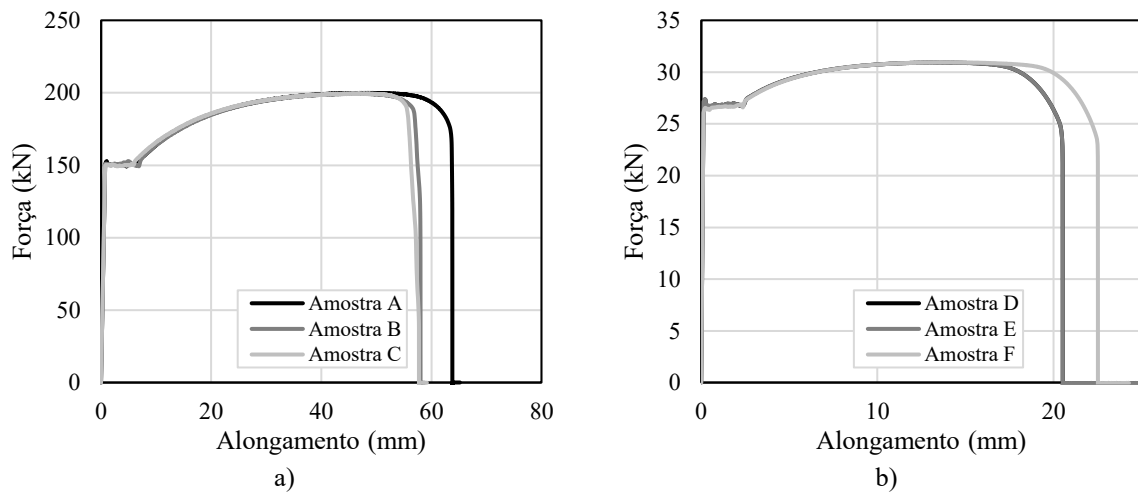


Figura 3.5 – Resultado do ensaio de tração das amostras do aço a) do conector e b) do tubo.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 3.3 – Dados dimensionais das amostras de aço para ensaio de tração – ver Figura 3.6.

	Identificação no ensaio	L_0 (mm)	a_0 (mm)	b_0 (mm)	L_u (mm)	a_u (mm)	b_u (mm)	A (%)	z (%)
Chapas exemplares dos conectores	Amostra A	199,42	9,78	39,33	239,67	7,92	31,13	20,18	35,93
	Amostra B	199,47	9,73	39,20	239,25	8,55	34,42	19,94	22,87
	Amostra C	199,35	9,68	39,51	245,79	8,25	33,43	23,30	27,86
Chapas exemplares dos tubos	Amostra D	49,55	4,78	11,90	63,69	3,31	8,41	28,54	51,11
	Amostra E	49,18	4,94	11,97	62,75	3,77	8,45	27,59	46,18
	Amostra F	49,34	4,82	11,96	64,26	3,60	8,33	30,24	47,97

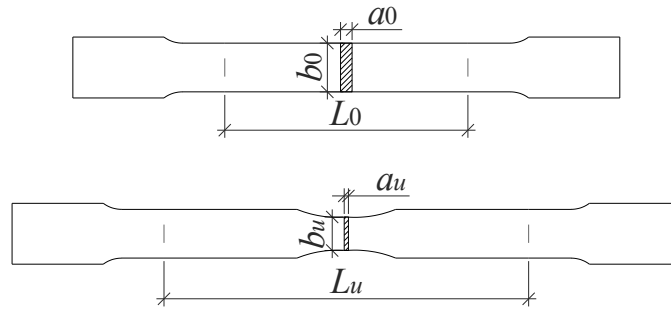


Figura 3.6 – Corpos de prova de aço antes e após o ensaio de tração.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR ISO 6892-1:2013.

Tabela 3.4 – Valores de resistência ao escoamento e à tração do aço obtidos em ensaio e fornecidos pela fábrica.

Descrição		f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aço do conector (ASTM A572 Gr 50)	Amostra A	390	520
	Amostra B	396	522
	Amostra C	392	522
	Média	393	521
	Valor fornecido ¹	345	531
	Valor de referência ²	345	450
Aço do tubo (USI-CIVIL-350)	Amostra D	473	543
	Amostra E	455	523
	Amostra F	463	537
	Média	464	534
	Valor fornecido ¹	490	525
	Valor fornecido ¹	460	531
	Valor de referência ²	350	500

¹ Valores fornecidos pelas siderúrgicas que forneceram o aço
² Valores de referência para o tipo de aço

Quanto ao concreto de preenchimento, foram moldados corpos de prova suficientes para que a caracterização desse material fosse feita concomitantemente ao ensaio dos modelos e assim, se obtivesse com maior precisão o módulo de elasticidade (E_c) e a resistência à compressão do concreto (f_c) na idade de ensaio. Porém, como o tempo entre a concretagem e a execução dos ensaios foi extenso, não houve diferença significativa entre os resultados de ensaio em diferentes datas, de forma que todos foram usados para a obtenção de um valor médio.

A obtenção da resistência à compressão do concreto (Figura 3.7 a) e avaliação estatística dos resultados foram executadas conforme as disposições da norma ABNT NBR 5739:2018 e o módulo de elasticidade (Figura 3.7 b) foi obtido conforme a norma ABNT NBR 8522:2017. Os resultados são apresentados na Tabela 3.5.

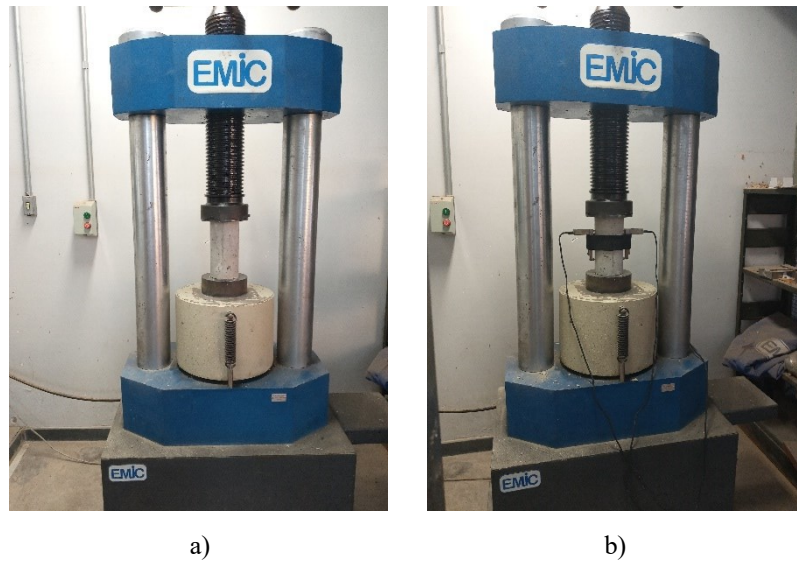


Figura 3.7 – Ensaio de a) compressão e de b) módulo de elasticidade do concreto.
Fonte: Autoria própria.

Tabela 3.5 – Valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto.

CP	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Data de ensaio	CP	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Data de ensaio	CP	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Data de ensaio		
1	31,44		03/08/21	13	33,73		23/08/21	25	38,12		31/08/21		
2	23,99		03/08/21	14	29,81		23/08/21	26	36,10		31/08/21		
3	33,10		03/08/21	15	33,61		23/08/21	27	30,66		31/08/21		
4	32,48	21,93	03/08/21	16	26,42	20,64	23/08/21	28	36,75	24,80	31/08/21		
5	36,44	23,30	03/08/21	17	32,66	24,36	23/08/21	29	35,3	27,91	31/08/21		
6	29,95	22,27	03/08/21	18	34,70	22,73	23/08/21	30	34,23	20,61	31/08/21		
7	32,52		10/08/21	19	32,28		26/08/21	31	36,3		14/09/21		
8	33,24		10/08/21	20	38,49		26/08/21	32	33,49		14/09/21		
9	26,81		10/08/21	21	34,78		26/08/21	33	32,46		14/09/21		
10	35,59	25,04	10/08/21	22	32,60	29,85	26/08/21	34	17,05	24,37	14/09/21		
11	38,27	21,07	10/08/21	23	35,15	22,26	26/08/21	35	33,15	20,25	14/09/21		
12	33,67	25,88	10/08/21	24	38,13	20,06	26/08/21	36	32,21	27,75	14/09/21		
Avaliação estatística de f_c			Avaliação estatística de f_c com ajuste para atender ao Nível 2 - Anexo B				Avaliação estatística de E_c						
Média			32,94 MPa		Média		33,69 MPa		Média			23,62 GPa	
Desvio-padrão			4,28 MPa		Desvio-padrão		1,31 MPa		Desvio-padrão			2,87 MPa	
Coef. de variação			13 %		Coef. de variação		3,90 %		Coef. de variação			12 %	

A partir dos valores obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais e dos dados dimensionais dos modelos tem-se, na Tabela 3.6, os valores de capacidade resistente característica e de força máxima prevista (F_{prev}) para os modelos experimentais. Os valores de capacidade resistente foram obtidos com base na Equação 2.3 e nas modificações indicadas por Cardoso *et al.* (2018a) e Almeida (2018) para o conector Crestbond e, a força máxima prevista foi obtida multiplicando o menor valor de capacidade resistente identificado entre os modos de falha possíveis pelo número de *dowels* de aço do conector.

Tabela 3.6 – Estimativa do carregamento de ensaio.

Modelo	Conector		Concreto	Capacidade resistente característica (kN/passos)			F_{prev} (kN)	Modo de falha previsto
	Tipo*	f_y (MPa)		f_{ck} (MPa)	$P_{sh,k}$	$P_{po,k}$		
A1	CR/AC	393	33,69	237,39	47,72	120,49	143,17	<i>Pry-out</i> do concreto
A2	CR/AC	393	33,69	237,39	50,81	120,13	152,43	<i>Pry-out</i> do concreto
B	CL	393	33,69	339,34	126,07	143,84	378,20	<i>Pry-out</i> do concreto
C1	CR/AC	393	33,69	237,39	51,25	118,35	153,76	<i>Pry-out</i> do concreto
C2	CR/AC	393	33,69	237,39	50,24	116,09	150,73	<i>Pry-out</i> do concreto
D	CL	393	33,69	339,34	128,04	145,90	384,11	<i>Pry-out</i> do concreto

* CR/AC – Conector Crestbond em situação de alto confinamento; CL – Conector *clothoidal*

Nota-se, porém, com base nos ensaios realizados por Cardoso (2018) e Santos (2021), que o tubo de aço pode impedir a ocorrência do *pry-out* do concreto. Caso isso se confirme, o modo de falha esperado para os ensaios passa a ser a falha do aço do conector e, a força máxima prevista, é da ordem de 350 kN para o Crestbond e de 430 kN para o conector *clothoidal*.

3.2.4 Instrumentação e procedimentos de ensaio

A configuração do ensaio de cisalhamento se assemelhou à configuração adotada por Santos (2021), em que o dispositivo de ensaio desenvolvido pelo mesmo autor é utilizado para conter as possíveis movimentações laterais do modelo, que são inspecionadas por meio de quatro transdutores de deslocamento (DT's) posicionados perpendicularmente às chapas de travamento do dispositivo de ensaio (DT 3, DT 4, DT 5 e DT 6 na Figura 3.8).

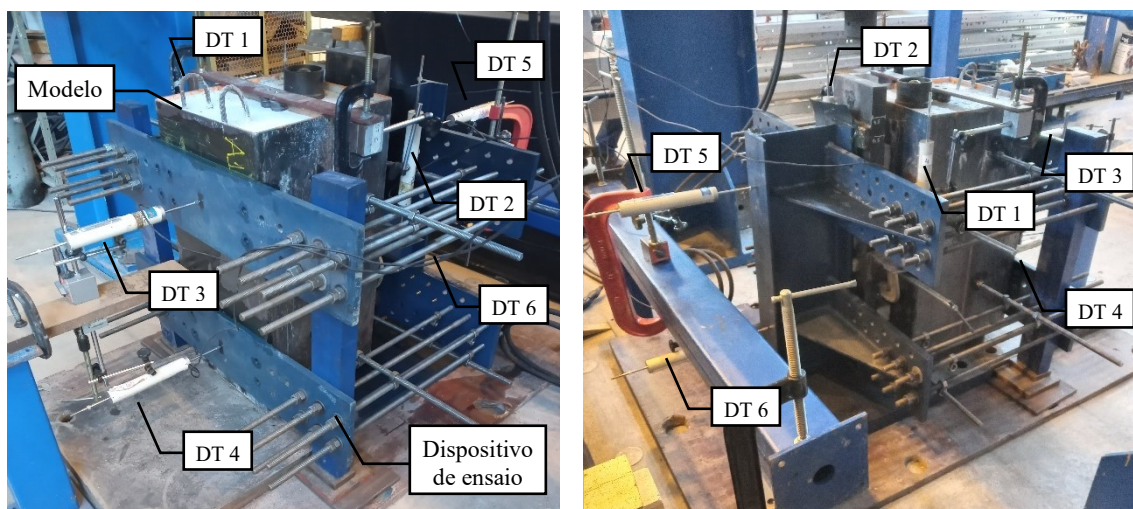


Figura 3.8 – Disposição dos transdutores de deslocamento (DT's) no ensaio de cisalhamento.
Fonte: Autoria própria.

O carregamento foi aplicado por meio de um atuador hidráulico na chapa vertical à qual o conector é parafusado seguindo as diretrizes do ensaio *push test*, descrito no Anexo B da norma EN 1994-1-1:2004 (Figura 3.9). Segundo essa norma, a etapa de carregamento é dividida em duas fases: a primeira fase compreende a aplicação incremental de força até que seja atingido 40 % da força última prevista (P_u), seguida da aplicação de 25 ciclos de carga que variem entre 5 % e 40 % de P_u ; a segunda fase consiste na aplicação de um carregamento monotônico, de forma que a falha no elemento estrutural não ocorra em tempo inferior a 15 minutos, contados do início dessa fase.

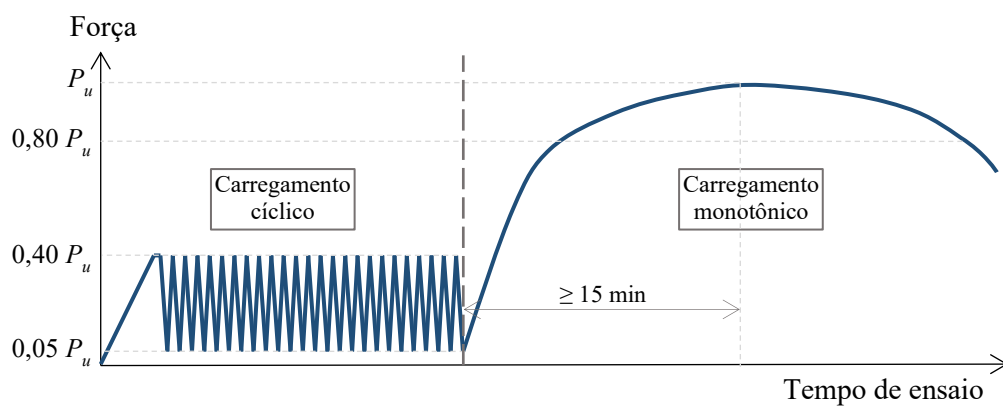


Figura 3.9 – Diagrama força x tempo para ensaios de cisalhamento, conforme a EN 1994-1-1:2004.
Fonte: Autoria própria.

A norma EN 1994-1-1:2004 preconiza que o deslizamento relativo entre os componentes do elemento estrutural seja medido continuamente durante o ensaio, até que a força pós-pico corresponda a, pelo menos, 80 % de P_u (Figura 3.9). O deslizamento relativo entre o núcleo de concreto e a chapa do conector foram medidos pelos transdutores de deslocamento DT 1 e DT 2, apresentados na Figura 3.8.

Ao fim dos ensaios, os modelos foram abertos para a identificação dos mecanismos de falha e do perfil do atrito na interface tubo-concreto.

3.3 Modelos numéricos

3.3.1 Desenvolvimento do modelo numérico para validação

Para uma melhor compreensão do comportamento global e local da ligação estudada e de seus componentes, foi desenvolvido um modelo numérico que representasse os ensaios realizados.

Esse modelo foi desenvolvido com o auxílio do software ABAQUS, seguindo as mesmas diretrizes utilizadas por Aguiar (2015) e Cardoso (2018) (Item 2.3.2), que também foram utilizadas por Santos (2021) e Pereira (2020), visando a coerência e a representatividade do modelo para as formas e esbeltezes da seção transversal estudadas até então.

Foram reproduzidas, no modelo numérico, as mesmas condições de ensaio, observando-se, inclusive, a simetria do modelo, que pode ser utilizada como artifício para economia computacional. Foram realizados os ajustes necessários à convergência do modelo nos parâmetros que compreendem o modelo constitutivo do concreto e do aço e as interações entre os componentes do modelo.

Inicialmente, as partes que compõem os modelos foram exportadas do AUTOCAD 3D no formato .iges e importadas no ABAQUS (figuras 3.10 e 3.11). Foram definidas as propriedades dos materiais de acordo com estudos prévios nos quais se observou uma maior concordância entre o comportamento dos modelos numéricos e experimentais de PMPCs de seção retangular quando de utilizava a mesma curva utilizada por Lorenc *et al.* (2014) para definir as propriedades do aço do tubo e do aço do conector (Figura 3.12) e as demais propriedades semelhantes às utilizadas por Cardoso (2018).

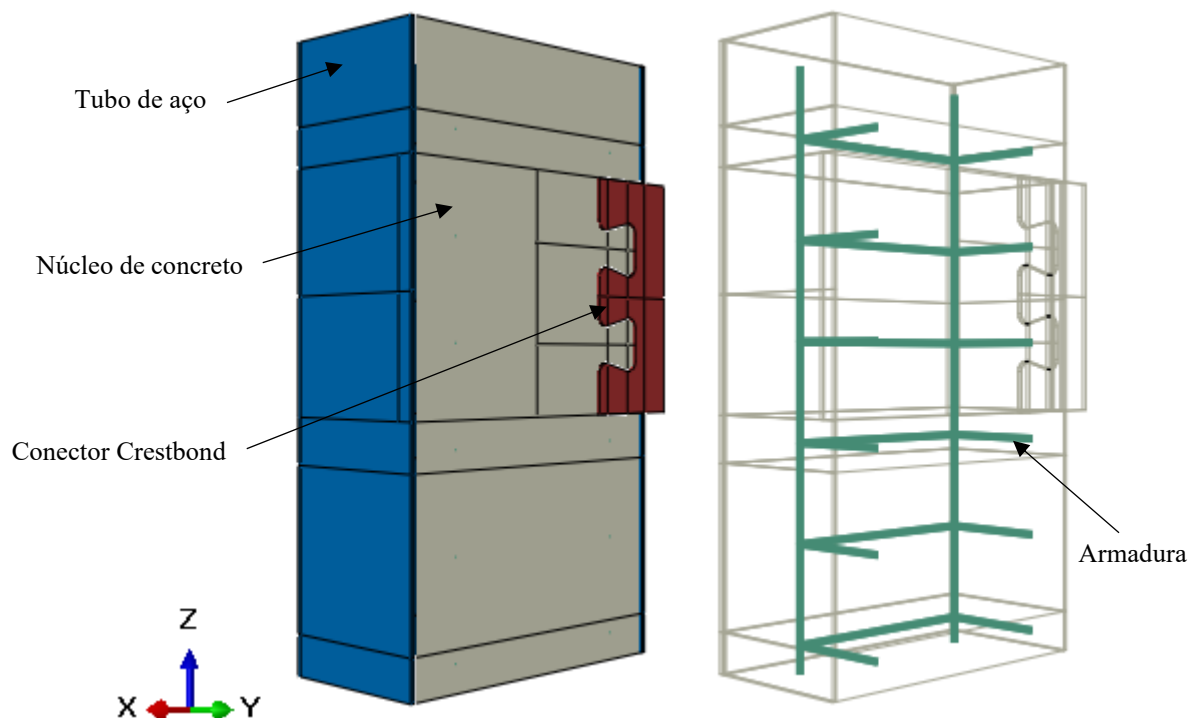


Figura 3.10 – Geometria do modelo A1.
Fonte: Autoria própria.

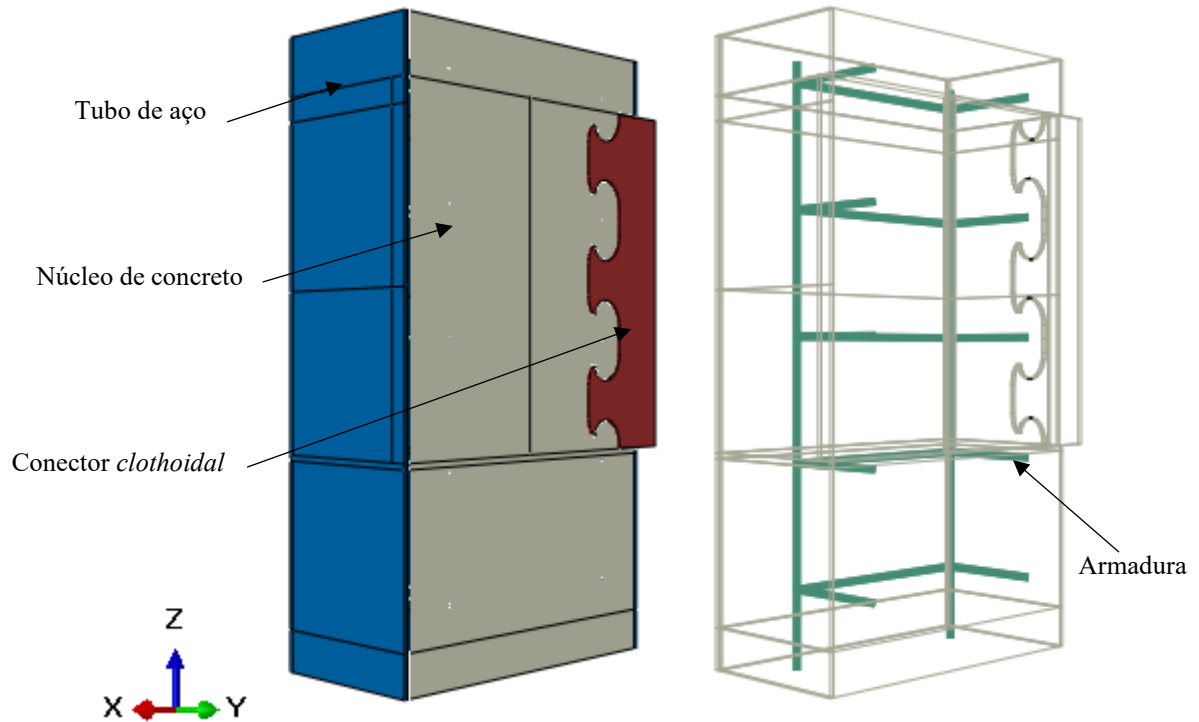


Figura 3.11 – Geometria do modelo B.
Fonte: Autoria própria.

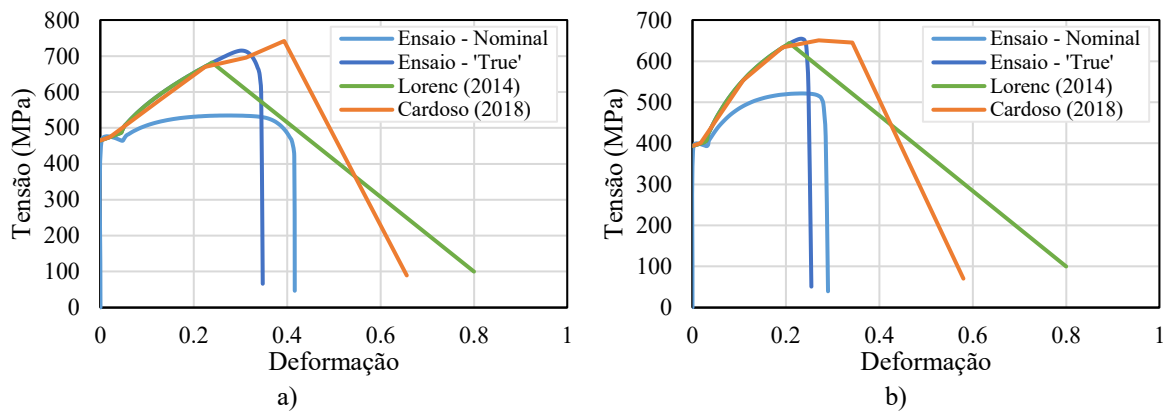


Figura 3.12 – Modelos constitutivos do aço a) do tubo e b) do conector.
Fonte: Autoria própria.

Para a atribuição da malha ao modelo foram feitas partições prévias (figuras 3.10 e 3.11) e a definição do tamanho da malha por trecho, sendo que na região acima da conexão os elementos possuíam dimensões variando de 10 a 15 mm, na região da conexão os elementos possuíam a dimensão de 8 mm e, abaixo da conexão, dimensões variando entre 10 e 30 mm, observando a existência de dois elementos na espessura do tubo, conforme os estudos predecessores (Item 2.3.2). Os elementos sólidos (tubo de aço, núcleo de concreto e conector) foram discretizados com elementos do tipo C3D8 (hexaédrico de 8 nós e 3 graus de liberdade por nó) e a armadura foi discretizada com elementos do tipo B31 (Figura 3.13).

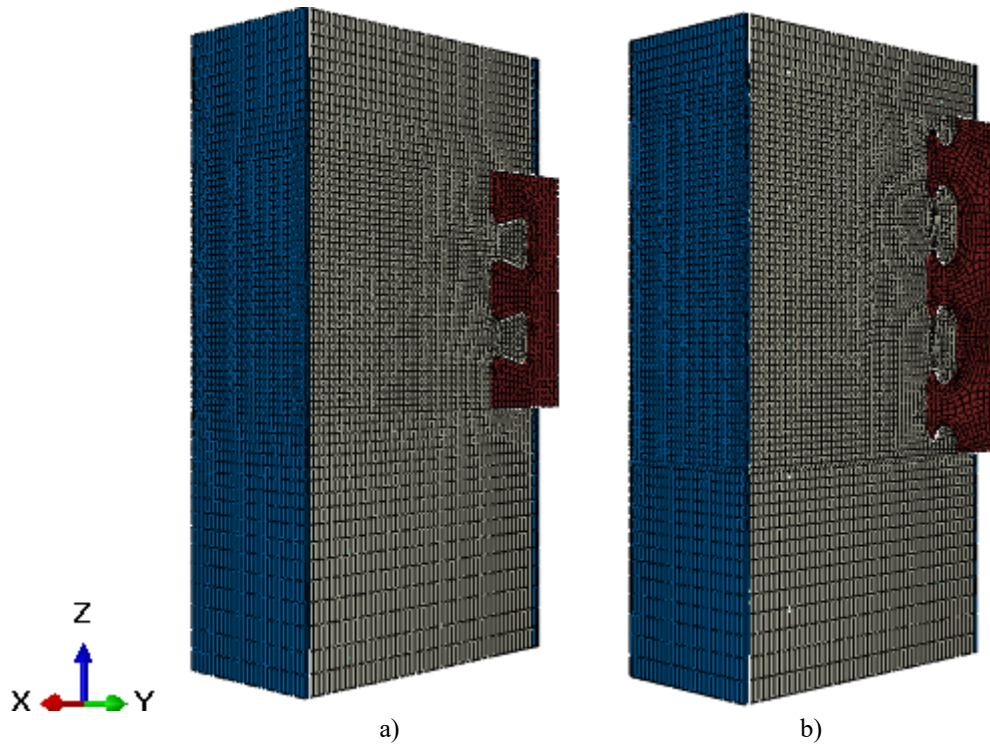


Figura 3.13 – Discretização dos modelos a) A1 e b) B.
Fonte: Autoria própria.

A interação entre os componentes do modelo foi definida conforme a Tabela 3.7. O carregamento foi aplicado em um *reference point* acoplado à superfície do conector e, para representar o dispositivo auxiliar de ensaio, foram utilizadas molas com constante igual a 37560 N/mm aplicadas na região que estava em contato com o dispositivo (Figura 3.14 a). Além de se observar a simetria do modelo (YSYMM), o núcleo de concreto foi impedido de deslocar na direção vertical (Figura 3.14 b). O método de convergência utilizado foi o *Dynamic Implicit*.

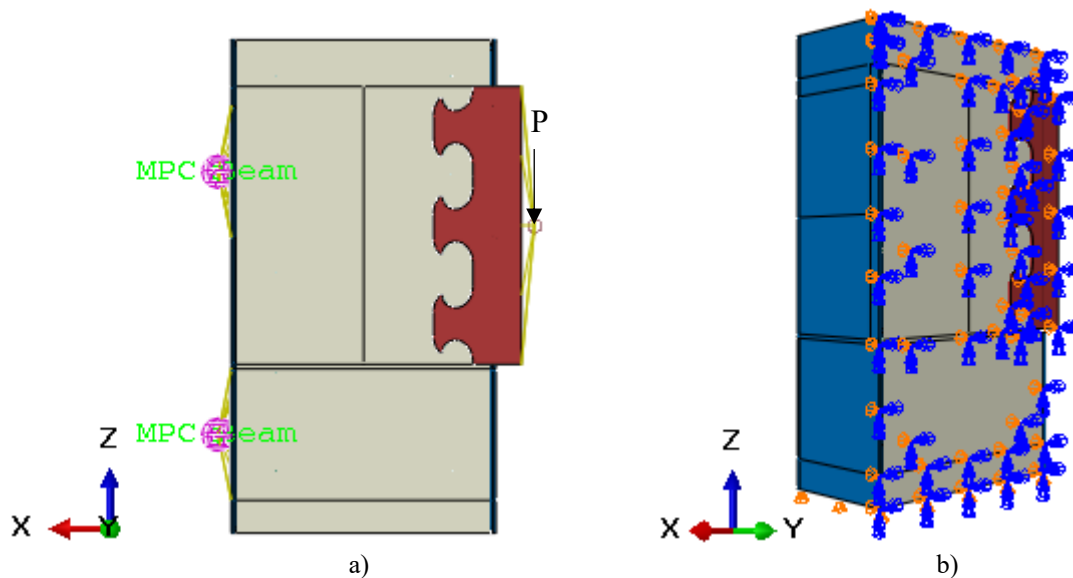


Figura 3.14 – Condições de contorno e de aplicação de esforços.
Fonte: Autoria própria.

Tabela 3.7 – Definição do contato entre os componentes do modelo.

