

RICARDO LAGUARDIA JUSTEN DE ALMEIDA

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA E MODELOS DE CÁLCULO
PARA REPRESENTAÇÃO DOS MODOS DE FALHA DE
CONECTORES DE CISALHAMENTO CRESTBOND**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2018

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

A447s
2018

Almeida, Ricardo Laguardia Justen de, 1991-
Simulação numérica e modelos de cálculo para
representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento
Crestbond / Ricardo Laguardia Justen de Almeida. – Viçosa,
MG, 2018.

vii, 156f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 139-145.

1. Engenharia de estruturas. 2. Construção mista. 3. Método
dos elementos finitos. 4. Cisalhamento. I. Universidade Federal
de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

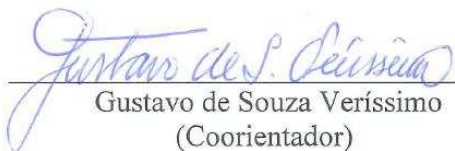
CDD 22. ed. 624.177

RICARDO LAGUARDIA JUSTEN DE ALMEIDA

SIMULAÇÃO NUMÉRICA E MODELOS DE CÁLCULO PARA REPRESENTAÇÃO DOS MODOS DE FALHA DE CONECTORES DE CISALHAMENTO CRESTBOND

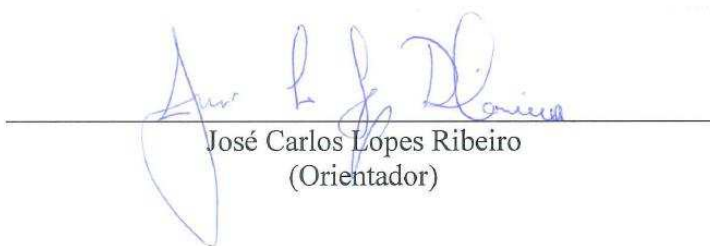
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 24 de agosto de 2018.


Gustavo de Souza Veríssimo
(Coorientador)


José Luiz Rangel Paes
(Coorientador)


Rodrigo Barreto Caldas


José Carlos Lopes Ribeiro
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, aos meus pais pela compreensão, incentivo e auxílio sempre que precisei, em todos os momentos da minha vida.

Ao Prof. Gustavo de Souza Veríssimo, pela orientação, dedicação e confiança depositada em mim ao longo de todo este trabalho, nunca medindo esforços para me auxiliar.

Ao Prof. José Carlos Lopes Ribeiro, pelos ensinamentos e contribuições indispensáveis para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Mateus Couri Petrauski, amigo de mente brilhante, pela ajuda imensurável para a realização deste trabalho.

Aos Professores Rodrigo Barreto Caldas e Ricardo Hallal Fakury, da UFMG, e também ao Hermano Cardoso, pelas preciosas contribuições e considerável assistência concedida.

¹Aos Professores Maciej Kozuch e Wojciech Lorenc, da Universidade de Ciência e Tecnologia da Breslavia, e ao Engenheiro Günter Seidl, do escritório da SSF Engenharia em Munich, pela solicitude e importantes informações que forneceram.

À minha namorada, Dominic, por todo o amor, apoio e paciência ao longo de toda essa etapa da minha vida.

Agradeço também aos amigos que o Mestrado e a Engenharia Civil me proporcionaram, em especial à Larice Justino, Marina Teixeira, Alba Cintra, Rayane Neves, Guilherme Palla, Priscilla Camargo, Márcia Lopes e Vitor Minhanelli.

À CAPES pela concessão da bolsa de mestrado e à FAPEMIG pelo financiamento dos equipamentos de pesquisa.

Finalmente, agradeço aos professores e funcionários do DEC por todos os ensinamentos, auxílio e bons momentos proporcionados, e a todos aqueles que me apoiaram ao longo dessa jornada.

¹ I would also like to thank Professors Maciej Kozuch and Wojciech Lorenc of Wroclaw University of Science and Technology, and Engineer Günter Seidl of SSF Engineering office in Munich, for the solicitude and important information they provided.

SUMÁRIO

Resumo.....	vi
Abstract	vii
1 Introdução Geral.....	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Generalidades sobre conectores de cisalhamento.....	2
1.3 Objetivos	7
1.4 Motivação	7
1.5 Estrutura do documento.....	8
2 Revisão de Literatura	10
2.1 Histórico	10
2.2 Desenvolvimento dos conectores em chapa de aço recortada.....	11
2.3 Estudos de Wurzer (1997) e Zapfe (2001)	14
2.4 O conector Crestbond	18
2.5 O Projeto <i>PreCo-Beam</i> e os <i>Composite Dowels</i>	25
2.6 Aplicações dos conectores em chapa de aço recortada	33
2.7 Comportamento estrutural de conectores em chapa recortada	35
2.7.1 Descrição dos modos de falha e modelos analíticos desenvolvidos	39
2.7.2 Equações desenvolvidas para o conector Crestbond.....	60
2.8 Síntese dos estudos desenvolvidos	64
ARTIGO 1 - ESTUDO NUMÉRICO DA RUPTURA DO CONCRETO POR PRY-OUT EM CONECTORES CRESTBOND.....	65
1 Introdução	66
2 Programa experimental	68
3 Análise numérica.....	71
3.1 Geometria, condições de contorno e carregamento.....	71
3.2 Malha dos elementos finitos.....	73

3.3	Método de análise.....	74
3.4	Relações constitutivas dos materiais	75
3.4.1	Concreto	75
3.4.2	Componentes de aço	78
3.5	Validação do modelo numérico.....	79
4	Discussão dos resultados obtidos	82
5	Conclusões	85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		86
ARTIGO 2 - CAPACIDADE RESISTENTE AO PRY-OUT DO CONCRETO EM LIGAÇÕES COM CONECTORES CRESTBOND.....		89
1	Introdução	90
2	Descrição da ruptura do concreto por <i>pry-out</i>	91
3	Modelagem numérica.....	94
4	Resultados e discussão	97
5	Análise estatística.....	101
6	Comparação com resultados experimentais	105
7	Conclusões	108
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		109
ARTIGO 3 - CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR CRESTBOND À FALHA DO AÇO DESENCADEADA POR UM MECANISMO COMBINADO DE CISALHAMENTO E FLEXÃO		112
1	Introdução	113
2	Descrição do comportamento relativo à parte de aço de conectores em chapa com recortes regulares	115
3	Modelagem numérica.....	119
3.1	Considerações preliminares.....	119
3.2	Aspectos gerais e condições de contorno	119
3.3	Relações constitutivas dos materiais e método de análise	121
3.4	Resultados e discussão	122

4	Critério de von Mises	128
5	Conclusões	132
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
3	Conclusões Gerais	136
3.1	Conclusões.....	136
3.2	Sugestões para trabalhos futuros	138
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	139
	APÊNDICE A. CAPACIDADE RESISTENTE CARACTERÍSTICA DE CONEXÕES PROPORCIONADA POR CONECTORES DE CISALHAMENTO CRESTBOND .	146
	APÊNDICE B. VALIDAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS PUSH-OUT DAS SÉRIES B E C REALIZADOS COM O CONECTOR CRESTBOND	150

RESUMO

ALMEIDA, Ricardo Laguardia Justen de, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2018. **Simulação numérica e modelos de cálculo para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento Crestbond.** Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro. Coorientadores: Gustavo de Souza Veríssimo e José Luiz Rangel Paes.

Os conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada, conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels*, são obtidos a partir de uma única linha de corte numa chapa de aço ou mesmo na alma do perfil de aço, que confere determinada geometria ao conector capaz de transferir esforços entre os componentes de aço e de concreto das estruturas mistas. O conector de geometria chamada Crestbond foi desenvolvido no Brasil por um grupo de pesquisadores da UFV e da UFMG, em que a chapa de aço é recortada com saliências e reentrâncias trapezoidais. Quando utilizados segundo as prescrições da norma técnica vigente, a capacidade resistente da conexão proporcionada por esses conectores está associada a três possíveis modos de falha: cisalhamento do concreto, ruptura do concreto por *pry-out* e falha do aço do conector. Na literatura, várias pesquisas abordam o comportamento do conector Crestbond contemplando apenas o cisalhamento do concreto como modo de falha da conexão. Nesse sentido, estudos abrangendo a falha do aço do conector e o *pry-out* do concreto são necessários para uma descrição completa sobre o comportamento estrutural do Crestbond quando submetido a solicitações estáticas. Esse trabalho apresenta um estudo sobre esses dois modos de falha em conectores Crestbond por meio de simulações numéricas realizadas com o software ABAQUS, investigando sob quais condições cada modo de falha é predominante na conexão. Os estudos realizados foram alicerçados em pesquisas sobre conectores com as geometrias *puzzle* e *clothoidal*, já consolidados na literatura e atualmente em uso na construção de pontes e viadutos mistos de aço e concreto em vários países da Europa. Como resultado das investigações numéricas, foram propostas expressões para estimar a resistência da conexão ao *pry-out* do concreto e à falha do aço em conectores Crestbond. A formulação referente à falha do aço dos conectores *puzzle* e *clothoidal* mostrou-se adequada também para o Crestbond, enquanto os resultados da equação relativa ao *pry-out* corresponderam adequadamente aos resultados experimentais da literatura.

ABSTRACT

ALMEIDA, Ricardo Laguardia Justen de, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2018. **Numerical simulation and design models for representation of failure modes of Crestbond shear connectors.** Adviser: José Carlos Lopes Ribeiro. Co-advisers: Gustavo de Souza Veríssimo and José Luiz Rangel Paes.

Continuous shear connectors, also known as composite dowels, are obtained from a single cutting line in a steel plate or even in the web of the steel profile, which confers a geometry to the connector capable of transferring forces between steel and concrete components of composite structures. The Crestbond shear connector was developed in Brazil by a research group of UFV and UFMG, in which the steel plate is cut into trapezoidal recesses. According to the current technical approval, the load bearing capacity of the connection provided by these connectors is associated with three possible failure modes: concrete shearing, concrete pry-out, and steel failure. In the literature, several researches studied the behavior of Crestbond considering the concrete shearing in the openings of the connector as the only failure mode of the connection. In this sense, studies covering the steel failure and concrete pry-out are necessary for a complete description of the structural behavior of the Crestbond connectors under static loads. This work presents a study of these two failure modes in Crestbond connectors through numerical simulations performed with ABAQUS software, investigating under what conditions each failure mode is predominant in the connection. The studies were carried out based on researches about puzzle- and clothoidal-shaped connectors already consolidated in the literature and currently in use in the construction of steel-concrete composite bridges and viaducts in several European countries. As a result of the numerical investigations, expressions that estimate the load bearing capacity against concrete pry-out and steel failure of Crestbond connectors were proposed. The expression that predict the resistance against steel failure of puzzle- and clothoidal-shaped connectors was maintained for Crestbond connectors, while the results of the pry-out equation corresponded adequately to the experimental results in the literature.

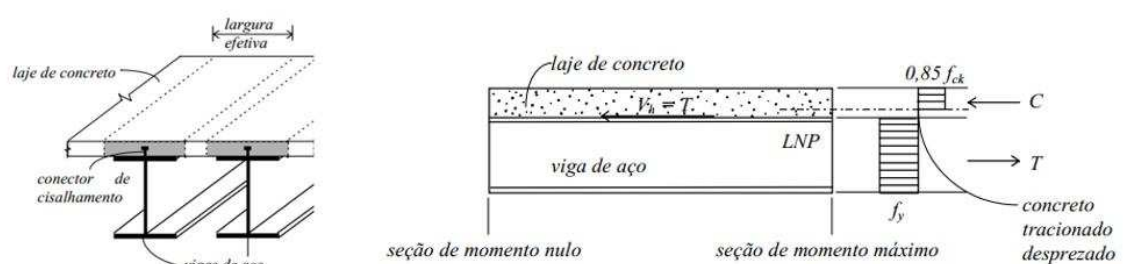
1

INTRODUÇÃO GERAL

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estruturas mistas de aço e concreto se difundiram mundialmente devido às diversas vantagens que apresentam. As seções mistas são concebidas de modo que os componentes de aço e de concreto fiquem posicionados nas regiões em que apresentam seu melhor desempenho, quais sejam, o concreto nas zonas de compressão e o aço nas zonas de tração. Na Figura 1, por exemplo, é mostrado o esquema de uma viga mista, em que a laje de concreto fica parcialmente comprimida e o perfil de aço totalmente tracionado.

Figura 1. Sistema estrutural misto de aço e concreto.



Fonte: FAKURY et al. (1997).

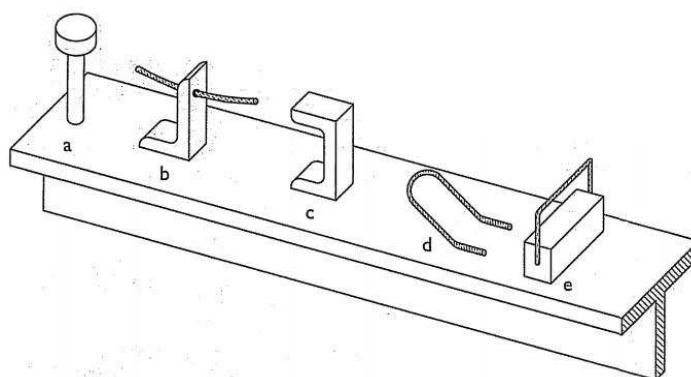
Para que o comportamento fique caracterizado, é necessário algum mecanismo capaz de promover a transferência dos esforços entre o componente de aço e o de concreto, fazendo com que os dois materiais trabalhem de forma conjunta. Essa transferência de esforços pode ser dada por meio de conectores, mossas ou reentrâncias, por atrito ou, em alguns casos, por aderência.

No caso das vigas mistas, além das forças de cisalhamento longitudinais que surgem na interface entre o aço e o concreto, podem ocorrer ainda forças transversais ao eixo do elemento que tendem a causar a separação entre a laje de concreto e o perfil de aço, efeito conhecido como *uplift* (VERÍSSIMO, 2007).

1.2 GENERALIDADES SOBRE CONECTORES DE CISALHAMENTO

O comportamento de estruturas mistas de aço e concreto é baseado na ação conjunta dos dois materiais frente aos esforços que se desenvolvem na interface entre ambos, provocados por um carregamento externo. O trabalho solidário realizado pelos elementos de aço e concreto é viabilizado fundamentalmente por meio dos conectores de cisalhamento. A maioria dos conectores utilizados na prática possui uma geometria que propicia a transferência das forças longitudinais entre os dois materiais e a resistência ao *uplift* (Figura 2). De modo geral, esses dispositivos possuem comportamento complexo e muitos deles apresentam alguma desvantagem, que pode ser de desempenho estrutural, econômica ou de instalação, de modo que até hoje permanecem como objeto de estudo.

Figura 2. Exemplos de conectores de cisalhamento soldados: (a) *stud bolt*; (b) cantoneira; (c) perfil U; (d) gancho; (e) bloco.

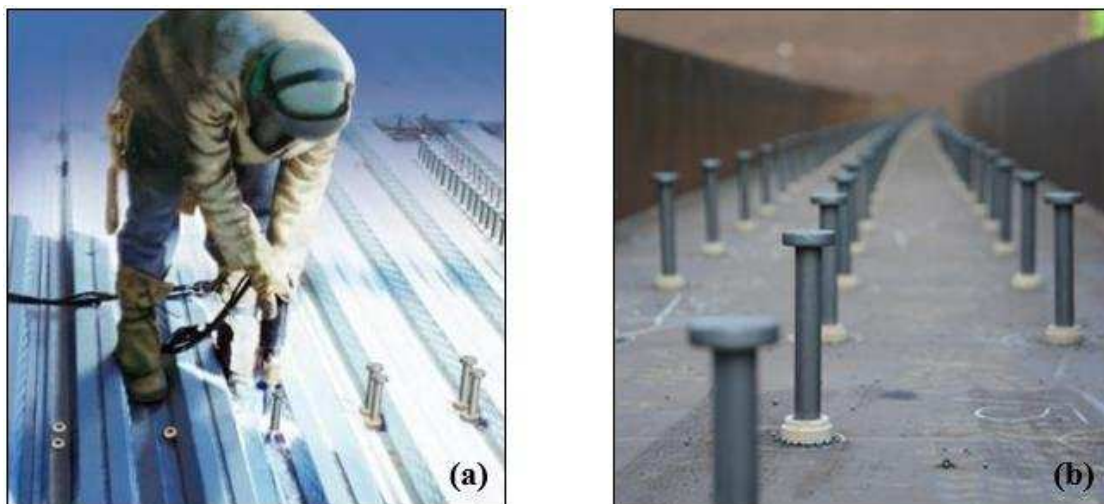


Fonte: Adaptado de CALADO e SANTOS, 2013.

O conector *stud bolt*, (Figura 3), desenvolvido na década de 40 pela empresa americana *Nelson Stud Welding*, é o conector mais comumente utilizado em estruturas mistas de aço

e concreto. A popularidade do conector *stud* se deve principalmente à grande velocidade de instalação, decorrente do uso de um processo de solda por eletrofusão realizado por meio de uma máquina semiautomática, podendo ser instalado, inclusive, sobre forma de aço (Figura 3a).

Figura 3. O conector *stud bolt*.



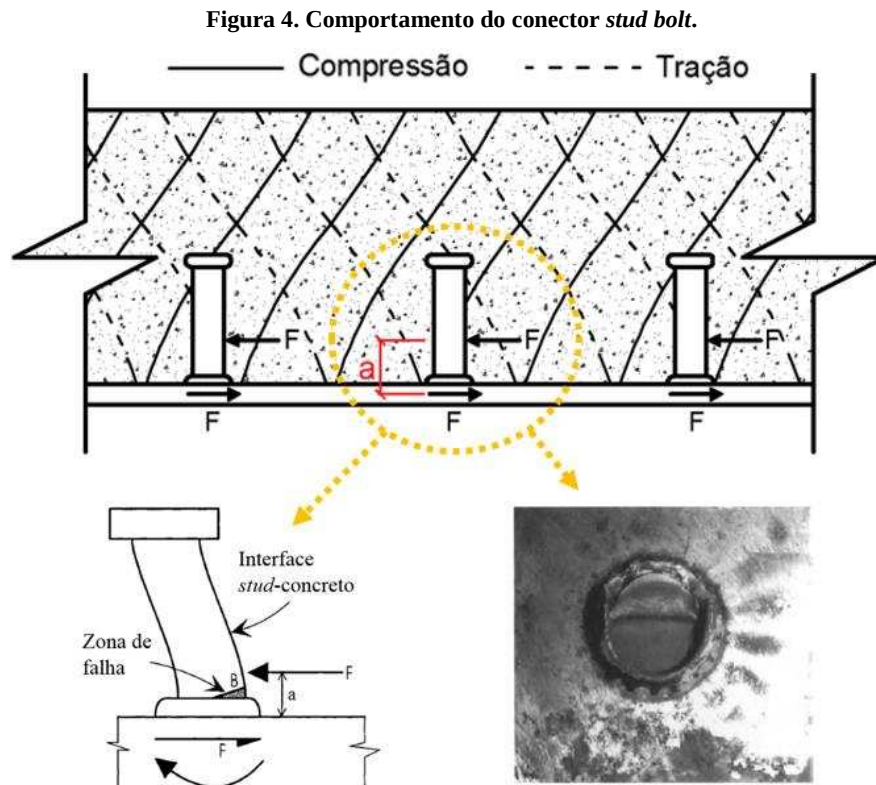
Fonte: (a) BelleSystem e (b) PLASMATIG .

Não obstante a produtividade alcançada com o conector *stud*, a menos que sejam tomados cuidados especiais, a qualidade da solda pode ser afetada por fatores como as condições climáticas, o estado da superfície da fôrma metálica ou pela pintura tanto da fôrma como das vigas (CHIEN e RITCHIE², 1984 *apud* VERÍSSIMO, 2007).

Outro aspecto importante relacionado aos *studs* que deve ser destacado é o seu baixo desempenho à fadiga. Os *studs* são conectores flexíveis, que podem se deformar consideravelmente sob carregamento de serviço. No caso de uma viga mista usual, a força ' F ' que atua na interface entre o aço e o concreto, proveniente dos carregamentos externos, provoca o surgimento de uma reação excêntrica de mesma magnitude e sentido contrário no fuste do pino, fazendo com que o conector fique sujeito a esforços de cisalhamento e flexão. Na medida em que as ações cíclicas atuam, o conector fica sujeito a repetitivos ciclos de carga que provocam um dano local no concreto (submetido a um estado triaxial de tensão) em contato com o conector, elevando o ponto de atuação da reação contra o *stud* (excentricidade " a " na Figura 4) até a ocorrência de uma eventual

² CHIEN e RITCHIE. *Design and construction of composite floor systems*. Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Ontario, 1984.

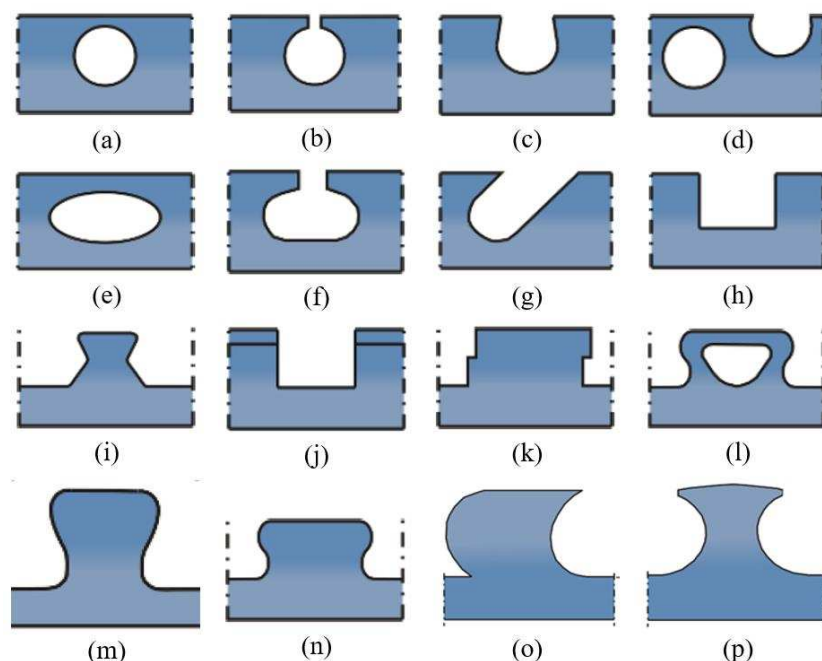
falha do conector por flexão e cisalhamento na região da solda (ANDRÄ, 1990). O comportamento do conector *stud* é descrito com mais detalhes em Nelinger *et al.*, 2017.



Fonte: Adaptado de ANDRÄ (1990) e OEHLERS e BRADFORD (1995).

As dificuldades inerentes à instalação dos *studs* e seu baixo desempenho à fadiga motivaram a busca por mecanismos alternativos de conexão principalmente para a construção de pontes e viadutos, onde as solicitações cíclicas são preponderantes. Várias alternativas vêm sendo desenvolvidas nos anos recentes, utilizando-se conectores em chapa de aço contínua, perfurada ou recortada, conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels* (Figura 5). Nestes casos, o concreto envolve o conector e preenche as aberturas, criando um engrenamento que promove o comportamento misto, geralmente com alta rigidez da conexão para cargas de serviço e boa ductilidade em Estado Limite Último.

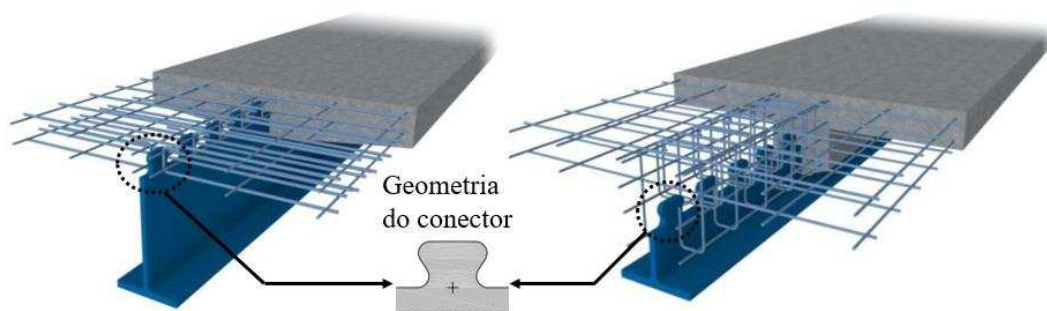
Figura 5. Diversos conectores em chapa de aço recortada (*composite dowels*).