Par de contato	Coefficiente de atrito tangencial (μ)
conector-concreto	0.50
tubo-concreto	0.07
conector-tubo	1.00

Fonte: Autoria própria.

3.3.2 Estudo de variação de parâmetros

Com o intuito de se analisar a influência de parâmetros mais relevantes no comportamento da ligação proposta e visando a compreensão numérica dos possíveis modos de falha da ligação, foi realizado um estudo de variação de parâmetros abordando as dimensões e a forma do conector de cisalhamento, a resistência à compressão do concreto de preenchimento, a resistência ao escoamento do aço do conector e do tubo, a presença e disposição de armaduras e a esbeltez local do tubo de aço (Tabela 3.8). Foi avaliada a influência de cada um desses parâmetros na capacidade resistente e no modo de falha da ligação.

Tabela 3.8 – Composição do estudo de variação de parâmetros.

Parâmetro	Variações propostas
Forma do conector	Crestbond e <i>clothoidal</i>
Espessura do conector (mm) - t_w	6, 9 e 12
Passo do conector (mm) - e_x	121*, 150 e 200
Número de <i>dowels</i> de aço do conector - n	1, 2 e 3
Resistência ao escoamento do aço do conector (MPa) - f_y	250, 350 e 450
Resistência à compressão do concreto (MPa) - f_c	30, 40 e 50
Espessura do tubo de aço (mm) - t	5, 7 e 8
Largura do tubo de aço (mm) - b	300, 400 e 500
Resistência ao escoamento do aço do tubo (MPa) - $f_{y,t}$	250, 350 e 450
Armaduras - ϕ	Presença** e ausência

* Valor padrão para o conector Crestbond com diâmetro de referência de 56 mm, como desenvolvido por Veríssimo (2007)

** Diâmetro das barras de armadura longitudinais de 12,5; 16 e 20 mm e 12,5 mm para barras de armadura transversal

Fonte: Autoria própria.

De forma a eliminar as possíveis incertezas presentes na modelagem numérica e garantir uma margem de segurança, nos modelos utilizados no estudo paramétrico, foi desconsiderado o atrito na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto e foi adotado, para os componentes de aço, um modelo elastoplástico, com base no item 3.2.2 na norma EN 1993-1-1:2005 (Figura 3.15). Considerou-se a dupla simetria do modelo e, portanto, a eliminação das molas aplicadas nos modelos de validação, seguindo a transição da geometria dos modelos estudada detalhadamente por Pereira (2020).

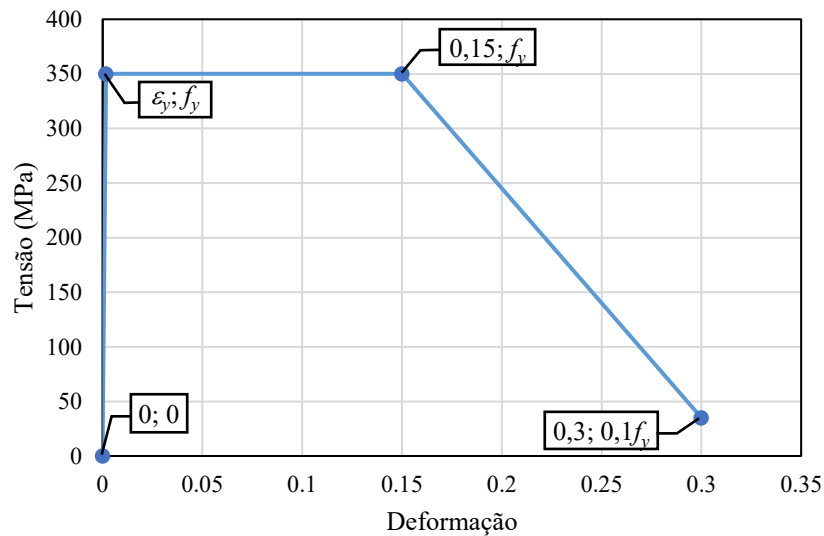


Figura 3.15 – Modelo constitutivo do aço adotado no estudo paramétrico.
Fonte: Autoria própria.

Os modelos gerados no estudo paramétrico foram nomeados conforme sua constituição (Figura 3.16) e os dados gerados nesse estudo foram utilizados para compor formulações para predição da capacidade resistente de conectores em chapa contínua aplicados como meio de transferência de esforços em pilares mistos preenchidos.

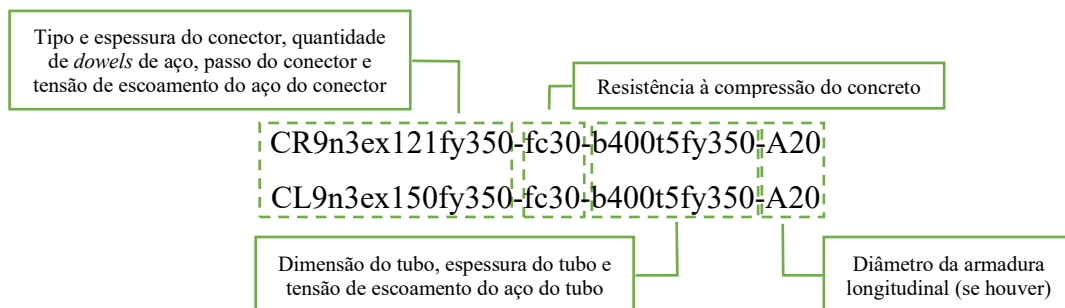


Figura 3.16 – Nomenclatura dos modelos do estudo de variação de parâmetros.
Fonte: Autoria própria.

3.4 Desenvolvimento da formulação

A partir dos resultados do estudo de variação de parâmetros foi feita a proposição de formulações relacionadas ao modo de falha observado, tendo por base os estudos desenvolvidos a respeito dos *composite dowels*. Essas formulações foram ajustadas por meio da Regressão Linear Múltipla (RLM), realizada com o auxílio do software Excel. Um dos modelos foi escolhido tendo em vista os resultados da análise estatística bem como a intenção de que as

parcelas que compõem a formulação mantivessem uma relação clara com o modo de falha estudado.

Esse modelo gerado com base nos resultados numéricos configura um modelo médio. Na sequência, foram aplicados os procedimentos estatísticos presentes no anexo D da norma EN 1990:2002 para obtenção de um modelo característico e, finalmente, do modelo de cálculo, que consiste na aplicação do coeficiente de ponderação apropriado ao modelo característico.

O procedimento estatístico padrão presente no anexo D da norma EN 1990:2002 consiste em sete passos, que são descritos a seguir para posterior aplicação à formulação escolhida.

- Passo 1: desenvolvimento de um modelo de dimensionamento

O modelo desenvolvido (Equação 3.1) para a resistência teórica (r_t) deve abarcar todas as variáveis básicas (X) que afetam a resistência no estado limite relevante. Essas variáveis básicas devem ser independentes, não havendo nenhuma correlação entre elas, e medidas em um número suficiente de ensaios.

$$r_t = g_{rt}(X) \quad (3.1)$$

- Passo 2: comparação entre valores experimentais e teóricos

Substitui-se o valor das propriedades medidas na função de resistência de forma a se obter os valores teóricos (r_{ti}) para formarem uma base de comparação com os valores experimentais (r_{ei}) obtidos nos ensaios. Plota-se esses pares de valores correspondentes (r_{ti} , r_{ei}), como indicado na Figura 3.17.

- Passo 3: estimativa do valor médio do fator de correção (b), pelo método dos mínimos quadrados

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2} \quad (3.2)$$

onde r_e é o valor de resistência obtido experimentalmente e r_t é o valor de resistência teórico.

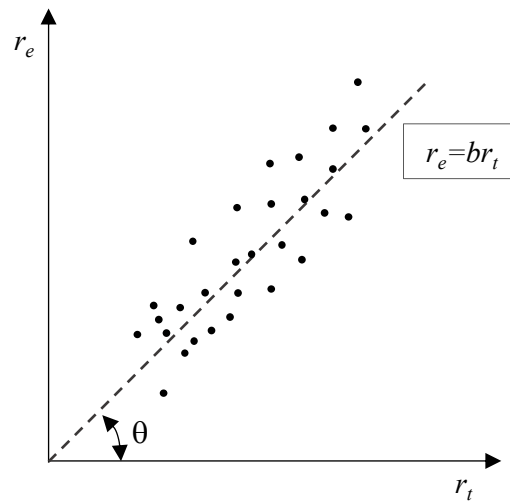


Figura 3.17 – Resistência teórica (r_t) × resistência experimental (r_e).
Fonte: EN 1990:2002.

- Passo 4: estimativa do coeficiente de variação (V_δ) dos termos de erro (δ_i), com base na distribuição log-normal

$$V_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad (3.3)$$

onde:

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \quad (3.4)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (3.5)$$

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (3.6)$$

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{b r_{ti}} \quad (3.7)$$

- Passo 5: análise da compatibilidade

Se a dispersão dos valores (r_{ei} , r_{ti}) é muito grande para fornecer uma função de dimensionamento econômica, a dispersão pode ser reduzida com um dos seguintes passos:

a) corrigindo o modelo de dimensionamento para levar em conta parâmetros que foram previamente ignorados;

b) modificando b e V_δ por meio da divisão da população total em subgrupos nos quais a influência desses parâmetros adicionais pode ser considerada constante.

- Passo 6: determinação do coeficiente de variação das variáveis básicas (V_{Xi}) – normalmente tendo por base conhecimento prévio.

- Passo 7: determinação do valor característico (r_k) da resistência

Como o número de ensaios é limitado, r_k pode ser obtido com:

$$r_k = b g_{rt}(X_m) \exp(-1.64\alpha_{rt}Q_{rt} - k_n\alpha_\delta Q_\delta - 0.5Q^2) \quad (3.8)$$

onde:

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad (3.9)$$

$$Q_\delta = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)} \quad (3.10)$$

$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (3.11)$$

Para V_δ^2 e V_{Xi}^2 pequenos, o coeficiente de variação global (V_r) pode ser obtido com:

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 \quad (3.12)$$

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{Xi}^2 \quad (3.13)$$

sendo j , o número de variáveis básicas;

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad (3.14)$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \quad (3.15)$$

k_n é obtido na Tabela 3.9, onde n é o número de ensaios.

Tabela 3.9 – Valores de k_n .

n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_n	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

Fonte: EN 1990:2002.

Para a determinação do valor de cálculo (r_d) da resistência no caso de um número limitado de ensaios, dispõe-se da seguinte equação:

$$r_d = b g_{rt}(X_m) \exp(-3.04\alpha_{rt}Q_{rt} - k_{d,n}\alpha_{\delta}Q_{\delta} - 0.5Q^2) \quad (3.16)$$

onde $k_{d,n}$ é obtido na Tabela 3.10:

Tabela 3.10 – Valores de $k_{d,n}$.

n	4	5	6	8	10	20	30	∞
$k_{d,n}$	11.40	7.85	6.36	5.07	4.51	3.64	3.44	3.04

Fonte: EN 1990:2002.

Por fim, o coeficiente de ponderação da resistência da amostragem (γ_M) é dado pela Equação 3.17:

$$\gamma_M = \frac{r_k}{r_d} \quad (3.17)$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Modelos experimentais

4.1.1 Generalidades

Como não houve repetição entre os protótipos, ou seja, todos diferem entre si, buscando alargar o banco de dados experimentais e endossar o modelo numérico que vem sendo desenvolvido e validado com as pesquisas realizadas anteriormente, são apresentados na sequência a descrição do ensaio de cada um dos modelos e, posteriormente, a inter-relação entre os resultados obtidos.

4.1.2 Modelo A1

O modelo A1 foi o primeiro modelo a ser ensaiado (Figura 4.1). Diante de um certo desconhecimento do comportamento do mesmo, dada as hipóteses de modo de falha, fez-se a definição do carregamento para a fase de ciclos para o valor de 300 kN, considerando que o tubo de aço impediria a ocorrência do *pry-out* e que a falha possível se daria no conector, ou seja, falha do aço. Dessa forma, na fase de ciclos variou-se de 15 kN (5 % de 300 kN) a 120 kN (40 % de 300 kN).



Figura 4.1 – Montagem do modelo A1.
Fonte: Autoria própria.

Durante o ensaio não foi notado nenhum indicativo de *pry-out* do concreto, como por exemplo, deformações no tubo no sentido de arrancamento do conector (Figura 4.2 a e b). Quando a força aplicada estava em 517,27 kN notou-se o descolamento lateral visível entre o tubo e o concreto

de preenchimento (Figura 4.2 c), fato notado também por Cardoso (2018) e associado por esse autor ao menor efeito de confinamento global do tubo retangular em relação a tubos circulares. Esse descolamento indica que não há interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto nessa região, não havendo mais os efeitos de adesão química, micro e macrotravamentos.

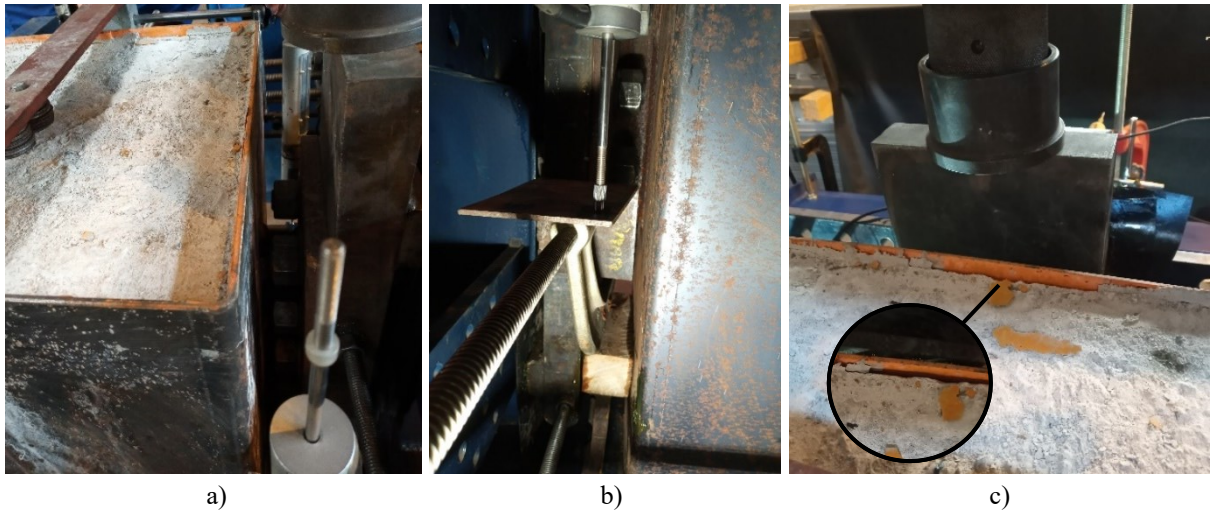


Figura 4.2 – Detalhes do modelo A1 durante o ensaio.
Fonte: Autoria própria.

Ao fim do ensaio notou-se o deslizamento relativo expressivo entre o concreto e o tubo (Figura 4.3 a e b) e o descolamento lateral entre estes na região da ligação (Figura 4.3 c).

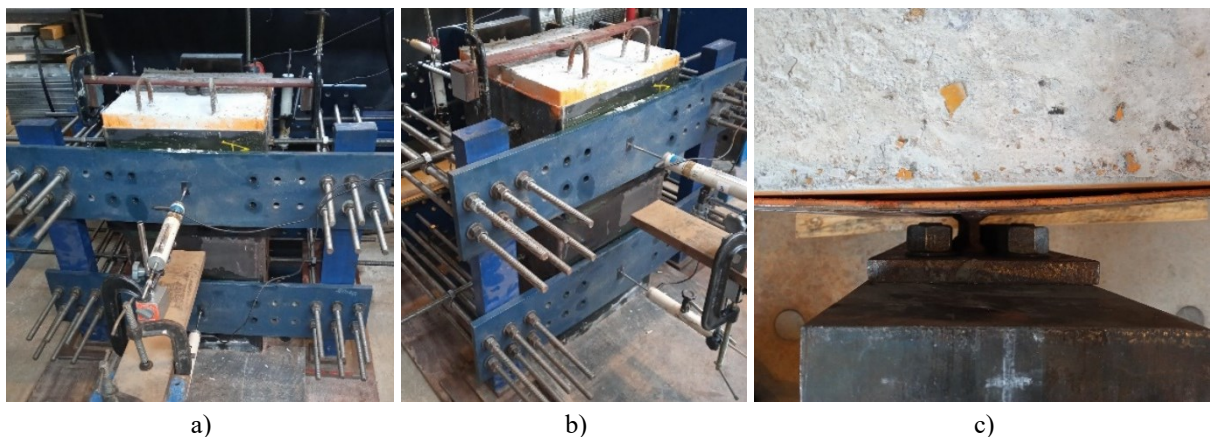


Figura 4.3 – Detalhes do modelo A1 ao fim do ensaio.
Fonte: Autoria própria.

Após a abertura do modelo e a remoção da porção do tubo com o conector (Figura 4.4) foi possível observar que, embora tenham sido usados artifícios para minimizar o atrito e a aderência entre o tubo e o concreto estes se mostraram pouco eficientes. Observou-se também que ocorreu falha do aço do conector, de forma que os *dowels* de aço superior e intermediário

foram arrancados por um mecanismo de tração e permaneceram no bloco de concreto (Figura 4.4 d e e) e que o concreto abaixo dos *dowels* de aço, ou seja, os *dowels* de concreto, está excessivamente comprimido, formando inclusive um triângulo acima da armadura (Figura 4.4 f e g), como reportado pioneiramente por Kraus e Wurzer (1997) nos estudos com Perfibond.



Figura 4.4 – Detalhes do modelo A1 após a abertura do mesmo.
Fonte: Autoria própria.

O valor de força máxima obtido no ensaio de cisalhamento foi de 646,14 kN, 79 % superior ao valor previsto para o modo de falha e, o deslizamento relativo pós-pico correspondente a 90 % da força máxima foi de 33,63 mm que, reduzido em 10 %, é superior a 6 mm, o que caracteriza a ligação como dúctil. Esses dados podem ser observados na Figura 4.5.

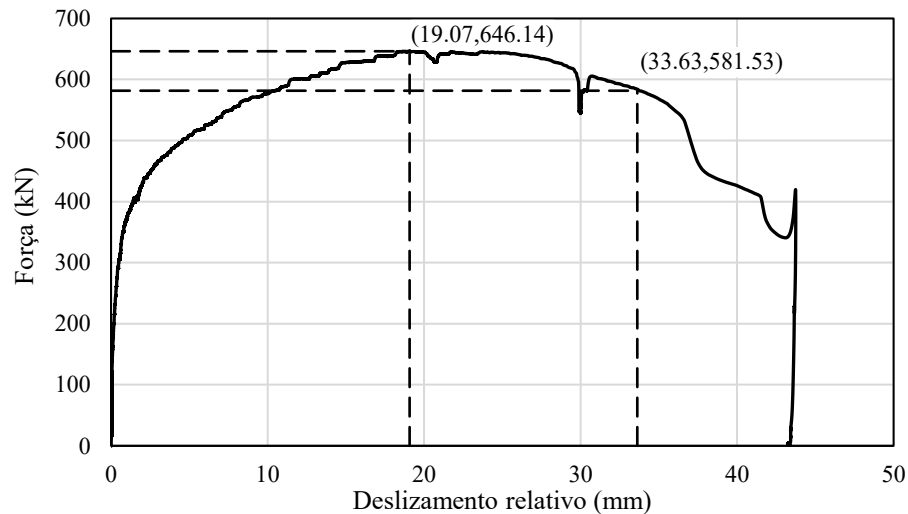


Figura 4.5 – Curva força x deslizamento relativo do modelo A1.
Fonte: Autoria própria.

4.1.3 Modelo A2

Antes da montagem do modelo A2, foi feito um corte em cada um dos lados do tubo de aço (Figura 4.6) visando eliminar ou minimizar ao máximo o efeito do atrito na interface aço-concreto. Essa decisão foi tomada tendo por base o fato de os modelos A1 e A2 serem idênticos em sua constituição e, a diferença entre os resultados poder ser atribuída justamente ao efeito do atrito, observado no modelo A1, tanto no valor de força máxima encontrado, que superou a previsão de carga, quanto após a abertura do modelo, na aderência da tinta no concreto.

A sequência de montagem e ensaio se deu da mesma forma do modelo anterior. Na fase de ciclos o carregamento foi variado de 15 kN a 120 kN e seguiu-se com o carregamento monotônico. Notou-se o início do descolamento entre o tubo e o concreto (Figura 4.7 a) quando o valor da força aplicada era de 330 kN e, com 355 kN, notou-se a separação do tubo na região onde foi feito o corte, bem como o deslizamento relativo entre as partes (Figura 4.7 b), que foi muito pronunciado ao final do ensaio (Figura 4.7 c).

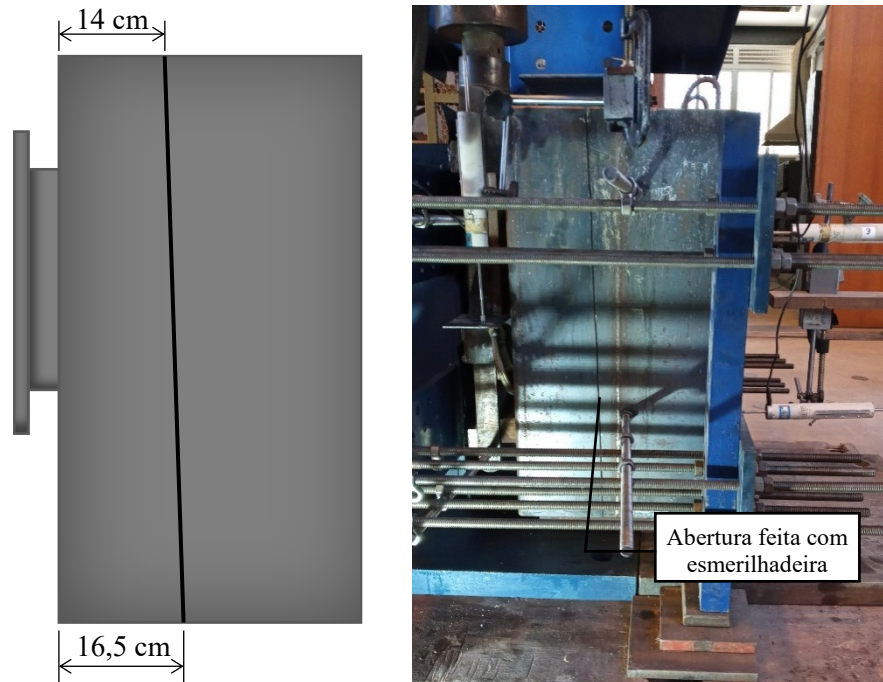


Figura 4.6 – Detalhes do corte prévio feito no tubo de aço do modelo A2.
Fonte: Autoria própria.

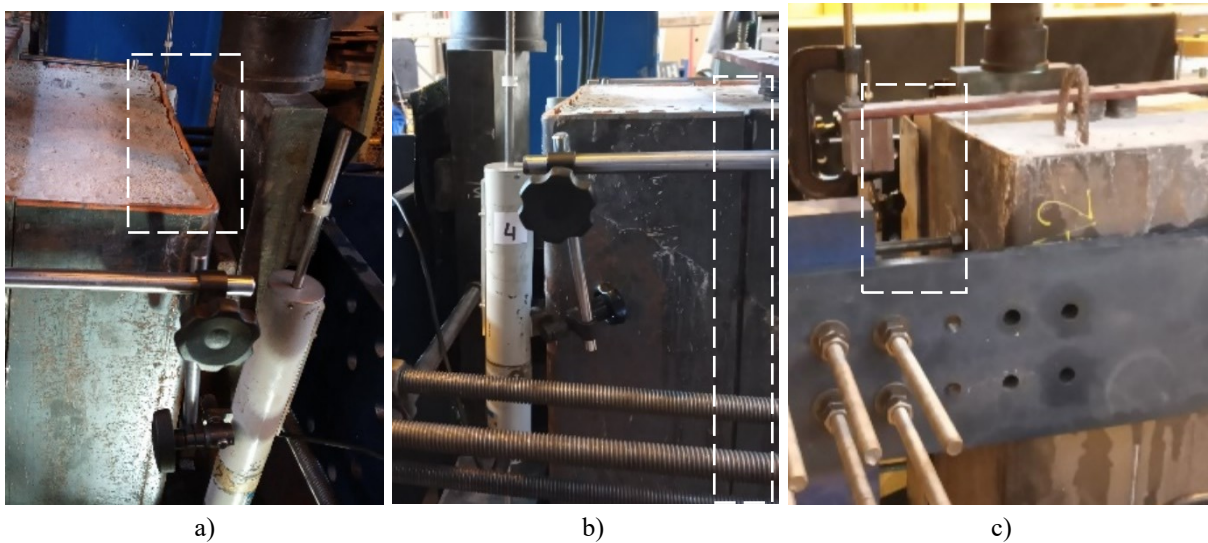


Figura 4.7 – Detalhes do modelo A2 a) e b) durante e c) após o ensaio.
Fonte: Autoria própria.

Após a abertura do modelo notou-se que o concreto estava fortemente aderido ao tubo de aço na região da conexão (Figura 4.8 a), muito provavelmente por conta do giro experimentado por essa porção do modelo devido ao corte realizado no tubo. O modo de falha observado foi falha do aço do conector, como apresentado em detalhes na Figura 4.8 d.

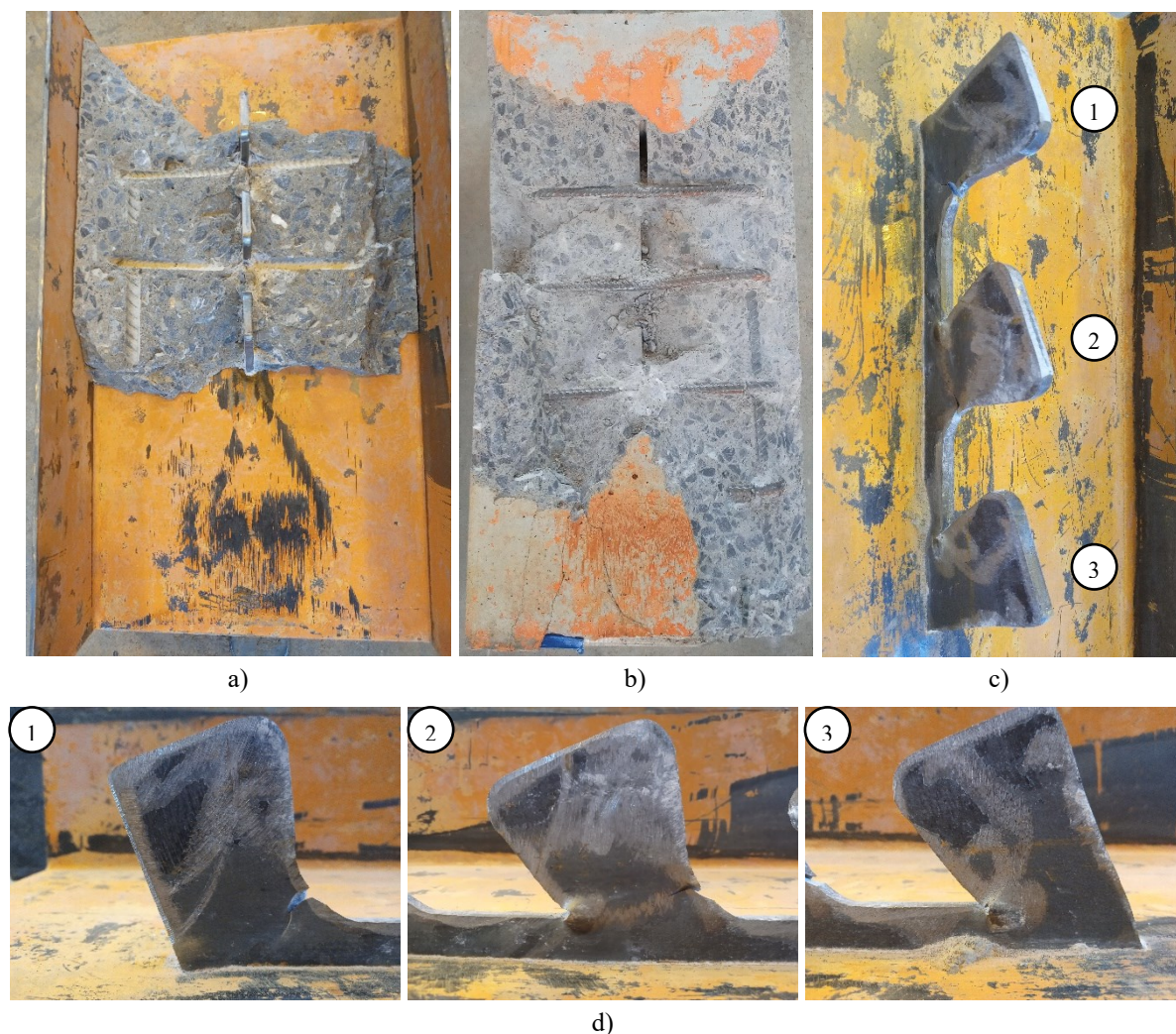


Figura 4.8 – Detalhes do modelo A2 após a abertura do mesmo.
Fonte: Autoria própria.

O valor de força máxima obtido no ensaio de cisalhamento foi de 466,16 kN, 28 % menor que o valor de força máxima do modelo A1 e, o deslizamento relativo pós-pico correspondente a 90 % da força máxima foi de 28,31 mm que, reduzido em 10 %, é superior a 6 mm, o que caracteriza a ligação como dúctil. Esses dados podem ser observados na Figura 4.9.

O valor de força máxima obtido, embora seja inferior ao do modelo anterior, é ainda 29 % superior ao valor previsto para a falha do aço do conector. Com o auxílio dos estudos numéricos será possível fazer uma associação mais precisa do efeito do atrito no modelo, bem como dos efeitos de confinamento local na região da conexão.

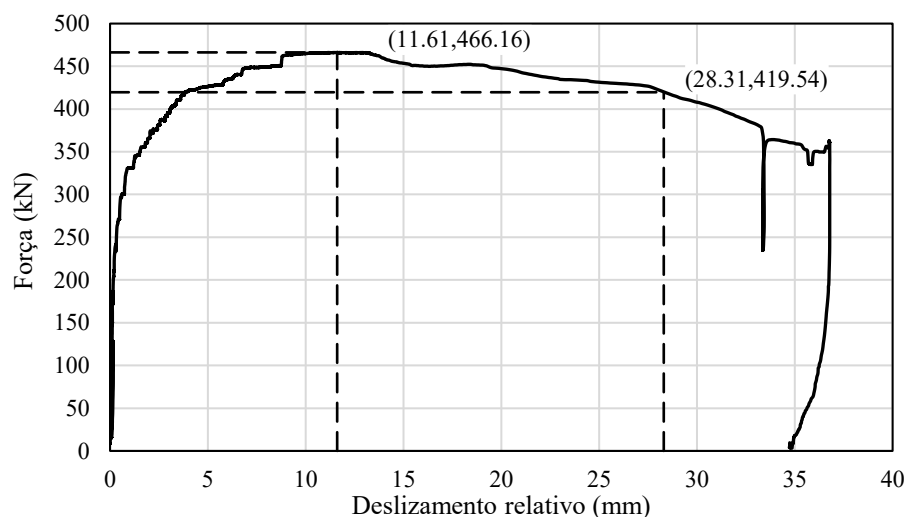


Figura 4.9 – Curva força x deslocamento relativo do modelo A2.

Fonte: Autoria própria.

4.1.4 Modelo B

O modelo B, embora tenha dimensões semelhantes às dos modelos anteriores, tem a ligação composta por um conector do tipo *clothoidal* e a previsão de força máxima para esse modelo é superior à dos modelos A1 e A2. Isto posto, o valor de força máxima obtido no ensaio do modelo A1 foi tomado como base para a definição do carregamento na fase de ciclos, na qual variou-se de 30 kN a 260 kN.

A etapa de montagem se assemelhou às anteriores (Figura 4.10) e, após a fase de ciclos, seguiu-se com o carregamento monotônico. Quando a força aplicada era de 600 kN foi notado o início do descolamento entre o tubo e o concreto na região acima da ligação (Figura 4.11 a) e, aos 700 kN, foi verificada a retificação do empenamento relatado na Tabela 3.2 (Figura 4.11 b e c).



Figura 4.10 – Montagem do modelo B.

Fonte: Autoria própria.

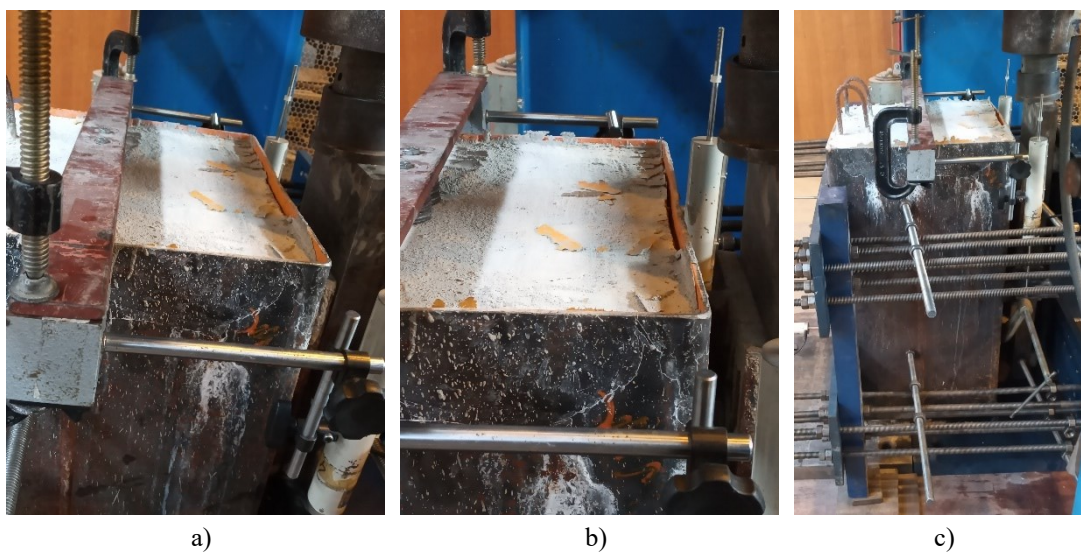


Figura 4.11 – Detalhes do modelo B durante o ensaio.
Fonte: Autoria própria.

Próximo ao valor de 700 kN foi observado um patamar no gráfico de força x tempo por um longo período. Decidiu-se por interromper o ensaio almejando também a preservação do modo de falha, mas não foi possível abrir o modelo com os equipamentos disponíveis e nem determinar o valor de deslizamento relativo pós-pico. Ainda assim a ligação pôde ser classificada como dúctil por, antes mesmo de atingir a força máxima, ter apresentado um valor de deslizamento relativo muito superior a 6 mm. O valor de força máxima obtido no ensaio de cisalhamento foi de 740,21 kN, 72 % superior ao valor previsto para o modo de falha. Esses dados podem ser observados na Figura 4.12.

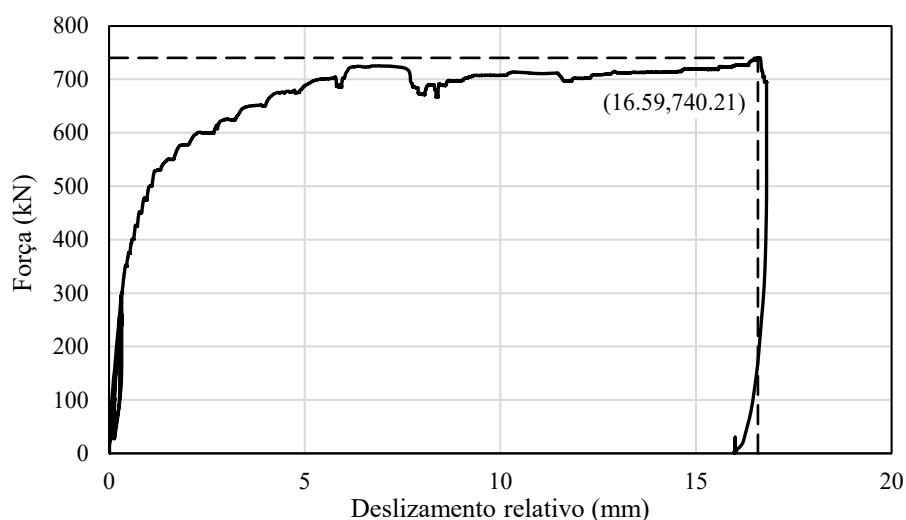


Figura 4.12 – Curva força x deslizamento relativo do modelo B.
Fonte: Autoria própria.

4.1.5 Modelo C1

O modelo C1 difere dos demais modelos com conector Crestbond pela presença de ganchos na composição das armaduras. A montagem desse modelo (Figura 4.13) seguiu o processo de montagem dos modelos anteriores e, na fase cíclica do carregamento, assim como no modelo B, foi usado para o cálculo o valor de força máxima obtido no modelo A1.



Figura 4.13 – Montagem do modelo C1.
Fonte: Autoria própria.

O início do descolamento lateral entre o tubo de aço e o concreto foi notado quando o valor de força aplicado era de 375 kN (Figura 4.14 a). Quando o valor de força aplicado era de 580 kN foi notado um distanciamento entre o modelo e o dispositivo de ensaio na parte inferior, como destacado na Figura 4.14 b. Ao fim do ensaio notou-se um deslizamento relativo pronunciado entre o tubo e o concreto de preenchimento (Figura 4.14 c).



a) b) c)
Figura 4.14 – Detalhes do modelo C1 a) e b) durante e c) após o ensaio.
Fonte: Autoria própria.

Com a abertura do modelo após o ensaio foi possível observar que ocorreu falha do aço do conector e que houve esmagamento do concreto entre os *dowels* de aço e a armadura transversal, como detalhado na Figura 4.15.

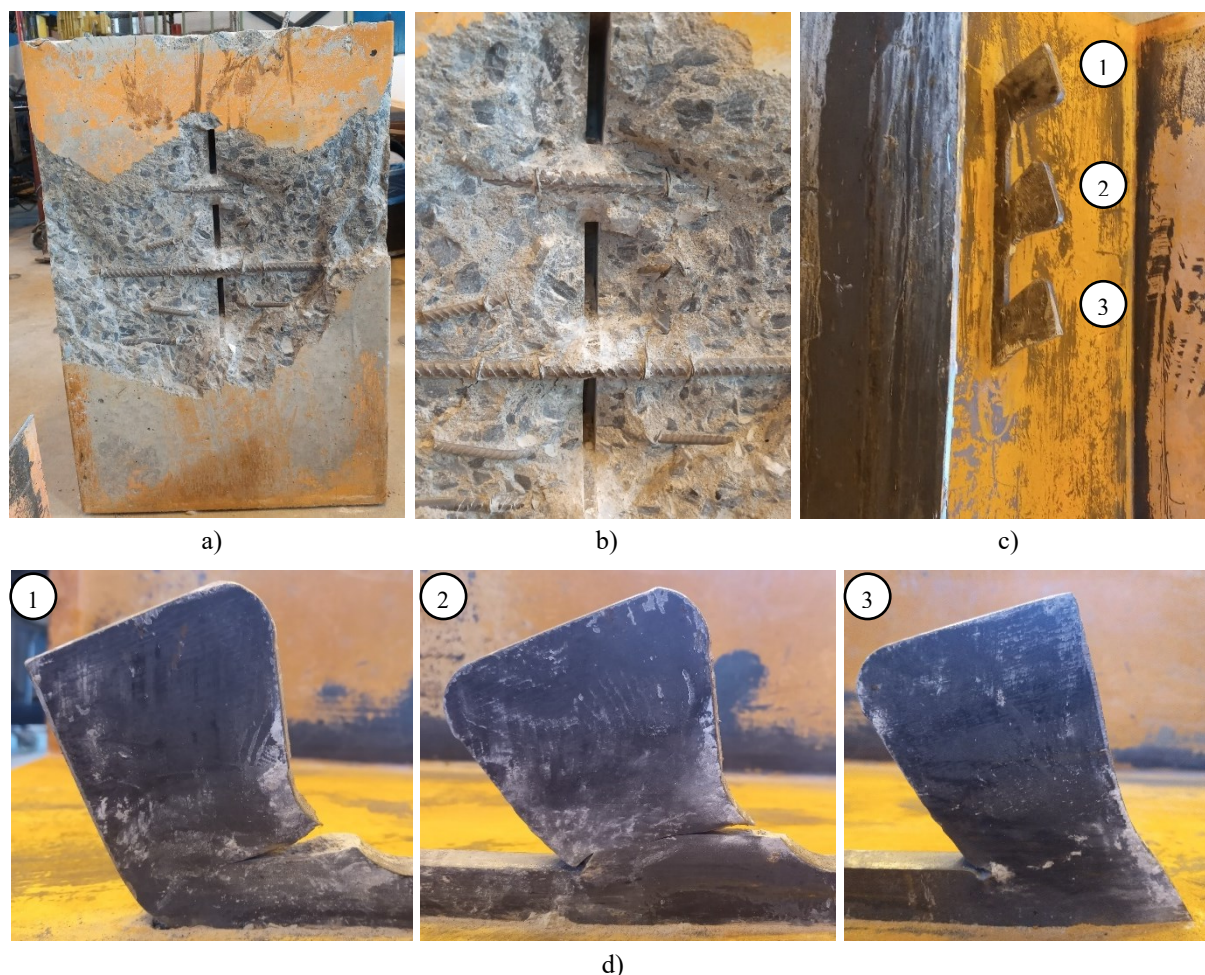


Figura 4.15 – Detalhes do modelo C1 após a abertura do mesmo.
Fonte: Autoria própria.

O valor de força máxima obtido foi de 630,01 kN, 77 % superior ao valor previsto para o modo de falha e 2 % menor que o valor de força máxima do modelo A1. O deslizamento relativo pós-pico correspondente a 90 % da força máxima foi de 36,34 mm, caracterizando a ligação como dúctil. Esses dados podem ser observados na Figura 4.16.

O comportamento do modelo C1 foi muito semelhante ao do modelo A1, o que leva a inferir que os ganchos complementares à armadura transversal não são necessários e que o fator dimensão do pilar não tem influência significativa no valor de força máxima e de deslizamento relativo correspondente à força máxima.

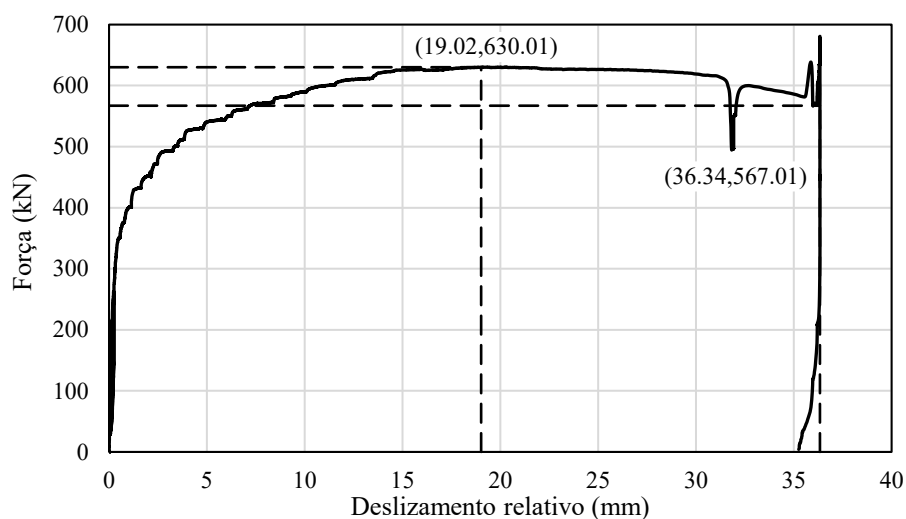


Figura 4.16 – Curva força x deslocamento relativo do modelo C1.
Fonte: Autoria própria.

4.1.6 Modelo C2

O modelo C2 difere do modelo C1 pela ausência dos ganchos em complemento à armadura transversal e pela redução da distância entre as barras longitudinais adjacentes ao conector, conforme relatado na Tabela 3.2. Antes do ensaio, o modelo C2, assim como o modelo A2, teve o tubo de aço cortado lateralmente para estudo do efeito do atrito na capacidade resistente da ligação estudada.

A montagem do modelo C2 seguiu como as anteriores (Figura 4.17 a) e o carregamento aplicado na fase de ciclos foi semelhante ao do modelo C1: 30 kN a 260 kN. Durante a fase de aplicação de carregamento monotônico, notou-se o início do descolamento entre o tubo de aço e o núcleo de concreto quando o valor da força aplicada era de 360 kN (Figura 4.17 b) e um deslizamento relativo mais pronunciado entre as partes do tubo quando o valor da força aplicada estava em torno de 448 kN (Figura 4.17 c).

Após o ensaio, a parte do tubo com o conector foi removida e assim foi possível observar que ocorreu falha do aço do conector e que houve esmagamento do concreto entre os *dowels* de aço e a armadura transversal, como detalhado na Figura 4.18.

O valor de força máxima obtido foi de 549,90 kN, 58 % superior ao valor previsto para o modo de falha. O deslizamento relativo pós-pico correspondente a 90 % da força máxima foi de 27,90 mm, caracterizando a ligação como dúctil. Esses dados podem ser observados na Figura 4.19.

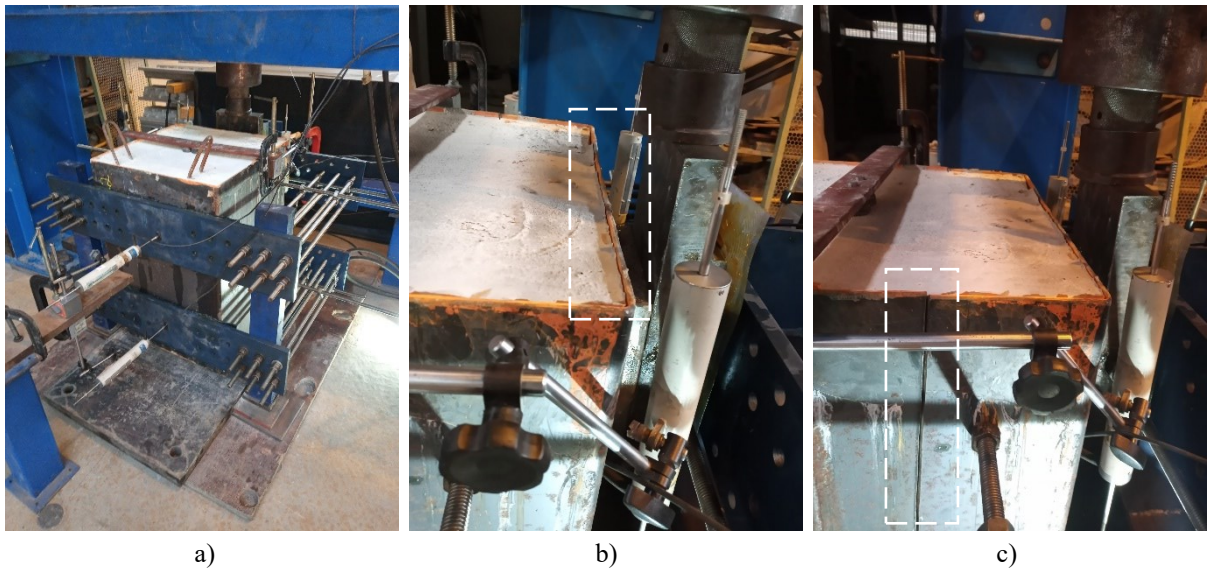


Figura 4.17 – Detalhes do modelo C2 a) antes e b) e c) durante o ensaio.
Fonte: Autoria própria.

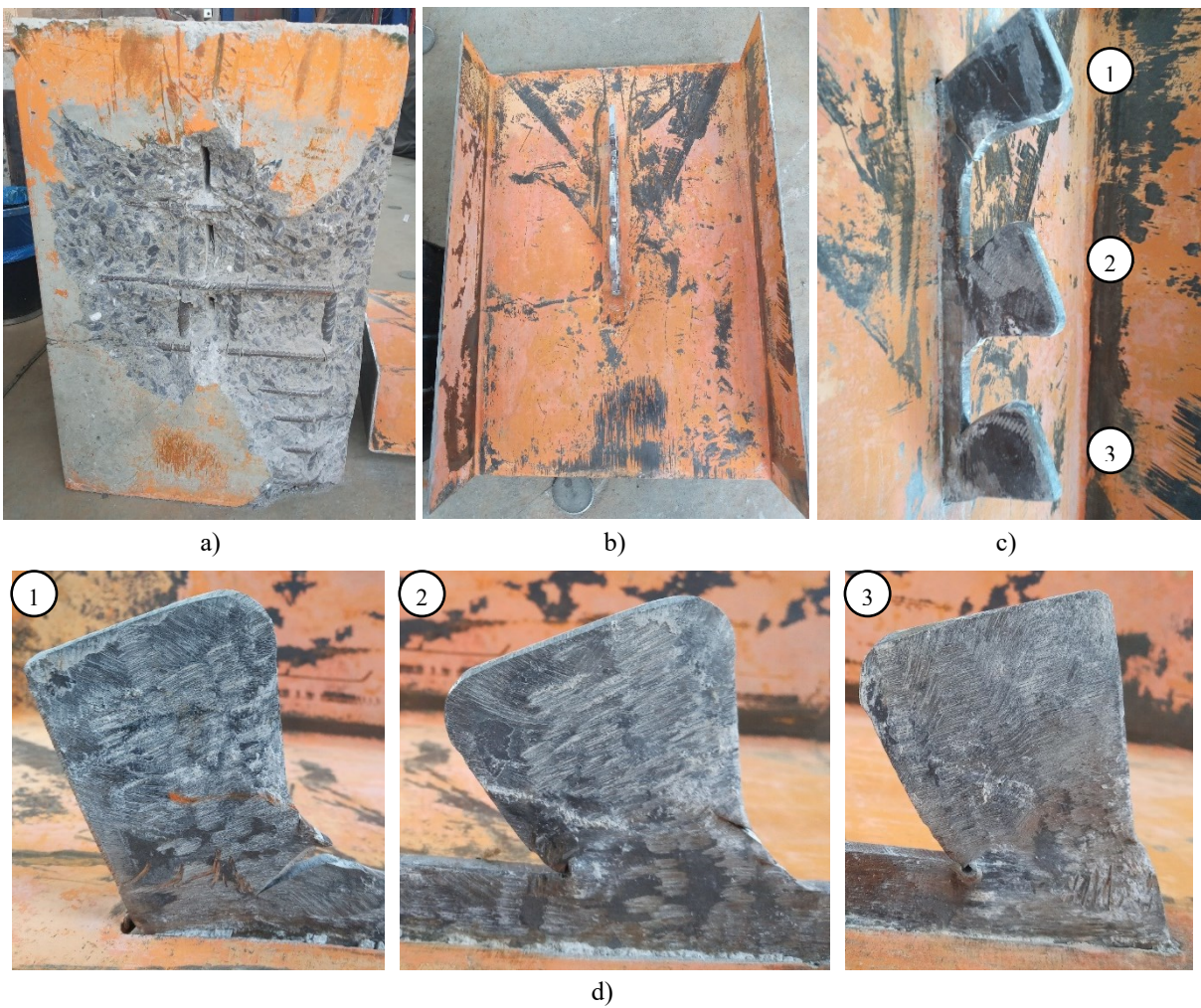


Figura 4.18 – Detalhes do modelo C2 após a abertura do mesmo.
Fonte: Autoria própria.

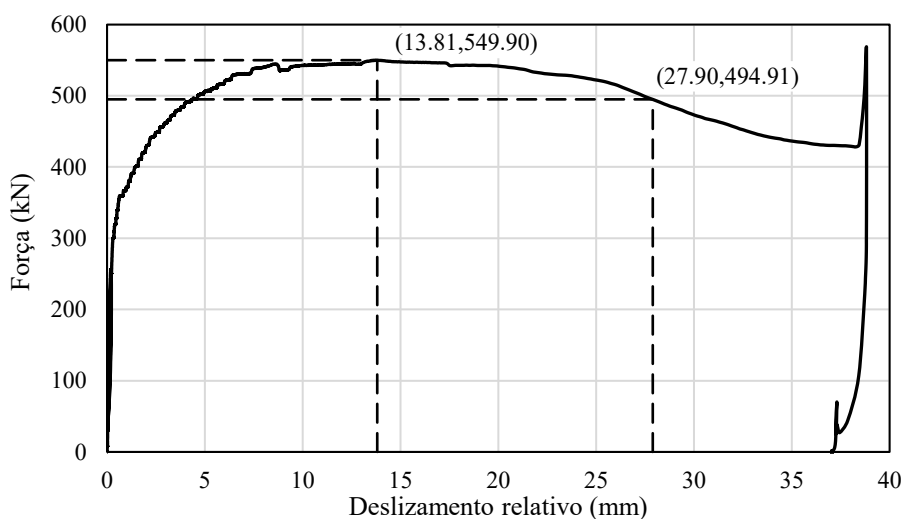


Figura 4.19 – Curva força x deslocamento relativo do modelo C2.
Fonte: Autoria própria.

O valor de força máxima obtido foi 15 % inferior ao valor de força máxima obtido no modelo C1 e 13 % superior ao valor obtido no modelo B2. Observa-se, portanto, que o corte feito no tubo leva à redução do atrito na interface tubo-concreto, porém, ao que parece, a redução da distância entre as barras longitudinais adjacentes ao conector Crestbond foi responsável pelo ganho de capacidade resistente na conexão, de forma que o resultado obtido no modelo C2 é superior ao resultado obtido para o modelo B2. Essas suposições serão verificadas com o auxílio dos estudos numéricos.

4.1.7 Modelo D

O modelo D, de seção transversal 500 mm x 500 mm, composto por conector do tipo *clothoidal*, foi montado da mesma forma que os modelos anteriores (Figura 4.20). Na fase de ciclos, o carregamento foi variado de 30 kN a 260 kN e seguiu-se a fase de carregamento monotônico. Nessa fase, observou-se o início do descolamento entre o tubo e o concreto quando o carregamento aplicado era de 605 kN (Figura 4.21 a). Quando o carregamento era de 795 kN notou-se uma fissura no bloco de concreto partindo da posição acima do conector de cisalhamento (Figura 4.21 b). Ao fim do ensaio notou-se um deslizamento relativo muito pronunciado entre o tubo de aço e o núcleo de concreto (Figura 4.21 c).

Com a abertura do modelo após o ensaio, foi possível observar que houve esmagamento do concreto entre os *dowels* de aço e a armadura transversal (Figura 4.22 a e b), e que o conector,

em sua posição deformada (Figura 4.22 c e d), se assemelhou aos conectores dos modelos anteriores, nos quais ocorreu falha do aço.



Figura 4.20 – Montagem do modelo D.
Fonte: Autoria própria.

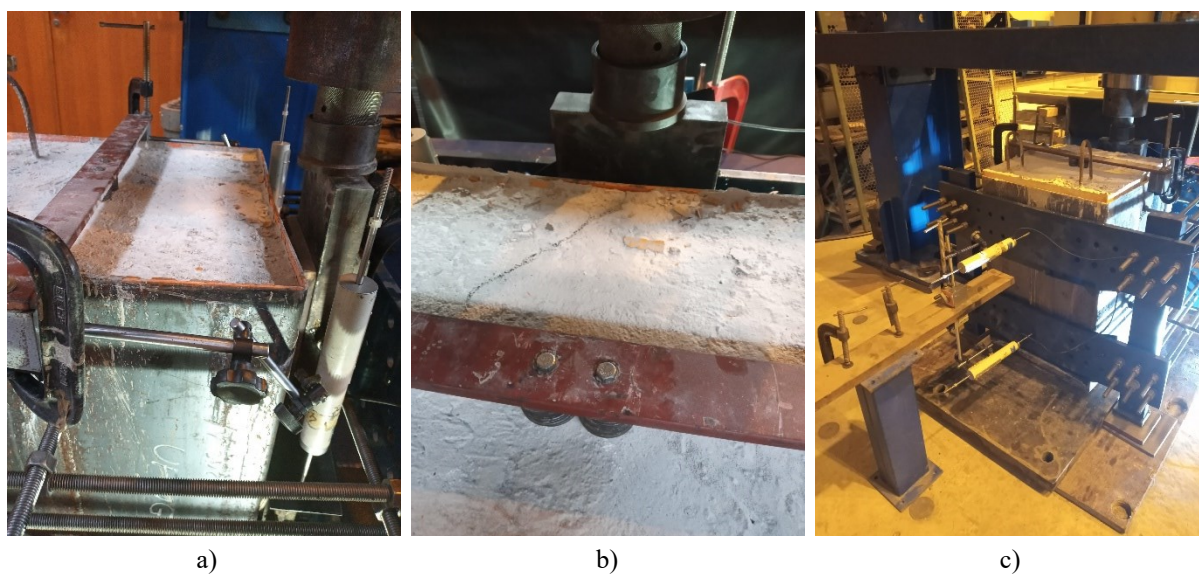


Figura 4.21 – Detalhes do modelo D a) e b) durante e c) após o ensaio.
Fonte: Autoria própria.

O valor de força máxima obtido foi de 871,25 kN, 99 % superior ao valor previsto para o modo de falha e 18 % superior ao valor de força máxima obtido no ensaio do modelo B. A ligação pode ser considerada como dúctil, pois, o deslizamento relativo correspondente à força máxima é muito superior a 6 mm. Esses dados podem ser observados na Figura 4.23.

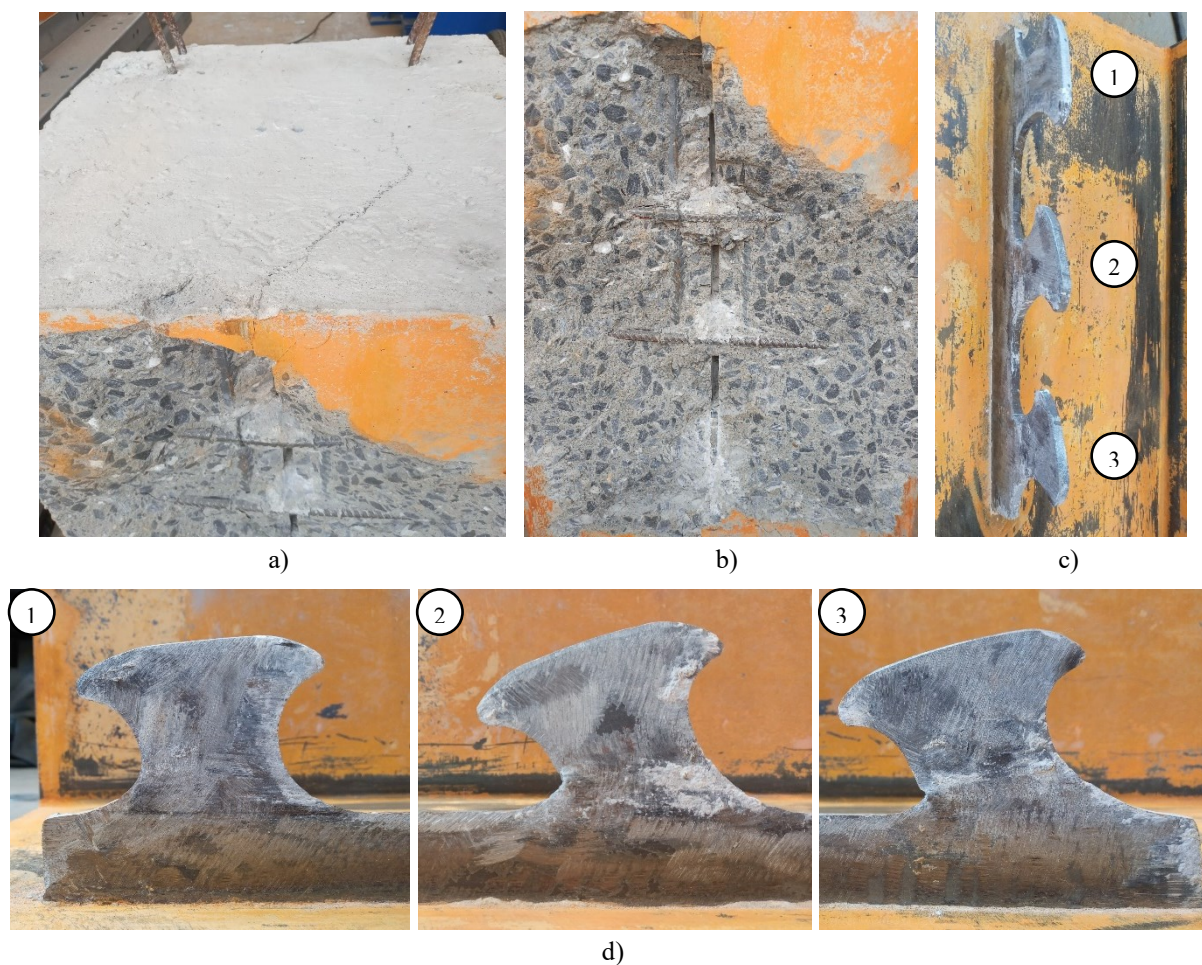


Figura 4.22 – Detalhes do modelo D após a abertura do mesmo.
Fonte: Autoria própria.