Fonte: Adaptado de Heinemeyer (2011).

Esses conectores são obtidos a partir de uma única linha de corte sobre a alma do perfil de aço, formando determinada geometria (Figura 5 e Figura 6). Desse modo, eventuais danos decorrentes da soldagem do conector são evitados, tornando o processo de fabricação mais eficiente e econômico. Os conectores em chapa de aço contínua constituem o mais novo meio de conexão para estruturas mistas de aço e concreto, proporcionando alto grau de industrialização e rapidez no canteiro de obras. Essa tecnologia vem sendo fortemente difundida em países europeus, já sendo considerada como meio de conexão padrão na construção de pontes e viadutos (SEIDL *et al.*, 2013a,b; LORENC *et al.*, 2014a,b; LORENC *et al.*, 2017).

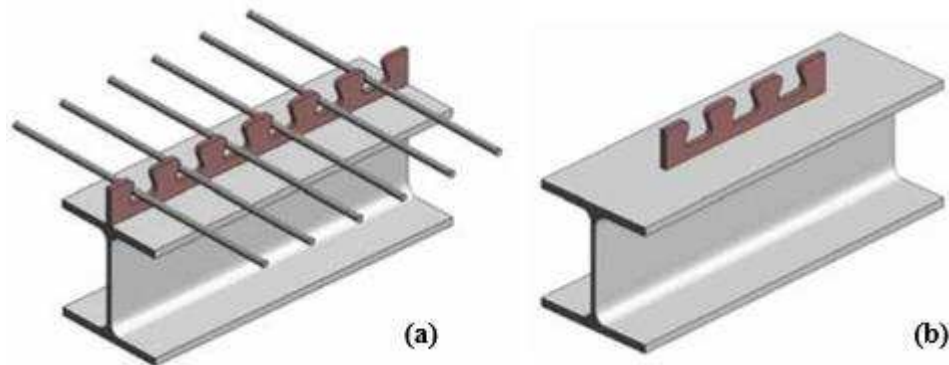
Figura 6. Meio de conexão proporcionado por conectores em chapa de aço contínua recortada.



Fonte: Adaptado de FELDMANN *et al.* (2016).

Este trabalho tem seu foco numa das tipologias de conector em chapa contínua recortada, a saber, no conector conhecido como Crestbond (Figura 5m), desenvolvido no Brasil por um grupo de pesquisadores da UFV e da UFMG (VERÍSSIMO, 2007). O Crestbond consiste de uma chapa plana de aço recortada num formato que lembra uma crista de galo (Figura 7).

Figura 7. Conector Crestbond: (a) contínuo e (b) descontínuo.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Os primeiros estudos sobre o desempenho estrutural do Crestbond foram baseados em ensaios de cisalhamento direto, tipo *push-out*. Nestes ensaios, invariavelmente a capacidade última da conexão esteve relacionada à falha do concreto, e os criadores do Crestbond propuseram equações de resistência relacionadas à falha da conexão por cisalhamento do concreto que preenche as aberturas do conector (VERÍSSIMO, 2007; SILVA, 2011; DUTRA, 2014). No entanto, com o desenvolvimento de novos conectores e várias pesquisas sobre seu comportamento, verificou-se que a falha da conexão pode ser desencadeada por dois outros modos de falha, além do cisalhamento do concreto: falha do próprio conector (falha relativa à parte de aço da conexão) e falha do concreto por *pry-out* (SEIDL *et al.*, 2013a,b; LORENC *et al.*, 2014a,b; CLASSEN e HEGGER, 2017a,b).

Tendo em vista as descobertas recentes sobre o comportamento de conectores em chapa de aço contínua recortada, este trabalho consistiu de uma investigação sobre o comportamento estrutural do Crestbond em condições diversas de utilização, por meio de simulação computacional com modelos de elementos finitos, a fim de ajustar modelos semiempíricos capazes de estimar com boa precisão a capacidade do conector quando a falha é desencadeada pela ruptura do concreto por *pry-out* e pela falha do aço do conector.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é propor modelos de cálculo para estimar a capacidade resistente de conectores Crestbond sujeitos à falha do aço do conector e à ruptura do concreto por *pry-out*.

Para se atingir o objetivo principal, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- desenvolver um modelo numérico capaz de reproduzir os ensaios experimentais realizados por Veríssimo (2007) com o conector Crestbond cuja falha da conexão tenha sido desencadeada pela ruptura do concreto por *pry-out*;
- propor um modelo de cálculo para estimar a resistência do Crestbond à ruptura do concreto por *pry-out*, a partir de resultados de simulações numéricas;
- propor um modelo de cálculo para estimar a capacidade resistente do Crestbond à falha do aço do conector.

1.4 MOTIVAÇÃO

Diversas pesquisas comprovam que os conectores em chapa de aço contínua recortada constituem um elemento importante para a construção de estruturas mistas de aço e concreto, notadamente para estruturas sujeitas a cargas móveis (LORENC, 2017; CLASSEN, 2018; CLASSEN *et al.*, 2018; CLASSEN e HEGGER, 2018; KOPP *et al.*, 2018). Atualmente, esses conectores são considerados como o principal meio de conexão para pontes e viadutos em vários países na Europa. Desde Março de 2017, existe um projeto com o objetivo de incluir esses conectores na próxima revisão da norma técnica europeia que abrange estruturas mistas de aço e concreto (EN1994-1-1:2004).

Tendo em vista o bom desempenho de alguns conectores europeus em chapa de aço contínua recortada, bem como a constatação de que podem ocorrer outros modos de falha além do cisalhamento do concreto, resolveu-se ampliar as investigações sobre o comportamento do conector Crestbond, com o objetivo de proporcionar meios para que a viabilidade de sua utilização em estruturas sujeitas a cargas estáticas e dinâmicas possa ser avaliada adequadamente.

1.5 ESTRUTURA DO DOCUMENTO

No Capítulo 2 são apresentadas algumas pesquisas realizadas sobre conectores em chapa de aço contínua recortada, destacando as principais descobertas sobre o comportamento desses conectores desde o surgimento do conector Perfobond até o desenvolvimento do Documento de Aprovação Técnica (DATec) alemão Z-26.4-56 (2013). Um breve histórico sobre os modelos de cálculo existentes na literatura que estimam a resistência dos conectores aos possíveis modos de falha da conexão também são apresentados em conjunto com algumas de suas aplicações na construção de pontes e viadutos. O desenvolvimento do conector Crestbond é brevemente descrito, em conjunto com alguns estudos realizados sobre ele, contemplando principalmente as expressões que estimam sua capacidade resistente.

Na sequência, são apresentados três artigos (denominados Artigo 1, Artigo 2 e Artigo 3) desenvolvidos ao longo deste trabalho.

No primeiro artigo, descreve-se o desenvolvimento de um modelo numérico, por meio do software ABAQUS, para estudo do comportamento de conectores Crestbond quando o *pry-out* do concreto governa a falha da conexão. O modelo foi validado com base em resultados experimentais e aspectos importantes como método de análise, fissuração do concreto e modos de falha da conexão foram discutidos.

No segundo artigo é proposto um modelo semiempírico para estimar a resistência da conexão com Crestbond ao *pry-out* do concreto. O modelo tem como base a equação apresentada no DATec alemão Z-26.4-56 (2013) e um estudo paramétrico realizado por meio de modelos numéricos via elementos finitos.

No terceiro artigo são realizadas análises numéricas por meio de simulações computacionais para estudar o comportamento do Crestbond quando a falha da conexão é desencadeada pela falha do aço do conector. Um modelo semiempírico é proposto para estimar a resistência do conector para esse modo de falha, tendo por base a formulação apresentada no DATec alemão Z-26.4-56 (2013).

No Capítulo 3 são apresentadas as conclusões gerais obtidas com o desenvolvimento deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

No Apêndice A é apresentado um resumo geral das equações para estimar a resistência característica do conector Crestbond, compilando os resultados deste trabalho e os da literatura.

Por fim, no Apêndice B, é apresentada a validação do modelo numérico referente às séries B e C do programa experimental de Veríssimo (2007), possibilitando estudos futuros sobre o conector Crestbond.

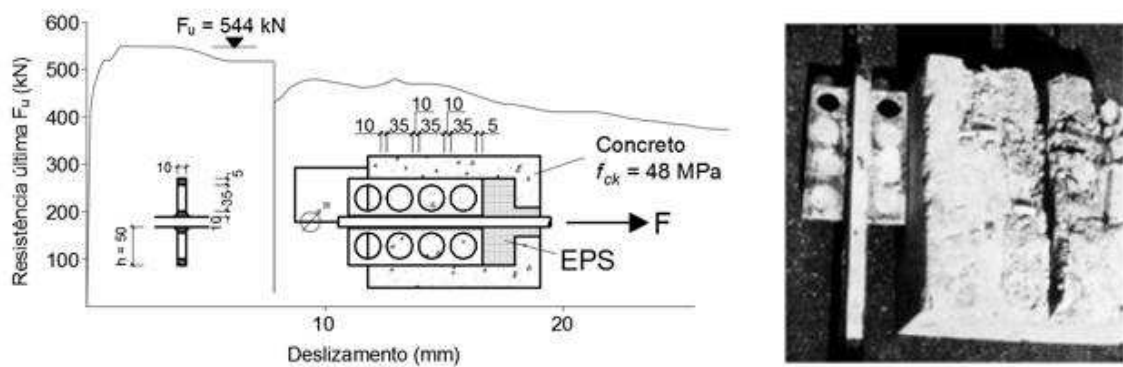
2

REVISÃO DE LITERATURA

2.1 HISTÓRICO

A investigação sobre o comportamento de conectores em chapa de aço contínua recortada teve início com um ensaio realizado por Andrä (1985). O ensaio, do tipo *pull-out*, foi realizado com duas lajes de concreto, sem armadura transversal, conectadas a uma barra rígida por meio dos conectores em estudo, que consistiam em duas chapas de aço perfuradas e soldadas ao longo da barra (Figura 8). Os resultados experimentais mostraram que este tipo de conector é uma alternativa viável aos conectores tipo pino com cabeça, apresentando alta rigidez inicial e capacidade de sofrer grandes deformações até a sua ruptura. Esses aspectos incentivaram outros autores a estudar o comportamento deste tipo de conector com diferentes formatos e geometrias, dando surgimento aos conectores em chapa de aço recortada (LEONHARDT *et al.*, 1987; OGUEJIOFOR, 1994; KRAUS e WURZER, 1997; STUDNICKA *et al.*, 1999; USHIJIMA *et al.*, 2001; ZAPFE, 2001).

Figura 8. Um dos primeiros ensaios com conectores em chapa de aço perfurada.

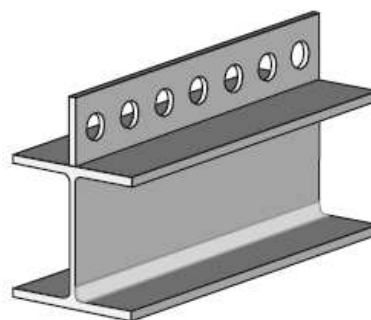


Fonte: Andrä (1985).

2.2 DESENVOLVIMENTO DOS CONECTORES EM CHAPA DE AÇO RECORTADA

O surgimento do primeiro conector de cisalhamento em chapa de aço perfurada, denominado Perfobond, ocorreu durante o projeto da ponte ferroviária sobre o Rio Caroni, na Venezuela, em 1987 (LEONHARDT *et al.*, 1987). Naquela época, houve uma preocupação por parte dos projetistas com o fato de a carga móvel representar grande parte do carregamento total da ponte. Em função disso, a empresa alemã *Leonhardt, Andrä and Partners* (LAP), de Stuttgart, desenvolveu o conector Perfobond visando uma alternativa para os conectores *studs* que apresentam baixa resistência às solicitações cíclicas. O Perfobond consiste basicamente de uma chapa plana de aço com aberturas circulares igualmente espaçadas, soldada longitudinalmente ao longo do perfil de aço (Figura 9).

Figura 9. O conector Perfobond.

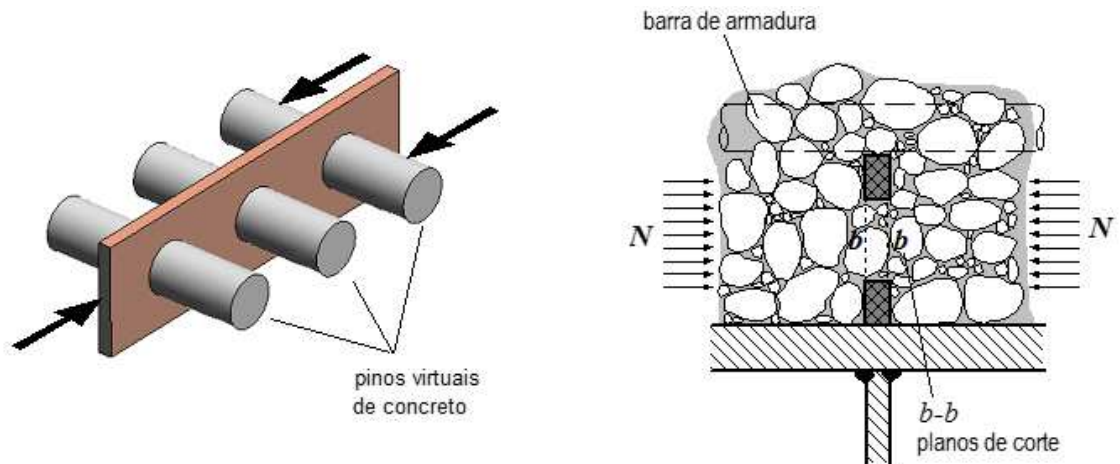


Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Após a realização dos primeiros ensaios com conectores Perfobond, foi constatado que a falha da conexão era governada, principalmente, pela ruptura do concreto. Essa ruptura era desencadeada pelo esmagamento do concreto contra a parede do conector, no interior das aberturas, acompanhado pelo cisalhamento do concreto nas aberturas em dois planos

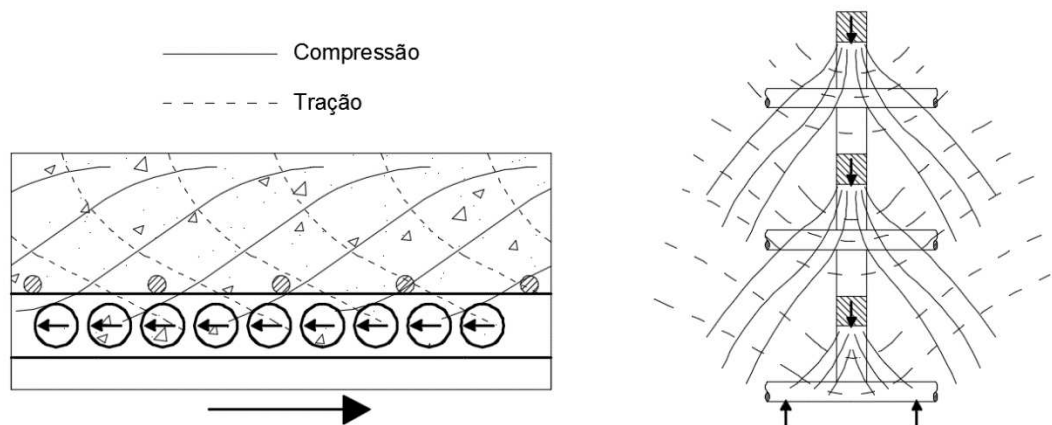
de corte coincidentes com as faces laterais do conector. Os autores descreveram o fenômeno como um cisalhamento dos pinos virtuais de concreto que se formam nas aberturas do conector (Figura 10). Além disso, Leonhardt *et al.* (1987) também propuseram um modelo das trajetórias das tensões que ocorrem na interface entre o aço e o concreto na conexão proporcionada pelo Perfobond (Figura 11).

Figura 10. Formação dos pinos virtuais de concreto no interior nas aberturas do conector Perfobond.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Figura 11. Trajetórias das tensões no meio de conexão proporcionada pelo Perfobond.

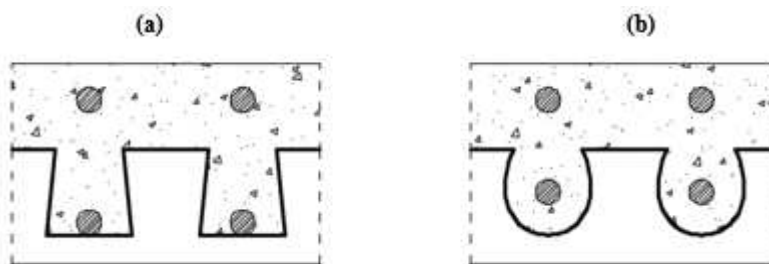


Fonte: O autor.

As aberturas circulares do Perfobond, contudo, constituíam uma solução desfavorável do ponto de vista construtivo, uma vez que o processo de fabricação do conector e a subsequente instalação das armaduras consumiam maior tempo e custo. Devido a estas desvantagens, pouco tempo após o desenvolvimento do Perfobond, investigações experimentais foram realizadas na Universidade de Kaiserslautern, na Alemanha, para estudar o comportamento de conectores similares com reentrâncias abertas (BODE e

KÜNZEL, 1988³ *apud* HEINEMEYER, 2011). O conector desenvolvido, chamado de conector *Kombi*, consistia de uma chapa de aço com aberturas trapezoidais ou no formato de gota (*teardrop-shaped connector*), como mostrado na Figura 12. Diferentes formatos desse conector foram estudados por Wurzer (1997) e Zapfe (2001), e são abordados no item 2.3.

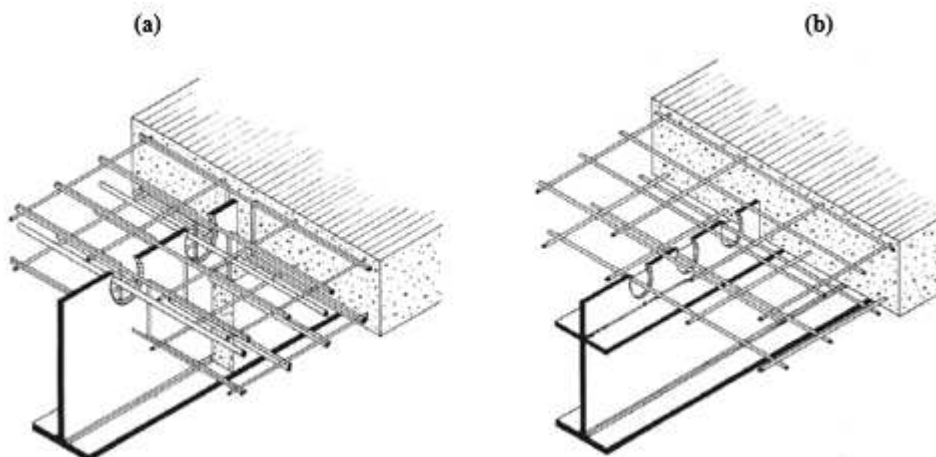
Figura 12. Conector Kombi: (a) abertura trapezoidal e (b) abertura em forma de gota.



Fonte: Adaptado de Heinemeyer (2011).

Com o desenvolvimento do conector Kombi, surgiu a ideia de executar o corte do formato do conector diretamente no topo da alma de um perfil I, gerando dois perfis T, como mostrado na Figura 13a, dispensando a mesa superior e o processo de soldagem do conector usualmente utilizado em vigas mistas com perfil I (Figura 13b).

Figura 13. (a) Conector Kombi integrado com a alma de um perfil T invertido e (b) conector Kombi soldado sobre a mesa superior de um perfil I.



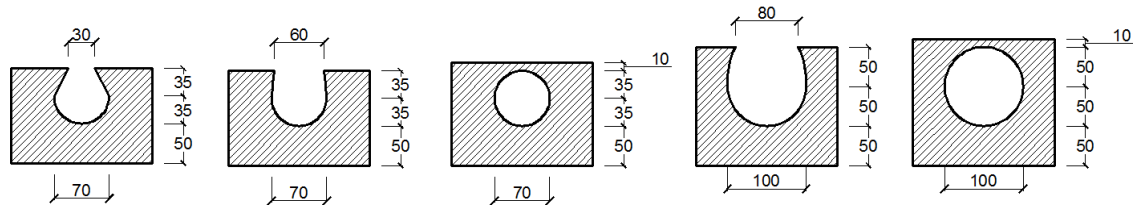
Fonte: MANGERIG e ZAPFE (2003).

³ Bode, H.; Künzel, R.: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegaussparungen als Verbundmittel, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern, 1988.

2.3 ESTUDOS DE WURZER (1997) E ZAPFE (2001)

Na Universidade das Forças Armadas Federais em Munich, na Alemanha, Wurzer (1997) realizou uma pesquisa experimental para analisar comportamento de conectores com diferentes geometrias, incluindo os conectores Perfobond e Kombi (Figura 14).

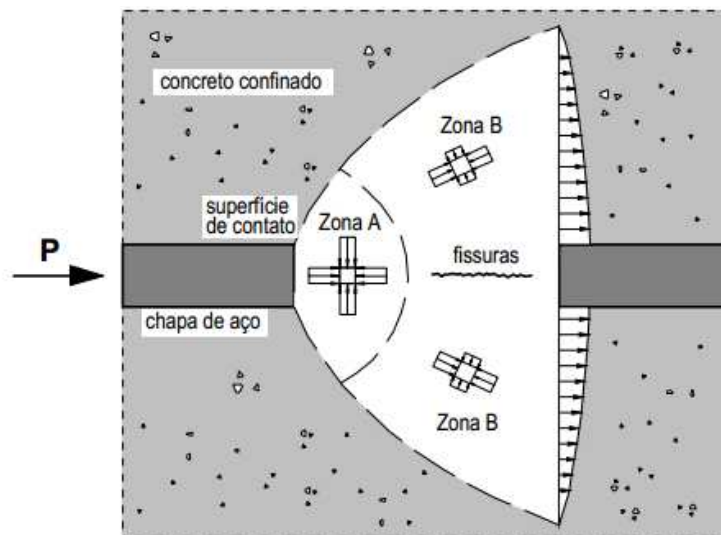
Figura 14. Conectores estudados por Wurzer (1997).



Fonte: O autor.

Após o colapso da conexão, foram observadas cunhas de concreto completamente esmagado junto à superfície de contato com o conector, no interior das aberturas. Os autores deduziram que o esforço atuante na ligação é transferido da chapa de aço para o concreto por meio de uma força de compressão extremamente intensa, numa área restrita, que atua na superfície de contato das aberturas. Percebeu-se, ainda, que a área onde as tensões se distribuíam no concreto podia ser separada em duas partes principais, denominadas zona A e zona B, conforme mostrado na Figura 15.

Figura 15. Distribuição de tensões no concreto no interior das aberturas de um conector em chapa de aço contínua.



Fonte: VERÍSSIMO (2007) – adaptado de WURZER (1997).

Na zona A o concreto fica submetido à compressão triaxial, confinado pela laje ao seu redor. Nessa região, a capacidade resistente do concreto depende principalmente de sua

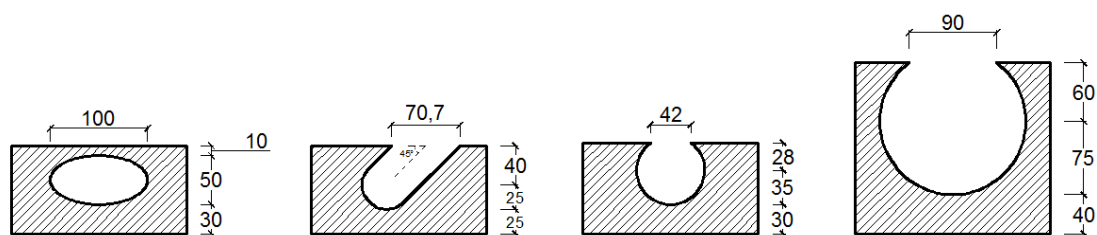
estrutura porosa. Quando as tensões ultrapassam a resistência, o concreto sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros na pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta e pulverizada. Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal, responsáveis pela formação de fissuras no concreto.