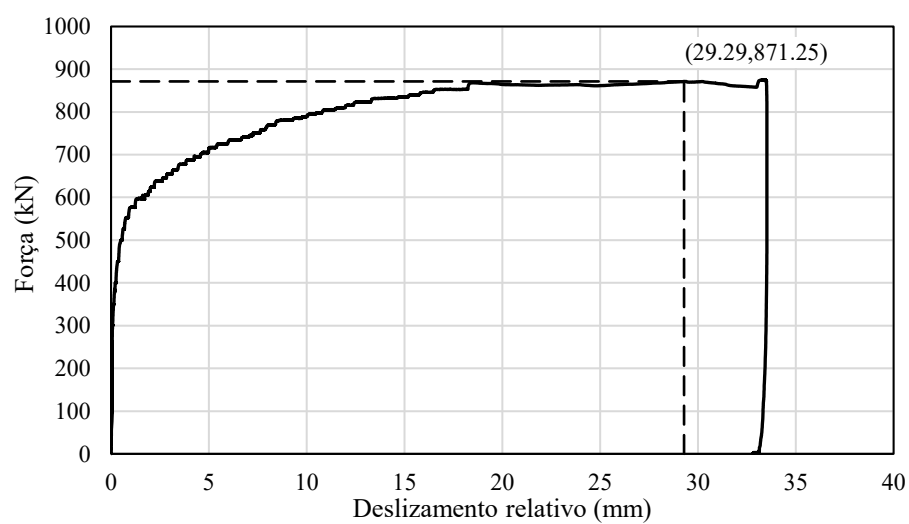


Figura 4.23 – Curva força x deslizamento relativo do modelo D.
Fonte: Autoria própria.

4.1.8 Comparativo entre os modelos experimentais

Com a conclusão dos ensaios experimentais foi possível tecer o comparativo entre os modelos. Como pode ser observado na Figura 4.24 e na Tabela 4.1, onde são apresentados os resultados dos modelos A1 a D, alguns modelos se comportaram de forma semelhante, embora possuíssem certas diferenças em sua constituição.

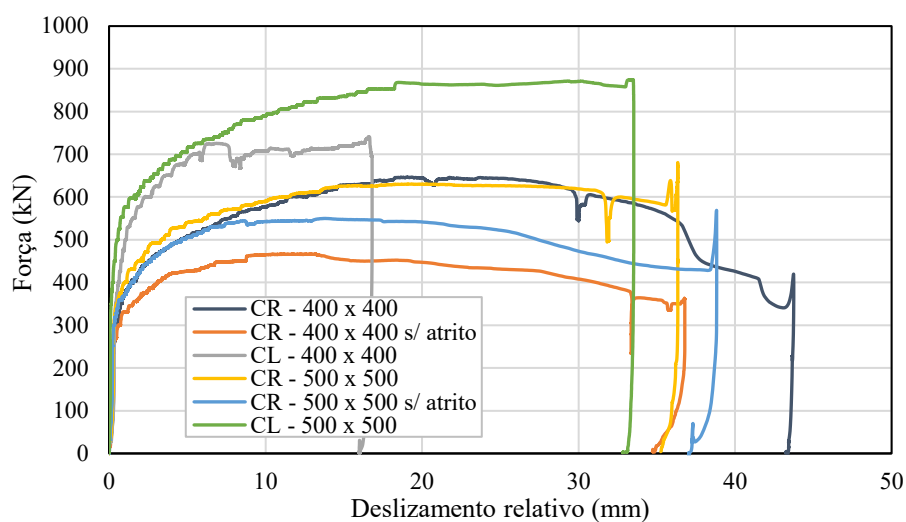


Figura 4.24 – Curva força x deslocamento relativo dos modelos experimentais.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.1 – Dados de força máxima (P_u) e deslocamento relativo correspondente à força máxima (δ_u) obtidos nos modelos experimentais.

	Modelo A1	Modelo A2	Modelo B	Modelo C1	Modelo C2	Modelo D
P_u (kN)	646,14	466,16	740,21	630,01	549,90	871,25
δ_u (mm)	19,07	11,61	16,59	19,02	13,81	29,29

Os modelos A1 (CR - 400 x 400) e C1 (CR - 500 x 500) foram os que apresentaram o comportamento mais similar, de forma que se observa superposição nas curvas força x deslocamento relativo, valores de força máxima e deslocamento relativo correspondente à força máxima muito próximos e o mesmo modo de falha. Esses modelos diferem nas medidas da seção transversal, o que leva a inferir que este fator pouco influencia no comportamento da ligação com conector Crestbond. Esse fato se dá, provavelmente, por, antes de se atingir a força máxima de ensaio, não haver mais aderência entre o tubo de aço e o núcleo de concreto na região da ligação (Figura 4.2 c e Figura 4.14 a) e, portanto, não haver efeito do confinamento do concreto, ficando o comportamento da ligação independente das dimensões da seção transversal e mais próximo do comportamento de aplicações superficiais do conector, como em vigas mistas.

Os modelos B (CL - 400 x 400) e D (CL - 500 x 500) se comportaram de forma semelhante até os 7 mm de deslizamento relativo. Embora tenham sido observadas semelhanças na forma do gráfico (Figura 4.24), como os patamares de carregamento, o valor de força máxima e de deslizamento relativo foram significativamente dispares. Esses modelos se diferem nas dimensões da seção transversal e, por não ser possível abrir o modelo B após o ensaio, não é possível inferir sobre o modo de falha.

Ao se comparar os modelos A1 e C1 aos modelos A2 (CR - 400 x 400 s/ atrito) e C2 (CR - 500 x 500 s/ atrito), nos quais se almejou a minimização do atrito com a abertura lateral dos tubos de aço, observa-se a redução na força máxima obtida, porém, não na mesma proporção. O modelo C2 apresentou maior valor de força máxima que o modelo A2, o que se deve, provavelmente, à aproximação das barras de armadura longitudinais adjacentes ao conector de cisalhamento, uma vez que se observou que a dimensão da seção transversal tem pouca influência na capacidade resistente da ligação. Reitera-se também que foi observado o mesmo modo de falha nesses quatro modelos.

4.2 Modelos numéricos

4.2.1 Validação do modelo numérico

O modelo é considerado validado por haver alguma equivalência entre os valores de força última observados no modelo numérico e nos modelos ensaiados, bem como a semelhança na configuração deformada.

Para ilustrar a afirmação apresentada no Item 3.3.1 sobre o modelo constitutivo do aço do conector e do aço do tubo, é apresentado na Figura 4.25 a relação entre o resultado numérico e experimental para o modelo A1, onde se observa um melhor ajuste ao se utilizar a curva adotada por Lorenc *et al.* (2014), na qual, a partir da curva de ensaio, acrescenta-se um ramo descendente.

Na Figura 4.26 é apresentado o comparativo entre as curvas numéricas e experimentais para os modelos ensaiados. Na Figura 4.27 e na Tabela 4.2 estão resumidos os comparativos entre os resultados, principalmente em relação ao valor de força máxima obtido.

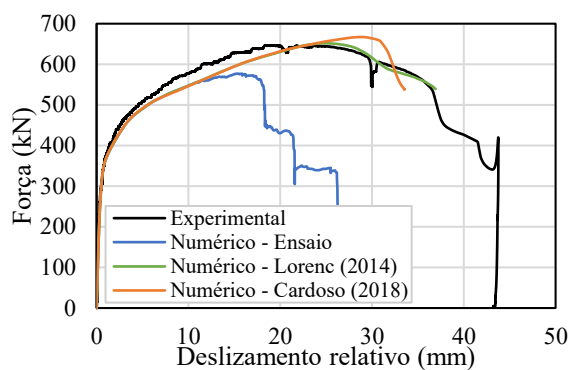


Figura 4.25 – Resultados numéricos e experimental para o modelo A1.

Fonte: Autoria própria.

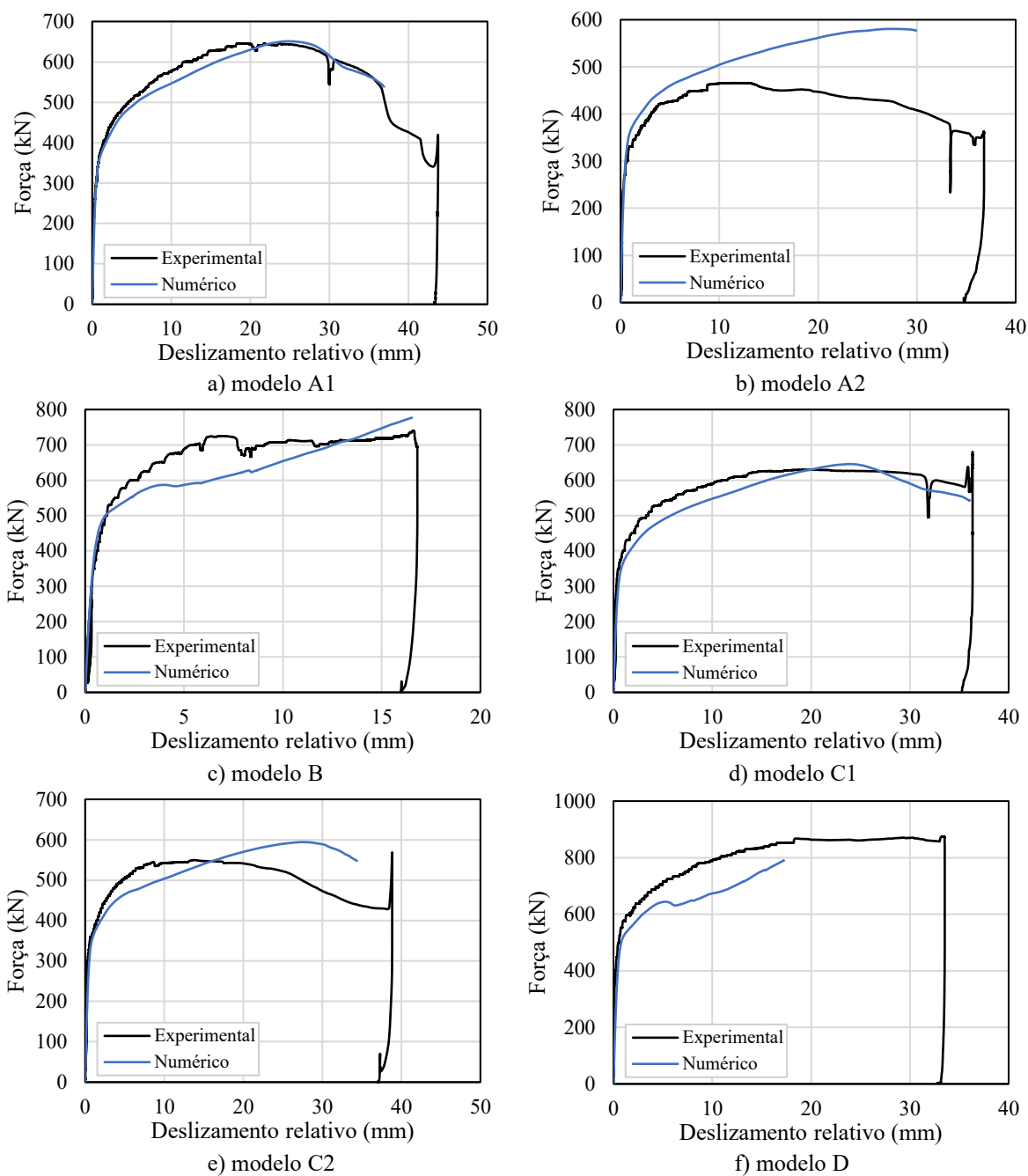


Figura 4.26 – Resultados numéricos e experimentais para os modelos ensaiados.

Fonte: Autoria própria.

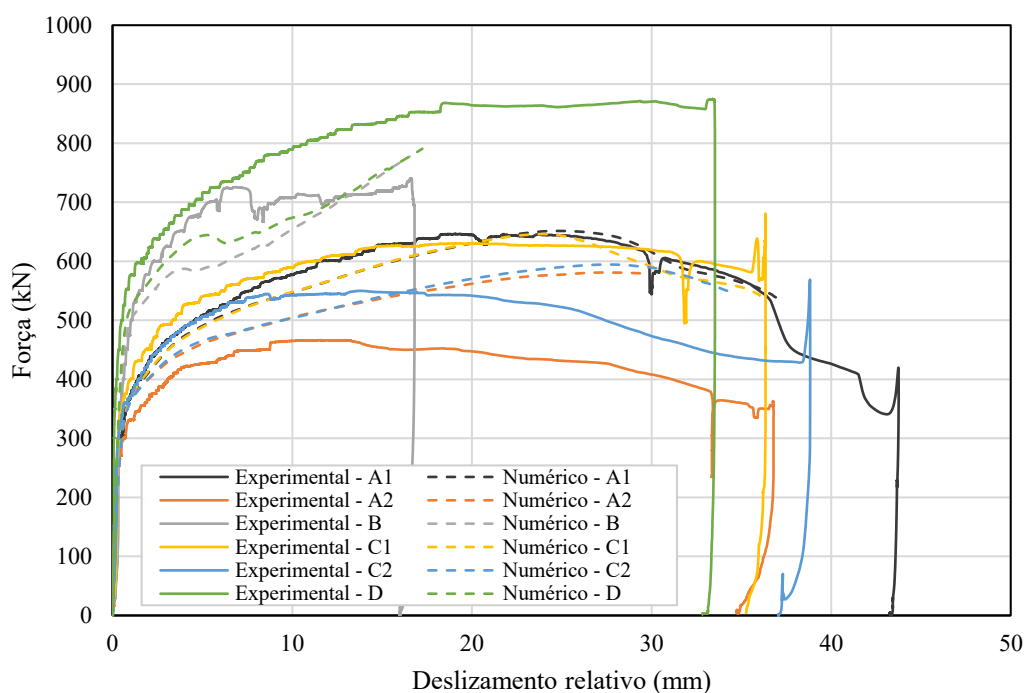


Figura 4.27 – Resumo dos resultados numéricos e experimentais para os modelos ensaiados.
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.2– Comparativo entre os valores de força máxima (P_u) e deslizamento relativo correspondente à força máxima (δ_u) obtidos nos modelos experimentais e numéricos.

Modelo	$P_{u,exp}$ (kN)	$\delta_{u,exp}$ (mm)	$P_{u,num}$ (kN)	$\delta_{u,num}$ (mm)	$P_{u,num}/P_{u,exp}$
A1	646,14	19,07	651,23	24,75	1,01
A2	466,16	11,61	580,79	27,24	1,25
B	740,21	16,59	777,12	16,53	1,05
C1	630,01	19,02	645,95	24,00	1,03
C2	549,90	13,81	594,42	27,43	1,08
D	871,25	29,29	790,47	17,24	0,91
				Média	1,05
				Desvio padrão	0,11

Fonte: Autoria própria.

Ao se comparar a configuração deformada dos modelos experimentais e numéricos, nota-se, em todos os modelos, o deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto (figuras 4.28 a 4.33), e o descolamento entre estes na região acima da conexão, como mostrado na Figura 4.34 no incremento de força máxima, onde é possível notar um descolamento mais pronunciado nos pilares A2 e C2 que tiveram o tubo de aço cortado, comprometendo o efeito confinante. Observou-se também, nos modelos numéricos, o dano à tração na região da conexão que resultou no destacamento do concreto observado ao fim dos experimentos (figuras 4.35 e 4.36).

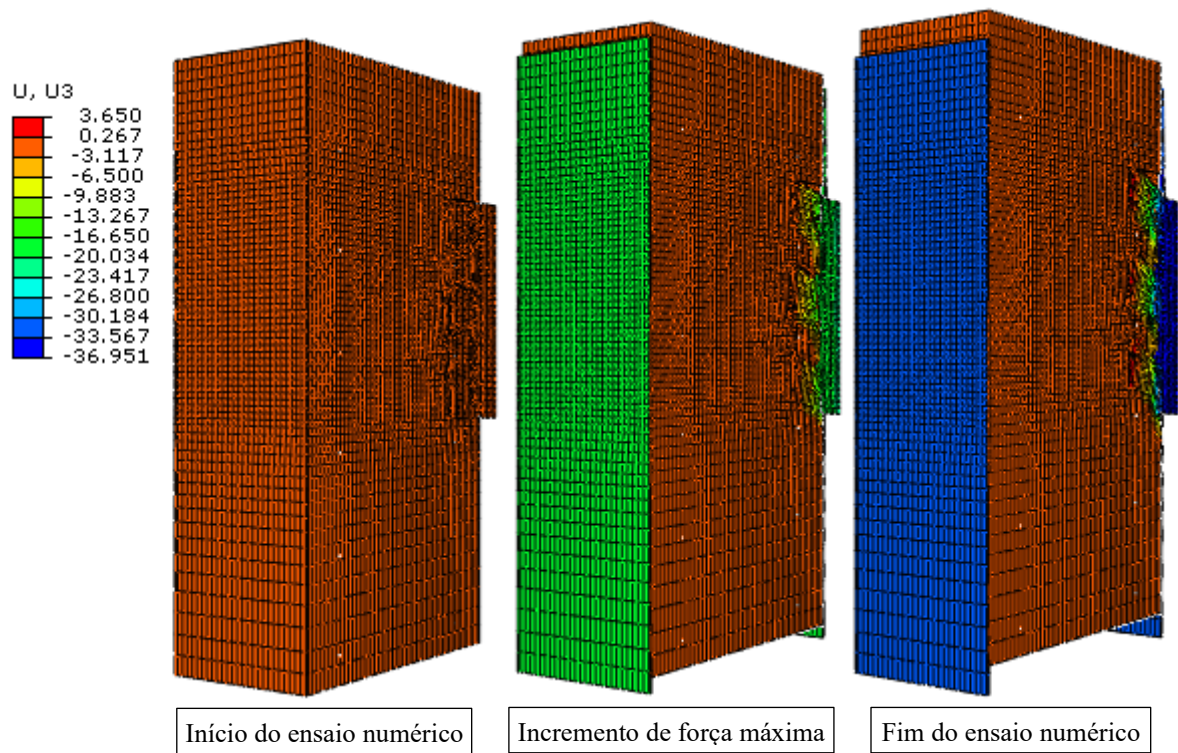


Figura 4.28 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo A1.
Fonte: Autoria própria.

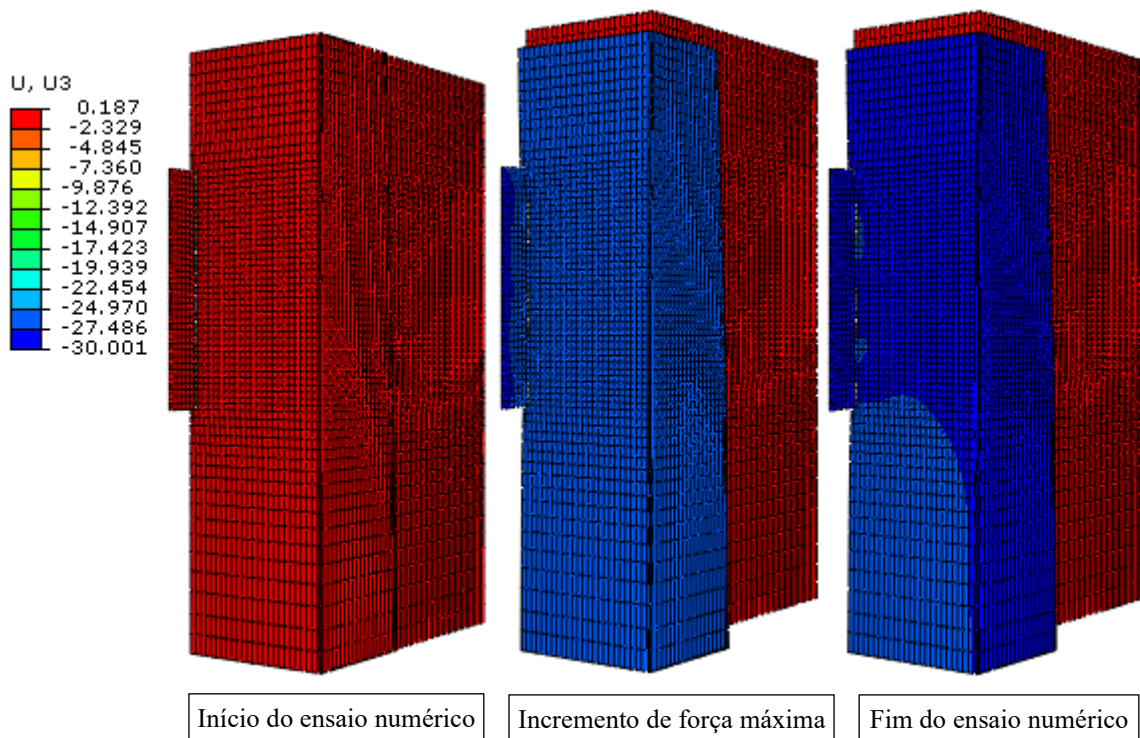


Figura 4.29 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo A2.
Fonte: Autoria própria.

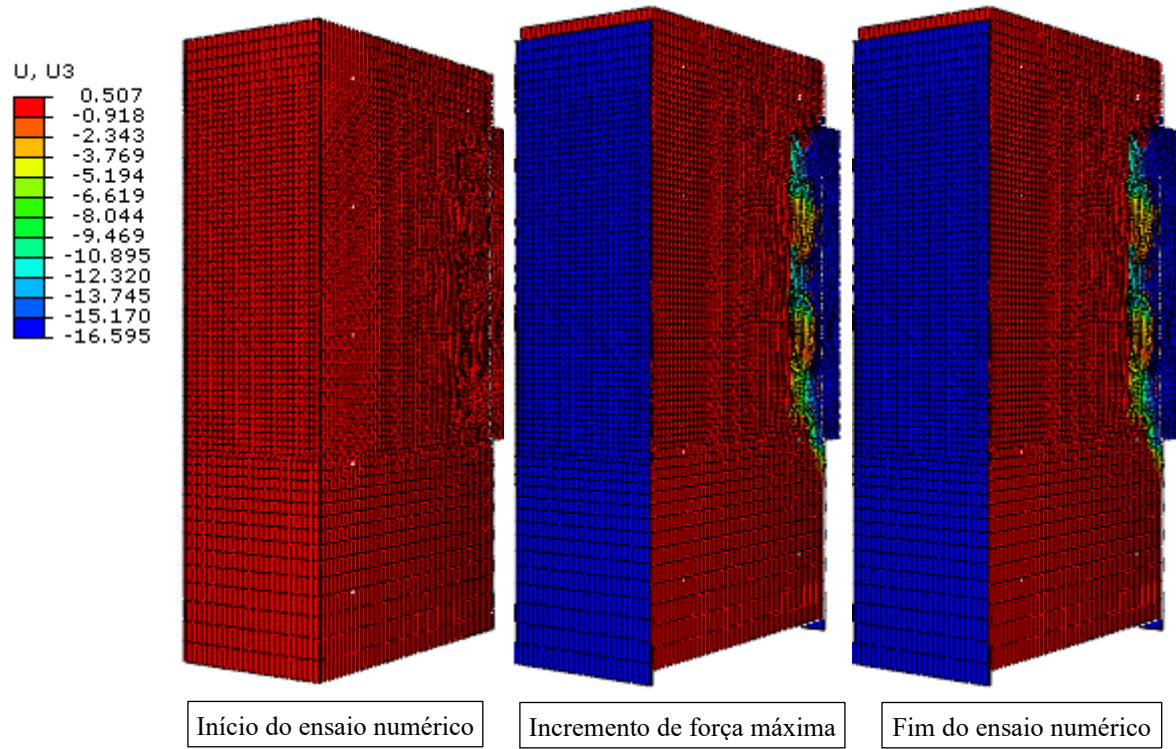


Figura 4.30 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo B.
Fonte: Autoria própria.

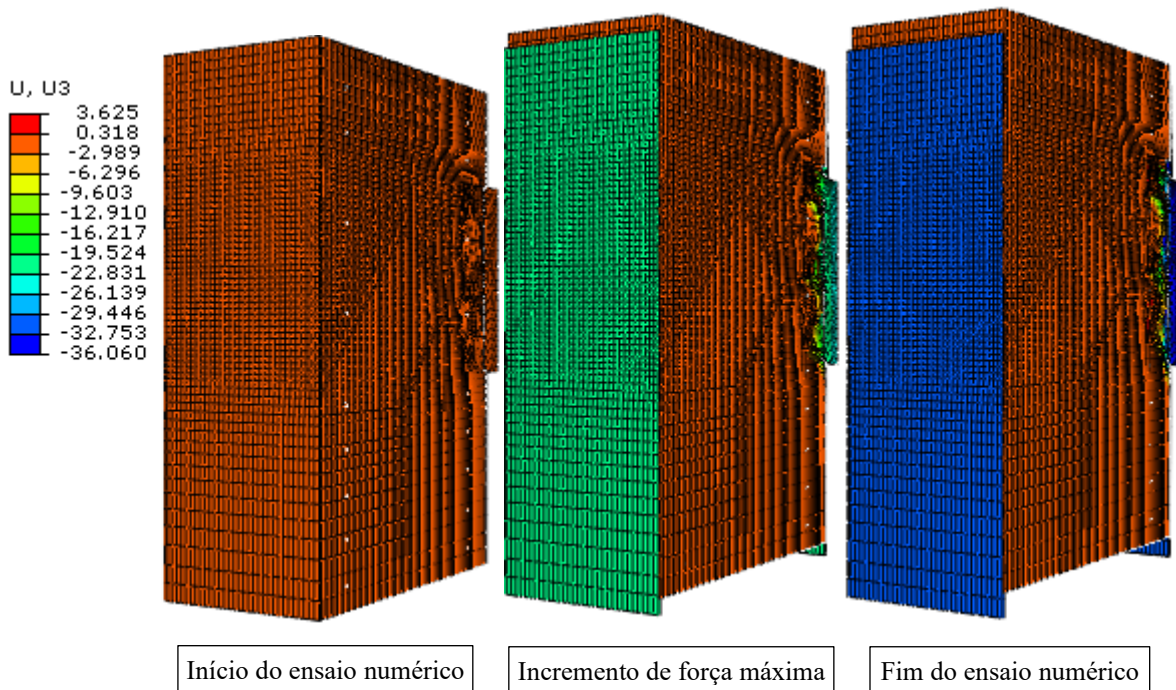


Figura 4.31 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo C1.
Fonte: Autoria própria.

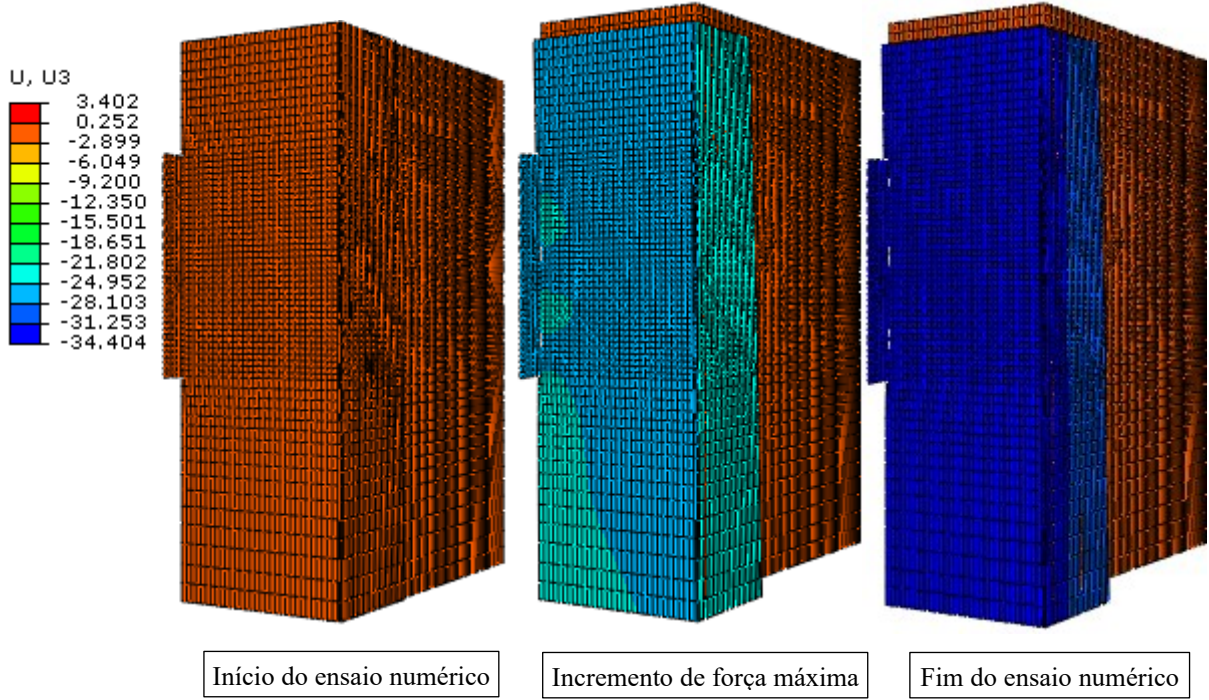


Figura 4.32 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo C2.
Fonte: Autoria própria.