Quando os poros na zona A são completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto, um estado limite é atingido, impossibilitando qualquer redução de volume a partir de um determinado ponto. O material pulverizado causa um estado de pressão quase hidrostático no concreto confinado, que pode conduzir à separação da laje em duas metades e finalmente ao escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas às aberturas.

Como resultado da sua pesquisa, Wurzer (1997) desenvolveu uma expressão⁴ que estima a resistência da conexão considerando o esmagamento do concreto como critério de falha. Essa resistência é corrigida por um fator que leva em consideração as condições de contorno às quais o conector é submetido.

Posteriormente, os resultados de Wurzer (1997) direcionaram a pesquisa de Zapfe (2001), que realizou mais uma série de ensaios na mesma universidade para investigar o comportamento estrutural de conectores com outros formatos (Figura 16).

Figura 16. Geometrias ensaiadas por Zapfe (2001).



Fonte: O autor.

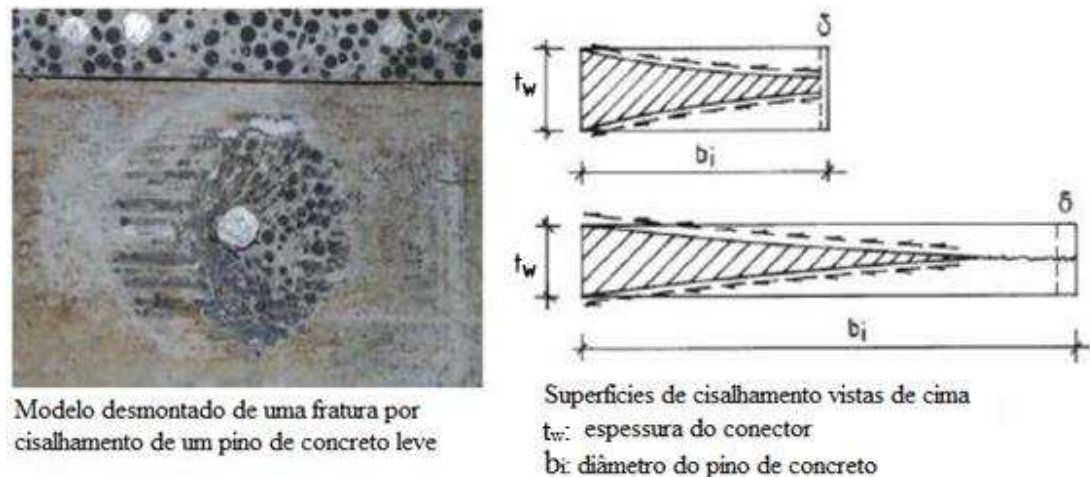
Em seus ensaios, Zapfe (2001) estabelece um terceiro modo de falha para o concreto (além do esmagamento e do cisalhamento), denominado de *pry-out*, e descreve a ocorrência do cisalhamento do concreto sob outra perspectiva:

(a) cisalhamento do concreto:

⁴ A expressão desenvolvida por Wurzer (1997) é apresentada no item 2.7.1.1.

De acordo com Zapfe (2001), o concreto sofre um cisalhamento em dois planos de corte em superfícies que, diferente do proposto por Leonhardt *et al.* (1987), não são completamente paralelas às faces laterais do conector, mas tendem a se aproximar do eixo da chapa na medida em que a distância à superfície de contato aumenta (Figura 17).

Figura 17. Modelo de cisalhamento do concreto proposto por Zapfe (2001).

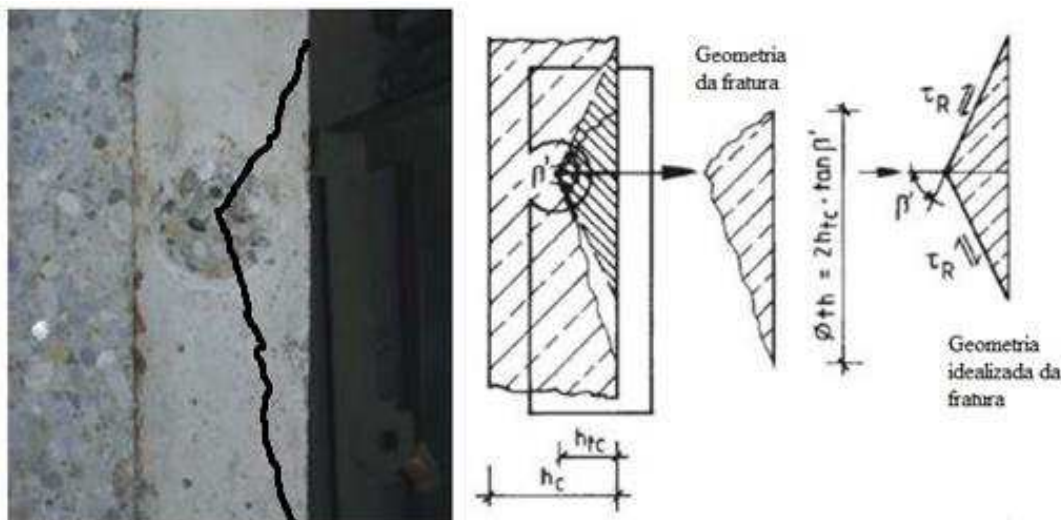


Fonte: Adaptado de MANGERIG e ZAPFE (2003).

(b) Ruptura do concreto por *pry-out*:

O terceiro modo de falha do concreto, descrito por Zapfe (2001), foi fundamental para os desenvolvimentos subsequentes das equações de dimensionamento de conectores de cisalhamento em chapa de aço recortada. Esse modo de colapso, denominado originalmente como *pry-out*, foi observado em modelos em que a espessura de concreto acima do conector era pequena e é caracterizado pela ruptura e expulsão de uma cunha de concreto acima do conector em forma de cone (Figura 18). De acordo com o autor, essa ruptura é provocada por tensões transversais de tração que excedem a resistência à tração do concreto. Como o termo utilizado para designar esse modo de colapso (*pry-out*) não apresenta uma tradução direta para o português, esse modo de falha será tratado, neste trabalho, como ruptura do concreto por *pry-out*.

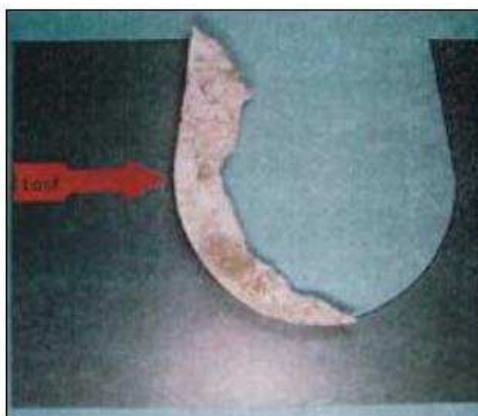
Figura 18. Ruptura do concreto por pry-out.



Fonte: Adaptado de MANGERIG e ZAPFE (2003).

O autor também observou o esmagamento do concreto no interior da abertura, na zona de contato com o conector (Figura 19), como descrito por Wurzer (1997).

Figura 19. Esmagamento do concreto no interior das aberturas observado no conector Kombi.



Fonte: MANGERIG e ZAPFE (2003).

Por meio de uma análise estatística, Zapfe (2001) propôs modelos semiempíricos⁵ que estimam a capacidade da conexão para cada modo de colapso observado em seus ensaios. Para a calibração desses modelos, o autor utilizou, além de seus resultados experimentais, resultados obtidos em pesquisas realizadas por outros pesquisadores.

Observa-se que todos os mecanismos de falha considerados naquela época estavam associados diretamente à ruptura do concreto. Por esta razão os conectores em chapa de aço contínua recortada eram usualmente chamados de **concrete dowels** (pinos de concreto). A

⁵ Os modelos desenvolvidos por Zapfe (2001) são apresentados no item 2.7.

falha no aço já havia sido observada por Leonhardt *et al.* (1987) nos primeiros ensaios com o Perfobond, mas o espaçamento mínimo entre aberturas do conector foi limitado de modo a garantir que a falha ocorresse preferencialmente no concreto (LORENC *et al.*, 2014a).

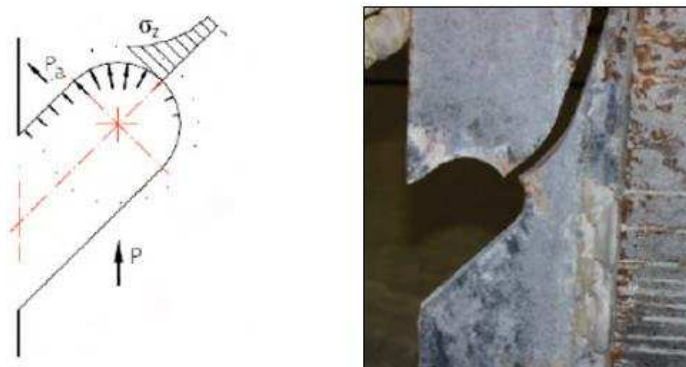
Nos experimentos realizados por Zapfe (2001), apesar do concreto ainda governar a falha da conexão, foram observadas deformações significativas no conector (Figura 20). Além disso, alguns ensaios cíclicos realizados por esse mesmo autor apontaram grandes fissuras no conector (Figura 21), indicando que o aço pode governar o colapso da conexão, principalmente quando a chapa do conector possui pouca espessura.

Figura 20. Chapa de conectores ensaiados por Zapfe (2001) deformada após ensaio *push-out*.



Fonte: Zapfe (2001).

Figura 21. Fissura no conector submetido a ensaio de carregamento cíclico.



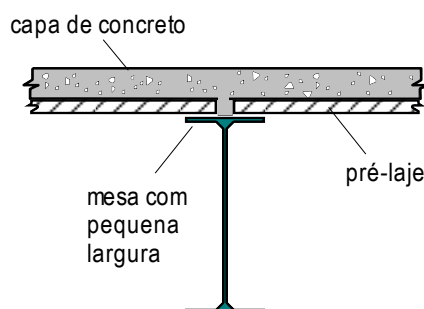
Fonte: Zapfe (2001).

2.4 O CONECTOR CRESTBOND

Em meados de 2004, uma determinada geometria de conectores em chapa de aço recortada era desenvolvida por um grupo de pesquisadores da UFV e da UFMG em função das dificuldades associadas à utilização dos conectores usuais no Brasil (VERÍSSIMO, 2007). Dentre elas, citam-se o alto custo de instalação dos conectores *stud bolt* e o emprego de perfis laminados com mesas estreitas em vigas de sistemas de pisos mistos que utilizam pré-laje de concreto. Nesse último caso, a instalação do perfil U

laminado sobre a mesa do perfil é praticamente inviável devido ao pequeno espaço disponível entre as pré-lajes, como mostrado na Figura 22.

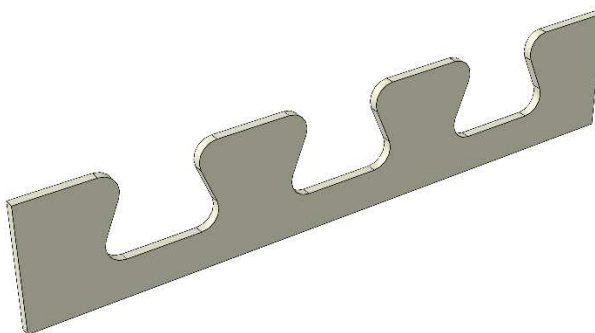
Figura 22. Sistema de piso misto com pré-laje de concreto.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

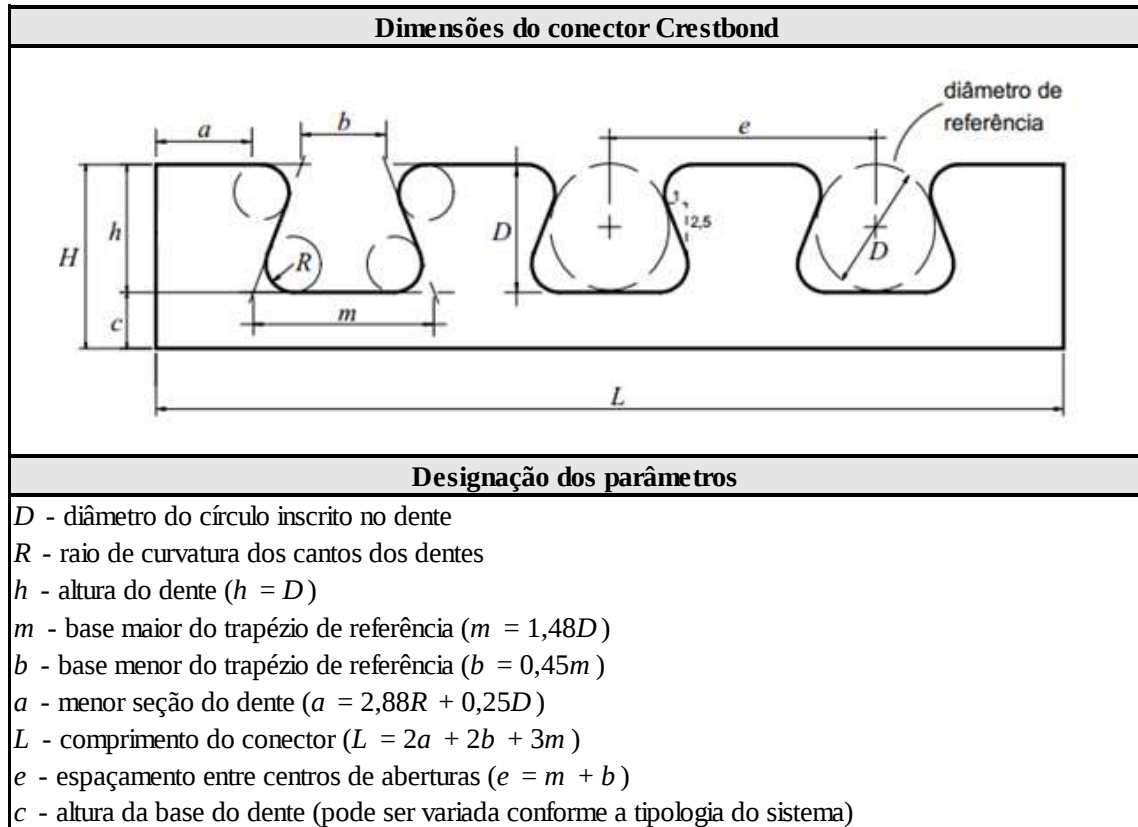
O conector foi denominado Crestbond (CR) e consiste de uma chapa de aço cortada numa forma que lembra uma crista, com saliências e reentrâncias trapezoidais, como mostrado na Figura 23. Na época do desenvolvimento do Crestbond, Veríssimo (2007) propôs relações geométricas descritas em função do diâmetro de um círculo fictício inscrito nas aberturas trapezoidais para determinação das dimensões do conector, conforme ilustrado na Figura 24.

Figura 23. O conector Crestbond.



Fonte: O autor.

Figura 24. Geometria do conector Crestbond.

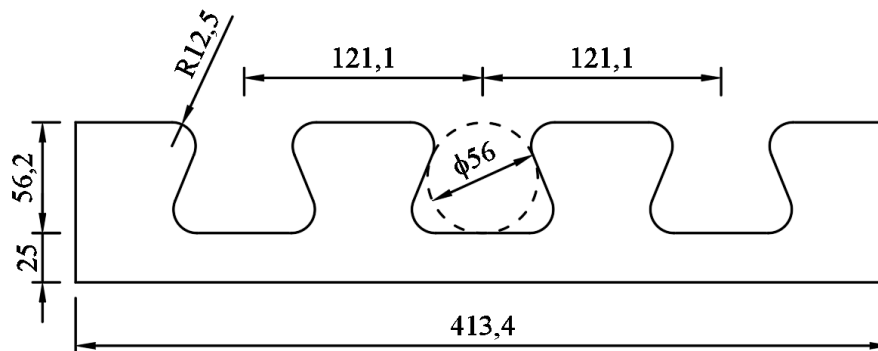


Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Durante a fase preliminar de desenvolvimento do Crestbond, foram realizados 41 ensaios *push-out*, divididos em quatro séries: A, B, C e D. A série A envolveu algumas variações do conector, com o objetivo de avaliar seu comportamento de um ponto de vista qualitativo, visando orientar os parâmetros a adotar nas etapas seguintes. A partir dos resultados obtidos na série A, Veríssimo (2007) concebeu um segundo protótipo do conector, denominado de CR56b⁶, utilizado nas séries B e C (Figura 25). Essas séries contemplaram a segunda fase de um programa experimental com o objetivo de caracterizar o comportamento do conector CR56b, incluindo a capacidade resistente, os modos de falha e a ductilidade da conexão. A série C possuía as mesmas características geométricas da B, porém com um concreto de resistência superior.

⁶ Na designação CR56b, o número 56 representa o diâmetro de referência em milímetros e a terminação 'b' significa que é a versão modificada do conector (segundo protótipo).

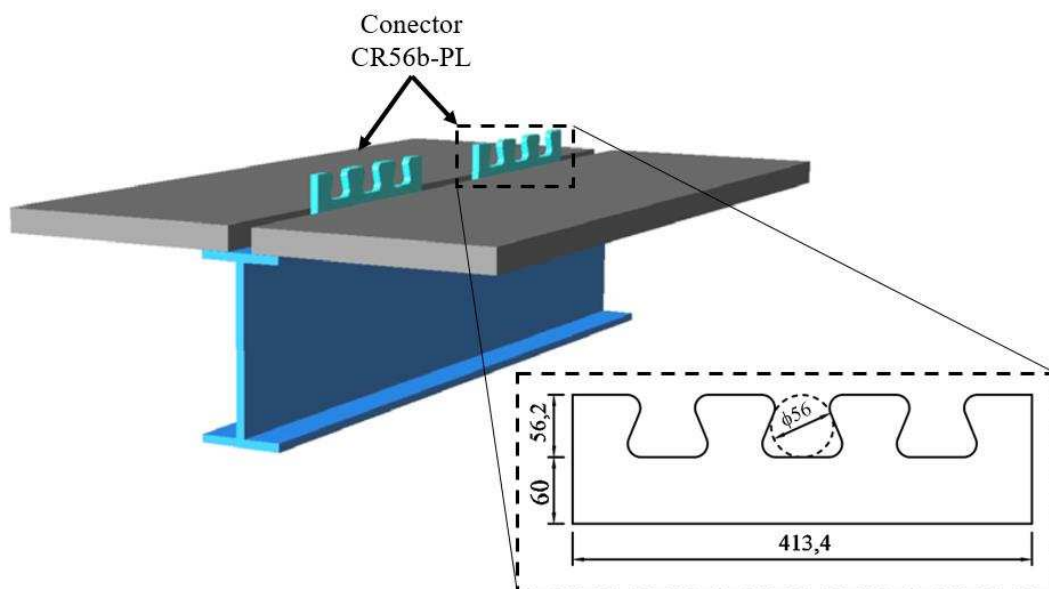
Figura 25. Protótipo CR56b do conector Crestbond.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

A terceira etapa do programa experimental (série D) contemplou ensaios que simulam a presença de uma pré-laje para aplicação em sistemas de piso misto. Nesse sentido, foi produzida uma versão do Crestbond com dentes elevados, denominado CR56b-PL⁷, de forma que eles trabalhem acima da pré-laje (Figura 26).

Figura 26. Protótipo CR56b-PL do conector Crestbond utilizado com a presença de pré-lajes.



Fonte: Adaptado de VERÍSSIMO (2007).

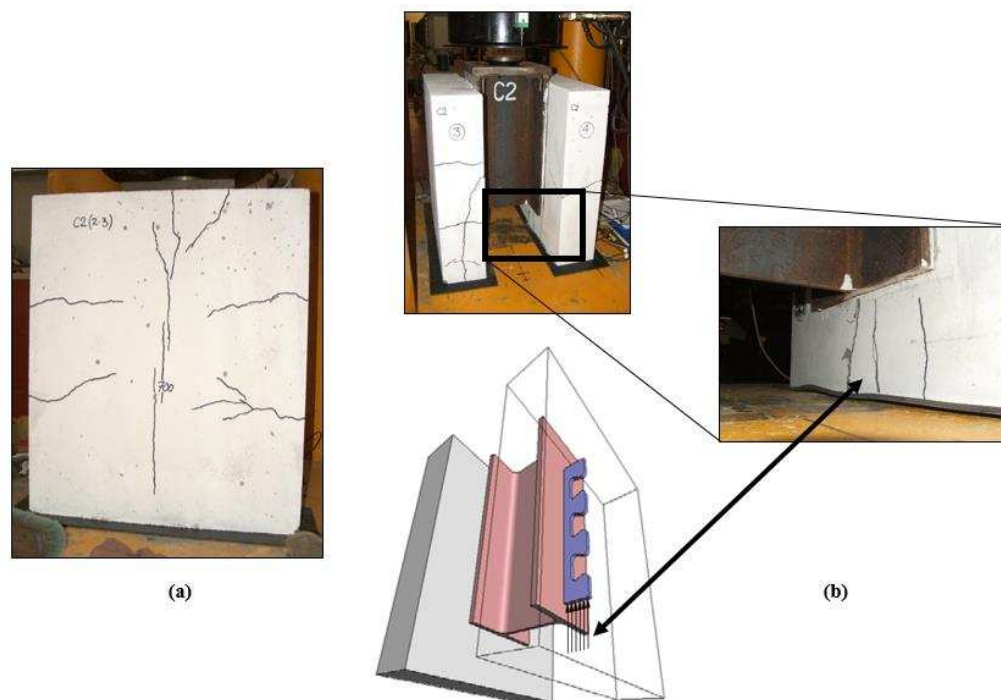
Inicialmente, os desenvolvedores do Crestbond visavam sua aplicação em sistemas de piso de edifícios e com uma configuração descontínua, como representado no esquema da Figura 26. Com essa forma, além do cisalhamento dos pinos virtuais de concreto que se formam nas aberturas do conector, soma-se uma parcela de resistência relacionada à resistência frontal do conector ao deslizamento da laje, como indicado na Figura 27. Se o

⁷ Na designação CR56b-PL, a terminação 'PL' significa que é a versão do conector com dentes elevados.

conector é contínuo, como é usual em vigas mistas de pontes, essa parcela de resistência frontal não existe.

Nos experimentos realizados por Veríssimo (2007), o colapso da conexão, em todos os ensaios, ocorreu devido a alguma falha do concreto. Nas séries B e C, o aspecto da fissuração observado nos experimentos (Figura 27a) indica que a falha da conexão tenha sido desencadeada pelo cisalhamento do concreto em conjunto com uma falha da laje devido à força frontal que o concreto exerce sobre o conector (Figura 27b).

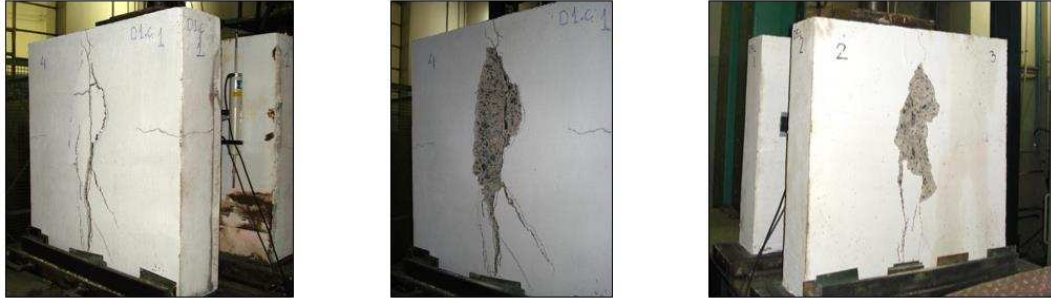
Figura 27. (a) aspecto da fissuração na laje do modelo da série C e (b) fissuração proveniente da resistência frontal.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Por outro lado, na série D, as cunhas de concreto que se destacam da laje indicam a ocorrência da ruptura do concreto por *pry-out* (Figura 28). Esse modo de falha decorre, principalmente, do menor cobrimento superior de concreto (distância entre o dente do conector e a superfície externa da laje) existente nos protótipos da série D, parâmetro que afeta significativamente a resistência da conexão a esse modo de ruptura, como será visto mais adiante.

Figura 28. Ruptura do concreto observada nos protótipos da série D de Veríssimo (2007).



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

É importante ressaltar que, embora a ruptura do concreto observada nos ensaios da série D indique falha do concreto por *pry-out*, alguns protótipos ensaiados não contavam com armadura transversal passante pelas aberturas do conector, o que reduz a resistência ao cisalhamento do concreto.

Com exceção do primeiro dente dos conectores ensaiados na série C, que apresentou maiores deformações em função da força frontal exercida pela laje (o concreto nessa série era mais resistente), o conector permaneceu intacto em todos os outros ensaios (Figura 29).

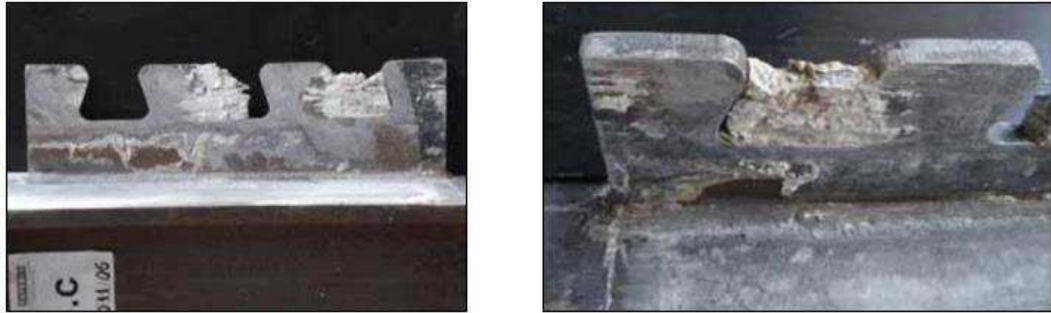
Figura 29. Aspecto geral após a realização de um dos ensaios.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Após o desmonte dos protótipos, Veríssimo (2007) também verificou cunhas de concreto completamente esmagadas junto ao dente do conector, no interior da abertura (Figura 30).

Figura 30. Cunhas de concreto esmagadas no interior das aberturas do Crestbond.



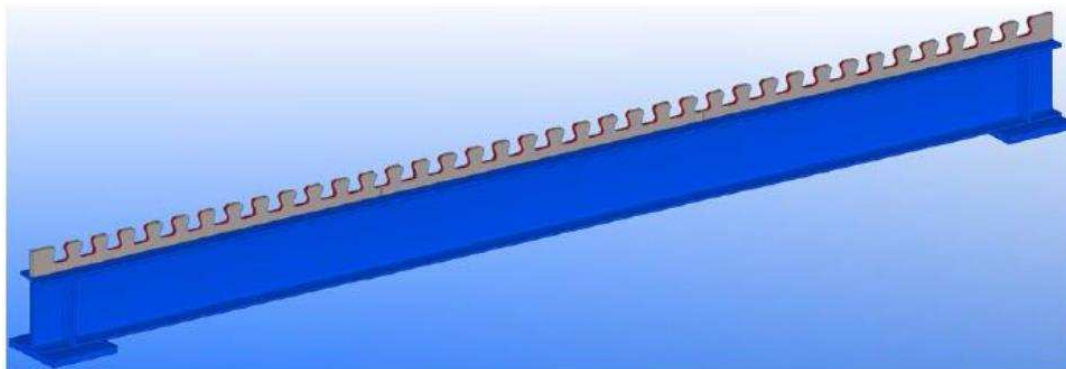
Fonte: VERÍSSIMO (2007).

De modo geral, os resultados experimentais demonstraram que o Crestbond apresenta um comportamento estrutural adequado, caracterizado por alta rigidez e grande ductilidade (VERÍSSIMO, 2007).

Baseando-se nos resultados obtidos, Veríssimo (2007) propôs um modelo semiempírico para estimar a capacidade resistente do Crestbond ao cisalhamento do concreto. O modelo proposto adota uma abordagem similar a utilizada para o Perfobond, em que o cisalhamento do concreto ocorre em dois planos de corte coincidentes com as faces laterais do conector. Posteriormente, outros autores propuseram novas formulações para estimar a resistência do conector CR abordando também apenas o cisalhamento do concreto como falha da conexão (SILVA, 2011; DUTRA, 2014, CARDOSO *et al.*, 2018b).

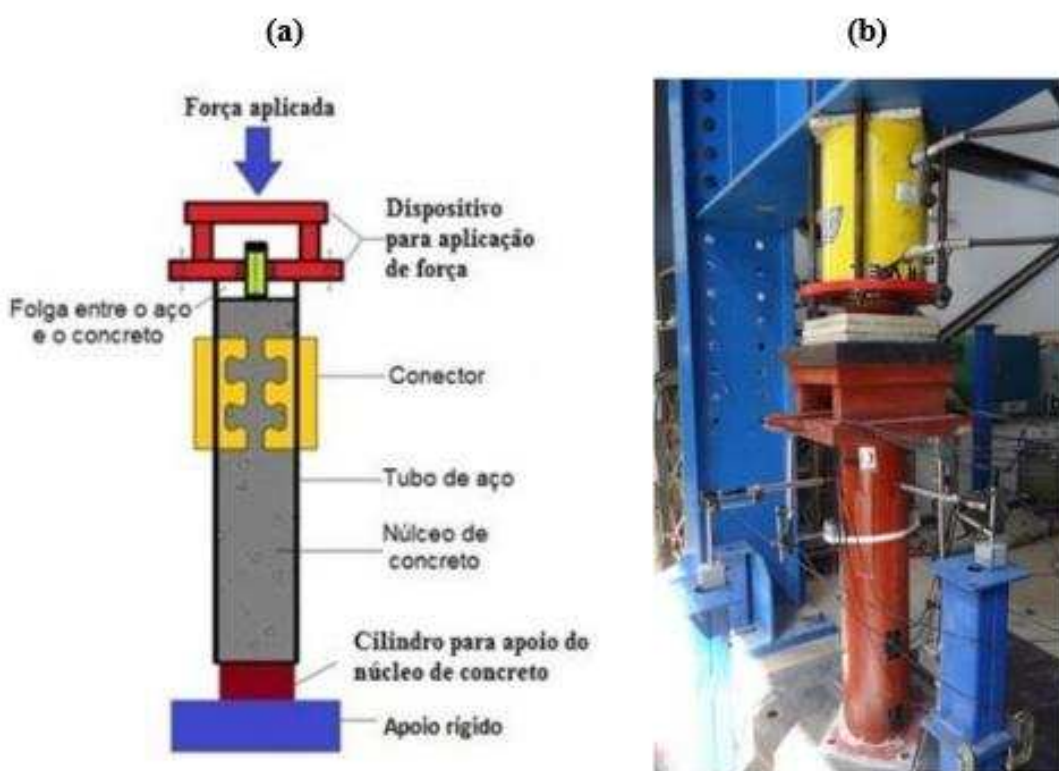
Além da sua utilização como conector de cisalhamento em vigas de ponte (Figura 31) e em sistemas de piso misto (VERÍSSIMO, 2007; PETRAUSKI, 2016; ALVES *et al.*, 2018; CARDOSO *et al.*, 2018a, b), o conector Crestbond também tem sido objeto de pesquisa como mecanismo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares (Figura 32) preenchidos com concreto (AGUIAR *et al.*, 2015). Para tal, os autores realizaram uma série de ensaios para investigar o comportamento do Crestbond no interior desses pilares, variando-se a forma e o tamanho do tubo, a presença da armadura transversal, dentre outros parâmetros.

Figura 31. Esquema de uma viga com conector Crestbond contínuo.



Fonte: ALVES (2014).

Figura 32. Experimentos em pilares mistos com Crestbond: (a) esquema do ensaio e (b) corpo de prova real.



Fonte: AGUIAR *et al.* (2015).

2.5 O PROJETO *PreCo-Beam* E OS *COMPOSITE DOWELS*

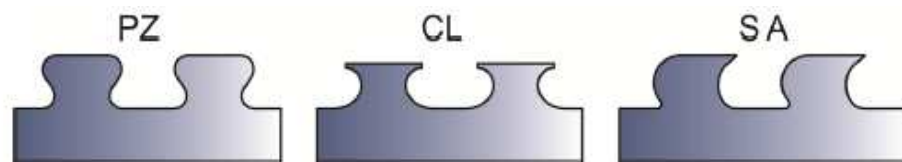
Paralelamente ao desenvolvimento do conector Crestbond, diferentes geometrias de conectores em chapa de aço recortada foram analisadas no âmbito do projeto europeu chamado *PreCo-Beam* (*prefabricated composite beam*) com o objetivo de avaliar o desempenho de conectores com diferentes geometrias, para aplicação em vigas mistas pré-fabricadas de pontes. Esse projeto envolveu pesquisadores de diferentes países europeus como Alemanha, França, Bélgica, Suécia, Polônia e Luxemburgo, além de uma parceria entre universidades e grandes empresas do ramo da construção civil (SEIDL *et*

al., 2013b). Os principais estudos realizados contemplaram o comportamento dos conectores sob carregamentos estáticos e cíclicos.

A solução encontrada para otimizar a fabricação foi desenvolver geometrias simétricas, de modo que a área de concreto no interior da abertura fosse igual ou superior à área de aço do conector. Desse modo, a falha do aço poderia ser decisiva no colapso da conexão.

Após ampla investigação, três conectores se destacaram devido ao seu desempenho estrutural (Figura 33): (a) o conector *puzzle* (PZ), conhecido como *puzzle-shaped connector*; (b) o conector clotóide (CL), conhecido como *clothoidal connector* e (c) o conector tipo barbatana (SA), também referido na literatura internacional como *saw-tooth* (dente de serra) ou conector *fin* (barbatana).

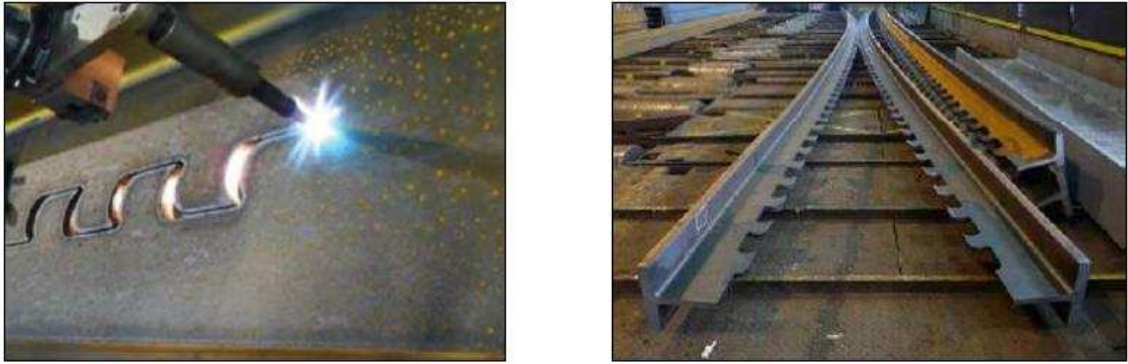
Figura 33. Conectores *puzzle* (PZ), clotóide (CL) e barbatana (SA).



Fonte: ROWINSKI *et al.* (2014).

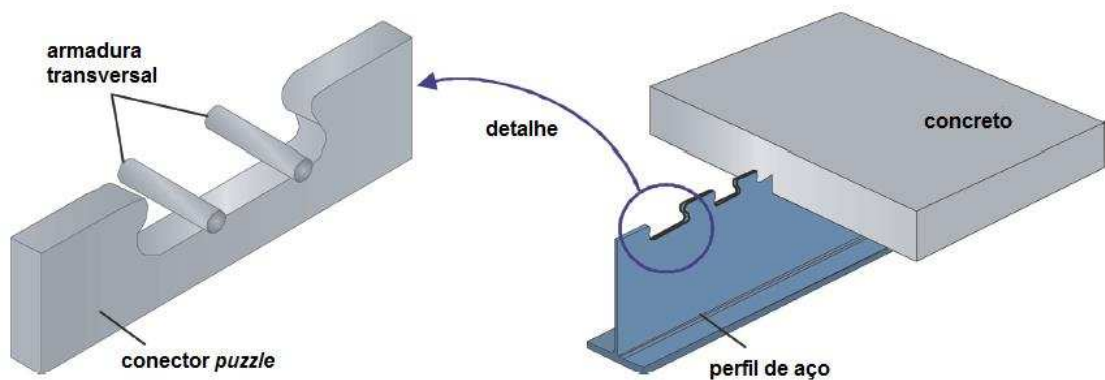
Esses três conectores são obtidos a partir de um corte simétrico na chapa de aço, produzindo-se duas peças similares a partir de um único corte na mesma chapa. Essa característica permite que o corte seja executado no meio da alma de um perfil I laminado, obtendo-se dois perfis T com o conector já integrado à alma (Figura 34). Dessa forma, além de rentabilizar o corte, elimina-se a operação de instalação do conector no perfil como uma peça separada, tornando o sistema ainda mais econômico (Figura 35).

Figura 34. Corte dos conectores barbatana.



Fonte: SEIDL *et al.* (2013b) e KOZIOL (2015).

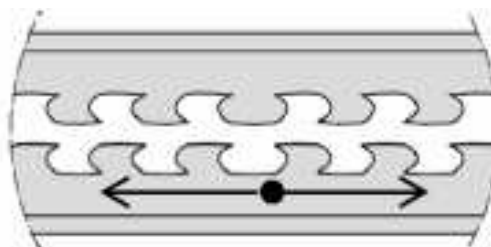
Figura 35. Conector *puzzle*.



Fonte: Adaptado de HEGGER e RAUSCHER (2008).

A geometria do conector SA favorece a transferência das forças de cisalhamento em apenas um sentido. Por esse motivo, é necessário alterar a posição da concavidade dos dentes do conector em relação à seção de momento máximo da viga. A utilização do conector SA é recomendada em estruturas sujeitas apenas a carregamentos estáticos ou em vigas de pontes cujo carregamento é considerado de pequena magnitude (SEIDL *et al.*, 2013a). Devido à geometria assimétrica do conector, mudanças no sentido do fluxo de cisalhamento podem produzir esforços desfavoráveis no lado do dente que possui um canto agudo (Figura 36). Devido ao canto agudo, o conector SA apresenta desempenho à fadiga inferior ao dos conectores PZ e CL.

Figura 36. Fluxo das forças de cisalhamento nos conectores SA.

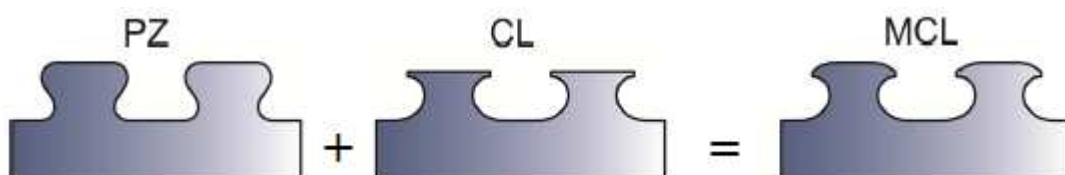


Fonte: SEIDL *et al.* (2013a).

A geometria simétrica dos conectores PZ e CL possibilita a transmissão uniforme e bidirecional das forças de cisalhamento entre o aço e o concreto, ideal para suportar as ações cíclicas que surgem nas pontes. O raio da curvatura inicial do conector CL é cerca de três vezes maior que o do conector PZ, o que lhe proporciona uma resistência superior à fadiga, evitando fissuras provenientes das ações dinâmicas (SEIDL *et al.*, 2013a).

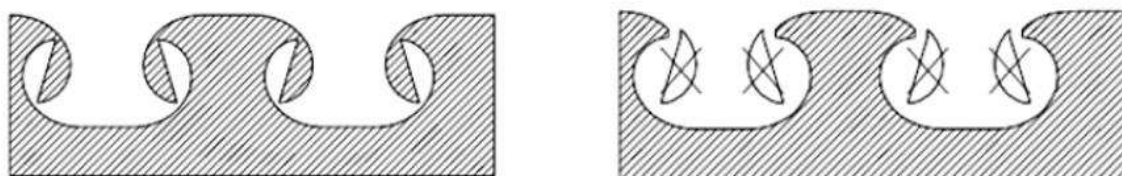
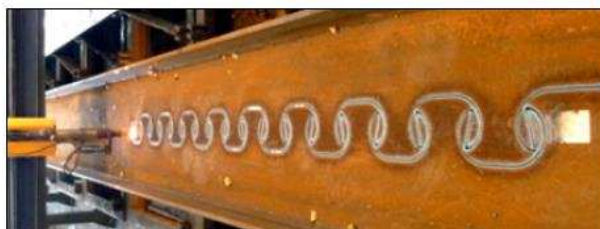
Após a realização de vários ensaios e simulações numéricas para investigar o comportamento desses conectores, foi desenvolvida uma geometria modificada para o conector CL. O novo formato do conector proporciona uma resistência à fadiga ainda maior que dos outros conectores, sendo capaz de suportar ações cíclicas severas. O conector clotóide modificado (MCL – *modified clothoidal connector*), como foi denominado, engloba a alta resistência do conector PZ e o bom desempenho à fadiga do conector CL (Figura 37). A linha de corte para a fabricação do conector MCL é apresentada na Figura 38.

Figura 37. Conector MCL.



Fonte: Adaptado de ROWINSKI *et al.* (2014).

Figura 38. Linha de corte para a fabricação do conector MCL.



Fonte: LORENC *et al.*, 2010.

O desenvolvimento de conectores com reentrâncias abertas, particularmente aqueles com geometrias simétricas, favoreceu o surgimento de um mecanismo de falha associado ao aço do conector (Figura 39), principalmente em conectores constituídos de chapas mais finas no interior de lajes de concreto de alta resistência. Partindo-se dessas constatações, pesquisadores internacionais chamaram esses novos conectores de **composite dowels** em vez de **concrete dowels**, fazendo referência ao mecanismo de falha misto aço-concreto.

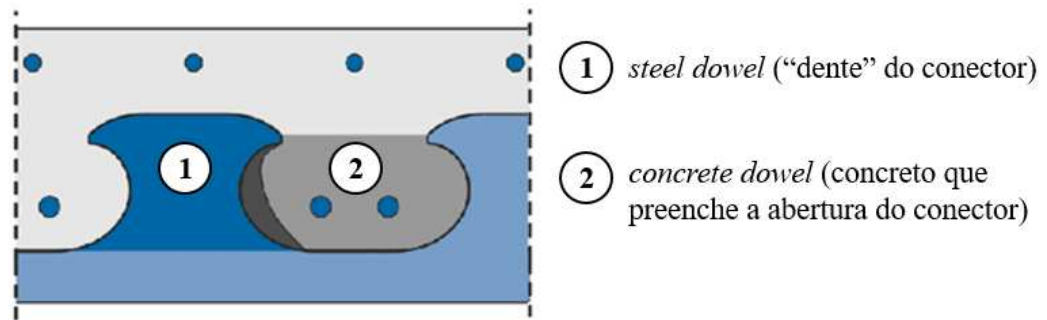
Figura 39. Falha do aço do conector *puzzle*.



Fonte: HECHLER *et al.* (2011).

O termo *composite dowels* (pinos mistos), introduzido em 2007 na literatura internacional, designa duas regiões diferentes na conexão (Figura 40): o pino de concreto (*concrete dowel*) e o pino de aço (*steel dowel*). Nesse trabalho, para referências a essas regiões, a parte denominada de *concrete dowel* é referida como “concreto que preenche a abertura”, ou simplesmente “componente de concreto”. O *steel dowel* é referido como “dente do conector” ou “componente de aço”.

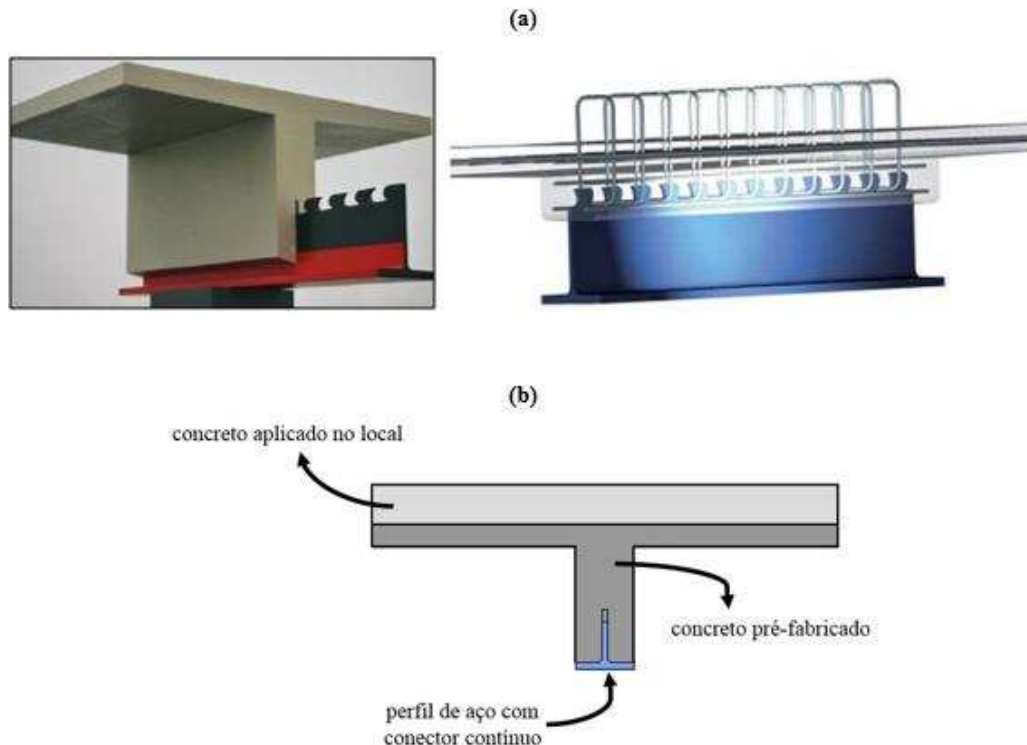
Figura 40. Regiões que formam o *composite dowel*.



Fonte: Adaptado de GALLWOSZUS (2016).

Os conectores em chapa de aço contínua do tipo *composite dowels* são utilizados no método construtivo de pontes denominado “VFT-WIB”, desenvolvido pela *SSF Ingenieure*, em que um perfil de aço com a alma recortada no formato do conector é posicionado na região tracionada de uma viga mista e uma pré-laje de concreto é moldada sobre o perfil, formando uma seção T, como mostrado na Figura 41. Posteriormente, uma segunda camada de concreto é aplicada sobre a pré-laje, na obra, para obtenção da seção transversal final da viga.

Figura 41. Método construtivo VFT-WIB: (a) Princípio do método VFT-WIB; (b) seção transversal VFT-WIB.