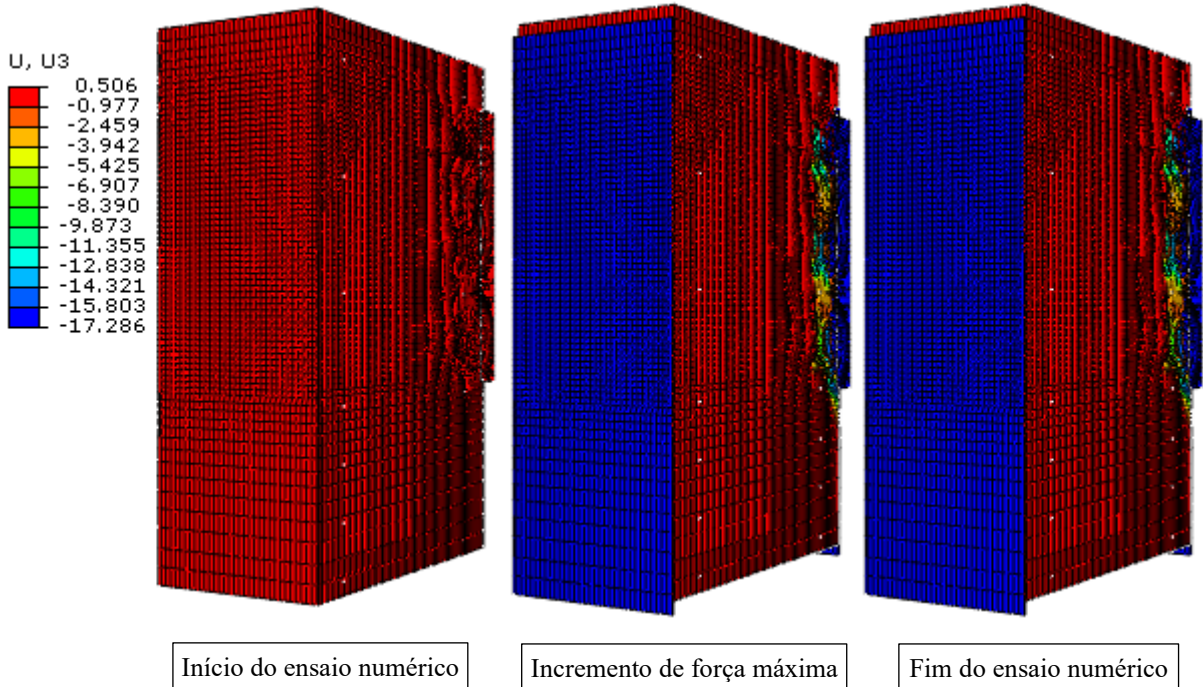


Figura 4.33 – Deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto - Modelo D.
Fonte: Autoria própria.

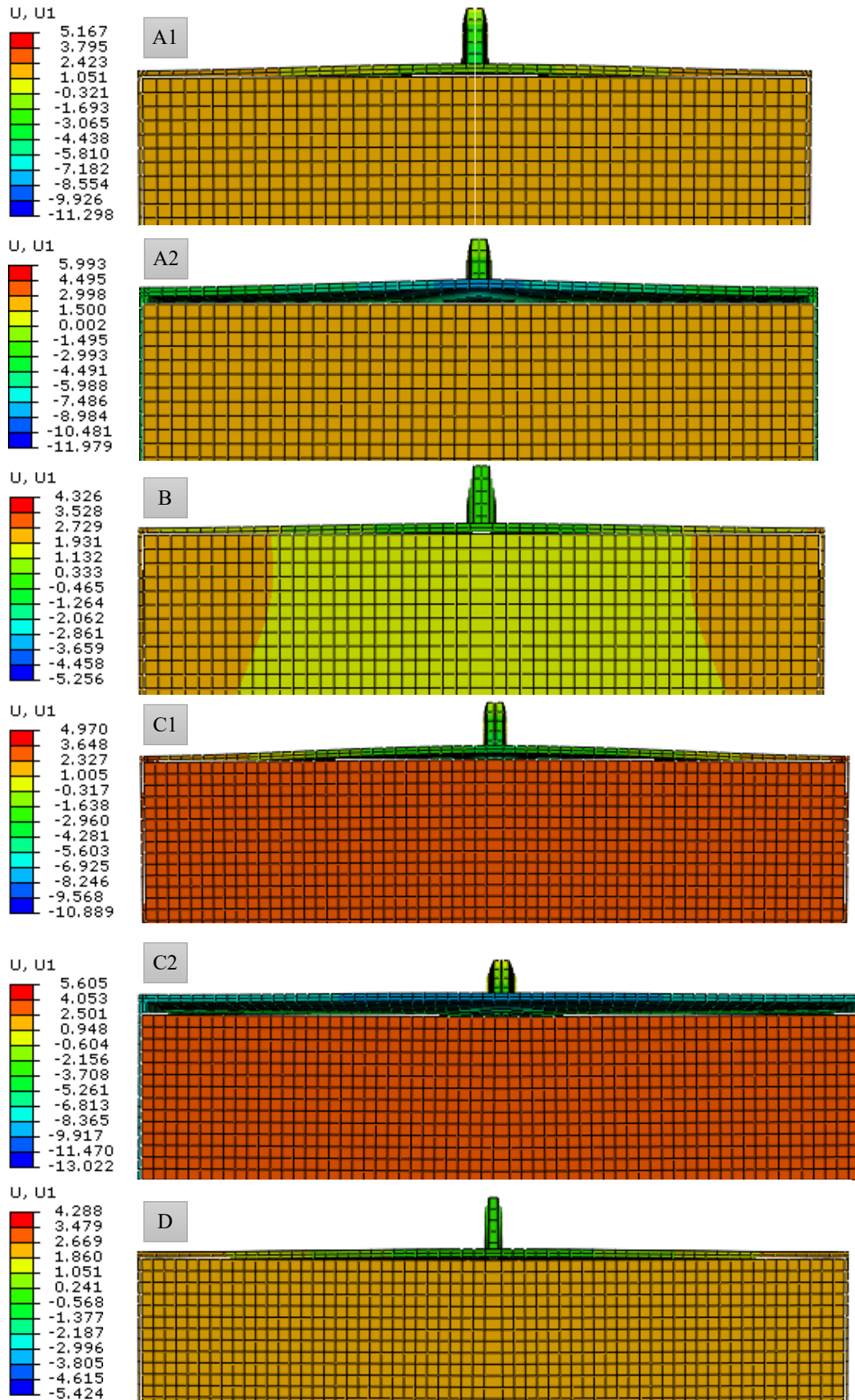


Figura 4.34 – Descolamento entre o tubo de aço e o núcleo de concreto acima da conexão.
Fonte: Autoria própria.

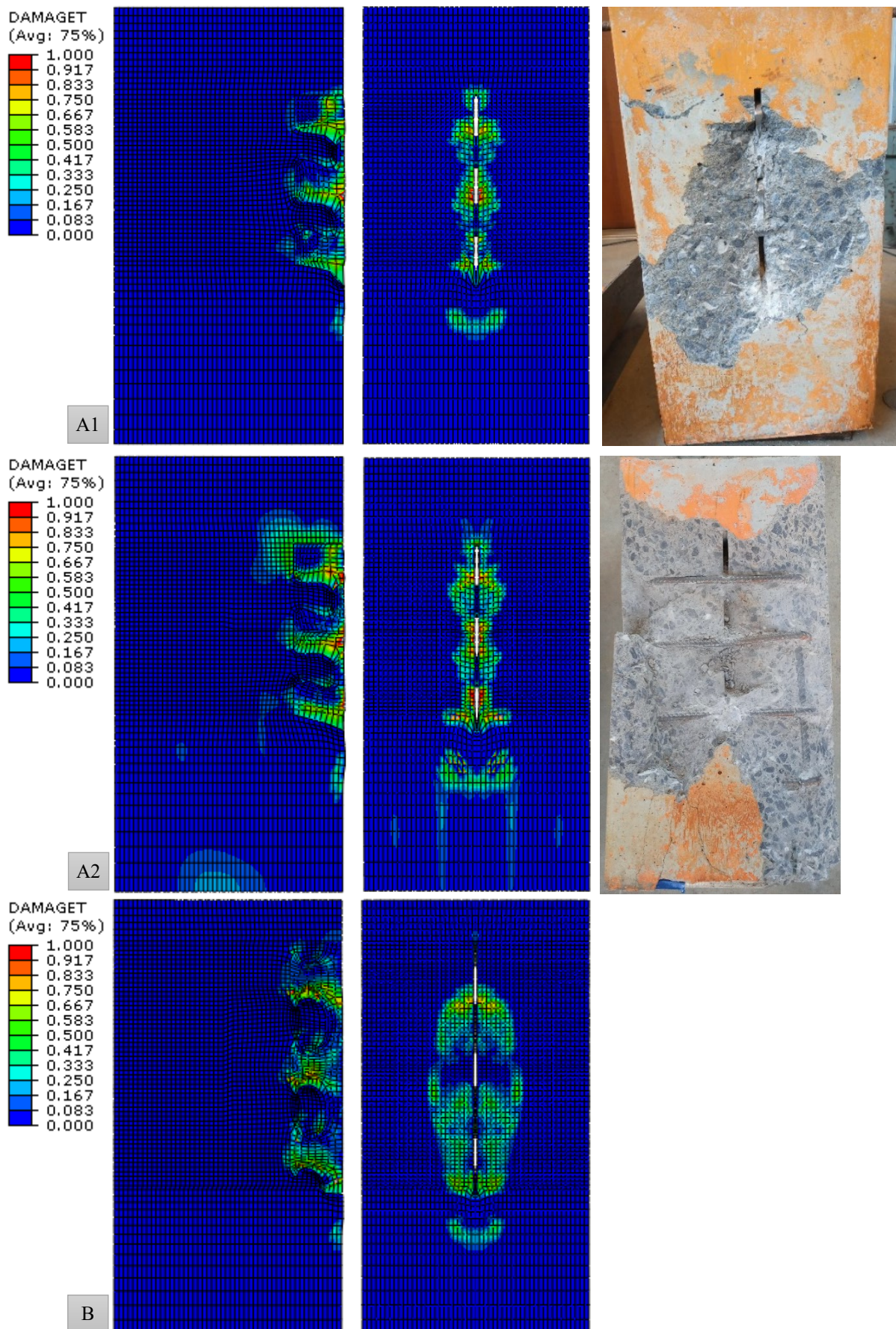


Figura 4.35 – Dano à tração no núcleo de concreto - Modelos A1, A2 e B.
Fonte: Autoria própria.

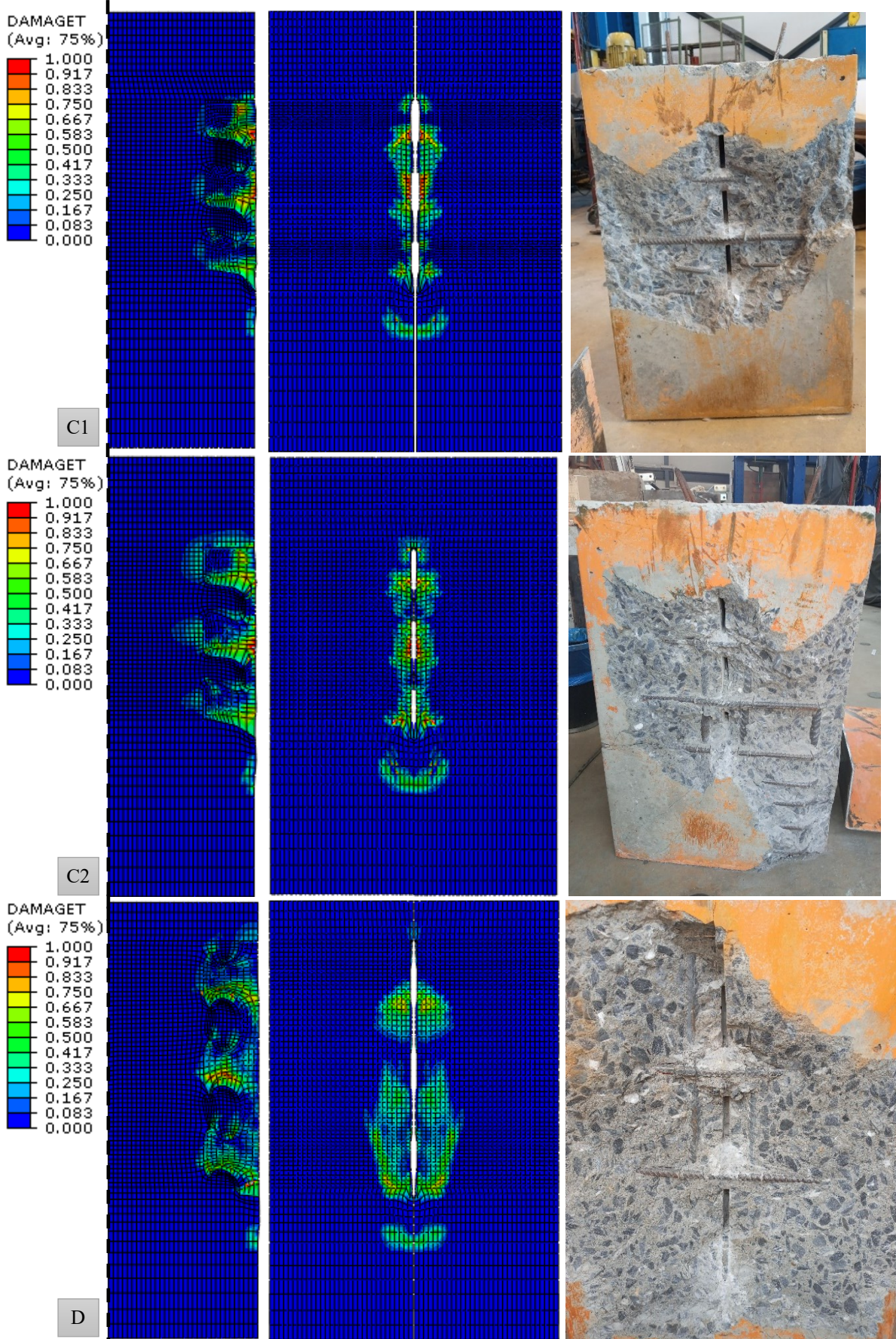


Figura 4.36 – Dano à tração no núcleo de concreto - Modelos C1, C2 e D.
Fonte: Autoria própria.

Com relação ao conector de cisalhamento, observou-se, no modelo numérico, uma configuração deformada semelhante à de ensaio (figuras 4.37 a 4.41) e concentração de tensão nos pontos onde ocorreu falha do conector. As tabelas 4.3 a 4.8 apresentam a distribuição da tensão de Von Mises limitada à tensão de escoamento da chapa do conector ($f_y = 393,34$ MPa) e a deformação plástica equivalente (PEEQ) limitada a 0,028, que é o valor a partir do qual tem início a fase de encruamento do aço, reafirmando o escoamento sobretudo na região de menor largura dos *dowels* de aço.

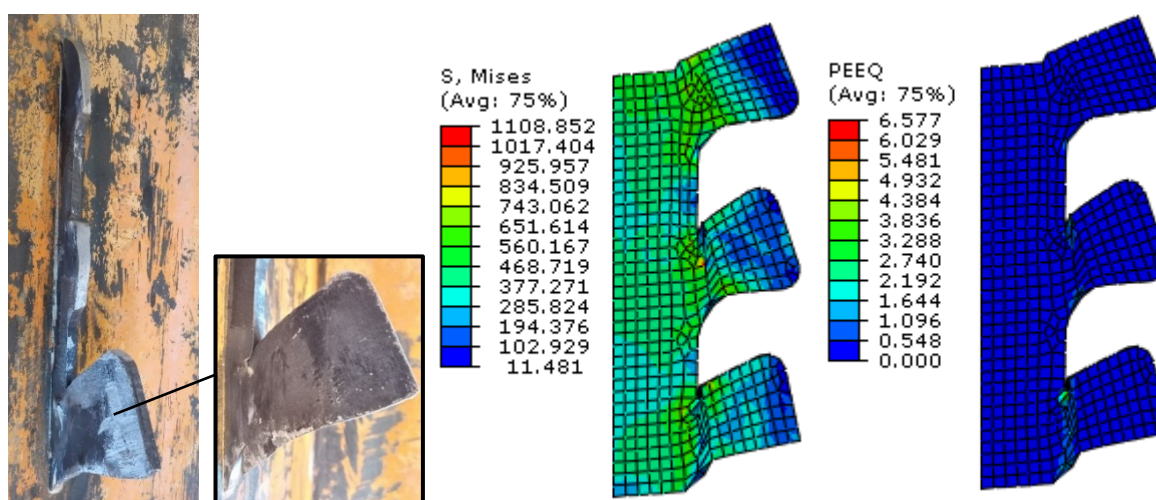


Figura 4.37 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo A1.
Fonte: Autoria própria.

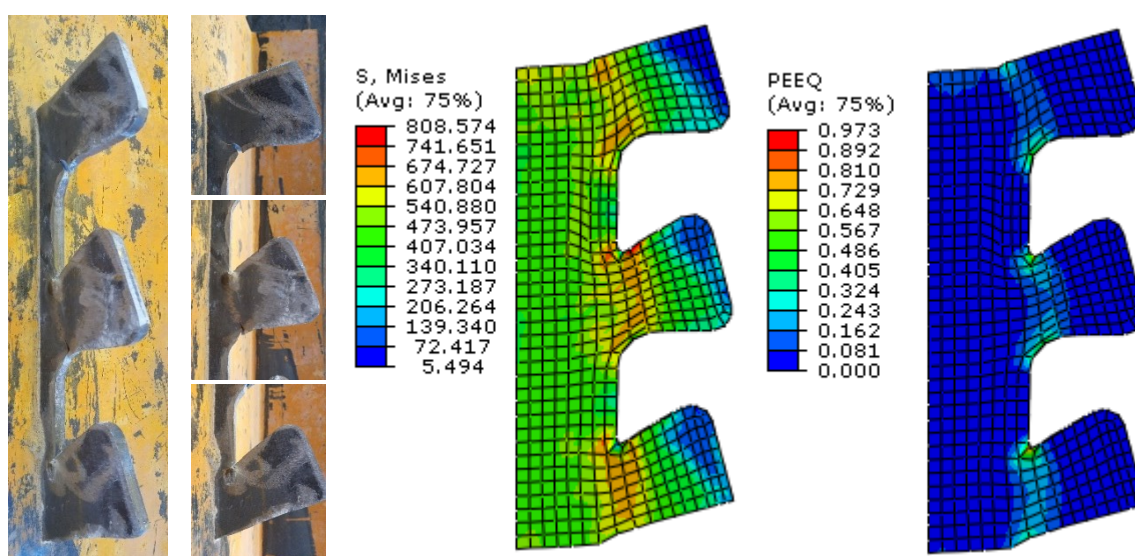


Figura 4.38 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo A2.
Fonte: Autoria própria.

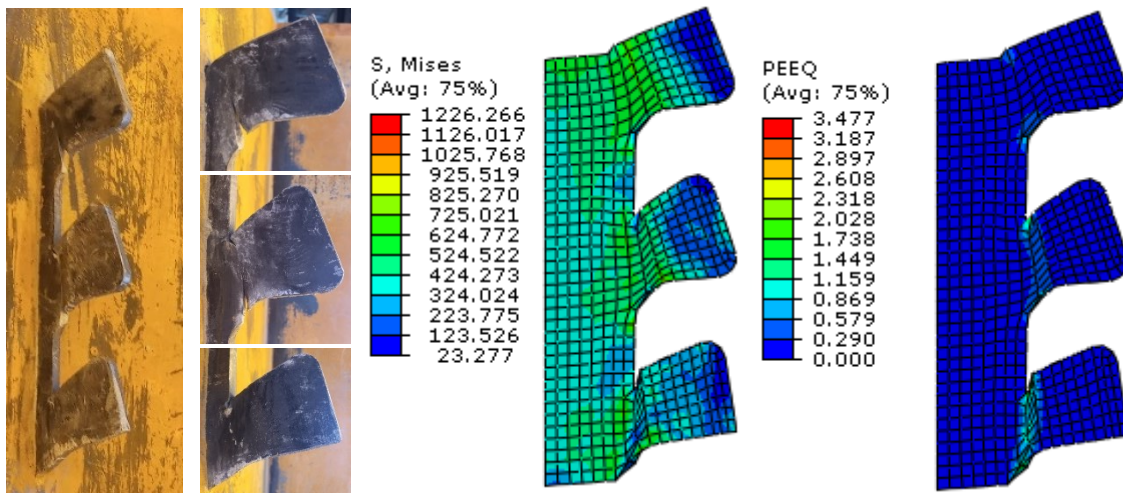


Figura 4.39 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo C1.
 Fonte: Autoria própria.

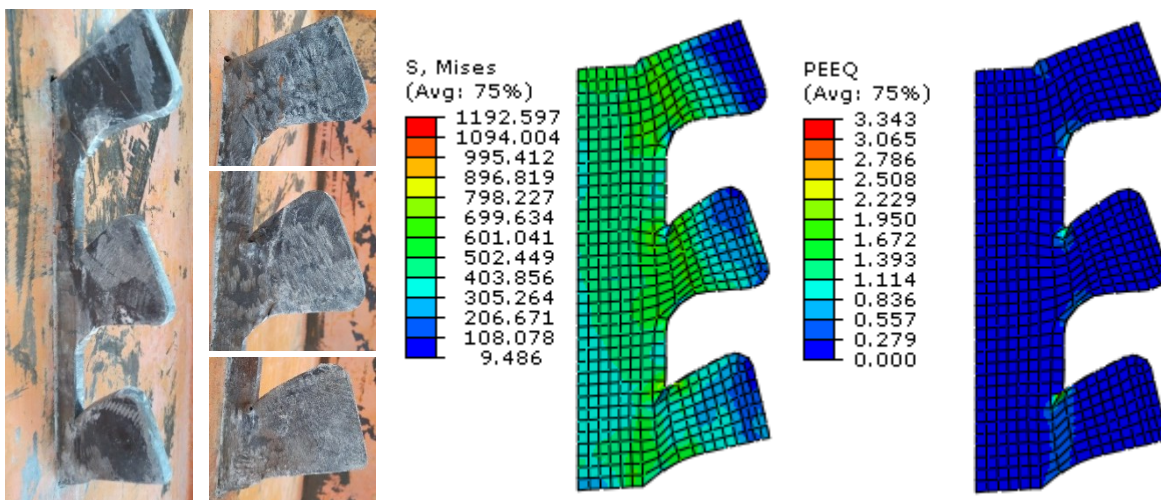


Figura 4.40 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo C2.
 Fonte: Autoria própria.

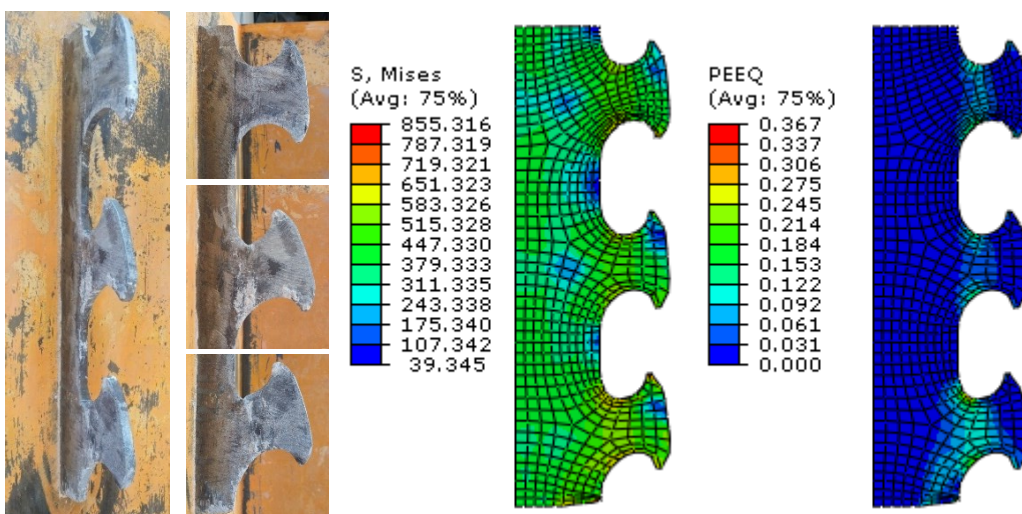
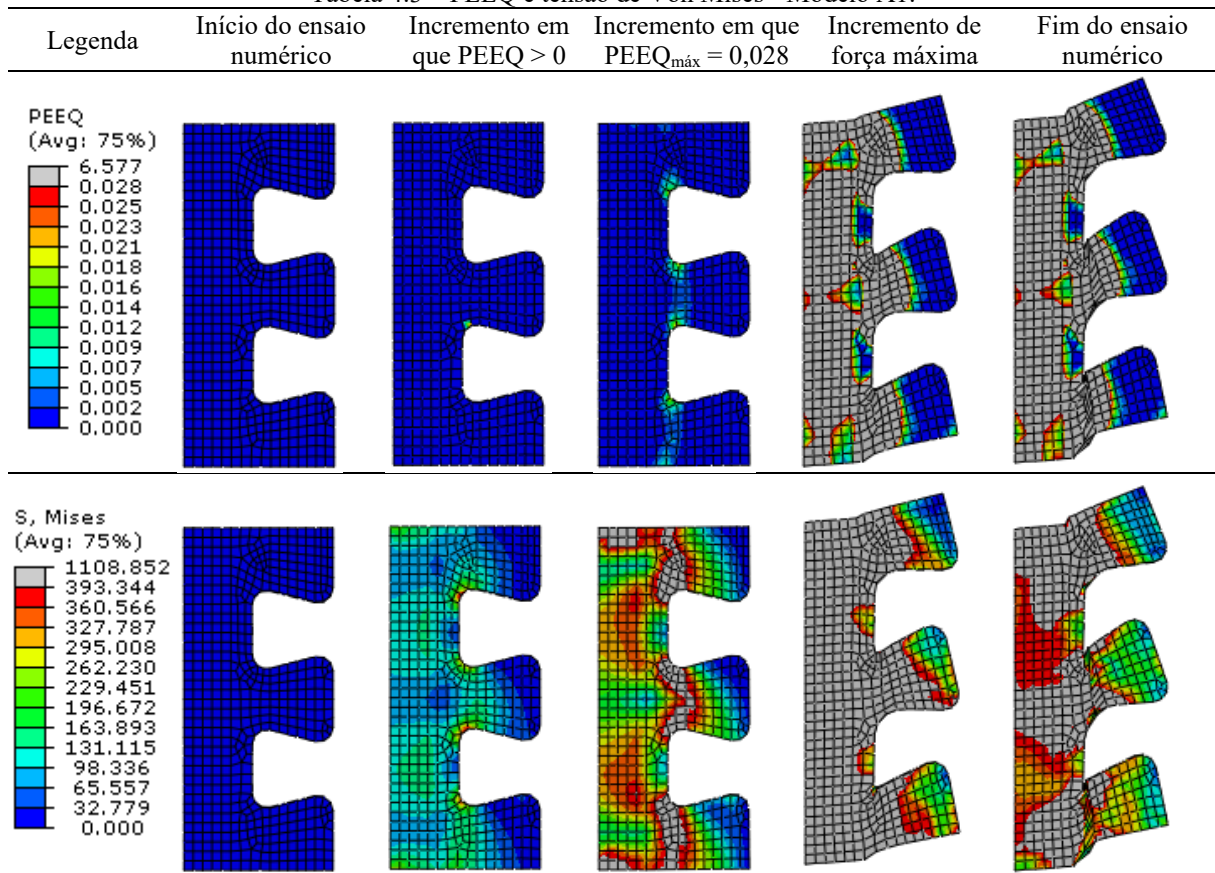


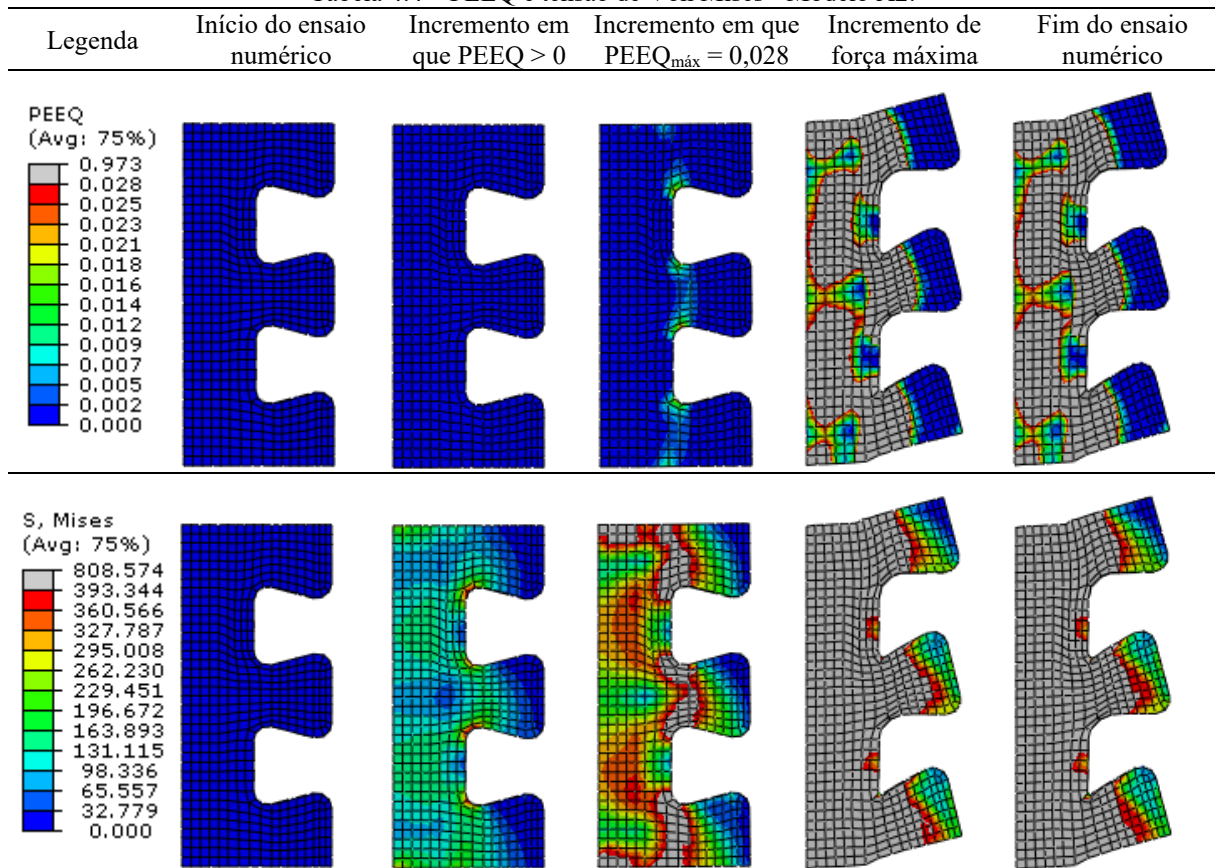
Figura 4.41 – Configuração deformada do conector de cisalhamento - Modelo D.
 Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.3 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo A1.