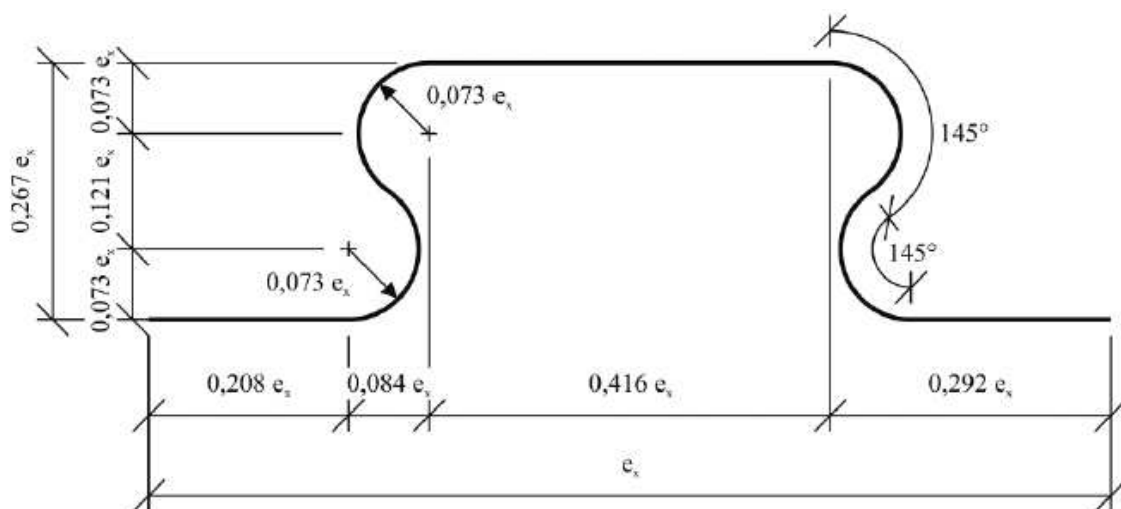


Fonte: Adaptado de SEIDL *et al.* (2013b).

Como resultado do Projeto *PreCo-Beam*, foi elaborado um guia de dimensionamento para os conectores PZ e MCL, bem como um relatório sobre as pesquisas realizadas para a

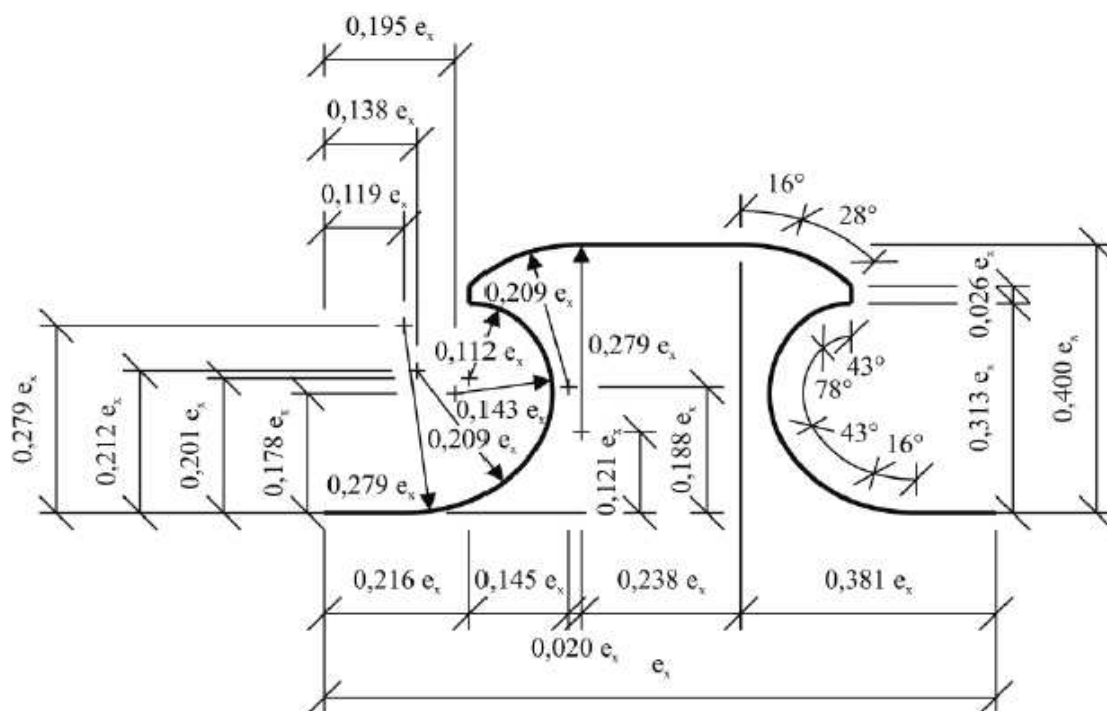
adequada utilização desses conectores na construção de pontes e viadutos (SEIDL *et al.*, 2013b; FELDMANN *et al.*, 2016; KOPP *et al.*, 2018). As diretrizes de dimensionamento, aprovadas pelo Centro de Competência em Engenharia Civil da Alemanha (*DIBt – Deutsches Institut für Bautechnik*), fazem parte do Documento de Aprovação Técnica (DATec) alemão **Z-26.4-56 (2013)**, válido de Maio de 2013 até Maio de 2018. Esse DATec apresenta as equações permitem calcular a capacidade dos conectores, além de todas as condições mínimas que devem ser atendidas para a utilização dos mesmos. As dimensões dos conectores PZ e MCL são determinadas em função do passo do conector (e_x), conforme ilustrado na Figura 42 e na Figura 43. Em função do término da validade do DATec dos conectores em Maio de 2018, existe um projeto em andamento, desde Março de 2017, para ampliar as pesquisas sobre esses conectores quando submetidos a diferentes tipos de ações. Como resultado desse novo projeto, os *composite dowels* devem ser incluídos em uma futura revisão da EN 1994-2:2005, com suas respectivas equações de dimensionamento, como conectores de cisalhamento aplicáveis em pontes e viadutos mistos de aço e concreto.

Figura 42. Dimensões do conector *puzzle* segundo o DATec alemão Z-26.4-56 (2013).



Fonte: Z-26.4-56 (2013).

Figura 43. Dimensões do conector *clothoidal* (modificado) segundo o DATec alemão Z-26.4-56 (2013).

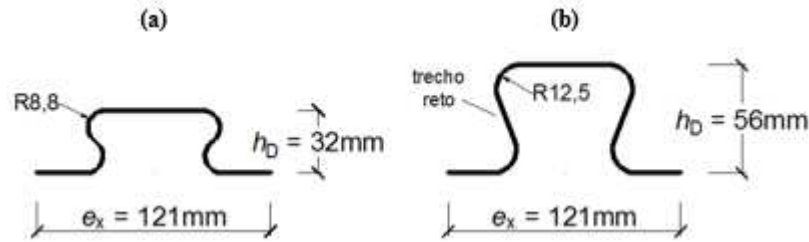


Fonte: Z-26.4-56 (2013).

De acordo com o DATec Z-26.4-56 (2013), a capacidade da conexão proporcionada por conectores em chapa de aço contínua recortada (particularmente com os conectores PZ e MCL) é limitada a três possíveis modos de colapso: (a) cisalhamento do concreto da abertura; (b) ruptura do concreto por *pry-out* e (c) falha do aço do conector. Esses modos de falha são previstos para as condições de utilização exigidas no DATec, como taxas de armadura e dimensões mínimas que devem ser adotadas. O esmagamento do concreto junto à superfície de contato do conector, no interior da abertura, não é mais considerado como um modo de colapso determinante na resistência da conexão. Esse mecanismo é visto, agora, como um “critério secundário de falha”, uma vez que sua ocorrência se dá posteriormente à ruptura do concreto por *pry-out*.

Embora exista certa similaridade entre as geometrias dos conectores *puzzle* e Crestbond, vale destacar que o CR é um conector mais esbelto, isto é, os dentes do conector são mais altos para um mesmo passo (relação h_D/e_x). Além disso, o conector CR apresenta um trecho reto entre os raios de curvatura, que são mais suaves em relação aos raios do PZ (Figura 44).

Figura 44. Comparação entre as geometrias PZ⁸ (a) e CR (b).



Fonte: O autor.

2.6 APLICAÇÕES DOS CONECTORES EM CHAPA DE AÇO RECORTADA

Os conectores em chapa de aço recortada podem ser utilizados tanto em edifícios residenciais quanto em edifícios para estacionamento de veículos de múltiplos andares. Contudo, devido à sua alta resistência à fadiga, esses conectores apresentam vantagens para aplicação em viadutos e pontes rodoviárias e ferroviárias (KOZIOL, 2015). Atualmente, já existem pontes e viadutos construídos em diferentes países da Europa que utilizam vigas mistas de aço e concreto com esses conectores.

A primeira ponte utilizando conectores em chapa de aço contínua foi construída em 2004, na cidade de Pöcking, na Alemanha, em que foi adotado o conector *puzzle* (Figura 45).

⁸ De acordo com o DATec alemão Z-26.4-56 (2013), a dimensão mínima do parâmetro e_x no conector *puzzle* é 150mm. Contudo, foi construído, hipoteticamente, um conector com o passo $e_x = 121$ mm apenas para fins de comparação com a geometria do conector CR utilizada por Veríssimo (2007) em seus ensaios.

Figura 45. Construção da primeira ponte com *composite dowels*, na cidade de Pöcking.



Fonte: SCHMITT *et al.* (2004).

Na Áustria, na cidade de Vigaun, foi construída uma ponte de três vãos com comprimento total de 78,45 m, com conectores tipo barbatana (*saw-tooth connector*), liberada para o tráfego de veículos em Outubro de 2008 (Figura 46).

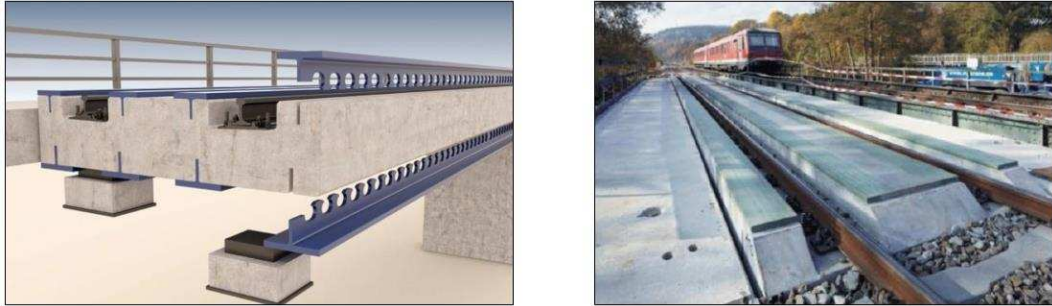
Figura 46. Ponte na cidade de Vigaun, na Áustria, com conectores barbatana.



Fonte: SSF-Ingenieure: “O diálogo é o começo de tudo”, disponível em: <www.ssf-eng.com.br>.

Em 2012, uma ponte ferroviária foi construída sobre o rio Simmerbach, na Alemanha, em que foi utilizado o conector MCL (Figura 47).

Figura 47. Ponte ferroviária sobre o rio Simmerbach, na Alemanha, com conectores MCL.



Fonte: SEIDL *et al.* (2013b).

Uma das pontes mais recentes utilizando *composite dowels* foi construída na Romênia, com vãos de quase 40m (Figura 48), na qual foi utilizado o conector MCL, em função das grandes solicitações cíclicas geradas pelo intenso fluxo de veículos.

Figura 48. Ponte rodoviária na Romênia, utilizando conectores MCL.



Fonte: KOZIOL (2015).

2.7 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE CONECTORES EM CHAPA RECORTADA

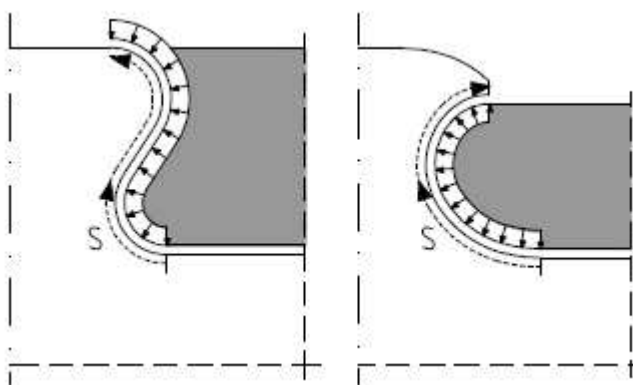
O comportamento estrutural dos conectores em chapa de aço contínua recortada foi minuciosamente estudado no projeto *PreCo-Beam*. Devido à complexa geometria dos conectores, ao comportamento heterogêneo do concreto e à interação entre estes dois elementos, o mecanismo resistente dos *composite dowels* dificilmente pode ser explicado a partir de ensaios experimentais. Assim, grande parte das pesquisas foram realizadas por meio de modelos numéricos capazes de simular as não-linearidades materiais e interações de contato para melhor compreender o comportamento desses conectores (LORENC *et al.*, 2007; HEINEMEYER, 2011; LORENC *et al.*, 2014b; CLASSEN e GALLWOSZUS, 2016).

O comportamento desses conectores está relacionado aos dois elementos que compõem a seção mista (Figura 40): o componente de aço ou “dente” do conector (*steel dowel*), e o componente de concreto, o concreto que preenche a abertura do conector (*concrete*

dowel). Em função da interação de dois materiais com capacidades de deformação totalmente diferentes, é necessário compreender o comportamento de cada elemento que compõe a seção mista, bem como o comportamento em conjunto dos dois materiais.

O principal mecanismo dos conectores em chapa contínua para transferir as forças de cisalhamento entre o concreto e o aço é proporcionado pelo concreto no interior da abertura, na região de contato com o conector (zona A da Figura 15). Existe uma distribuição da força transmitida pelo concreto ao longo do comprimento do arco S, mostrado na Figura 49, variando seu perfil conforme a geometria do conector. Por meio de uma análise mais detalhada, foi comprovado que a extremidade superior do conector MCL não tem participação significativa na transferência das forças, sendo desprezada (SEIDL *et al.*, 2013c).

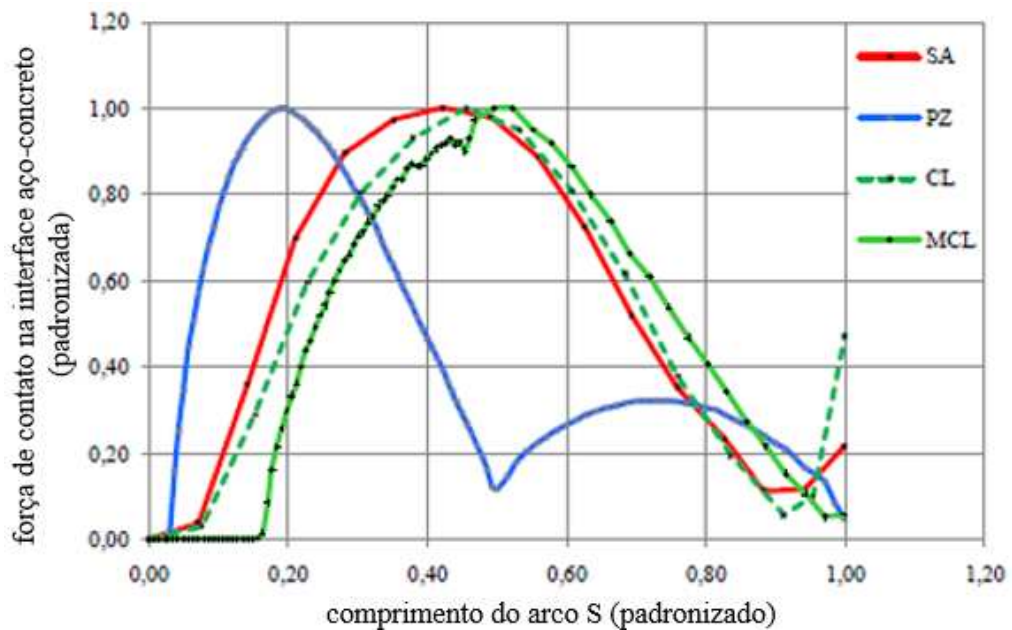
Figura 49. Arco S variando conforme o formato do conector.



Fonte: SEIDL *et al.* (2013c).

No Estado Limite de Serviço, os conectores SA, CL e MCL atingem a força de contato máxima para uma faixa entre 40 e 60% do comprimento do arco S, enquanto a força máxima para o conector PZ ocorreu na faixa de 20% do comprimento do arco (Figura 50). No estado-limite último, por outro lado, a distribuição de esforços ao longo do arco S se modifica, ocorrendo uma redistribuição das tensões em decorrência das grandes deformações sofridas pelos dentes do conector (SEIDL *et al.*, 2013c).

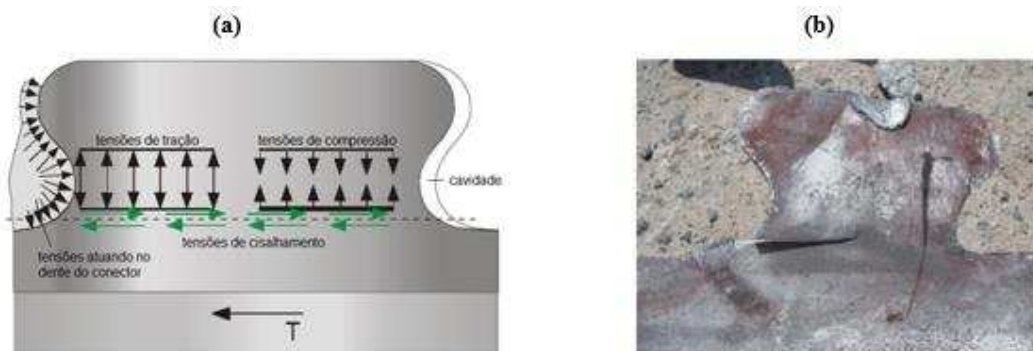
Figura 50. Distribuição da força de contato na interface entre o aço e o concreto do concreto ao longo da curvatura do conector.



Fonte: (Adaptado de SEIDL *et al.* (2013c).

A força exercida pelo concreto sobre o conector produz tensões de cisalhamento e de flexão combinadas sobre o dente do conector, que, dependendo de sua magnitude, podem levar ao surgimento de um modo de falha com a formação de uma fissura horizontal, como mostrado na Figura 51.

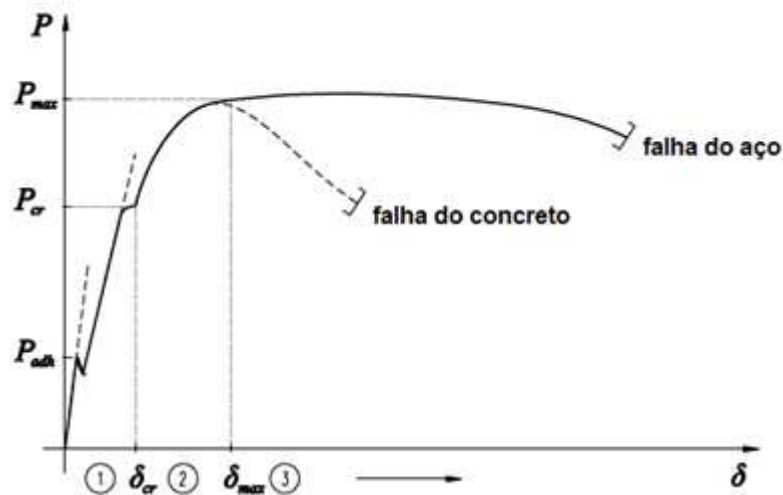
Figura 51. Falha associada ao aço do conector: (a) esforços sobre o dente do conector e (b) ruptura do dente do conector.



Fonte: (a) Adaptado de HEGGER *et al.* (2006) e (b) LORENC *et al.* (2014a).

O comportamento de conectores em chapa de aço recortada pode ser caracterizado por uma curva “força x deslizamento” típica, como a apresentada na Figura 52 (SEIDL, 2013c). Nessa curva, o comportamento é dividido em três regiões principais, explicadas a seguir.

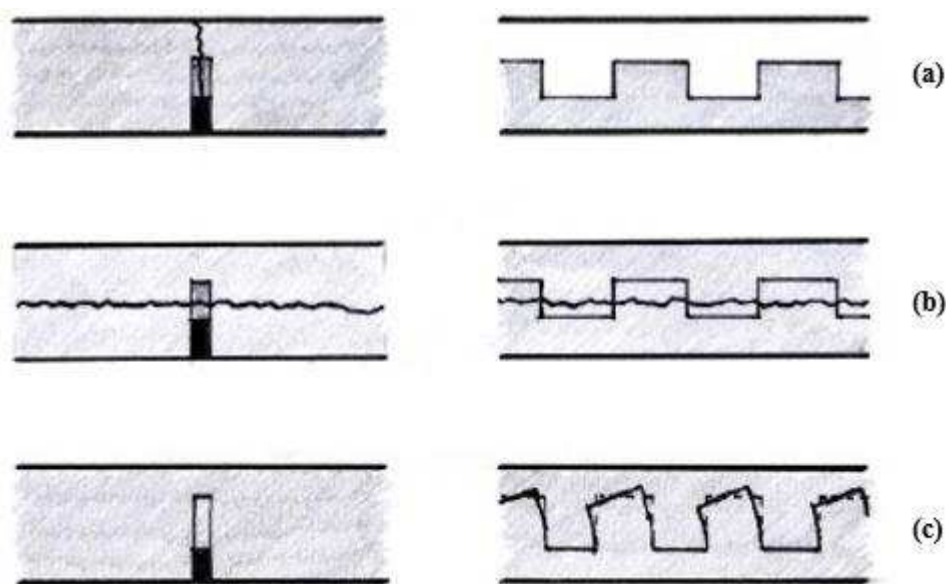
Figura 52. Comportamento força-deslizamento típico de conectores em chapa de aço contínua.



Fonte: Adaptado de SEIDL *et al.* (2013c).

A região 1 representa o comportamento elástico-linear da conexão, com a mobilização da aderência entre os elementos e o surgimento da região de confinamento do concreto no interior da abertura, junto ao conector. Essa zona comprimida avança em direção ao conector, fazendo com que surjam tensões de tração na direção transversal responsáveis pela formação de fissuras no concreto paralelas à chapa do conector, conforme o modelo proposto por Wurzer (1997) (Figura 15). Em lajes de menor altura, essas fissuras ocorrem perpendiculares à chapa do conector (Figura 53b). Num outro contexto, em que conectores mais esbeltos são utilizados em lajes de concreto de alta resistência, os dentes do conector atingem a tensão de escoamento do aço e começam a se deformar (Figura 53c). A região 1, portanto, é delimitada pelo aparecimento das primeiras fissuras no concreto (P_{cr}) ou pelo início do escoamento do conector (SEIDL, 2009). De acordo com Wurzer (1997), a carga referente ao aparecimento das primeiras fissuras no concreto (P_{cr}) ocorre numa faixa entre 70% e 90% da resistência máxima do conector (P_{max}).

Figura 53. Comportamento da conexão na região 1.



Fonte: SEIDL (2009).

Na região 2, as tensões de tração que ocorrem no concreto são transferidas para as barras de armadura. Entretanto, na ausência de armadura, a resistência da conexão é limitada pela resistência à tração do concreto. Neste caso, quando a resistência à tração do concreto é ultrapassada, a laje sofre uma ruptura longitudinal denominada *splitting*, separando-se em duas metades, e a curva “força x deslizamento” decresce rapidamente após atingida a carga máxima. Devido ao seu comportamento frágil, esse modo de ruptura deve ser sempre evitado com a utilização de armaduras. Desse modo, a presença da armadura permite aumentar o carregamento até o surgimento de um outro modo de falha, correspondente à carga máxima da conexão (P_{max}).

A região 3, por sua vez, ilustra o comportamento pós-falha da conexão, caracterizada por um patamar horizontal com grandes deformações no caso de uma ruptura do aço. Se a falha no concreto governar o colapso da conexão, a curva força-deslizamento torna-se mais descendente, sobretudo com um comportamento dúctil devido à presença da armadura transversal. É importante destacar que, quanto mais embutido o conector estiver na laje de concreto, maior ductilidade será observada nessa região.

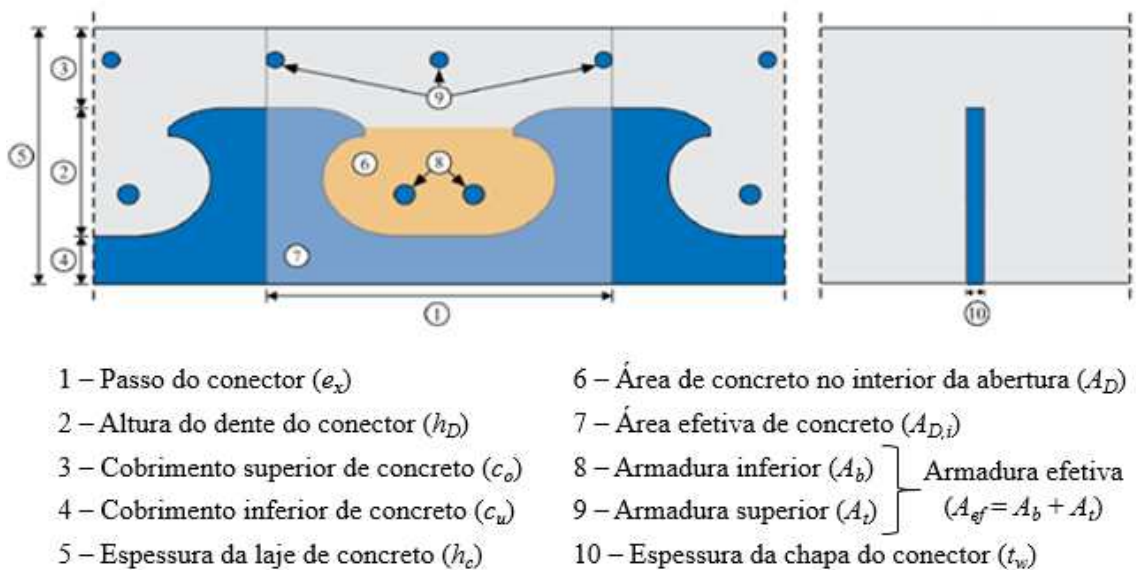
2.7.1 Descrição dos modos de falha e modelos analíticos desenvolvidos

Os possíveis modos de colapso aos quais os conectores em chapa contínua estão submetidos, de acordo com o DATec alemão Z-26.4-56 (2013), são três: cisalhamento do concreto no interior da abertura, ruptura do concreto por *pry-out* e falha do aço do

conector. Apesar do esmagamento do concreto e do *splitting* da laje não serem considerados como determinantes na resistência da conexão, esses mecanismos são apresentados nesse item para melhor compreensão do comportamento desses conectores.

Os modelos semiempíricos desenvolvidos para estimar a resistência relacionada a cada modo de falha, também apresentados nesse item para os conectores estudados no projeto *PreCo-Beam*, envolvem uma série de parâmetros que variam conforme a geometria do conector, ilustrada na Figura 54.

Figura 54. Parâmetros dos conectores em chapa de aço contínua.

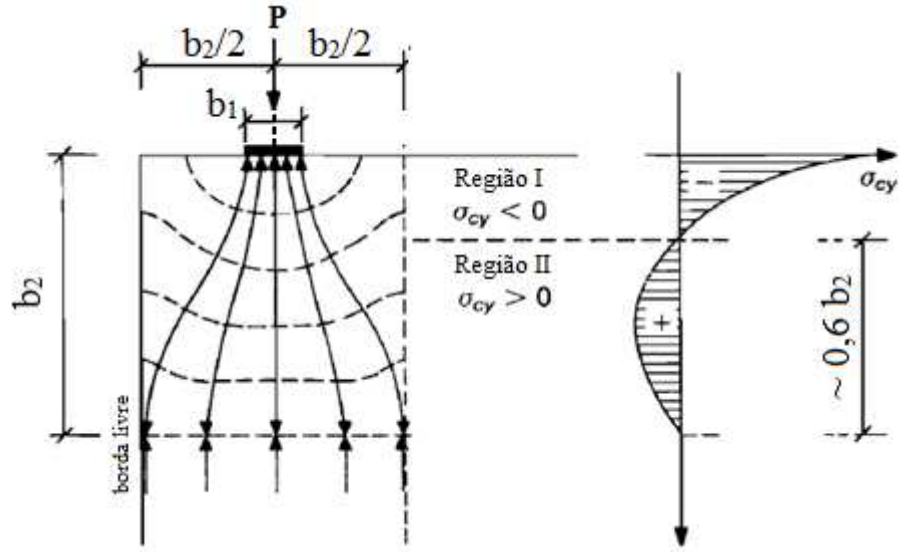


Fonte: Adaptado de FELDMANN *et al.* (2016).

2.7.1.1 Esmagamento do concreto no interior da abertura do conector

O esmagamento do concreto no interior da abertura foi observado nos primeiros ensaios realizados com o conector Perfobond (LEONHARDT *et al.*, 1987), ocorrendo também nos estudos de Wurzer (1997) e Zapfe (2001). Naquela época, acreditava-se que uma das falhas da conexão estava associada à resistência do concreto submetido a um estado multiaxial de tensão, após sofrer poro-colapso na região de contato com o conector. Essa ruptura é comparada a uma compressão local, na qual uma força de compressão extremamente intensa é aplicada numa pequena área (equivalente ao esforço transmitido pelo dente do conector ao concreto). A compressão local que provoca o esmagamento do concreto, definida nesse trabalho como f_{cc} , é exemplificada na Figura 55, retirada do *Model Code* 1990 (CEB, 1991).

Figura 55. Compressão local de acordo com o MC90.



Fonte: Adaptado de *Model Code 1990* (CEB, 1991).

De acordo com a Figura 55, o concreto pode sofrer uma ruptura por esmagamento devido às grandes tensões de compressão atuantes na região I, ou por tensões transversais de tração que excedem a resistência à tração do concreto (*splitting*), na região II. Com base nesta interpretação, as seguintes equações foram propostas para estimar a capacidade do concreto ao esmagamento, na região 1:

$$[\text{Wurzer, 1997}] \quad P_{esm} = \eta h_D t_w \sqrt{f_c} \quad (2.1)$$

$$[\text{Zapfe, 2001}] \quad P_{esm} = 72,7 h_D t_w \sqrt{f_c} \quad (2.2)$$

em que:

P_{esm} é a resistência ao esmagamento do concreto [N];

h_D é a altura do dente do conector [mm];

t_w é a espessura da chapa do conector [mm];

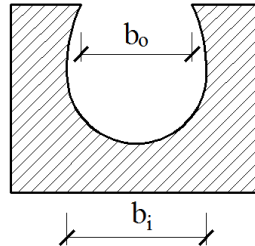
f_c é a resistência à compressão do concreto [N/mm²].

Na Eq. (2.1), o fator η é a razão entre a compressão local devido ao efeito de confinamento e a resistência à compressão do concreto. Esse fator foi estimado empiricamente por Wurzer (1997) por meio dos resultados experimentais obtidos em seus ensaios, e é determinado pela Eq. (2.3):

$$\eta = 6,4 + 0,05(100 - h_d) \left(0,5 + \frac{5 b_o}{8 b_i} \right) \leq 12,5 \sqrt{\frac{31}{f_c}} \quad (2.3)$$

Os parâmetros b_o e b_i são identificados na Figura 56.

Figura 56. Parâmetros do conector Kombi ensaiados por Wurzer (1997).



Fonte: O autor.

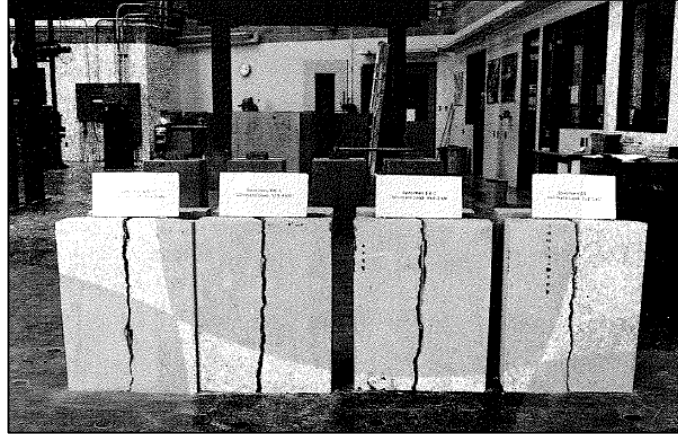
Na Eq. (2.2), o autor substituiu o fator η por um coeficiente de ajuste, determinado de acordo com uma análise estatística seguindo os procedimentos do Anexo D da EN 1990:2002.

De acordo com Seidl (2009), uma vez que os conectores estão completamente envoltos pelo concreto, a cunha completamente pulverizada que se forma junto à superfície de contato do conector, no interior da abertura, não se rompe por esmagamento. Em outras palavras, o concreto circunjacente impede esse modo de falha.

2.7.1.2 Separação longitudinal da laje (*splitting*)

A falha por cisalhamento longitudinal da laje (*splitting*), considerada como uma ruptura frágil, ocorre na ausência de armadura transversal, conforme explicado anteriormente. Esse modo de ruptura também foi observado por Oguejiofor e Hosain (1994) em experimentos com conectores Perfobond descontínuos (Figura 57), anteriormente aos estudos de Wurzer (1997).

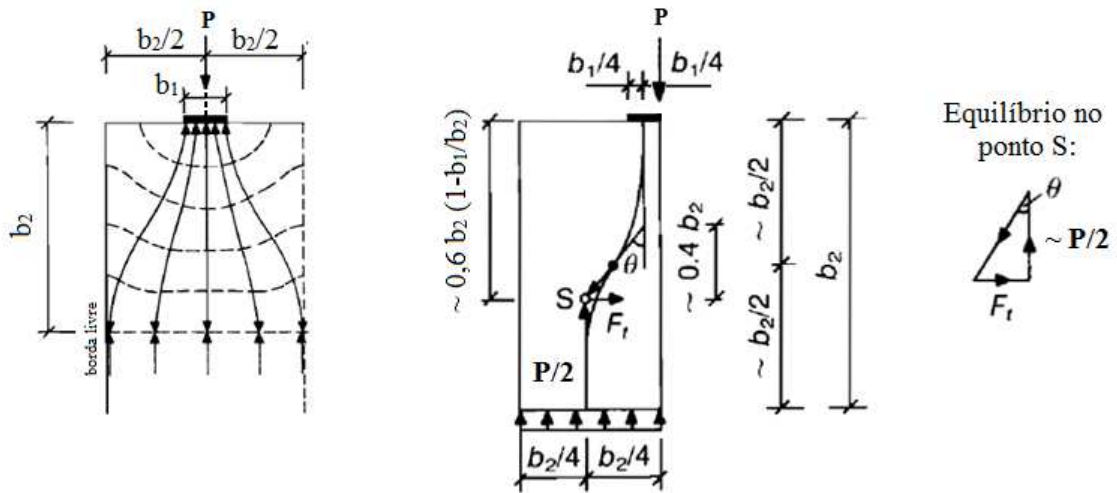
Figura 57. Separação longitudinal da laje de concreto em ensaios com Perfobond.



Fonte: OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994).

Dado o comportamento frágil da conexão associado a este modo de falha, o DATec alemão Z-26.4-56 (2013) exige uma armadura mínima a fim de evitar essa ruptura. O cálculo dessa armadura foi proposto por Heinemeyer (2011), que determinou a força de tração (F_t) transferida para as barras de armadura em conectores *puzzle*, utilizando um modelo de bielas e tirantes proposto pelo *Model Code 1990* (Figura 58).

Figura 58. Modelo de biela e tirante para determinação da força de tração na armadura.



Fonte: Adaptado de *Model Code 1990* (CEB, 1991).

A força F_t é determinada fazendo o equilíbrio no ponto S:

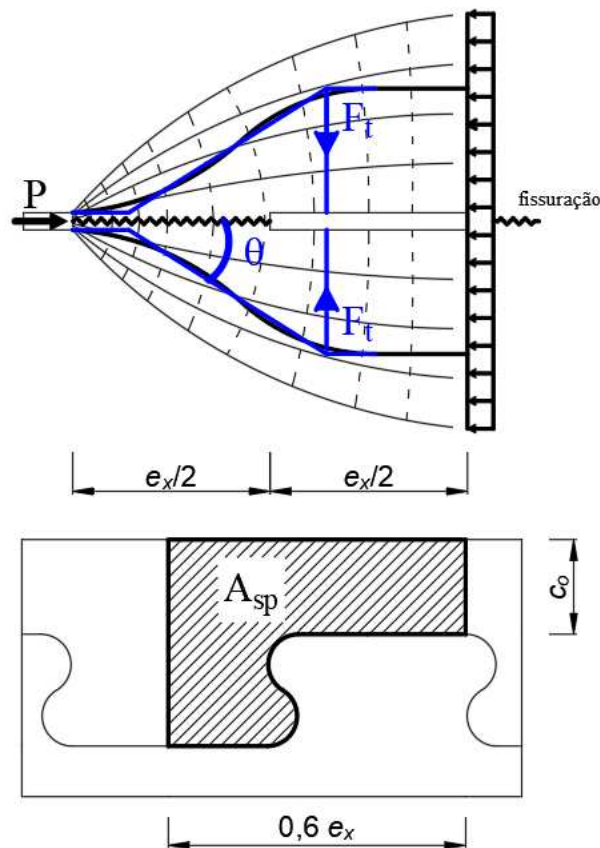
$$F_t = \left(\frac{P}{2} \right) \tan \theta = \frac{(P/2)(b_2/4 - b_1/4)}{0,4b_2} \quad (2.4)$$

$$F_t = 0,3P(1 - b_1/b_2) \quad (2.5)$$

Para que a armadura seja solicitada, a força de tração atuante deve atingir a resistência à tração do concreto. Nessas condições, são feitas as seguintes considerações para o conector *puzzle*:

- como os dentes do conector são igualmente espaçados de uma distância e_x , o comprimento do modelo considerado é igual a e_x ;
- a força de tração que o concreto resiste é determinada a partir da sua resistência à tração (f_{ctm}) e de uma área efetiva (A_{sp}) que abrange tanto o concreto no interior da abertura quanto a porção de concreto acima da chapa do conector (Figura 59);
- segundo o MC90, as bielas de compressão estão inclinadas de um ângulo $\theta = 35^\circ$ no concreto sem armadura, e pode ser adotado 60% do comprimento b_2 como um valor aproximado no cálculo da área efetiva (A_{sp}).

Figura 59. Modelo de biela e tirante para o cálculo da força nas armaduras.



Fonte: O autor.

Feitas essas considerações, a Eq. (2.5) é adaptada para cada geometria distinta dos conectores e a força de tração que o concreto resiste é calculada conforme a Eq. (2.8):

$$F_t = 0,3P(1 - t_w / e_x) \quad (2.6)$$

$$F_{t,c} = f_{ctm} A_{sp} \quad (2.7)$$

$$F_{t,c} = f_{ctm} (0,4A_D + 0,6e_x c_o) \quad (2.8)$$

em que $F_{t,c}$ é a força de tração que o concreto resiste.

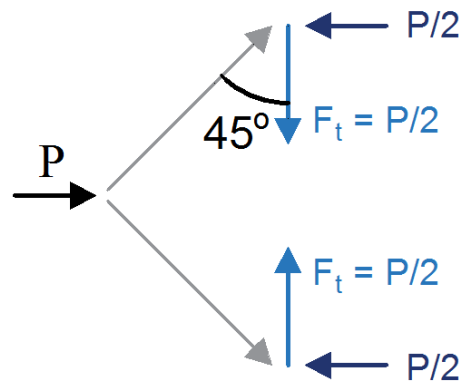
A parcela $0,4A_D$ foi adotada por Heinemeyer (2011) como um valor aproximado da área no interior da abertura, A_D (Figura 54), que integra a área efetiva onde ocorre o *splitting* (A_{sp})

Igualando as expressões (2.6) e (2.8), obtém-se a força P que provoca o *splitting* (na ausência de armadura):

$$(2.6) = (2.8) \quad P = \frac{1}{0,3} \frac{0,4A_D + 0,6e_x c_o}{(1 - t_w / e_x)} f_{ctm} \quad (2.9)$$

Em seus estudos, Heinemeyer (2011) comparou os resultados analíticos obtidos por meio da Eq. (2.9) com os resultados dos seus ensaios que falharam por *splitting*, obtendo uma boa correspondência entre eles. Além disso, a autora verificou, por meio de simulações numéricas, que o ângulo de inclinação das bielas de compressão θ aumenta de 35° para 45° devido à presença de armadura e à formação de fissuras no concreto. Partindo dessa constatação, Heinemeyer (2011) propôs a seguinte expressão para o cálculo da armadura mínima que deve ser utilizada para evitar esse modo de ruptura, de acordo com o esquema da Figura 60:

Figura 60. Modelo considerado por Heinemeyer (2011)



Fonte: O autor.

$$F_t = \frac{P}{2} \tan \theta \Rightarrow A_{ef} f_{yd} = \frac{P}{2} \tan 45^\circ \quad (2.10)$$

$$A_{ef} = 0,5 \frac{P}{f_{yd}} \quad (2.11)$$

em que:

A_{sf} é a armadura efetiva, distribuída sobre a área A_{sp} , para evitar o *splitting* [mm²];

P é força atuante sobre um dente do conector [N];

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura [N/mm²].

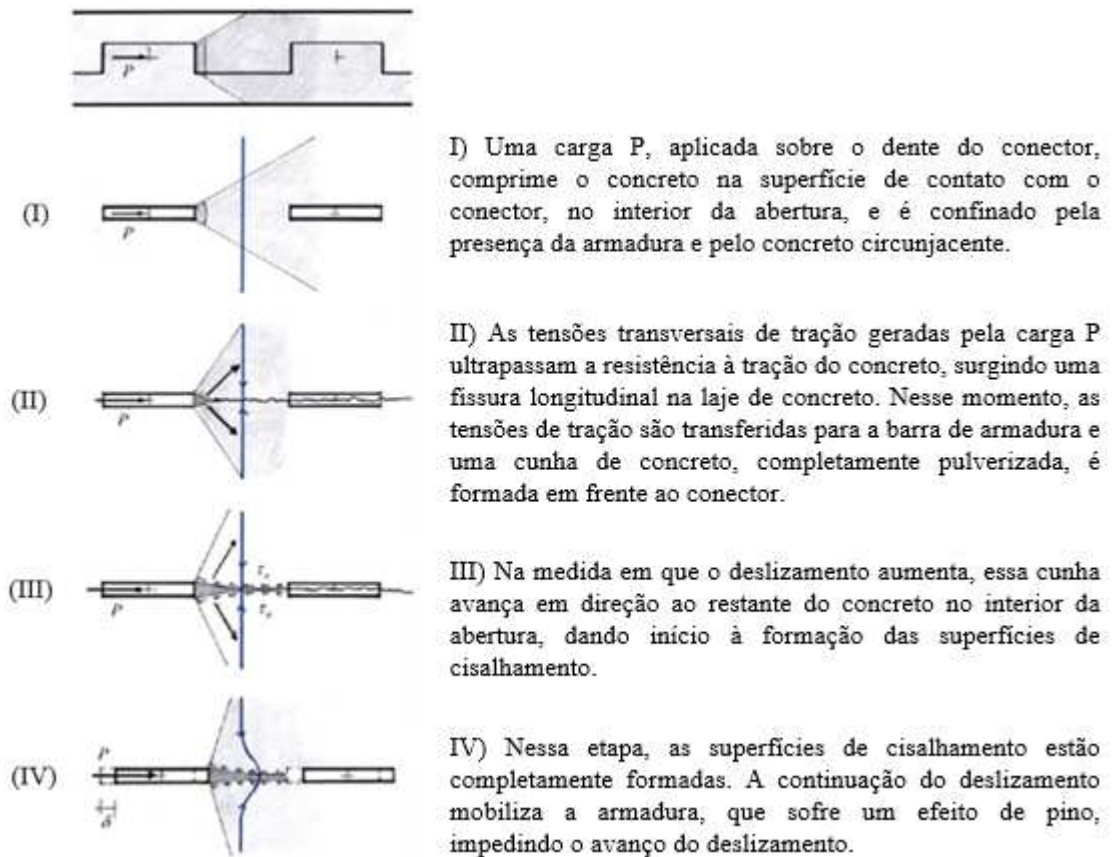
2.7.1.3 Cisalhamento do concreto no interior da abertura

O cisalhamento do concreto no interior da abertura era considerado o principal mecanismo de falha da conexão com conectores em chapa desde o surgimento do Perfobond, um conector com aberturas fechadas. Partindo-se desse pressuposto, diversos autores investigaram o comportamento desses conectores considerando apenas este modo de falha e propuseram diferentes modelos semiempíricos para estimar a capacidade da conexão (VELDANDA e HOSAIN, 1992; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1992; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994; STUDNICKA *et al.*, 1999; USHIJIMA *et al.*, 2001). Como o objeto de estudo deste trabalho é o comportamento de conectores com reentrâncias abertas, as equações referentes ao cisalhamento do concreto apresentadas neste item se limitam a esses conectores, sobretudo àqueles estudados no âmbito do projeto *PreCo-Beam*.

O cisalhamento do concreto é o modo de falha predominante em conectores com pequenas aberturas formados a partir de chapas mais espessas, ocorrendo ao longo de dois planos no interior da abertura. Consequentemente, os principais parâmetros que influenciam a capacidade resistente da conexão é a área de concreto cisalhada (área da abertura do conector), a resistência ao cisalhamento do concreto e a presença de armaduras transversais no interior da abertura (FELDMANN *et al.*, 2016). Em conectores com grandes aberturas, esses planos de cisalhamento se juntam, conforme explicado no item 2.3. Esse efeito é considerado por um fator descrito em função da geometria do conector nas equações de dimensionamento.

Na Figura 61, é ilustrado o mecanismo de falha da conexão devido ao cisalhamento do concreto descrito por Seidl (2009).

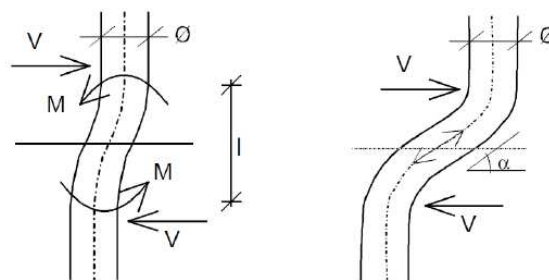
Figura 61. Colapso desencadeado por cisalhamento do concreto.



Fonte: Adaptado de SEIDL (2009).

O efeito de pino da armadura, presenciado na etapa (IV) da Figura 61, refere-se à capacidade da armadura transversal de resistir aos esforços de cisalhamento e flexão impostos pela atuação da força longitudinal. Em grandes deslizamentos, esse efeito contribui para a resistência ao cisalhamento devido à componente horizontal da força de tração que atua na barra (Figura 62).

Figura 62. Efeito de pino nas armaduras.



Fonte: Model Code 2010 (FIB, 2011).

As expressões desenvolvidas para estimar a resistência da conexão ao cisalhamento do concreto (em kN por passo de conector), em diversos conectores estudados, são apresentadas a seguir:

[Zapfe, 2001]	$P_{cis,k} = 23,4 f_h A_D f_{ctk} \rho_i \quad (2.12)$
f_h	fator que considera o efeito da junção das superfícies de cisalhamento, dado por:
	$f_h = (1,2 - h_D / 180)$
h_D	altura da abertura do conector [mm]
A_D	área da abertura [mm ²]
f_{ctk}	resistência à tração característica do concreto [N/mm ²]
ρ_i	taxa de armadura transversal passante, dada por:
	$\rho_i = \left(1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \frac{A_b}{A_D} \right)$
A_b	armadura transversal passante pela abertura [mm ²]
E_s	módulo de elasticidade do aço [N/mm ²]
E_{cm}	módulo de elasticidade do concreto [N/mm ²]

[Seidl, 2009]	$P_{cis,k} = A_D f_c^{2/3} f_y^{1/3} \quad (2.13)$
A_D	área da abertura [mm ²]
f_c	resistência à compressão do concreto [N/mm ²]
f_y	resistência ao escoamento do aço do conector [N/mm ²]

[Seidl, 2009]	$P_{cis,k} = \left(0,9 A_D f_c^{2/3} (\rho f_y)^{1/3} + 1,5 (\phi_{b1}^2 + \phi_{b2}^2) \right) \times \left(\sqrt{1 + (1,3\varepsilon)^2} - 1,3\varepsilon \right) \sqrt{f_c f_y} \quad (2.14)$
ρ	taxa de armadura, dada por:
	$\rho = A_b / A_D$
ϕ_{b1}	diâmetro da primeira barra de armadura transversal passante no interior da abertura [mm]
ϕ_{b2}	diâmetro da segunda barra de armadura transversal passante no interior da abertura [mm]
ε	parâmetro que considera o efeito de pino das armaduras, dado por:
	$\varepsilon = \frac{3t_w}{2(\phi_{b1} + \phi_{b2})} \sqrt{\frac{f_c}{f_y}}$

[Z-26.4-56, 2013]	$P_{cis,k} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} (1 + \rho_D)$	(2.15)
η_D	fator que considera o efeito da junção das superfícies de cisalhamento, depende da geometria do conector [-]	
e_x	passo do conector [mm]	

Na expressão desenvolvida por Zapfe (2001), o termo f_h considera o efeito da junção das superfícies de cisalhamento que ocorre em conectores com aberturas maiores. Além desse fator, ela contabiliza a resistência à tração característica do concreto (f_{ctk}), a área da abertura (A_D) e a taxa de armadura no interior da abertura (ρ_i).