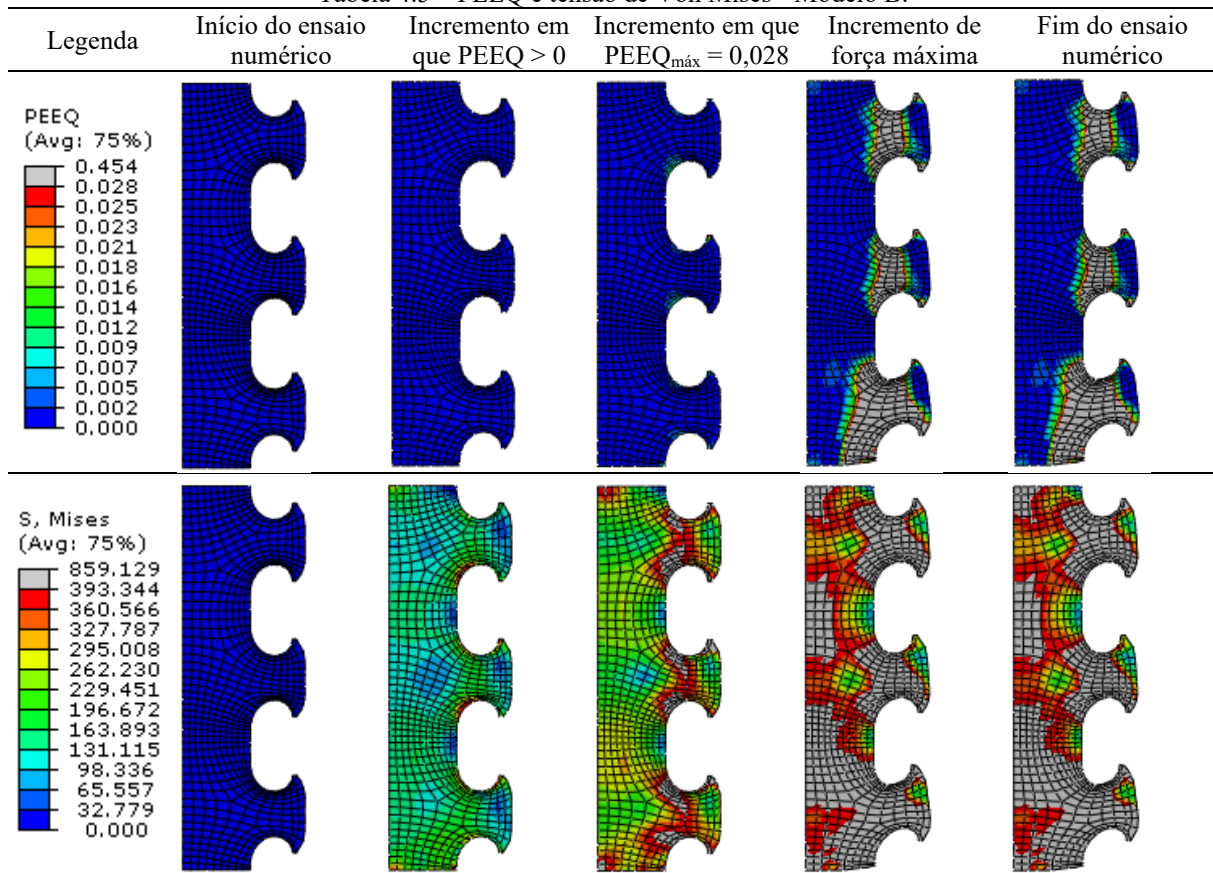
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.4 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo A2.



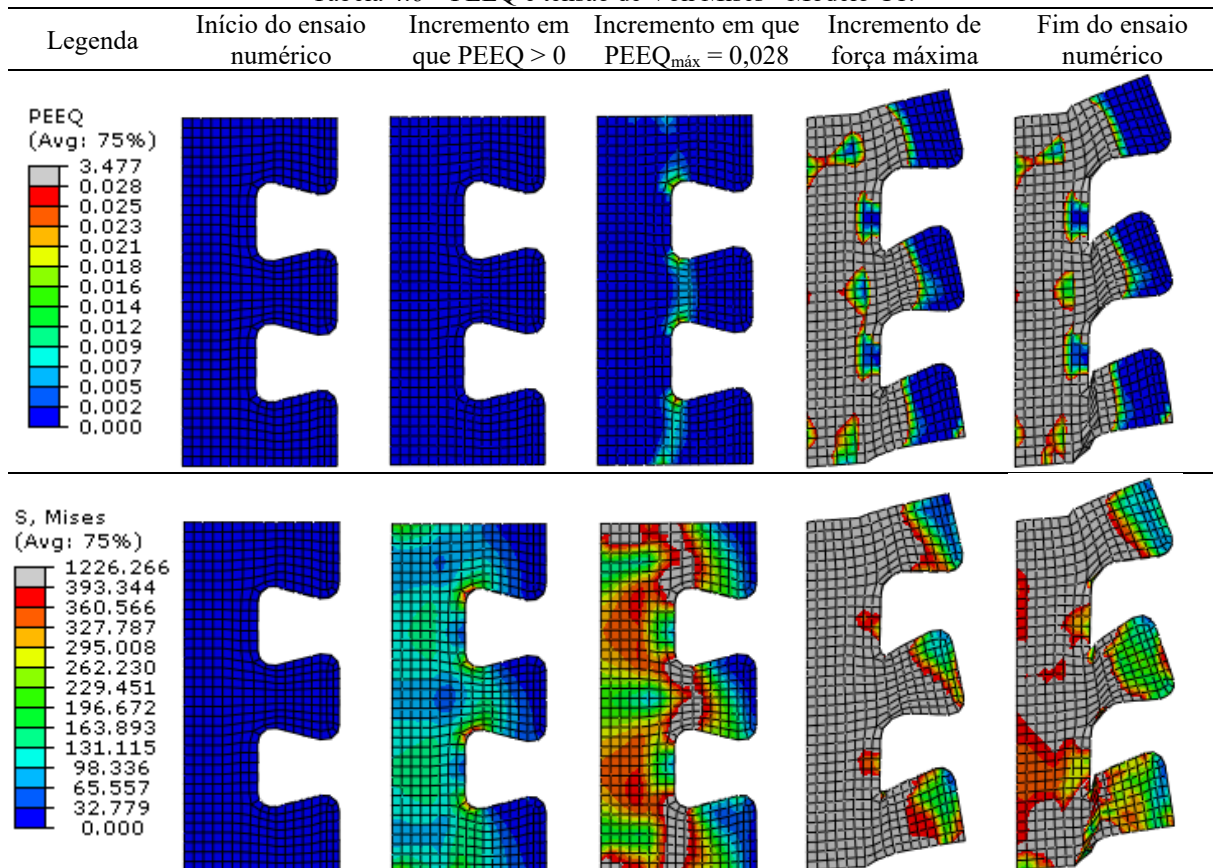
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.5 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo B.



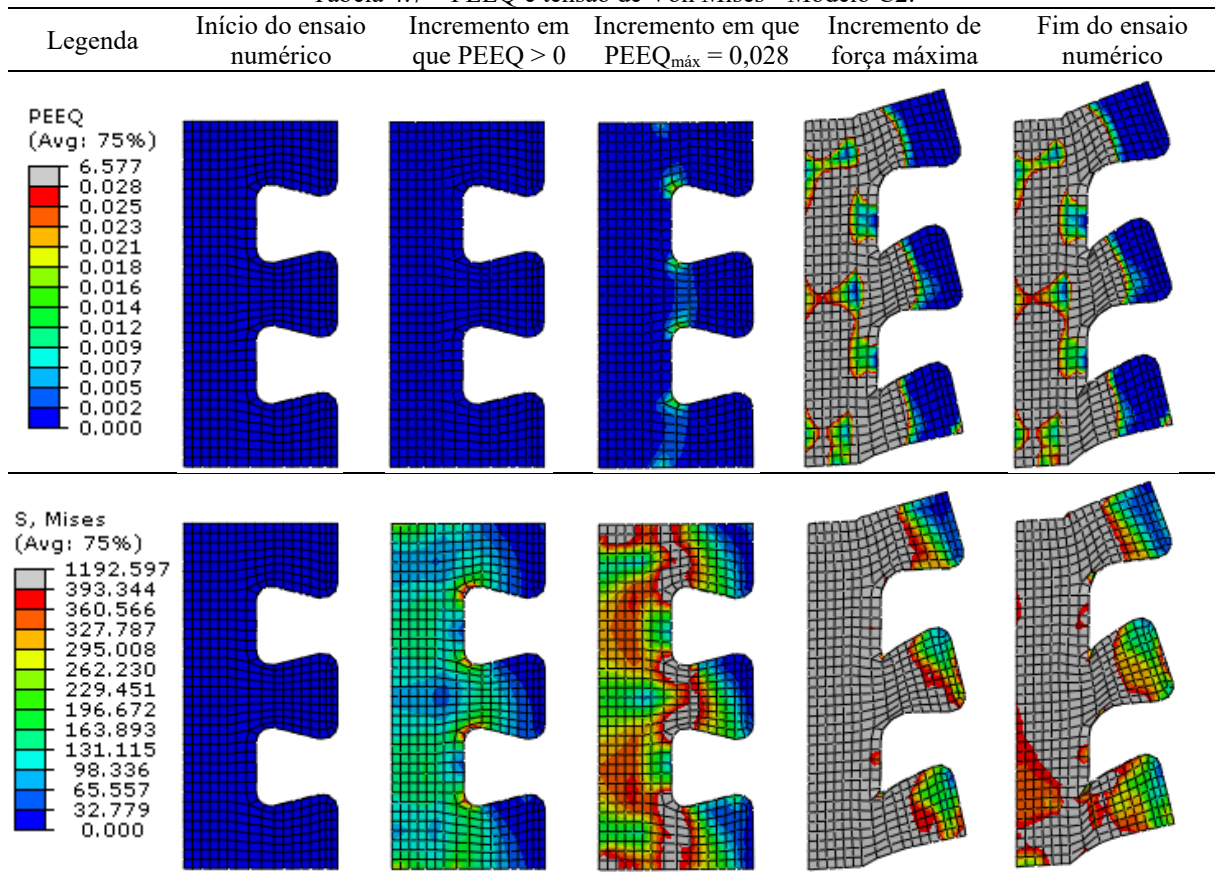
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.6 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo C1.



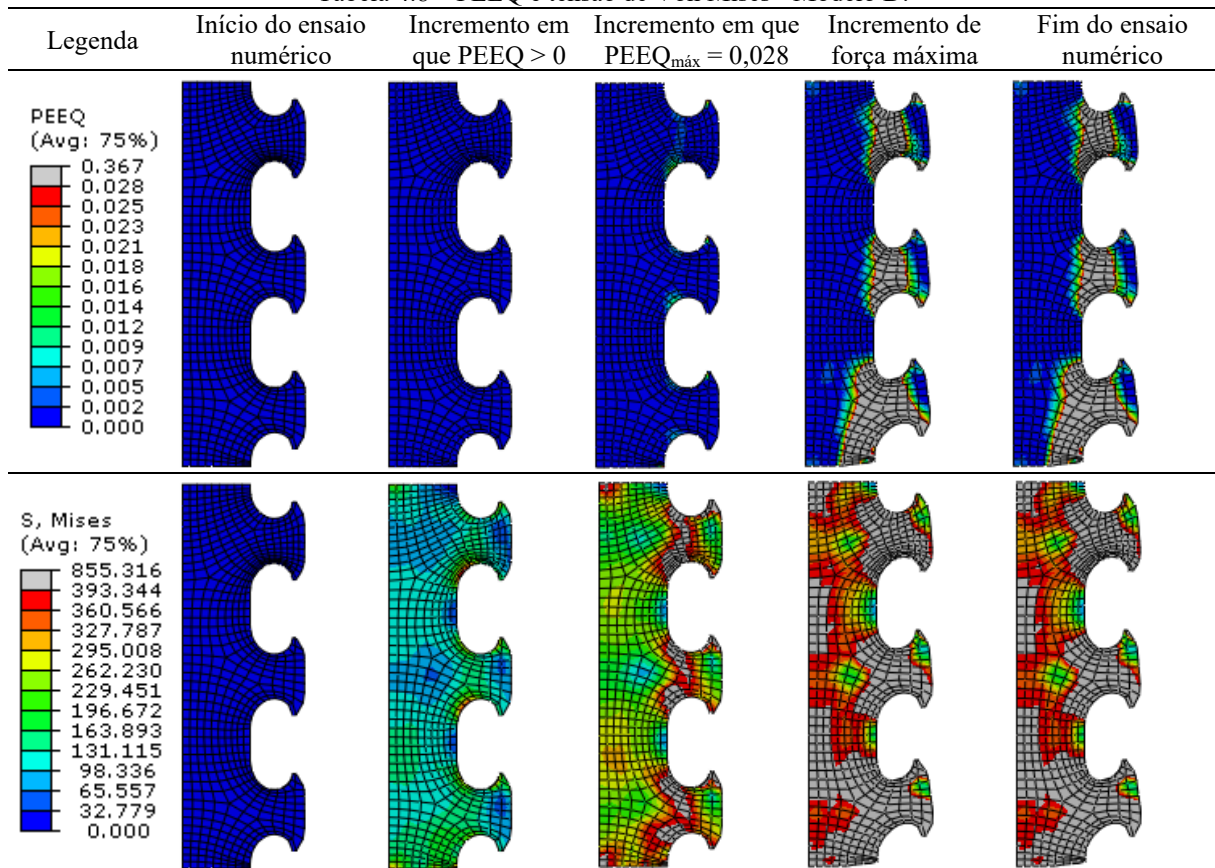
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.7 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo C2.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.8 – PEEQ e tensão de Von Mises - Modelo D.



Fonte: Autoria própria.

Com a modelagem numérica fica evidente que as medidas da seção transversal não têm influência significativa no comportamento da ligação e que o corte feito nas laterais dos tubos dos modelos A2 e C2, além de proporcionar alguma redução no atrito tubo-concreto, acabou por comprometer o efeito confinante exercido pelo tubo (Figura 4.34). Em relação às armaduras, os ganchos complementares à armadura transversal, presentes no modelo C1, embora tenha influenciado no dano à tração do concreto (comparar modelo A1 da Figura 4.35 com modelo C1 da Figura 4.36), não proporcionam ganho na capacidade resistente da ligação e que a disparidade entre os resultados obtidos nos ensaios experimentais para os modelos A2 e C2 se deve a outros fatores que não à aproximação das barras de armadura longitudinais adjacentes ao conector de cisalhamento no modelo C2.

4.2.2 Estudo de variação de parâmetros

A etapa da análise numérica que consiste no estudo de variação de parâmetros foi constituída por 23 modelos numéricos com conectores de cisalhamento do tipo Crestbond e 23 modelos numéricos com conectores de cisalhamento do tipo *clothoidal*. Na Tabela 4.9 são apresentadas as características geométricas e de material de cada um dos modelos, bem como a nomenclatura atribuída a cada um deles.

Com a realização da análise, os resultados de força máxima por conector obtidos (q_{Num}) foram agrupados conforme o parâmetro estudado (Figura 4.42). Observou-se que, os parâmetros que tem maior influência no valor de força máxima são a espessura do conector (t_w), o passo do conector (e_x) e a resistência ao escoamento do aço do conector (f_y); a resistência à compressão do concreto de preenchimento (f_c) tem pouca influência e não se observa influência significativa da dimensão do modelo (b), das armaduras, da espessura do tubo de aço (t) e da resistência ao escoamento do aço do tubo ($f_{y,t}$). A relação entre o valor de força máxima e o número de *dowels* de aço caracteriza uma função linear.

O fato de que as características do tubo de aço e das armaduras não tem influência significativa no valor força máxima, embora a presença de ambos seja indispensável na composição dos PMPCs estudados, está em acordo com o que foi observado nas etapas experimentais e de validação numérica dos modelos.

Tabela 4.9 – Descrição dos modelos numéricos do estudo de variação de parâmetros.

Modelo	Conector tipo	t_w	e_x	n	f_y	f_c	t	b	$f_{y,t}$	ϕ	
		mm	mm		MPa	MPa	mm	mm	MPa	mm	
Padrão-CR	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CR	9	121	3	350	30	5	400	350	20
Espessura do conector	CR6n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CR	6	121	3	350	30	5	400	350	20
Passo do conector	CR12n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CR	12	121	3	350	30	5	400	350	20
Número de dowels	CR9n1ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CR	9	150	3	350	30	5	400	350	20
	CR9n2ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CR	9	121	2	350	30	5	400	350	20
f_y – aço do conector	CR9n3ex121fy250-fc30-b400t5fy350-A20	CR	9	121	3	250	30	5	400	350	20
	CR9n3ex121fy450-fc30-b400t5fy350-A20	CR	9	121	3	450	30	5	400	350	20
f_c - concreto	CR9n3ex121fy350-fc40-b400t5fy350-A20	CR	9	121	3	350	40	5	400	350	20
	CR9n3ex121fy350-fc50-b400t5fy350-A20	CR	9	121	3	350	50	5	400	350	20
Espessura tubo de aço	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t7fy350-A20	CR	9	121	3	350	30	7	400	350	20
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t8fy350-A20	CR	9	121	3	350	30	8	400	350	20
Dimensão do modelo	CR9n3ex121fy350-fc30-b300t5fy350-A20	CR	9	121	3	350	30	5	300	350	20
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350-A20	CR	9	121	3	350	30	5	500	350	20
f_y - aço do tubo	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy250-A20	CR	9	121	3	350	30	5	400	250	20
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy450-A20	CR	9	121	3	350	30	5	400	450	20
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350	CR	9	121	3	350	30	5	400	350	0
Armadura - para tubo de 400 mm e de 500 mm	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A12	CR	9	121	3	350	30	5	400	350	12.5
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A16	CR	9	121	3	350	30	5	400	350	16
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350	CR	9	121	3	350	30	5	500	350	0
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350-A12	CR	9	121	3	350	30	5	500	350	12.5
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350-A16	CR	9	121	3	350	30	5	500	350	16
Padrão-CL	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CL	9	150	3	350	30	5	400	350	20
Espessura do conector	CL6n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CL	6	150	3	350	30	5	400	350	20
Passo do conector	CL12n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CL	12	150	3	350	30	5	400	350	20
Número de dowels	CL9n1ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CL	9	150	3	350	30	5	400	350	20
	CL9n2ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	CL	9	150	2	350	30	5	400	350	20
f_y – aço do conector	CL9n3ex150fy250-fc30-b400t5fy350-A20	CL	9	150	3	250	30	5	400	350	20
	CL9n3ex150fy450-fc30-b400t5fy350-A20	CL	9	150	3	450	30	5	400	350	20
f_c - concreto	CL9n3ex150fy350-fc40-b400t5fy350-A20	CL	9	150	3	350	40	5	400	350	20
	CL9n3ex150fy350-fc50-b400t5fy350-A20	CL	9	150	3	350	50	5	400	350	20
Espessura tubo de aço	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t7fy350-A20	CL	9	150	3	350	30	7	400	350	20
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t8fy350-A20	CL	9	150	3	350	30	8	400	350	20
Dimensão do modelo	CL9n3ex150fy350-fc30-b300t5fy350-A20	CL	9	150	3	350	30	5	300	350	20
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350-A20	CL	9	150	3	350	30	5	500	350	20
f_y - aço do tubo	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy250-A20	CL	9	150	3	350	30	5	400	250	20
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy450-A20	CL	9	150	3	350	30	5	400	450	20
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350	CL	9	150	3	350	30	5	400	350	0
Armadura - para tubo de 400 mm e de 500 mm	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A12	CL	9	150	3	350	30	5	400	350	12.5
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A16	CL	9	150	3	350	30	5	400	350	16
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350	CL	9	150	3	350	30	5	500	350	0
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350-A12	CL	9	150	3	350	30	5	500	350	12.5
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350-A16	CL	9	150	3	350	30	5	500	350	16

Fonte: Autoria própria.

Observa-se também a superioridade dos valores de força máxima para o conector *clothoidal* em relação ao conector Crestbond, presumindo que apenas uma formulação não será representativa para os dois tipos de conector, pois, dessa forma, os PMPCs com conectores do tipo *clothoidal* seriam superdimensionados.

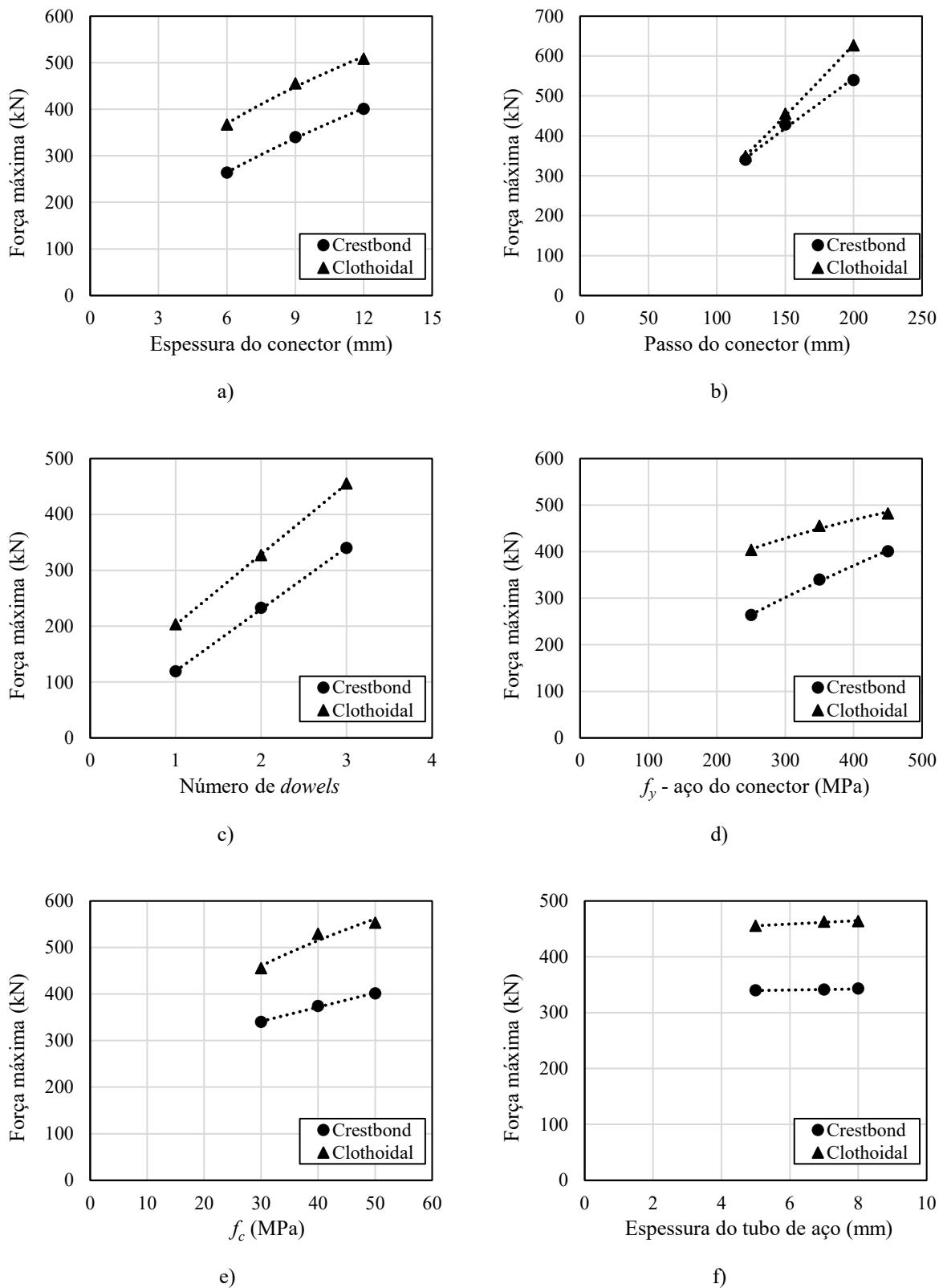


Figura 4.42 – Relação entre os parâmetros estudados e o valor de força máxima por conector.

Fonte: Autoria própria.

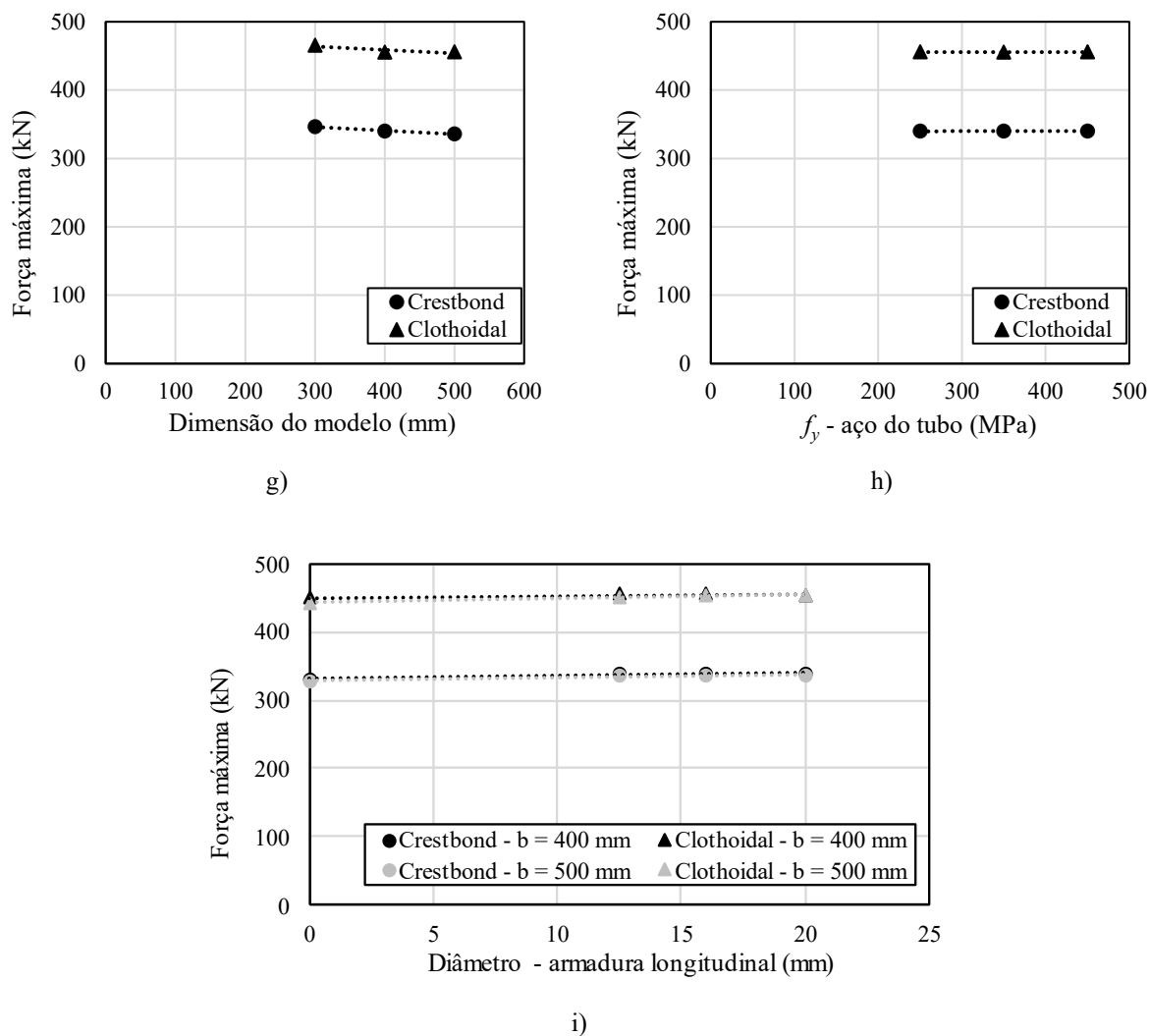


Figura 4.42 – Relação entre os parâmetros estudados e o valor de força máxima por conector. (cont.)

Fonte: Autoria própria.

Na modelagem paramétrica observou-se o mesmo padrão de comportamento observado nos modelos de validação, possibilitando a conclusão de que o modo de falha que governa em todos os casos é a falha do aço, assim como foi observado por Kopp *et al.* (2018) e Santos (2021). Assim sendo, o valor de força máxima por conector obtido na análise numérica (q_{Num}) foi comparado ao obtido com a Equação 2.3 presente no documento de aprovação técnica alemão DATec Z-26.4-56 (2018) e afirmada como válida também para o conector Crestbond por Cardoso (2018) e Cardoso *et al.* (2020). Essa é uma análise que tem em vista a proposição de uma formulação que descreva o fenômeno, mas é ainda uma análise inicial, uma vez que a Equação 2.3 já foi tratada estatisticamente e consiste em um modelo de cálculo. Esses resultados podem ser vistos na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Resultados da análise numérica e comparativo com a Eq. 2.3.