Diferente da abordagem de Zapfe (2001), Seidl (2009) propõe duas equações para este modo de falha: a primeira para a inexistência de armadura transversal no interior da abertura (Eq. (2.13)) e a segunda para quando existe essa armadura (Eq. (2.14)). Neste último caso, a equação envolve parâmetros que consideram a taxa de armadura (ρ) e o efeito de pino (ε). É importante destacar que em nenhuma das expressões propostas por Seidl (2009) o autor considera a junção das superfícies de cisalhamento.

A Eq. (2.15), apresentada no DATec alemão Z-26.4-56 (2013), contabiliza a área de concreto na abertura, representada por $(e_x)^2$, a resistência ao cisalhamento do concreto, estimada por $\sqrt{f_c}$ e a taxa de armadura no interior da abertura (ρ_D), determinada por meio da Eq. (2.16):

$$\rho_D = \frac{E_s A_b}{E_{cm} A_D} \quad (2.16)$$

Assim como na equação proposta por Zapfe (2001), o parâmetro η_D considera o efeito da junção das superfícies de cisalhamento no interior da abertura, e é determinado em função da geometria do conector (PZ ou MCL) segundo a Eq. (2.17):

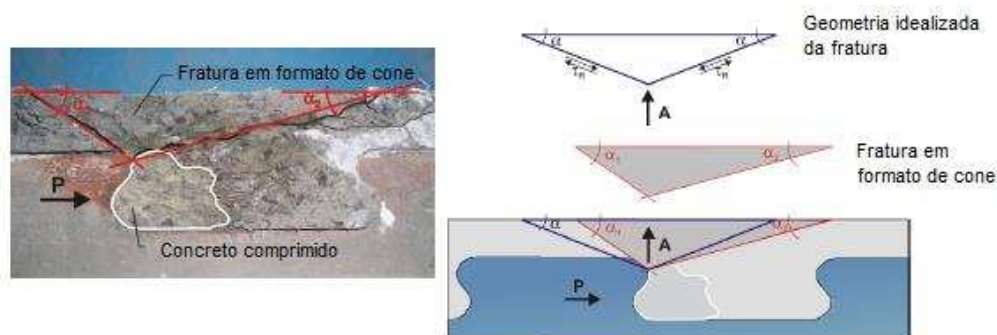
$$\begin{aligned} \eta_{D,MCL} &= 3 - e_x / 180 \\ \eta_{D,PZ} &= 2 - e_x / 400 \end{aligned} \quad (2.17)$$

Observando as equações (2.12) e (2.15), nota-se que a expressão estabelecida no DATec alemão Z-26.4-56 (2013) segue a mesma abordagem utilizada na expressão desenvolvida por Zapfe (2001), exceto pela estimativa da resistência ao cisalhamento do concreto e pela subtração da unidade da taxa de armadura.

2.7.1.4 Ruptura do concreto por *pry-out*

A ruptura do concreto por *pry-out* é observada principalmente nos casos em que a distância entre o dente do conector e a superfície da laje (parâmetros c_o ou c_u da Figura 54) é curta. Devido ao efeito de confinamento no concreto, cunhas de concreto completamente compactadas são formadas na superfície de contato com o conector, impedidas de se movimentar em qualquer direção. Na medida em que o carregamento aumenta, as cunhas de concreto (capazes de resistir tensões de compressão diversas vezes superior à sua resistência à compressão uniaxial) são ainda mais comprimidas, provocando uma “força de expulsão” (força A na Figura 63) ortogonal à força de cisalhamento P na direção do menor cobrimento do concreto (nota-se que essa ruptura pode ocorrer tanto na superfície interna quanto externa da laje). Quando as tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto na região de menor cobrimento, ocorre a falha por *pry-out* do concreto, surgindo uma fratura em formato de cone (CLASSEN e HERBRAND, 2015). A eventual “expulsão” desse cone de concreto acarreta no esmagamento das cunhas de concreto no interior da abertura, visto que o efeito de confinamento e o estado multiaxial de tensões ao qual o concreto estava submetido são eliminados. Em função disso, o esmagamento do concreto é considerado como um “critério secundário de falha”, uma vez que ele ocorre posteriormente ao *pry-out* (FELDMANN *et al.*, 2016).

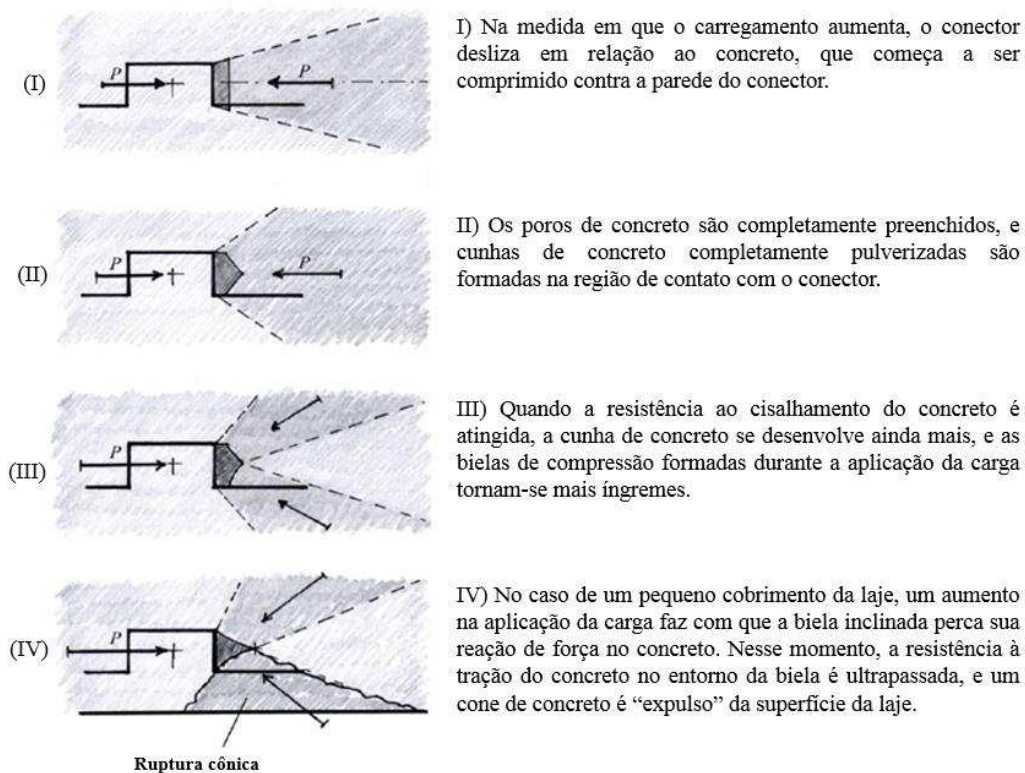
Figura 63. *Pry-out* do concreto.



Fonte: Adaptado de Heinemeyer (2011).

Na Figura 64, é apresentado um esquema que ilustra o mecanismo de ocorrência deste modo de falha descrito por Seidl (2009).

Figura 64. Colapso desencadeado pela ruptura do concreto por *pry-out*.



Fonte: Adaptado de SEIDL (2009).

A resistência à ruptura do concreto por *pry-out* depende, além de outros fatores, da altura do cone de concreto expulso da laje, designado por h_{po} . Este parâmetro é definido de modo diferente por cada autor, como mostrado a seguir. Por fim, o DATec alemão Z-26.4-56 (2013) estabelece uma expressão para o cálculo desse parâmetro.

Em função das diferentes abordagens utilizadas para o desenvolvimento das equações que predizem a resistência da conexão à ruptura do concreto por *pry-out*, elas são apresentadas separadamente, em ordem cronológica.

— Modelo de Zapfe (2001)

Zapfe (2001) foi o primeiro autor que observou esse modo de falha em seus ensaios, conforme descrito no item 2.3. A expressão desenvolvida pelo autor é apresentada na Eq. (2.18):

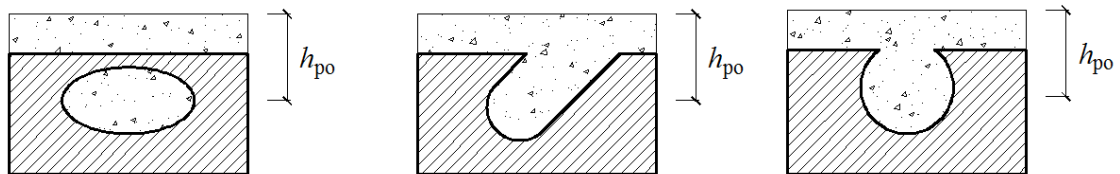
$$P_{po,k} = 25,6 h_{po}^2 f_{ctk} \left(1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \frac{A_{sf}}{A_D} \right) \quad (2.18)$$

em que:

- h_{po} altura do cone de concreto [mm]
- f_{ctk} resistência à tração característica do concreto [N/mm²]
- E_s módulo de elasticidade do aço [N/mm²]
- E_{cm} módulo de elasticidade do concreto [N/mm²]
- A_{sf} armadura efetiva, conforme a Figura 54 [mm²]

Dadas as diferentes geometrias ensaiadas pelo autor (Figura 16), a altura do cone de concreto (h_{po}) varia conforme a geometria do conector (Figura 65), sendo definida como a distância entre o centro de geométrico da abertura e a superfície da laje.

Figura 65. Parâmetro h_{po} conforme as geometrias ensaiadas por Zapfe (2001).



Fonte: Adaptado de Seidl (2009).

— Modelo de Seidl (2009)

Assim como para o cisalhamento do concreto, Seidl (2009) propôs duas equações que estimam a resistência à ocorrência dessa ruptura: a primeira no caso de existir apenas uma

barra de armadura no interior da abertura (Eq. (2.19)) e a segunda quando a abertura possuir duas barras de armadura (Eq. (2.20)).

$$P_{po,k} = 16,1 \left(2,15 \chi h_{po}^2 f_{ctk} \right) \quad (2.19)$$

$$P_{po,k} = 12,7 \left(2,15 \chi h_{po}^2 f_{ctk} + \frac{A_{b2} f_y e_{re}}{e_x + e_{re} + 2t_w} \right) \quad (2.20)$$

em que:

- f_{ctk} resistência à tração característica do concreto [N/mm²]
- A_{b2} área correspondente à segunda barra de armadura [mm²]
- e_{re} distância entre os centros das duas barras de armadura no interior da abertura [mm]
- f_y resistência ao escoamento da armadura [N/mm²]
- t_w espessura da chapa do conector [mm]

Nota-se que a diferença entre as Eqs. (2.19) e (2.20) é basicamente a introdução da segunda parcela, referente à inserção da segunda barra de armadura na abertura.

O parâmetro χ é um fator de redução que considera a sobreposição dos cones de concreto nos casos em que o passo do conector (e_x) é pequeno. Ele é determinado segundo as Eqs. (2.21), (2.22) e (2.23):

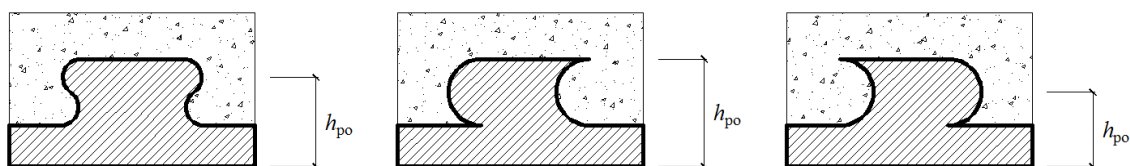
$$\chi = \chi_x \chi_y \quad (2.21)$$

$$\text{Para } e_x < 6,5 h_{po}: \quad \chi_x = 1 - \frac{1}{\pi} \left(2 \arccos \frac{e_x}{6,5 h_{po}} - \frac{e_x}{3,25 h_{po}} \sqrt{1 - \left(\frac{e_x}{6,5 h_{po}} \right)^2} \right) \quad (2.22)$$

$$\text{Para } e_y < 9,7 h_{po}: \quad \chi_y = 1 - \frac{1}{\pi} \left(2 \arccos \frac{e_y}{9,7 h_{po}} - \frac{e_y}{4,85 h_{po}} \sqrt{1 - \left(\frac{e_y}{9,7 h_{po}} \right)^2} \right) \quad (2.23)$$

Nas equações acima, e_y é a distância entre os conectores utilizados em paralelo, χ_x e χ_y são os fatores de redução que consideram o efeito de sobreposição dos cones de concreto nas direções longitudinal e transversal, respectivamente (caso exista só uma fileira de conectores, $\chi_y = 1,0$). A altura do cone de concreto (h_{po}) é determinada conforme a geometria dos conectores ensaiadas pelo autor (Figura 66).

Figura 66. Parâmetro h_{po} conforme as geometrias ensaiadas por Seidl (2009).

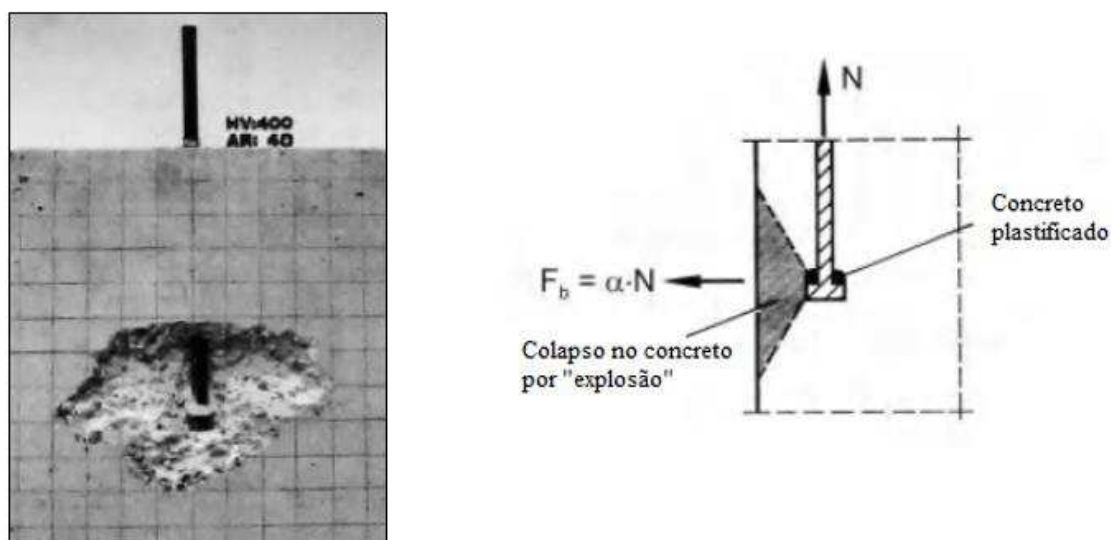


Fonte: O autor.

— Modelo de Heinemeyer (2011)

A equação proposta por Heinemeyer (2011) para estimar a resistência à ruptura do concreto por *pry-out* foi baseada em modelos que descrevem a “ruptura por explosão” (*blow-out failure*), um modo de falha típico observado quando se tem conectores *stud bolt* localizados próximos à extremidade, como mostrado na Figura 67.

Figura 67. Ruptura do concreto por “explosão” (*blow-out failure*).



Fonte: Adaptado de ELIGEHAUSEN *et al.* (2006).

A resistência á ruptura do concreto por *pry-out* (P_{po}) pode ser expressa a partir da força máxima de explosão (força “A” na Figura 63) multiplicada pelo fator $1/\eta$, considerando o ângulo de divergência entre as direções de cisalhamento e explosão:

$$P_{po} = \frac{1}{\eta} A \quad (2.24)$$

O fator $1/\eta$ depende significativamente da resistência do concreto e, de acordo com a autora, pode ser determinado de acordo com a Eq. (2.25):

$$\eta = 0,4 - 0,001 f_c \quad (2.25)$$

Diferentemente do caso de falha por cisalhamento do concreto, a taxa de armadura considerada neste caso é a taxa de armadura efetiva (Figura 54), inserida na expressão por meio do fator $(1 + \rho_{D,i})$:

$$P_{po} = \frac{1}{\eta} (1 + \rho_{D,i}) A = \frac{1}{\eta} \left(1 + \frac{A_{sf} E_s}{A_{D,i} E_{cm}} \right) A \quad (2.26)$$

Conforme descrito anteriormente, esse modo de colapso ocorre quando a resistência à tração do concreto é superada nas regiões extremas da laje. Nesse sentido, a força de expulsão “A” depende da resistência à tração do concreto (considerada como $\sqrt{f_c}$) e da área superficial do cone, aproximada por $(h_{po})^2$. De acordo com Classen e Hegger (2017a), para baixos valores de h_{po} , as tensões de tração atingem a resistência à tração do concreto quase em toda a superfície cônica. Nesse caso, a força de expulsão seria dada por:

$$A = \sqrt{f_c} h_{po}^2 \quad (2.27)$$

Por outro lado, quando os conectores estão mais no interior da laje, resultando em altos valores de h_{po} , ocorre um efeito chamado “*size effect*”. Esse efeito faz com que a resistência à tração do concreto seja atingida somente na extremidade da fratura cônica, de modo que as tensões “percorrem” a superfície fissurada, o que leva a uma dependência de $(h_{po})^{1,5}$, em vez de $(h_{po})^2$ (CLASSEN e HEGGER, 2017b).

Admitidas essas considerações, o modelo proposto por Heinemeyer (2011) para estimar a resistência à ruptura do concreto por *pry-out* é dada por:

$$P_{po} = k \frac{1}{\eta} (1 + \rho_{D,i}) \sqrt{f_c} h_{po}^{1,5} \quad (2.28)$$

Com base em seus resultados experimentais, Heinemeyer (2011) determinou o coeficiente de ajuste “k” por meio de uma análise de regressão ($k = 42$) e, aplicando a metodologia apresentada no Anexo D da EN 1990:2002, ajustou a equação ao nível característico, resultando na Eq. (2.29):

$$P_{po,k} = 20,15 \frac{1}{\eta} (1 + \rho_{D,i}) \sqrt{f_c} h_{po}^{1,5} \quad (2.29)$$

— **Modelo do DATec Z-26.4-56 (2013)**

A equação apresentada no DATec alemão Z-26.4-56 (2013) adota a mesma abordagem utilizada na expressão proposta por Heinemeyer (2011). A calibração da equação envolve vários resultados experimentais da literatura, incluindo os resultados da autora. Uma diferença é a inexistência do fator “ η ” na Eq. (2.30), que foi substituído pelo resultado da Eq. (2.25) considerando um concreto da classe C20/25 (classe mínima do concreto permitida para a utilização dos conectores PZ e MCL, segundo as prescrições do DATec), incorporado junto ao coeficiente de ajuste. Além disso, foram introduzidos os fatores de redução devido à sobreposição dos cones de concreto, dispensados no modelo de Heinemeyer (2011).

$$P_{po,k} = \chi_x \chi_y 90 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.30)$$

Os fatores de redução χ_x e χ_y são determinados segundo as expressões (2.31) e (2.32), respectivamente:

$$\text{Para } e_x < 4,5 h_{po}: \quad \chi_x = \frac{e_x}{4,5 h_{po}} \leq 1 \quad (2.31)$$

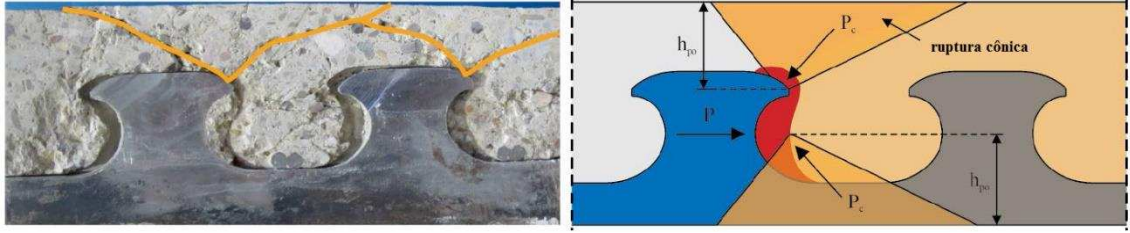
$$\text{Para } e_y < 9,0 h_{po}: \quad \chi_y = \frac{1}{2} \left(\frac{e_y}{9 h_{po}} + 1 \right) \leq 1 \quad (2.32)$$

Ao contrário dos autores supracitados, o DATec alemão também estabelece uma expressão para a determinação da altura do cone de concreto (h_{po}):

$$h_{po} = \min(c_o + 0,07 e_x; c_u + 0,13 e_x) \quad (2.33)$$

A Eq. (2.33) considera que a ruptura do concreto por *pry-out* pode ocorrer tanto na face inferior quanto exterior da laje (Figura 68).

Figura 68. Altura do cone de concreto (h_{po}).



Fonte: Adaptado de FELDMANN *et al.* (2016).

— Modelo de Classen (2016)

Mais recentemente, Classen (2016) propôs uma extensão na formulação do DATec Z-26.4-56 (2013), incluindo novos resultados experimentais. Segundo o autor, quando a laje de concreto é submetida a tensões de tração (próximo à região dos apoios numa viga mista contínua, por exemplo), surgem fissuras transversais ao conector que afetam significativamente a resistência da conexão ao *pry-out* (CLASSEN e HEGGER, 2017a). Nesse sentido, Classen (2016) realizou uma série de experimentos para investigar a influência do espaçamento entre as fissuras e da largura das mesmas sobre a resistência ao *pry-out*. Além disso, o autor verificou também que a consideração de resultados experimentais com conectores tipo Perfobond e Kombi para a calibração da expressão levava a uma “distorção estatística” nos resultados, uma vez que o comportamento estrutural desses conectores difere em relação ao comportamento dos conectores *puzzle* e *clothoidal*. Desse modo, dispensando os resultados da literatura que envolvem conectores Perfobond e Kombi, Classen (2016) propôs a seguinte expressão para estimar a resistência ao *pry-out* do concreto:

$$P_{po,k} = \chi_x \chi_y \frac{1}{\eta} 25,5 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \psi_{crack} \quad (2.34)$$

$$\text{com } \psi_{crack} = \left[\frac{1}{n} + \sum_{i=1}^{n-1} \min \left\{ \frac{1}{n}; \frac{\tau_{cr} h_i b_i}{41 \sqrt{f_{ck}} h_{po}^{1,5}} \right\} \right].$$

O parâmetro ψ_{crack} considera o efeito de engrenamento dos agregados, responsável pela transferência das tensões de cisalhamento ao longo da fissura. Assim, a Eq. (2.34) pode

ser utilizada tanto para concretos fissurados quanto não fissurados (nesse último caso, $\psi_{\text{crack}} = 1$). A determinação dos demais fatores pode ser encontrada em CLASSEN e HEGGER (2017a).