Modelo		Força máxima (kN)			
		$P_{u,Num}$	$\frac{q_{Num}}{P_{u,Num}/2}$	$\frac{q_{Teo}}{Eq. 2.3^*}$	$\frac{q_{Num}}{q_{Teo}}$
Padrão-CR	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	679,89	339,95	285,86	1,19
Espessura do conector	CR6n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	527,09	263,54	190,58	1,38
	CR12n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	800,65	400,33	381,15	1,05
Passo do conector	CR9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	856,40	428,20	354,38	1,21
	CR9n3ex200fy350-fc30-b400t5fy350-A20	1078,55	539,28	472,50	1,14
Número de dowels	CR9n1ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	237,84	118,92	95,29	1,25
	CR9n2ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	465,00	232,50	190,58	1,22
f_y – aço do conector	CR9n3ex121fy250-fc30-b400t5fy350-A20	577,43	288,71	204,19	1,41
	CR9n3ex121fy450-fc30-b400t5fy350-A20	756,54	378,27	367,54	1,03
f_c - concreto	CR9n3ex121fy350-fc40-b400t5fy350-A20	748,52	374,26	285,86	1,31
	CR9n3ex121fy350-fc50-b400t5fy350-A20	802,40	401,20	285,86	1,40
Espessura tubo de aço	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t7fy350-A20	681,94	340,97	285,86	1,19
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t8fy350-A20	685,89	342,94	285,86	1,20
Dimensão do modelo	CR9n3ex121fy350-fc30-b300t5fy350-A20	692,79	346,39	285,86	1,21
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350-A20	671,42	335,71	285,86	1,17
f_y - aço do tubo	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy250-A20	679,52	339,76	285,86	1,19
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy450-A20	679,92	339,96	285,86	1,19
Armadura - para tubo de 400 mm e de 500 mm	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350	662,73	331,37	285,86	1,16
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A12	680,57	340,29	285,86	1,19
	CR9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A16	681,20	340,60	285,86	1,19
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350	656,89	328,45	285,86	1,15
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350-A12	670,25	335,13	285,86	1,17
	CR9n3ex121fy350-fc30-b500t5fy350-A16	670,43	335,21	285,86	1,17
Padrão-CL	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	910,20	455,10	354,38	1,28
Espessura do conector	CL6n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	733,87	366,93	236,25	1,55
	CL12n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	1016,83	508,42	472,50	1,08
Passo do conector	CL9n3ex121fy350-fc30-b400t5fy350-A20	698,16	349,08	285,86	1,22
	CL9n3ex200fy350-fc30-b400t5fy350-A20	1252,20	626,10	472,50	1,33
Número de dowels	CL9n1ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	406,62	203,31	118,13	1,72
	CL9n2ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A20	654,17	327,09	236,25	1,38
f_y – aço do conector	CL9n3ex150fy250-fc30-b400t5fy350-A20	806,39	403,19	253,13	1,59
	CL9n3ex150fy450-fc30-b400t5fy350-A20	963,82	481,91	455,63	1,06
f_c - concreto	CL9n3ex150fy350-fc40-b400t5fy350-A20	1058,25	529,13	354,38	1,49
	CL9n3ex150fy350-fc50-b400t5fy350-A20	1105,39	552,70	354,38	1,56
Espessura tubo de aço	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t7fy350-A20	925,39	462,70	354,38	1,31
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t8fy350-A20	927,41	463,70	354,38	1,31
Dimensão do modelo	CL9n3ex150fy350-fc30-b300t5fy350-A20	930,99	465,49	354,38	1,31
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350-A20	911,03	455,52	354,38	1,29
f_y - aço do tubo	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy250-A20	911,57	455,79	354,38	1,29
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy450-A20	911,85	455,93	354,38	1,29
Armadura - para tubo de 400 mm e de 500 mm	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350	899,90	449,95	354,38	1,27
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A12	912,06	456,03	354,38	1,29
	CL9n3ex150fy350-fc30-b400t5fy350-A16	911,67	455,83	354,38	1,29
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350	884,55	442,28	354,38	1,25
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350-A12	904,99	452,50	354,38	1,28
	CL9n3ex150fy350-fc30-b500t5fy350-A16	908,98	454,49	354,38	1,28
				Média	1,27
				Desvio padrão	0,14

* Considerando a falha do aço como modo de falha governante.

Fonte: Autoria própria.

4.3 Formulação para predição da capacidade resistente da ligação

4.3.1 Proposição da formulação – modelo médio

Após a execução das análises numéricas posteriores aos ensaios experimentais, concluiu-se que, os fatores presentes na Equação 2.3, proveniente do documento de aprovação técnica alemão DATec Z-26.4-56 (2018), são aqueles que tem maior influência no valor de força máxima. Partindo dessa observação e tendo em vista a influência mesmo que menos significativa da resistência à compressão do concreto, foram propostos modelos com base na seguinte equação:

$$q = A n e_x^b t_w^c f_y^d f_c^e \lambda^f \quad (4.1)$$

onde: q é a capacidade resistente da ligação, em N;

n é o número de *dowels* de aço do conector;

e_x é o passo do conector, em mm;

t_w é a espessura da chapa do conector, em mm;

f_y é a resistência ao escoamento do aço do conector, em N/mm²;

f_c é a resistência à compressão do concreto, em N/mm²;

λ é o fator de confinamento definido na Equação 2.2;

A , b , c , d , e e f são constantes que serão definidas com auxílio da análise estatística ou pré-definidas conforme o modelo proposto.

Inicialmente fez-se uma linearização da Equação 4.1, dispondo das propriedades logarítmicas, para que o modelo estivesse apropriado para a aplicação da Regressão Linear Múltipla (RLM):

$$\ln\left(\frac{q}{n}\right) = \ln\left(A e_x^b t_w^c f_y^d f_c^e \lambda^f\right) \quad (4.2)$$

$$\ln\left(\frac{q}{n}\right) = \ln A + b \ln e_x + c \ln t_w + d \ln f_y + e \ln f_c + f \ln \lambda \quad (4.3)$$

$$\ln\left(\frac{q}{n}\right) = a + b \ln e_x + c \ln t_w + d \ln f_y + e \ln f_c + f \ln \lambda \quad (4.4)$$

onde, em analogia com a equação da reta:

$\ln\left(\frac{q}{n}\right)$ é a variável dependente;

$a = \ln A$ é o coeficiente linear;

b, c, d, e e f são coeficientes angulares;

$\ln e_x, \ln t_w, \ln f_y, \ln f_c$ e $\ln \lambda$ são as variáveis independentes.

Assim sendo, para simplificação das análises, a Equação 4.4, pode ser escrita da seguinte forma:

$$Y = a + b X_1 + c X_2 + d X_3 + e X_4 + f X_5 \quad (4.5)$$

onde, $Y = \ln\left(\frac{q}{n}\right)$, $X_1 = \ln e_x$, $X_2 = \ln t_w$, $X_3 = \ln f_y$, $X_4 = \ln f_c$ e $X_5 = \ln \lambda$.

Ao se analisar, com o auxílio do software Excel, a matriz de correlação entre a variável dependente e as variáveis independentes (tabelas 4.11 e 4.12), reitera-se que, como observado na Figura 4.42, a capacidade resistente está propriamente relacionada com os valores de e_x, t_w e f_y .

Tabela 4.11 – Matriz de correlação para os dados relativos ao conector Crestbond.

	Y	X1	X2	X3	X4	X5
Y	1					
X1	0,7613	1				
X2	0,4859	0,0141	1			
X3	0,3158	0,0120	-0,0021	1		
X4	0,2337	-0,0843	0,0147	0,0125	1	
X5	-0,0871	0,0362	-0,0063	-0,0054	-0,5271	1

Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.12 – Matriz de correlação para os dados relativos ao conector *clothoidal*.

	Y	X1	X2	X3	X4	X5
Y	1					
X1	0,6585	1				
X2	0,3965	0,0021	1			
X3	0,2202	0,0018	-0,0021	1		
X4	0,3469	-0,0125	0,0147	0,0125	1	
X5	-0,1413	0,0054	-0,0063	-0,0054	-0,5271	1

Fonte: Autoria própria.

Tendo em vista essa constatação, a intenção de manter uma coerência com a equação presente no DATec Z-26.4-56 (2018) e a presença da variável f_c no fator de confinamento, foram propostos os seguintes modelos para a análise:

$$q_{(1)} = A n e_x t_w f_y \quad (4.6)$$

$$q_{(2)} = A n e_x^b t_w^c f_y^d \quad (4.7)$$

$$q_{(3)} = A n e_x^b t_w^c f_y^d f_c^e \quad (4.8)$$

$$q_{(4)} = A n e_x^b t_w^c f_y^d \lambda^f \quad (4.9)$$

O software Excel tem 95 % como valor padrão para intervalo de confiança. Esse valor foi mantido, uma vez que é também aplicado em grande parte das formulações de cálculo da engenharia. Após a regressão linear múltipla, foram obtidos os seguintes resultados (tabelas 4.13 e 4.14):

Tabela 4.13 – Valor dos coeficientes e valor-P de cada parâmetro - Crestbond.

	<i>A</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	R ²	R ² ajustado
$q_{(1)}$	0,2959 (0,000)	1 -	1 -	1 -	- -	- -	0,9944	0,9490
$q_{(2)}$	23,7324 (0,001)	0,9143 (0,000)	0,6135 (0,000)	0,4695 (0,000)	- -	- -	0,9001	0,8843
$q_{(3)}$	6,9808 (0,000)	0,9440 (0,000)	0,6076 (0,000)	0,4635 (0,000)	0,3283 (0,000)	- -	0,9826	0,9788
$q_{(4)}$	22,5745 (0,001)	0,9191 (0,000)	0,6125 (0,000)	0,4685 (0,000)	- -	-0,0649 (0,134)	0,9121	0,8926

Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.14 – Valor dos coeficientes e valor-P de cada parâmetro - clothoidal.

	<i>A</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	R ²	R ² ajustado
$q_{(1)}$	0,3229 (0,000)	1 -	1 -	1 -	- -	- -	0,9895	0,9441
$q_{(2)}$	25,9556 (0,076)	1,1386 (0,000)	0,4950 (0,010)	0,3256 (0,128)	- -	- -	0,6382	0,5810
$q_{(3)}$	7,0502 (0,215)	1,1462 (0,000)	0,4887 (0,003)	0,3192 (0,079)	0,3834 (0,008)	- -	0,7584	0,7047
$q_{(4)}$	24,9257 (0,080)	1,1399 (0,000)	0,4969 (0,010)	0,3245 (0,129)	- -	-0,0810 (0,319)	0,6580	0,5821

Fonte: Autoria própria.

Tem-se que, a equação identificada como $q_{(1)}$, que tem a forma semelhante à da equação presente no DATec Z-26.4-56 (2018), tem um ajuste satisfatório (R² próximo da unidade), ou seja, as variáveis independentes adotadas explicam 95 % da variável dependente, embora, muito

provavelmente leve à uma maior dispersão que as demais equações. Nessa equação é mantida a relação entre as unidades dos parâmetros presentes na equação, o que é desejável em formulações para dimensionamento de estruturas.

Na sequência, a equação que apresenta o valor de R^2 mais próximo da unidade é a equação $q_{(3)}$, que leva em consideração a influência da resistência à compressão do concreto. As demais equações apresentam valor de R^2 menor. Observa-se que, especialmente na equação identificada com $q_{(4)}$ para o conector Crestbond, o valor-P do termo da equação que leva em consideração o fator de confinamento é superior a 0,05, caracterizando que não há significância do mesmo. Situação semelhante ocorre nas equações identificadas com $q_{(2)}$, $q_{(3)}$ e $q_{(4)}$ do conector *clothoidal* para a constante A e os termos relacionados a f_y e ao fator de confinamento.

Diante dessa análise optou-se pela Equação 4.6 que se apresenta das seguintes formas para o conector Crestbond e para o conector *clothoidal*, respectivamente:

$$q_{(CR)} = 0,2959 n e_x t_w f_y \quad (4.10)$$

$$q_{(CL)} = 0,3229 n e_x t_w f_y \quad (4.11)$$

4.3.2 Modelo de cálculo

As equações 4.10 e 4.11 propostas no item anterior para a predição da capacidade resistente das ligações com conectores Crestbond e *clothoidal* em pilares mistos preenchidos com concreto configuram modelos médios. Para a obtenção de modelos característicos e modelos de cálculo, com um coeficiente de ponderação apropriado, foi aplicado o procedimento estatístico padrão presente no anexo D da norma EN 1990:2002 e descrito no Item 3.4.

Inicialmente foram obtidos os valores teóricos de resistência (r_t), que foram plotados em pares com os valores experimentais (r_e) correspondentes (Figura 4.43). Na sequência foram estimados os valores do fator de correção (b), que é igual à unidade para os dois tipos de conectores, como desejado, e do coeficiente de variação (V_δ), que é igual a 0,08 para o conector Crestbond e igual a 0,11 para o conector *clothoidal*, caracterizando uma baixa dispersão dos dados.

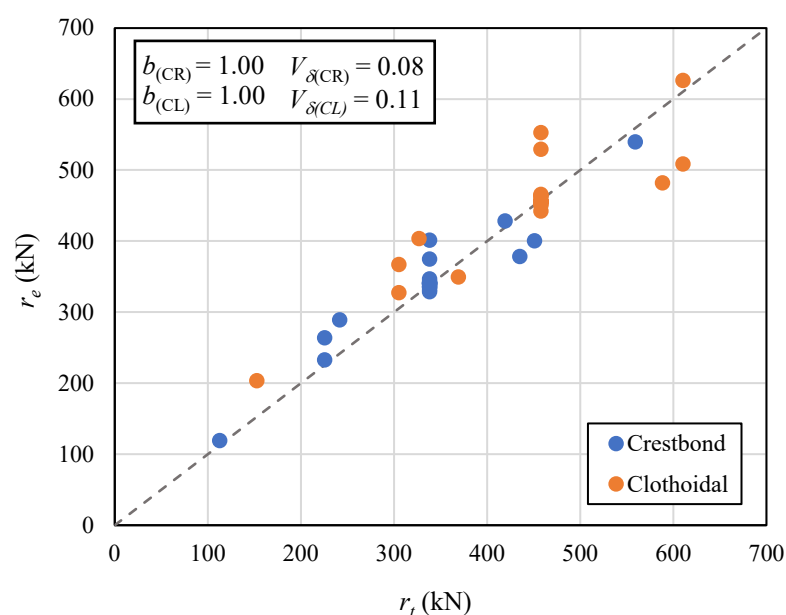


Figura 4.43 – Valores teóricos (r_t) e experimentais (r_e) de resistência.

Fonte: Autoria própria.

Para o cálculo do coeficiente de variação global (V_r) faz-se necessária a definição dos valores dos coeficientes de variação das variáveis básicas (V_{X_i}). Com base no item 11 da norma ABNT NBR 14762:2010, onde há a definição de coeficientes de variação do fator fabricação e do fator material, tem-se $V_{X_{fy}} = 0,10$ e $V_{X_{tw}} = V_{X_{ex}} = 0,05$.

Aplicando os coeficientes de variação das variáveis básicas (V_{X_i}) e o coeficiente de variação dos erros (V_{δ}) à Equação 3.12, obtém-se o coeficiente de variação global (V_r) igual a 0,1446 para a ligação com conector Crestbond e igual a 0,1674 para a ligação com conector *clothoidal*. Obtém-se, então, o valor característico (r_k) da resistência, que se apresenta das seguintes formas para o conector Crestbond e para o conector *clothoidal*, respectivamente:

$$r_{k(CR)} = 0,2300 n e_x t_w f_y \quad (4.12)$$

$$r_{k(CL)} = 0,2400 n e_x t_w f_y \quad (4.13)$$

O valor de cálculo (r_d) da resistência é igual ao apresentado na Equação 4.14, para o conector Crestbond e igual ao apresentado na Equação 4.15, para o conector *clothoidal*.

$$r_{d(CR)} = 0,1846 n e_x t_w f_y \quad (4.14)$$

$$r_{d(CL)} = 0,1836 n e_x t_w f_y \quad (4.15)$$

O coeficiente de ponderação da resistência da amostragem (γ_M), dado pela razão entre r_k e r_d , é igual a 1,2459 para o conector Crestbond e igual a 1,3071 para o conector *clothoidal*. Para manter o padrão da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e do DATec Z-26.4-56 (2018), esse coeficiente de ponderação foi ajustado para 1,25. Após esse ajuste, é obtido o modelo característico (q_k) para a predição da capacidade resistente das ligações com conectores Crestbond (Equação 4.17) e *clothoidal* (Equação 4.19) em pilares mistos preenchidos com concreto:

$$q_{k(CR)} = \frac{1,25}{\gamma_{M(CR)}} r_{k(CR)} = 1,0033 r_{k(CR)} \quad (4.16)$$

$$q_{k(CR)} = 0,23 n e_x t_w f_y \quad (4.17)$$

$$q_{k(CL)} = \frac{1,25}{\gamma_{M(CL)}} r_{k(CL)} = 0,9563 r_{k(CL)} \quad (4.18)$$

$$q_{k(CL)} = 0,23 n e_x t_w f_y \quad (4.19)$$

O valor de cálculo da capacidade resistente é determinado dividindo q_k pelo coeficiente de ponderação 1,25.

5 CONCLUSÕES

5.1 Considerações finais

Esse trabalho compreende a análise da aplicação de conectores de cisalhamento em chapa de aço com recortes regulares para transmissão de esforços em pilares mistos de seção retangular preenchidos com concreto (PMPCs). Para a realização desse estudo foi realizado, além da revisão bibliográfica, o ensaio experimental de 6 modelos de PMPCs, três deles com seção transversal de 400 mm x 400 mm e outro três com seção transversal de 500 mm x 500 mm, quatro modelos eram compostos por conectores Crestbond e dois compostos por conectores *clothoidal*. Nessa etapa observou-se que a falha dos modelos foi governada pela falha do aço do conector e que as dimensões da seção transversal têm pouca influência na capacidade resistente da ligação.

Na sequência foram construídos modelos de validação com o auxílio do software ABAQUS que, além de representarem os ensaios experimentais, possuíam características semelhantes aos modelos numéricos desenvolvidos em trabalhos anteriores, endossando a abrangência da pesquisa.

Ainda na etapa de análise numérica, foi realizado um estudo de variação de parâmetros constituído por 23 modelos com conectores do tipo Crestbond e 23 modelos com conectores do tipo *clothoidal*, nos quais analisou-se a influência de parâmetros geométricos e de material no valor de força máxima e no modo de falha dos modelos. Através dessa análise, conclui-se que os parâmetros que tem maior influência no valor de força máxima são a espessura do conector, o passo do conector e a resistência ao escoamento do aço do conector e que a relação entre o valor de força máxima e o número de *dowels* de aço caracteriza uma função linear. Observou-se também que, embora indispensáveis na composição dos PMPCs estudados, as características do tubo de aço e das armaduras não tem influência significativa no valor força máxima, como observado nas etapas experimentais e de validação numérica dos modelos.

Por fim, foram propostos modelos para a predição da capacidade resistente das ligações com conectores Crestbond e *clothoidal* em pilares mistos preenchidos com concreto, tendo por base a equação presente no documento de aprovação técnica alemão DATec Z-26.4-56 (2018), o estudo de variação de parâmetros e o procedimento estatístico padrão presente no anexo D da

norma EN 1990:2002. As equações propostas, além de se ajustarem aos valores experimentais, apresentam os termos relacionados fisicamente ao modo de falha observado nos ensaios e têm a constante que multiplica as variáveis independentes ligeiramente inferior a 0,25 (valor normatizado).

O Apêndice A apresenta um estudo adicional acerca da restrição ao deslocamento do conector na direção da viga, no qual se observou um aumento na capacidade resistente da ligação quando se restringe o deslocamento do conector na direção horizontal, porém, para o dimensionamento das ligações estudadas permanecem indicadas as formulações presentes no item 4.3.2.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Tendo em vista a eficiência do uso de conectores em chapa plana de aço para a introdução de força em pilares mistos preenchidos circulares e retangulares das mais diversas esbeltezes, faz-se necessária a abordagem de alguns temas em trabalhos futuros.

Sugere-se o estudo mais aprofundado da interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, sobretudo no que tange o coeficiente de atrito, propiciando uma maior precisão na análise numérica e fornecendo diretrizes construtivas para a solução estrutural.

Embora o ensaio de cisalhamento realizado seguindo as diretrizes do Anexo B da norma EN 1994-1-1:2004 tenha se mostrado satisfatório para os estudos realizados até então, sugere-se a realização de ensaios que abranjam o pilar em todo o seu comprimento e a viga ligada a ele por meio de conectores em chapas contínuas para a construção do conhecimento acerca de diretrizes construtivas e de falhas globais que podem acontecer nessa solução.

Por fim, sugere-se o estudo em situação de incêndio, para elucidar o comportamento da ligação em temperaturas elevadas e fornecer equações para o dimensionamento adequado dessas estruturas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto.** 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

AGUIAR, O. P. **Conexão de cisalhamento constituída por furos em chapa preenchidos com concreto com barra passante: comportamento em meio confinado.** 163 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B. Circular openings with transverse rebar as steel-concrete shear connection (part 1/2): Analytical model for strength and slip capacity. **Engineering Failure Analysis**, v. 133, 2022a.

AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; OLIVEIRA, H. M. S.; FAKURY, R. H. Estudo de conectores Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 4, n. 3, p. 181-199, 2015.

AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; RODRIGUES, F. C.; BELLEI, H. N. Plate with holes as shear connector in cold formed steel composite beams. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 3, p. 509-517, 2019.

AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; RODRIGUES, F. C.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Crestbond Shear connectors for load transfer in concrete filled tube columns. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 5, p. 960-965, 2018.

AGUIAR, O. P.; SILVÉRIO, P. E. C.; MIRANDA, L. G. J.; CALDAS, R. B. Circular openings with transverse rebar as steel-concrete shear connection (part 2/2): Experimental investigation, model validation and parametric analysis. **Engineering Failure Analysis**, v. 133, 2022b.

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, p. 1295-1307, 2010.

AL-DARZI, S. Y. K.; CHEN, A. R.; LIU, Y. Q. Finite element simulation and parametric studies of perfobond rib connector. **American Journal of Applied Sciences**, v. 4, n. 3, p. 122-127, 2007.

ALMEIDA, R. L. J. **Simulação numérica e modelos de cálculo para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento Crestbond.** 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

ALOSTAZ, Y. M.; SCHNEIDER, S. P. Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 40, n. 2, p. 95-127, 1996.

ALVES, A. R. L. **Avaliação do comportamento do conector Crestbond em vigas mistas.** 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Minho, Guimarães, 2014.

ALVES, A. R.; VALENTE, I. B.; VIEIRA, W. B.; VERÍSSIMO, G. S. Avaliação do comportamento de vigas mistas com conector Crestbond. In: **JPEE – Jornadas Portuguesas De Engenharia De Estruturas**, 5, Lisboa, 2014.

ALVES, A. R.; VALENTE, I. B.; VIEIRA, W. B.; VERÍSSIMO, G. S. Prospective study on the behaviour of composite beams with an indented shear connector. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 148, p. 508-524, 2018.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISI/AISC 360**: Specification for structural steel buildings. Chicago, 2022.

ANDRÄ, H. Economical shear connectors with high fatigue strength. In: **IABSE Symposium: Mixed structures, including new materials**, 60, Brussels, 1990.

ARCELORMITTAL. **CoSFB**: Composite slim floor beams. Disponível em: <<https://constructalia.arcelormittal.com/en/products/cosfb>>. Acesso em: 3 jul. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013. 70 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto - Determinação dos modos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017. 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 87 p.

AZIZINAMINI, A.; SHEKAR, Y. Design of through beam connection detail for circular composite columns. **Engineering Structures**, v. 17, n. 3, p. 209-213, 1995.

BERTHELLEMY, J.; LORENC, W.; MENSINGER, M.; NDOGMO, J.; SEIDL, G. Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 2: Ermüdungsverhalten. **Stahlbau**, v. 80, n. 4, p. 256-267, 2011b.

BERTHELLEMY, J.; LORENC, W.; MENSINGER, M.; RAUSCHER, S.; SEIDL, G. Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. **Stahlbau**, v. 80, n. 3, p. 172-184, 2011a.

BERTHELLEMY, J.; SEIDL, G.; LORENC, W. Recent structures and bridges built with the CL steel-concrete connection. In: **International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Symposium**, 40, Nantes, 2018.

BRAUN, M. **Investigation of the load-bearing behavior of CoSFB-dowels**. Dissertation (Doctorat en sciences de l'ingénieur) – University of Luxembourg, Luxembourg, 2018.

CAO, Q.; LI, X.; LIN, Z.; WU, Z. Compression behavior of expansive concrete-encased-steel filled square CFRP tubes. **Composite Structures**, v. 225, p. 1-12, 2019.

CARDOSO, H. S. **Avaliação do comportamento de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares – ênfase em conectores de geometria Crestbond aplicados em pilares mistos**. 319 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. **Engineering Structures**, v. 219, 2020.

CARDOSO, H. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; ALMEIDA, R. L. J. Modelo de cálculo para o cisalhamento do concreto nos conectores Crestbond. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 7, n. 3, p. 280-299, 2018a.

CARDOSO, H. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Estudo do comportamento de conectores Crestbond por meio de simulação numérica. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 7, n. 2, p. 140-159, 2018b.

CHEN, Z.; QIN, Y.; WANG, X. Development of connections to concrete-filled rectangular tubular columns. **Advanced Steel Construction**, v. 11, n. 4, p. 408-426, 2015.

CLASSEN, M.; HEGGER, J. Ausstanzen von Verbunddübelleisten im gerissenen Beton. **Stahlbau**, v. 86, n. 3, p. 256-268, 2017a.

CLASSEN, M.; HEGGER, J. Assessing the pry-out resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. **Engineering Structures**, v. 148, p. 254-262, 2017b.

CLASSEN, M.; HERBRAND, M.; ADAM, V.; KUERES, D.; SARAC M. Puzzle-shaped rib shear connectors subjected to combined shear and tension. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 145, p. 232-243, 2018.

CRUZ, P. J. S.; VALENTE, I.; VERÍSSIMO, G.; PAES, J. L. R.; FAKURY, R. Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço concreto no contexto das estruturas mistas. In: **Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, 6, São Paulo, 2006.

DE NARDIN, S. **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 323 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. **Nr. Z-26.4-56**: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste. Berlin, 2013.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. **Nr. Z-26.4-56**: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste. Berlin, 2018.

DUTRA, C. M. **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

ENZINGER, P.; PETRASCHEK, T.; SEIDL, G.; YU, C.; GARN, R.; DASSLER, M. Eisenbahnüberführung über die Salzach bei Schwarzach/St. Veit – Erfahrungen beim Bau eines 46 m langen VFT-Rahmens. **Stahlbau**, v. 86, n. 9, p. 772-777, 2017.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1990**: Basis of structural design. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-1**: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1**: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval. **Steel Construction**, v. 9, n. 2, p. 80-88, 2016.

FIGUEIREDO, L. M. B. **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

GAN, D.; ZHOU, Z.; ZHOU, X.; TAN, K. H. Seismic behavior tests of square reinforced concrete-filled Steel tube columns connected to RC beam joints. **Journal of Structural Engineering**, v. 145, n. 3, p. 1-15, 2019.

GÜNDEL, M.; KOPP, M.; FELDMANN, M.; GALLWOSZUS, J.; HEGGER, J.; SEIDL, G. Die Bemessung von Verbunddübelleisten nach neuer Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung. **Stahlbau**, v. 83, n. 2, p. 112-121, 2014.

HAN, L.; LI, W.; BJORHOVDE, R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 100, p. 211-228, 2014.

HARNATKIEWICZ, P.; KOPCZYNSKI, A.; KOZUCH, W.; LORENC, W.; ROWIN'SKI, S. Research on fatigue cracks in composite dowel shear connection. **Engineering Failure Analysis**, v.18, p. 1279-1294, 2011.

HE, L.; LIN, S.; JIANG, H. Confinement effect of concrete-filled steel tube columns with infill concrete of different strength grades. **Frontiers in materials**, v. 6, n. 71, 2019.

HE, S.; FANG, Z.; FANG, Y.; LIU, M.; LIU, L.; MOSALLAM, A. S. Experimental study on perfobond strip connector in steel-concrete joints of hybrid bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 118, p. 169-179, 2016.

HEGGER, J.; CLASSEN, M.; GALLWOSZUS, J.; SCHAUMANN, P.; WEISHEIM, W.; SOTHMANN, J.; FELDMANN, M.; PYSCHNY, D.; BOHNE, D.; HARGUS, S. Multifunktionale Verbunddecke mit integrierter Gebäudetechnik - Untersuchungen zum Trag- und Erwärmungsverhalten, zur thermischen Leistungsfähigkeit und Nachhaltigkeit eines neuartigen Verbunddeckensystems. **Stahlbau**, v. 83, n. 7, p. 452-460, 2014.

HEINEMEYER, S. **Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten**. 298 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, 2011.

HOSAKA, T.; MITSUKI, K.; HIRAGI, H.; USHIJIMA, Y.; TACHIBANA, Y.; WATANABE, H. An experimental study on shear characteristics of perfobond strip and its rational strength equations. **Journal of Structural Engineering**, v. 46, p. 1593-1604, 2000.

JEONG, Y.; KIM, H.; KOO, H. Longitudinal shear resistance of steel-concrete composite slabs with perfobond shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, p. 81-88, 2009.

KIM, H.; JEONG, Y. Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge decks with perfobond ribs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, p. 463-471, 2006.

KOPP, M.; WOLTERS, K.; CLAßEN, M.; HEGGER, J.; GÜNDEL, M.; GALLWOSZUS, J.; HEINEMEYER, S.; FELDMANN, M. Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 147, p. 488-503, 2018.

KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels. **IABSE reports**, p. 133-138, 1997a.

KRAUS, D.; WURZER, O. Nonlinear finite-element analysis of concrete dowels. **Computer & Structures**, v. 64, n. 5/6, p. 1271-1279, 1997b.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H. P.; HARRE, W. Neues, vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerke mit hoher daurfestigkeit. **Beton-und Stahlbetonbau**, v. 12, p. 325-331, 1987.

LORENC, W.; KOŁAKOWSKI, T.; HUKOWICZ, A.; SEIDL, G. Verbundbrücke bei Elblag – Weiterentwicklung der VFT-WIB-Bauweise. **Stahlbau**, v. 86, n. 2, p. 167-174, 2017.

LORENC, W.; KOZÚCH, M.; ROWINSKI, S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels – Part II: Theoretical investigations. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 101, p. 500-518, 2014.

MEDBERRY, S. B.; SHAHROOZ, B. M. Perfobond shear connector for composite construction. **Engineering Journal**, v. 39, n. 1, p. 2-12, 2002.

NAKAJIMA, A.; NGUYEN, M. H. Strain behavior of penetrating rebar in perfobond strip and its evaluation of shear resistance. **Journal of Japan Society of Civil Engineers**, v. 4, p. 1-18, 2016.

NATALLI, J. F.; ANDRADE, H. D.; CARVALHO, J. M. F.; DEFÁVERI, K.; MENDES, J. C.; SARMANHO, A. M. C.; PEIXOTO, R. A. F. Performance of Lightweight Concrete with Expansive and Air-Entraining Admixtures in CFST Columns. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 32, n. 6, p. 1-11, 2020.

NATALLI, J. F.; XAVIER, E. M.; COSTA, L. C. B.; RODRIGUES, B. H.; SARMANHO, A. M. C.; PEIXOTO, R. A. F. New methodology to analyze the steel–concrete bond in CFST filled with lightweight and conventional concrete. **Materials and Structures**, v. 54, n. 13, p. 1-12, 2021.

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

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Numerical analysis of push-out specimens with Perfobond rib connectors. **Computers & Structures**, v. 62, n. 4, p. 617-624, 1997.

OLIVEIRA, A. F. N. **Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto**. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

OLIVEIRA, H. M. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; FLOR, J. M.; CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; FARIA, A. C. V. C.; ARAÚJO, A. H. M. Uso do conector Crestbond em pilares mistos formados por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto. In: **Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural**, XXXVI, Montevideu, 2014.

OLIVEIRA, W. L. A. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**. 251 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

O'SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tube. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, n. 11, p. 1295-1303, 2000.

PARK, S.; CHOI, S.; PARK, Y.; KIM, Y.; KIM, J. Ductility characteristics of partially restrained Beam-to-column composite connections in concrete Filled square tubes. **Advances in Structural Engineering**, v. 11, n. 5, p. 565-575, 2008.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 134-149, 2013.

PELTONEN, S.; LESKELÄ, M. V. Connection behaviour of a concrete dowel in a circular web hole of a steel beam. In: **International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete**, V, Mpumalanga, 2006.

PEREIRA, A. C. **Estudo numérico dos conectores Crestbond em pilares mistos tubulares circulares de seção esbelta**. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

PEREIRA, A. C.; MIRANDA, L. G. J.; SANTOS, L. R.; CALDAS, R. B. Development of a numerical model to simulate the behavior of plate shear connectors applied to slender cross-section concrete-filled steel tube. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 16, n. 1, e16108, 2023.

PETRAUSKI, M. C. **Avaliação numérico-experimental do comportamento de vigas mistas pré-moldadas tipo Crestbeam sujeitas a flexão simples**. 256 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2021.

PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond**. 214 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

PRADO, L. F. P.; CALDAS, R. B. Influência do conector Crestbond na distribuição de temperaturas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto em situação de incêndio. In: **Construmetal** – Congresso latino-americano da construção metálica, São Paulo, 2016.

PRADO, L. F. P.; MIRANDA, L. G. J.; CALDAS, R. B. Crestbond shear connector for load transfer on concrete filled composite columns in fire. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 3, p. 1-13, 2022.

ROCHA, B. G.; COELHO, E. L. M.; SOUZA, R. C. **Ensaio experimental de conectores de cisalhamento em estruturas mistas**. 79 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Vale do Rio Doce, Governador Valadares, 2009.

SANTOS, L. R. **Conectores Composite Dowels aplicados a pilares mistos de seção tubular de aço esbelta**. 262 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2021.

SCHMITT, V.; SEIDL, G.; HEVER, M.; ZAPFE, C. Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. **Stahlbau**, v. 73, n. 6, p. 387-393, 2004.

SEIDL, G. **Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders**. 184 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2009.

SEIDL, G.; LORENC, W. Innovative Konstruktionen im Verbundbrückenbau mit Verbunddübeln. **Stahlbau**, v. 87, n. 6, p. 547-554, 2018.

SEIDL, G.; MARIACHER, W.; SCHMIDT, J.; DABLER, M. Brücke über die Salzach bei Kaprun. **Stahlbau**, v. 88, n. 5, p. 488-498, 2019.

SEIDL, G.; STAMBUK, M.; LORENC, W.; KOŁAKOWSKI, T.; PETZEK, E. Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau – Bauweisen mit Verbunddübelleisten. **Stahlbau**, v. 82, n. 7, p. 510-521, 2013.

SHIN, K.; KIM, Y.; OH, Y. Seismic behaviour of composite concrete-filled tube column-to-beam moment connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 64, p. 118-127, 2008.

SILVA, H. P. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond**. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

SILVA, M. A. P. **Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Perfobond e Crestbond**. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

SILVÉRIO, P. E. C. **Estudo paramétrico do conector Perfobond e influência do confinamento do concreto**. 86 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

SU, Q. T.; WANG, W.; LUAN, H. W.; YANG, G. T. Experimental research on bearing mechanism of perfobond rib shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 95, p. 22-31, 2014.

THAI, H.; VO, T. P.; NGUYEN, T.; PHAM, C. H. Explicit simulation of bolted endplate composite beam-to-CFST column connections. **Thin-Walled Structures**, v. 119, p. 749-759, 2017.

THAI, H.; UY, B. Finite element modelling of blind bolted composite joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 112, p. 339-353, 2015.

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

XIAO, L.; LI, X.; MA, Z. J. Behavior of perforated shear connectors in steel–concrete composite joints of hybrid bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 4, 2017.

XU, F.; ZHANG, Z.; WANG, D.; WANG, H. Application of a Perfobond Rib Shear Connector Group in a Beam–Arch Hybrid Bridge. **Structural Engineering International**, v. 4, p. 414-418, 2015.

YAN, J.; XIE, W.; ZHANG, L.; LIN, X. Bond behaviour of concrete-filled steel tubes at the Arctic low temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 210, p. 118-131, 2019.

ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connector. In: **ASCE/IABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete**, Henniker, p. 240-252, 1987.

ZHAO, C.; LIU, Y.Q. Experimental study of shear capacity of perfobond connector. **Engineering Mechanics**, v. 29, n. 12, p. 349-354, 2012.

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.

APÊNDICE A – Restrição ao deslocamento do conector

A.1. Considerações sobre a restrição ao deslocamento do conector na direção da viga

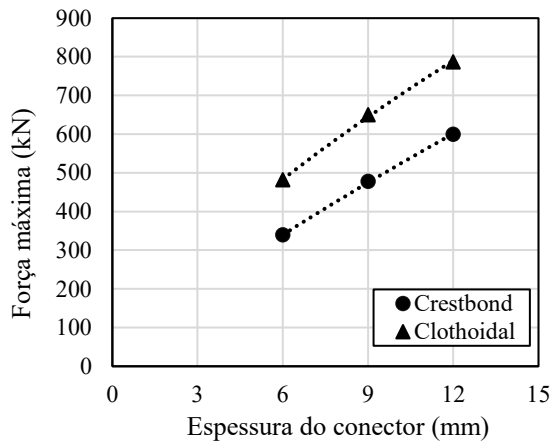
A transição de geometria proposta por Pereira (2020) e reproduzida para a realização do estudo de variação de parâmetros presente no Item 4.2.2 compreende, além da retirada das molas que representam a atuação das chapas de travamento do dispositivo de ensaio, a liberação do movimento de translação da ligação na direção em que a viga se liga ao pilar misto (U_x livre). Dessa forma, considera-se que não há restrição ao deslocamento do conector nessa direção, tornando o modelo desejavelmente conservador.

Visando elucidar o efeito de se considerar ou não que o conjunto construtivo favorece o impedimento do deslocamento do conector na direção da viga, foi feito um novo estudo de variação de parâmetros onde foi restringido o movimento de translação horizontal da ligação ($U_x = 0$) e a proposição de um novo modelo de cálculo. Os resultados obtidos foram comparados aos anteriores.

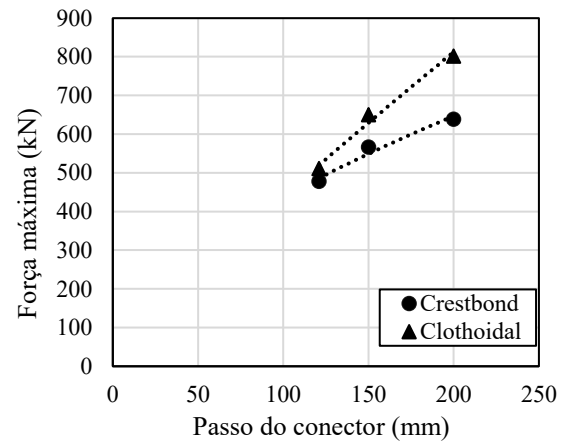
A.2. Variação de parâmetros

O estudo de variação de parâmetros abarcou 23 modelos numéricos com conectores de cisalhamento do tipo Crestbond e 23 modelos numéricos com conectores de cisalhamento do tipo *clothoidal*. As características geométricas e de material de cada um dos modelos foram iguais às apresentadas na Tabela 4.9.

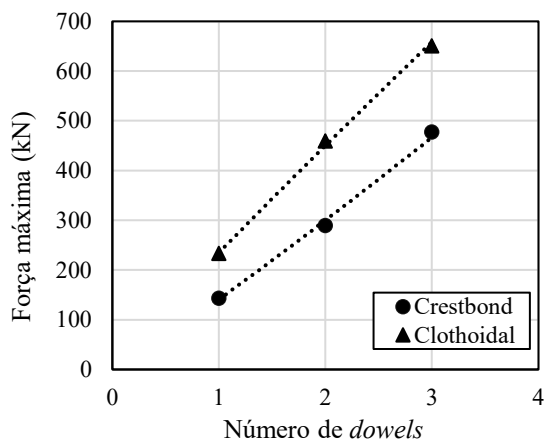
Com a realização da análise, os resultados de força máxima por conector obtidos (q_{Num}) foram agrupados conforme o parâmetro estudado (Figura A.1). Observou-se que, os parâmetros que tem maior influência no valor de força máxima são a espessura do conector (t_w), o passo do conector (e_x) e a resistência ao escoamento do aço do conector (f_y); a resistência à compressão do concreto de preenchimento (f_c) tem pouca influência e não se observa influência significativa da dimensão do modelo (b), das armaduras, da espessura do tubo de aço (t) e da resistência ao escoamento do aço do tubo ($f_{y,t}$). A relação entre o valor de força máxima e o número de *dowels* de aço caracteriza uma função linear.



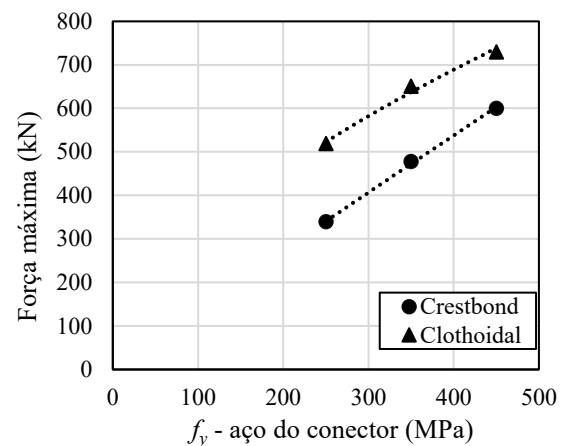
a)



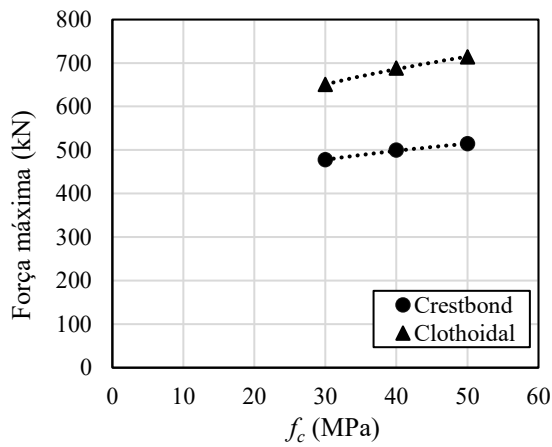
b)



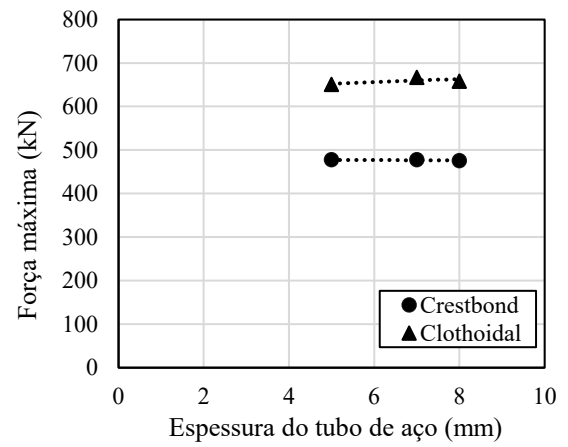
c)



d)



e)



f)

Figura A.1 – Relação entre os parâmetros estudados e o valor de força máxima por conector.

Fonte: Autoria própria.

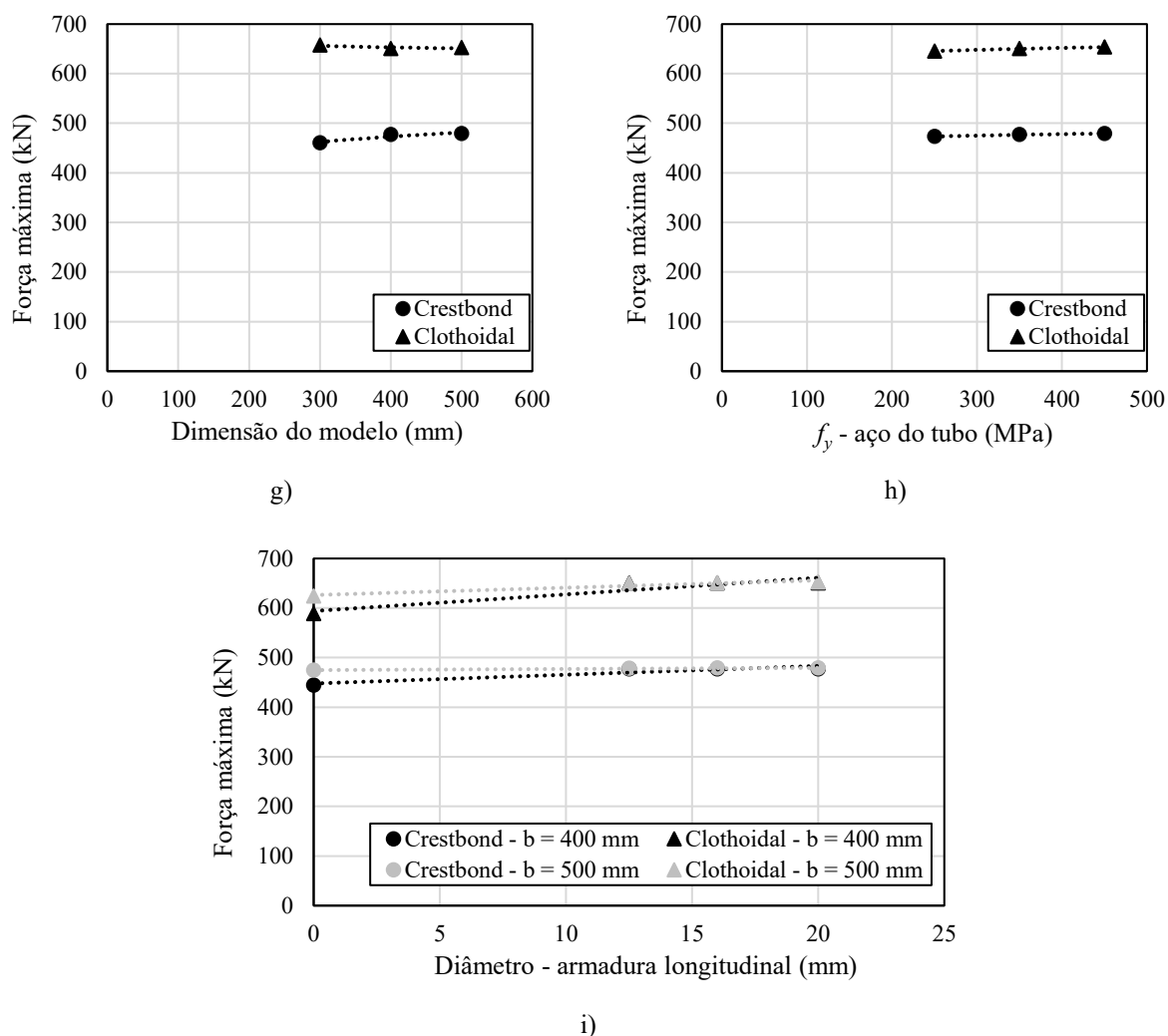


Figura A.1 – Relação entre os parâmetros estudados e o valor de força máxima por conector. (cont.)

Fonte: Autoria própria.

O fato de que as características do tubo de aço e das armaduras não tem influência significativa no valor força máxima, embora a presença de ambos seja indispensável na composição dos PMPCs estudados, está em acordo com o que foi observado nas etapas experimentais e de validação numérica dos modelos.

Observa-se também a superioridade dos valores de força máxima para o conector *clothoidal* em relação ao conector Crestbond, presumindo que apenas uma formulação não será representativa para os dois tipos de conector, pois, dessa forma, os PMPCs com conectores do tipo *clothoidal* seriam superdimensionados.

Na modelagem paramétrica observou-se o mesmo padrão de comportamento observado nos modelos de validação, possibilitando a conclusão de que o modo de falha que governa em todos os casos é a falha do aço, assim como foi observado por Kopp *et al.* (2018) e Santos (2021).

A.3. Formulação para predição da capacidade resistente da ligação

A.3.1. Modelo médio

Tomando por base a Equação 2.3, proveniente do documento de aprovação técnica alemão DATec Z-26.4-56 (2018) e tendo em vista a influência mesmo que menos significativa da resistência à compressão do concreto, foram propostos modelos com base na seguinte equação:

$$q = A n e_x^b t_w^c f_y^d f_c^e \lambda^f \quad (\text{A.1})$$

onde: q é a capacidade resistente da ligação, em N;

n é o número de *dowels* de aço do conector;

e_x é o passo do conector, em mm;

t_w é a espessura da chapa do conector, em mm;

f_y é a resistência ao escoamento do aço do conector, em N/mm²;

f_c é a resistência à compressão do concreto, em N/mm²;

λ é o fator de confinamento definido na Equação 2.2;

A , b , c , d , e e f são constantes que serão definidas com auxílio da análise estatística ou pré-definidas conforme o modelo proposto.

Inicialmente fez-se uma linearização da Equação A.1, dispondo das propriedades logarítmicas, para que o modelo estivesse apropriado para a aplicação da Regressão Linear Múltipla (RLM):

$$\ln\left(\frac{q}{n}\right) = \ln\left(A e_x^b t_w^c f_y^d f_c^e \lambda^f\right) \quad (\text{A.2})$$

$$\ln\left(\frac{q}{n}\right) = \ln A + b \ln e_x + c \ln t_w + d \ln f_y + e \ln f_c + f \ln \lambda \quad (\text{A.3})$$

$$\ln\left(\frac{q}{n}\right) = a + b \ln e_x + c \ln t_w + d \ln f_y + e \ln f_c + f \ln \lambda \quad (\text{A.4})$$

onde, em analogia com a equação da reta:

$\ln\left(\frac{q}{n}\right)$ é a variável dependente;

$a = \ln A$ é o coeficiente linear;

b, c, d, e e f são coeficientes angulares;

$\ln e_x, \ln t_w, \ln f_y, \ln f_c$ e $\ln \lambda$ são as variáveis independentes.

Assim sendo, para simplificação das análises, a Equação A.4, pode ser escrita da seguinte forma:

$$Y = a + b X_1 + c X_2 + d X_3 + e X_4 + f X_5 \quad (\text{A.5})$$

onde, $Y = \ln\left(\frac{q}{n}\right)$, $X_1 = \ln e_x$, $X_2 = \ln t_w$, $X_3 = \ln f_y$, $X_4 = \ln f_c$ e $X_5 = \ln \lambda$.

Ao se analisar, com o auxílio do software Excel, a matriz de correlação entre a variável dependente e as variáveis independentes (tabelas A.1 e A.2), tem-se que, como observado na Figura A.1, a capacidade resistente, tanto para o conector Crestbond quanto para o conector *clothoidal*, está mais relacionada com os valores de e_x, t_w e f_y do que com os demais parâmetros analisados.

Tabela A.1 – Matriz de correlação para os dados relativos ao conector Crestbond.

	Y	X1	X2	X3	X4	X5
Y	1					
X1	0,5381	1				
X2	0,6428	0,0141	1			
X3	0,4759	0,0120	-0,0021	1		
X4	0,1362	-0,0843	0,0147	0,0125	1	
X5	-0,0845	0,0362	-0,0063	-0,0054	-0,5271	1

Fonte: Autoria própria.

Tabela A.2 – Matriz de correlação para os dados relativos ao conector *clothoidal*.

	Y	X1	X2	X3	X4	X5
Y	1					
X1	0,5485	1				
X2	0,6215	0,0021	1			
X3	0,4375	0,0018	-0,0021	1		
X4	0,2060	-0,0125	0,0147	0,0125	1	
X5	-0,0567	0,0054	-0,0063	-0,0054	-0,5271	1

Fonte: Autoria própria.

Tendo em vista essa constatação, a intenção de manter uma coerência com a equação presente no DATec Z-26.4-56 (2018) e a presença da variável f_c no fator de confinamento, foram propostos os seguintes modelos para a análise:

$$q_{(1)} = A n e_x t_w f_y \quad (\text{A.6})$$

$$q_{(2)} = A n e_x^b t_w^c f_y^d \quad (\text{A.7})$$

$$q_{(3)} = A n e_x^b t_w^c f_y^d f_c^e \quad (\text{A.8})$$

$$q_{(4)} = A n e_x^b t_w^c f_y^d \lambda^f \quad (\text{A.9})$$

O software Excel tem 95 % como valor padrão para intervalo de confiança. Esse valor foi mantido, uma vez que é também aplicado em grande parte das formulações de cálculo da engenharia. Após a regressão linear múltipla, foram obtidos os seguintes resultados (tabelas A.3 e A.4):

Tabela A.3 – Valor dos coeficientes e valor-P de cada parâmetro - Crestbond.

	<i>A</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	R ²	R ² ajustado
$q_{(1)}$	0,4036 (0,000)	1 -	1 -	1 -	- -	- -	0,9948	0,9494
$q_{(2)}$	18,1108 (0,001)	0,6376 (0,000)	0,8206 (0,000)	0,7186 (0,000)	- -	- -	0,9149	0,9014
$q_{(3)}$	8,9387 (0,004)	0,6548 (0,000)	0,8171 (0,000)	0,7151 (0,000)	0,1895 (0,009)	- -	0,9423	0,9295
$q_{(4)}$	17,3269 (0,001)	0,6419 (0,000)	0,8197 (0,000)	0,7177 (0,000)	- -	-0,0574 (0,152)	0,9243	0,9074

Fonte: Autoria própria.

Tabela A.4 – Valor dos coeficientes e valor-P de cada parâmetro - *clothoidal*.

	<i>A</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	R ²	R ² ajustado
$q_{(1)}$	0,4521 (0,000)	1 -	1 -	1 -	- -	- -	0,9960	0,9505
$q_{(2)}$	17,7621 (0,006)	0,8689 (0,000)	0,7138 (0,000)	0,5953 (0,000)	- -	- -	0,8774	0,8581
$q_{(3)}$	8,9599 (0,015)	0,8729 (0,000)	0,7105 (0,000)	0,5919 (0,000)	0,2013 (0,009)	- -	0,9168	0,8982
$q_{(4)}$	17,5142 (0,007)	0,8694 (0,000)	0,7134 (0,000)	0,5949 (0,000)	- -	-0,0281 (0,521)	0,8803	0,8537

Fonte: Autoria própria.

Tem-se que, a equação identificada como $q_{(1)}$, que tem a forma semelhante à da equação presente no DATec Z-26.4-56 (2018), tem um ajuste satisfatório (R² próximo da unidade), ou seja, as variáveis independentes adotadas explicam 95 % da variável dependente, embora, muito

provavelmente leve à uma maior dispersão que as demais equações. Nessa equação é mantida a relação entre as unidades dos parâmetros presentes na equação, o que é desejável em formulações para dimensionamento de estruturas.

Na sequência, a equação que apresenta o valor de R^2 mais próximo da unidade é a equação $q_{(3)}$, que leva em consideração a influência da resistência à compressão do concreto. As demais equações apresentam valor de R^2 ligeiramente menor, porém, observa-se que, especialmente na equação identificada com $q_{(4)}$, o valor-P do termo da equação que leva em consideração o fator de confinamento é superior a 0,05, caracterizando que não há significância do mesmo.

Diante dessa análise optou-se pela Equação A.6 que se apresenta das seguintes formas para o conector Crestbond e para o conector *clothoidal*, respectivamente:

$$q_{(CR)} = 0,4036 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.10})$$

$$q_{(CL)} = 0,4521 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.11})$$

A.3.2. Modelo de cálculo

As equações A.10 e A.11 propostas no item anterior configuram modelos médios. Para a obtenção de modelos característicos e modelos de cálculo, com um coeficiente de ponderação apropriado, foi aplicado o procedimento estatístico padrão presente no anexo D da norma EN 1990:2002 e descritos no Item 3.4.

Inicialmente foram obtidos os valores teóricos de resistência (r_t), que foram plotados em pares com os valores experimentais (r_e) correspondentes (Figura A.2). Na sequência foram estimados os valores do fator de correção (b), que é igual à unidade para os dois tipos de conectores, como desejado, e do coeficiente de variação (V_δ), que é igual a 0,07 para o conector Crestbond e igual a 0,06 para o conector *clothoidal*, caracterizando uma baixa dispersão dos dados.

Para o cálculo do coeficiente de variação global (V_r) faz-se necessária a definição dos valores dos coeficientes de variação das variáveis básicas (V_{X_i}). Com base no item 11 da norma ABNT NBR 14762:2010, onde há a definição de coeficientes de variação do fator fabricação e do fator material, tem-se $V_{X_{fj}} = 0,10$ e $V_{X_{tw}} = V_{X_{ex}} = 0,05$.

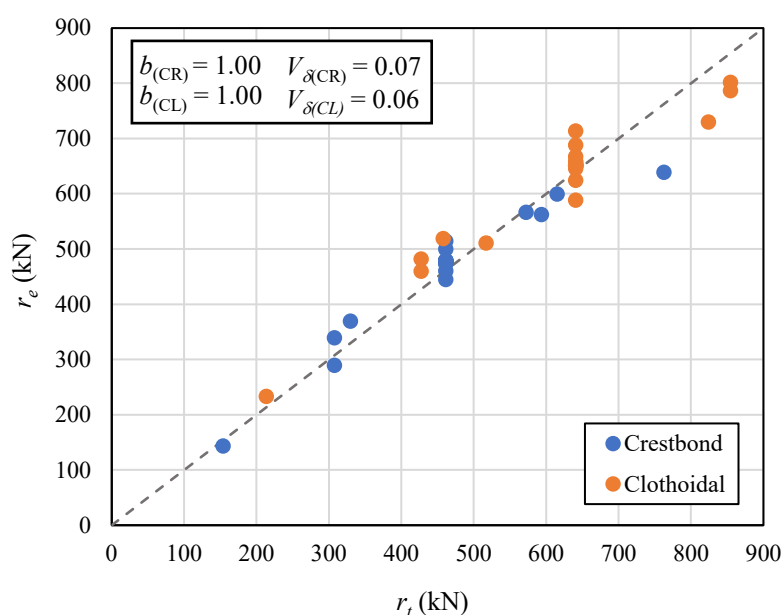


Figura A.2 – Valores teóricos (r_t) e experimentais (r_e) de resistência.

Fonte: Autoria própria.

Aplicando os coeficientes de variação das variáveis básicas (V_{X_i}) e o coeficiente de variação dos erros (V_{δ}) à Equação 3.12, obtém-se o coeficiente de variação global (V_r) igual a 0,1389 para a ligação com conector Crestbond e igual a 0,1384 para a ligação com conector *clothoidal*. Obtém-se, então, o valor característico (r_k) da resistência, que se apresenta das seguintes formas para o conector Crestbond e para o conector *clothoidal*, respectivamente:

$$r_{k(CR)} = 0,3174 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.12})$$

$$r_{k(CL)} = 0,3559 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.13})$$

O valor de cálculo (r_d) da resistência é igual ao apresentado na Equação A.14, para o conector Crestbond e igual ao apresentado na Equação A.15, para o conector *clothoidal*.

$$r_{d(CR)} = 0,2579 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.14})$$

$$r_{d(CL)} = 0,2895 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.15})$$

O coeficiente de ponderação da resistência da amostragem (γ_M), dado pela razão entre r_k e r_d , é igual a 1,2305 para o conector Crestbond e igual a 1,2292 para o conector *clothoidal*. Para manter o padrão da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e do DATec Z-26.4-56 (2018),

esse coeficiente de ponderação foi ajustado para 1,25. Após esse ajuste, é obtido o modelo característico (q_k) para a predição da capacidade resistente das ligações com conectores Crestbond (Equação A.17) e *clothoidal* (Equação A.19) em pilares mistos preenchidos com concreto, quando se considera a restrição ao deslocamento na direção da viga:

$$q_{k(CR)} = \frac{1,25}{\gamma_{M(CR)}} r_{k(CR)} = 1,0158 r_{k(CR)} \quad (\text{A.16})$$

$$q_{k(CR)} = 0,32 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.17})$$

$$q_{k(CL)} = \frac{1,25}{\gamma_{M(CL)}} r_{k(CL)} = 1,0169 r_{k(CL)} \quad (\text{A.18})$$

$$q_{k(CL)} = 0,36 n e_x t_w f_y \quad (\text{A.19})$$

O valor de cálculo da capacidade resistente é determinado dividindo q_k pelo coeficiente de ponderação 1,25.

A.4. Comparativo entre os resultados obtidos ao se considerar ou não a restrição ao deslocamento do conector na direção da viga

Como esperado, observam-se maiores valores de resistência quando se considera $U_x = 0$, ou seja, quando se restringe o movimento de translação horizontal da ligação. A razão entre os modelos para obtenção da capacidade resistente da ligação gerados nesse apêndice e no item 4.3 é apresentada na Tabela A.5:

Tabela A.5 – Razão entre os modelos para obtenção da capacidade resistente da ligação com $U_x = 0$ e U_x livre.

	Modelo médio (Eq. A.10/Eq 4.10) e (Eq. A.11/Eq 4.11)	Modelo característico (Eq. A.12/Eq 4.12) e (Eq. A.13/Eq 4.13)	Modelo de cálculo (Eq. A.14/Eq 4.14) e (Eq. A.15/Eq 4.15)	Modelo característico ajustado (Eq. A.17/Eq 4.17) e (Eq. A.19/Eq 4.19)
Crestbond	1,36	1,38	1,40	1,40
<i>Clothoidal</i>	1,40	1,48	1,58	1,58

Fonte: Autoria própria.

Observa-se também uma dispersão maior (análise do coeficiente de variação dos erros), e mais significativa para o conector *clothoidal*, quando não se restringe a translação horizontal da ligação em comparação à quando esse movimento é impedido (figuras 4.43 e A.2).

Embora o conjunto estrutural (composto por vigas e lajes mistas) em que a ligação estudada normalmente está inserida seja robusto o suficiente para que se induza que existe alguma restrição ao deslocamento da ligação na direção da viga, como não há precisão da medida dessa restrição, propõe-se que, de forma a garantir maior segurança estrutural, o engenheiro disponha das formulações presentes no item 4.3.2 para dimensionamento das ligações.