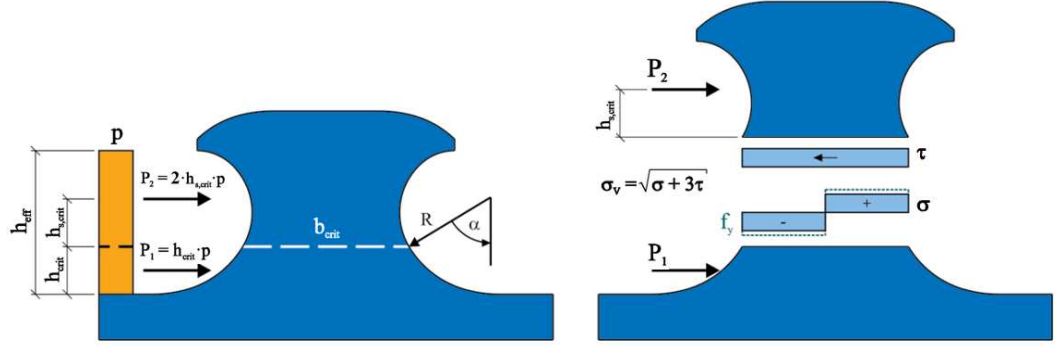
2.7.1.5 Falha no aço do conector

A falha do aço do conector é comumente observada nos casos em que o conector é constituído de uma chapa fina de aço com baixa resistência, profundamente incorporados em lajes de concreto de alta capacidade resistente (FELDMANN *et al.*, 2016). Conforme explicado no item 2.7, esse modo de falha é desencadeado por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão sobre o dente do conector, provocando fissuras horizontais. Devido ao comportamento dúctil do aço, esse tipo de falha é acompanhado por grandes deformações plásticas, caracterizando uma falha dúctil.

Na literatura são encontradas diferentes formulações que estimam a resistência da conexão a esse modo de falha conforme a geometria do conector estudada (WURZER, 1997; GÜNDEL *et al.*, 2009⁹ *apud* HEINEMEYER, 2011; SEIDL, 2009; HECHLER *et al.*, 2011; HEINEMEYER, 2011). Contudo, segundo Kopp *et al.* (2018), embora alguns modelos representem bem a capacidade resistente de conectores com a geometria *puzzle* (como os de Wurzer (1997) e de Gündel *et al.* (2009) *apud* Heinemeyer (2011), por exemplo), subestimam-na consideravelmente para o conector *clothoidal*. Para resolver essa inconsistência, no DATec Z-26.4-56 (2013) é proposto um modelo de cálculo para estimar a capacidade do conector com base no critério de von Mises (FELDMANN *et al.*, 2016; KOPP *et al.*, 2018). Nesse modelo, considera-se, de modo conservador, que os esforços provenientes do concreto que preenche a abertura são uniformemente distribuídos ao longo do dente do conector. A seção crítica, considerada totalmente plastificada, de acordo com a Figura 69, é aquela em que a tensão de von Mises provocada pela força P_2 (visto que a força P_1 não provoca tensões na seção crítica) é máxima ou, em outras palavras, quando a resistência do conector a esse modo de falha é mínima.

⁹ Gündel, M.; Dürr, A.; Hauke, B. Verbundbauteile aus höherfesten Materialien unter Betrachtung der Dauerfestigkeit, Projektabschnitt 4 – Bemessungskonzept, Entwurf Zwischenbericht ArcelorMittal Belvaal & Dillinger und HOCHTIEF Construction AG, 2009 (não publicado).

Figura 69. Mecanismo da falha do aço do conector.



Fonte: FELDMANN *et al.* (2016).

Considerando o mecanismo apresentado, a resistência do conector à falha do aço pode ser determinada pela Eq. (2.35):

$$P_{aço} = \frac{h_{eff}}{h_{eff} - h_{crit}(\alpha)} \frac{b_{crit}^2(\alpha)}{\sqrt{16h_{s,crit}^2(\alpha) + 3b_{crit}^2(\alpha)}} t_w f_y \quad (2.35)$$

em que $\alpha = f(\partial P / \partial \alpha \rightarrow \min)$.

Como as dimensões dos conectores PZ e MCL são todas descritas em função do passo e_x , a Eq. (2.35) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$P_{aço,k} = 0,25e_x t_w f_y \quad (2.36)$$

Diferente da equação dos *studs* que é descrita em função da resistência última do aço (f_u), a Eq. (2.36) considera a tensão ao escoamento (f_y) para a falha do aço em conectores em chapa. Segundo Lorenc (2016a), isso decorre das diferentes geometrias e respostas estruturais dos conectores quando solicitados. A ductilidade dos *composite dowels* é governada principalmente pelas deformações plásticas nos dentes do conector devido ao cisalhamento. Além disso, a falha do aço nos conectores em chapa recortada difere da observada nos *stud bolts*: nos primeiros, é adotada a abordagem utilizada em seções de aço, enquanto para os *studs* admite-se a ruptura do pino (LORENC *et al.*, 2014b; LORENC, 2016b).

O mecanismo de falha do aço das conexões proporcionadas por conectores em chapa de aço recortada é complexo em função das geometrias dos conectores, e foi amplamente estudado na Universidade de Ciência e Tecnologia da Breslavia, no âmbito do projeto

PreCo-Beam. Diversos estudos contemplando esse comportamento podem ser encontrados na literatura (LORENC *et al.*, 2014a,b; KOZUCH e ROWINSKI, 2016; LORENC, 2016a,b).

2.7.2 Equações desenvolvidas para o conector Crestbond

Os modelos desenvolvidos para estimar a resistência do conector Crestbond adotam abordagens diferentes daquelas apresentadas para os conectores PZ e MCL propostas no DATec alemão Z-26.4-56 (2013). Na literatura, existem quatro formulações que estimam a capacidade do conector CR quando o cisalhamento do concreto governa a falha da conexão (VERÍSSIMO, 2007; SILVA, 2011; DUTRA, 2014; CARDOSO *et al.*, 2018b). Essas equações são apresentadas a seguir, em ordem cronológica:

— Modelo de Veríssimo (2007)

O autor propôs um modelo semiempírico usando uma abordagem similar à adotada por Oguejiofor (1994) para estimar a resistência do conector Perfobond. Essa abordagem considera que a resistência da conexão resulta de quatro parcelas (Eq. (2.37)): (a) resistência referente ao contato frontal entre o conector e a laje (visto que os conectores ensaiados pelo autor eram descontínuos); (b) efeito dos pinos virtuais de concreto; (c) resistência ao cisalhamento longitudinal da laje de concreto e (d) efeito da taxa de armadura transversal.

$$P = 1,96 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{h_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_w f_c + 2,72 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,07 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,79 \cdot 10^7 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.37)$$

em que:

- P é a resistência última do conector [kN];
- h_{sc} é a altura total do conector ($h_D + c_u$, de acordo com a Figura 54) [mm];
- t_{PL} é a espessura de uma pré-laje eventual [mm];
- h_c é a altura da laje de concreto [mm];
- n é o número de aberturas do conector [-];
- D é o diâmetro da circunferência inscrita na abertura trapezoidal [mm];
- A_{cc} é a área de concreto da laje sujeita ao cisalhamento no entorno do conector [mm²];
- A_{tr} é a área de toda a armadura transversal utilizada na laje [mm²].

— **Modelo de Silva (2011)**

A equação desenvolvida por Silva (2011) apresenta apenas três termos e adota a mesma abordagem que a equação de Veríssimo (2007). Além disso, a autora introduziu a massa específica do concreto (γ_c), de modo que a expressão possa ser aplicada a concretos com quaisquer densidades.

$$P = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{h_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_w \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \cdot 10^4 \left(\frac{A_r}{A_{cc}} \right) \quad (2.38)$$

Os parâmetros são os mesmos que os da Eq. (2.37).

— **Modelo de Dutra (2014)**

A equação proposta por Dutra (2014) resultou de um amplo estudo paramétrico realizado por meio de simulações numéricas, em que o autor estudou a influência dos seguintes parâmetros: ângulo interno do conector; posição e diâmetro da armadura passante; rigidez dos dentes do conector; resistência à compressão do concreto; excentricidade da resultante de forças de conexão; espessura da chapa do conector; resistência do conector isolado; tensão de escoamento do aço do conector; utilização de conectores paralelos e a influência do espaçamento entre eles; comprimento do conector; e a largura efetiva da laje de concreto. Sua equação, apesar de extensa, é a que mais se aproxima dos resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007).

$$P = \gamma P_{el} = \gamma 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_w^{0,1} \quad (2.39)$$

em que:

n é o numero de aberturas do conector; no caso da presença do dente frontal, soma-se a esse número o valor de 1,12; para conectores em paralelo, somam-se as aberturas de todos os conectores;

$\gamma = \gamma_{par} \gamma_{ap} \gamma_{ab} \gamma_{sc} \gamma_{exc}$, sendo:

$$\gamma_{par} = 0,977 + \left(\frac{s}{275} \right)^{2,5} \quad \text{fator que considera o efeito do espaçamento em conectores em paralelos;}$$

s é o espaçamento entre conectores em paralelo [mm]; para apenas um conector, $\gamma_{par} = 1$;

$$\gamma_{ap} = 1 + 0,003 \phi_s f_c^{0,5} \quad \text{fator que considera o efeito da armadura passante;}$$

ϕ_s é o diâmetro da barra da armadura passante [mm];

$$\gamma_{ab} = 0,63 + \frac{1,833}{n+1} \quad \text{fator que leva em consideração o decaimento do efeito de pino com o comprimento do conector (n é o número de pinos);}$$

$$\gamma_{esc} = 1,52 \left(\frac{h_{sc} - 0,5 D}{h_c + t_{PL}} \right)^{0,4} \quad \text{fator que considera o efeito da excentricidade do conector na resistência da conexão;}$$

γ_{sc} é o fator que considera o efeito do limite elástico do conector de cisalhamento na resistência da conexão e pode ser calculado da seguinte forma:

$$\text{- se } k < 2,1 \quad \gamma_{sc} = 0,75 k^{0,25}$$

$$\text{- se } 2,1 \leq k < 2,7 \quad \gamma_{sc} = 0,9 + 0,01(k - 2,1)$$

$$\text{- se } k \geq 2,7 \quad \gamma_{sc} = 0,96$$

$k = \frac{q_{sc}}{q_{el}}$, onde q_{sc} é a resistência do conector isolado em [kN], dada pela expressão:

$$q_{sc} = 0,0593 \cdot \frac{n f_y b t_{sc}}{D} \left(1 + \frac{32,7}{f_y} \right) \left(1 - \frac{0,108}{t_{sc}} \right)$$

f_y é a tensão de escoamento do aço do conector [MPa];

b é a base menor do trapézio da abertura [mm].

No estudo numérico realizado por Petrauski (2016) em vigas mistas com conector CR, o autor observou uma boa correspondência entre os resultados numéricos e aqueles estimados com as equações (2.37), (2.38) e (2.39). Os resultados obtidos com a Eq. (2.39), de Dutra (2014), foram os que mais se aproximaram dos resultados numéricos, mostrando-se conservadores para a maioria dos casos estudados. Dessa avaliação comparativa, observou-se que as equações propostas por Veríssimo (2007) e por Silva (2011) tendem a superestimar a resistência do conector Crestbond.

— **Modelo de Cardoso *et al.* (2018a)**

Recentemente, Cardoso *et al.* (2018a) realizaram estudos numéricos e adaptaram a Eq. (2.15) para o conector Crestbond, referente ao cisalhamento do concreto, conforme a proposição do DATec Z-26.4-56 (2013). Para tal, os autores consideraram a utilização do conector CR em três situações diferentes: (a) ausência de armadura transversal no interior da abertura (situação em que o concreto é submetido a um baixo confinamento); (b) baixa taxa de armadura no interior da abertura e, assim como no caso anterior, baixo confinamento do concreto e (c) alta taxa de armadura, submetendo o concreto a um alto confinamento. O formato da equação adaptada para o Crestbond é o mesmo da equação original, porém acrescentando-se a parcela referente à resistência frontal do conector (visto que a expressão foi calibrada com os ensaios push-out realizados por Veríssimo (2007)):

$$P_{cis,CR} = \eta_F h_{sc} t_w f_c + \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} (1 + \rho_D) \quad (2.40)$$

em que h_{sc} é a altura total do conector ($h_D + c_u$) e η_F e η_D são definidos conforme as Eqs. (2.41) e (2.42), respectivamente.

$$\eta_F = -0,095 f_c + 8,310 \quad (2.41)$$

$$\eta_{D,CR} = \begin{cases} 0,873 - e_x / 400 \rightarrow \text{ausência de armadura e baixo confinamento} \\ 1,176 - e_x / 400 \rightarrow \text{baixa taxa de armadura e baixo confinamento} \\ 2,507 - e_x / 400 \rightarrow \text{alta taxa de armadura e alto confinamento} \end{cases} \quad (2.42)$$

2.8 SÍNTESE DOS ESTUDOS DESENVOLVIDOS

A falha da conexão com conectores em chapa de aço recortada, do tipo *composite dowels*, pode se dar de três modos possíveis: (a) cisalhamento do concreto; (b) ruptura do concreto por *pry-out* e (c) falha do aço do conector por flexão e cisalhamento combinados. As geometrias PZ e MCL foram amplamente estudadas como parte do projeto *PreCo-Beam*, resultando no DATec alemão Z-26.4-56 (2013), que apresenta a Eq. (2.43) para estimar a capacidade resistente de ambos os conectores:

$$P_{Rk(PZ,MCL)} = \min \begin{cases} P_{cis,k} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} (1 + \rho_D) \rightarrow \text{cisalhamento do concreto} \\ P_{po,k} = \chi_x \chi_y 90 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \rightarrow \text{pry - out} \\ P_{aço,k} = 0,25 e_x t_w f_y \rightarrow \text{falha no aço do conector} \end{cases} \quad (2.43)$$

Como o conector é contínuo, o resultado da equação é dado por unidade de comprimento. No âmbito internacional, a unidade utilizada é [N/dowel], que corresponde à resistência referente ao passo do conector, isto é, ao trecho que se repete (e_x). Em outras palavras, pode-se interpretar o resultado da equação como a resistência do conector em um trecho de comprimento de ' e_x ', ou em [N/passo].

Conforme descrito anteriormente, o principal mecanismo utilizado por esses conectores para resistir a intensos carregamentos é o confinamento do concreto junto à superfície de contato com o conector. Esse confinamento deve ser proporcionado não apenas pela geometria do conector, como também pela presença de armaduras. Nesse sentido, o DATec Z-26.4-56 (2013) admite uma elevada taxa de armadura que contempla dois tipos de armadura: a armadura transversal no interior das aberturas do conector e uma armadura de confinamento. Para ambos os tipos, o DATec apresenta equações para determinação da armadura mínima.

As equações desenvolvidas para o Crestbond encontradas na literatura consideram apenas o cisalhamento do concreto como modo de falha da conexão. Tendo em vista o comportamento dos conectores em chapa de aço recortada e seus possíveis modos de falha descritos, equações que abrangem tanto o *pry-out* do concreto como a falha de aço do conector devem ser propostas para o Crestbond. Nesse sentido, a Eq. (2.43) deve ser tomada como ponto de partida, uma vez que a sua aplicabilidade já foi comprovada por meio da construção de pontes e viadutos (conforme apresentado no item 2.6).

ARTIGO 1

ESTUDO NUMÉRICO DA RUPTURA DO CONCRETO POR PRY-OUT EM CONECTORES CRESTBOND

Ricardo Laguardia Justen de Almeida^a, Gustavo de Souza Veríssimo^a, José Carlos Lopes Ribeiro^a, José Luiz Rangel Paes^a, Rodrigo Barreto Caldas^b

^aDepartamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Av. P.H. Rolfs, s/n, Campus da UFV, 36570-000, Viçosa, MG, Brasil.

^bUniversidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil.

*Manuscrito preparado para submissão à revista na área de Engenharias I.

RESUMO

Neste trabalho é apresentado um estudo numérico para investigar o comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond, conhecidos na literatura internacional como *composite dowels*, quando a falha da conexão é ocasionada pelo *pry-out* do concreto. As simulações computacionais foram realizadas por meio de uma análise dinâmica explícita no software ABAQUS/Explicit. A taxa de deslocamento aplicada e os parâmetros da ferramenta *mass scaling* foram devidamente calibrados para assegurar uma análise ‘quase-estática’. A validação do modelo numérico baseou-se nos ensaios push-out realizados por Veríssimo (2007) durante a concepção do conector Crestbond, permitindo uma investigação mais aprofundada do comportamento da conexão frente à ruptura do concreto por *pry-out*. Por fim, os resultados numéricos são comparados com os

experimentais e discutidos em relação à força máxima atingida e o aspecto da fissuração típica desse modo de ruptura.

Palavras-chave: modelagem numérica, conector de cisalhamento, *composite dowels*, Crestbond, análise dinâmica explícita, *pry-out* do concreto.

ABSTRACT

This work presents a numerical study to investigate Crestbond-shaped rib shear connectors, also known as composite dowels, when the connection failure is caused by concrete pry-out. The computational simulations were performed through an explicit dynamic analysis in ABAQUS / Explicit software. The displacement rate and parameters of mass scaling tool were properly calibrated to ensure a 'quasi-static' analysis. The validation of the numerical model was based on push-out tests carried out by Veríssimo (2007) during the development of the Crestbond connector, allowing a detailed investigation of the connection behavior when concrete pry-out occurs. Finally, the numerical results are compared with the experimental ones and discussed regarding the load bearing capacity and the cracking aspect seen in the numerical model, typical of this failure mode.

Keywords: numerical modelling, shear connector, composite dowels, Crestbond, dynamic explicit analysis, concrete pry-out.

1 INTRODUÇÃO

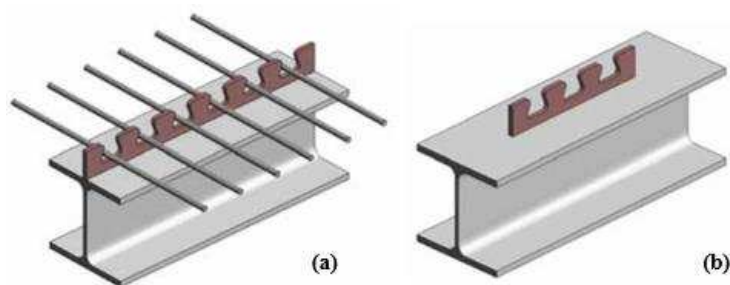
Os conectores de cisalhamento em chapa de aço com recortes regulares, conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels*, constituem um novo meio de conexão para estruturas mistas de aço e concreto e têm sido amplamente utilizados em países da Europa (LORENC, 2017). Esses conectores apresentam excelente desempenho à fadiga em função da sua geometria, ideal para a construção de pontes e viadutos, além serem utilizados também em sistemas de piso mistos integrados (CLASSEN e HERBRAND, 2015). O alto grau de industrialização envolvido no processo construtivo proporciona

vantagens como grande velocidade e alto controle de qualidade em relação aos conectores comumente utilizados nessas estruturas.

O comportamento estrutural dos conectores em chapa de aço com recortes regulares foi minuciosamente estudado no projeto *PreCo-Beam* (SEIDL *et al.*, 2013). Devido à complexa geometria dos conectores, ao comportamento heterogêneo do concreto e à interação entre esses dois elementos, o mecanismo resistente dos *composite dowels* é dificilmente descrito apenas com ensaios experimentais. Desse modo, grande parte das pesquisas foram realizadas por meio de modelos numéricos capazes de simular as não-linearidades materiais e interações de contato para melhor compreender o comportamento desses conectores (LORENC *et al.*, 2007; HEINEMEYER, 2011; LORENC *et al.*, 2014; CLASSEN e GALLWOSZUS, 2016).

Neste trabalho é apresentado um estudo numérico para investigar o comportamento do conector Crestbond (CR) frente a um modo de falha específico da conexão que ele proporciona. O conector CR foi desenvolvido por Veríssimo (2007) em função das dificuldades associadas à utilização dos conectores usuais no Brasil, e tem sido objeto de pesquisa ao longo dos últimos anos (AGUIAR *et al.*, 2015; ALMEIDA *et al.*, 2018; ALVES *et al.*, 2018; CARDOSO *et al.*, 2018a,b). A geometria do Crestbond (Figura 1) é similar à dos conectores estudados no projeto *PreCo-Beam* (particularmente à geometria do conector *puzzle*), desenhado no formato que lembra uma crista de galo.

Figura 1. O conector Crestbond: (a) contínuo e (b) descontínuo.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Num primeiro momento, é apresentado, resumidamente, o programa experimental realizado por Veríssimo (2007) para o desenvolvimento do Crestbond. Posteriormente, um modelo numérico é proposto para simular o comportamento do conector por meio de uma análise dinâmica explícita. Por fim, os resultados numéricos são discutidos em

relação aos resultados experimentais, abrangendo aspectos como fissuração e comportamento da conexão de modo geral.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

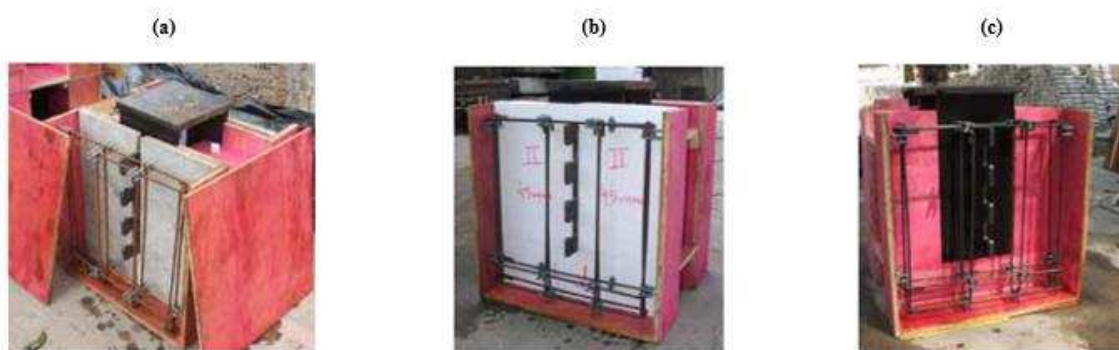
O programa experimental realizado para o desenvolvimento do Crestbond envolveu 41 ensaios push-out, executados conforme as especificações da EN 1994-1-1:2004, divididos em quatro séries: A, B, C e D.

A primeira etapa do programa experimental (série A) foi realizada para avaliar o comportamento do conector de um ponto de vista qualitativo, visando orientar os parâmetros a adotar na etapa seguinte. A partir dos resultados obtidos nessa série, Veríssimo (2007) concebeu um segundo protótipo do conector, denominado de CR56b¹⁰, utilizado nas séries B e C. Essas séries contemplaram a segunda etapa do programa experimental com o objetivo de caracterizar o comportamento do conector CR56b, incluindo a capacidade resistente, os modos de colapso e a ductilidade da conexão. A série C é idêntica à B, exceto pela resistência do concreto. A terceira etapa do programa experimental (série D), objeto de estudo deste trabalho, foi tratada particularmente por Oliveira (2007) e contempla ensaios que simulam a presença de uma pré-laje, visto a difusão no Brasil do uso de sistemas de piso mistos com pré-laje de concreto pré-fabricada. Para tal, foram montados protótipos com pré-laje real de concreto (Figura 2a), com placas de EPS no lugar da pré-laje (Figura 2b) e com laje maciça, sem pré-laje (Figura 2c). Nesta série, foram realizados 15 ensaios divididos em cinco grupos, identificados na Tabela 1. Em função da pré-laje, foi produzida uma versão do Crestbond com dentes elevados, denominado CR56b-PL¹¹, de forma que eles trabalhem acima da pré-laje (Figura 3).

¹⁰ Na designação CR56b, o número 56 é o diâmetro de referência em milímetros e a terminação 'b' significa que é a versão modificada do conector (segundo protótipo).

¹¹ Na designação CR56b-PL, a terminação 'PL' significa que é a versão do conector com dentes elevados.

Figura 2. Modelos ensaiados na série D: (a) modelo com pré-laje real de concreto; (b) modelo com placa de EPS no lugar da pré-laje e (c) modelo com laje maciça (sem pré-laje).



Fonte: OLIVEIRA (2007).

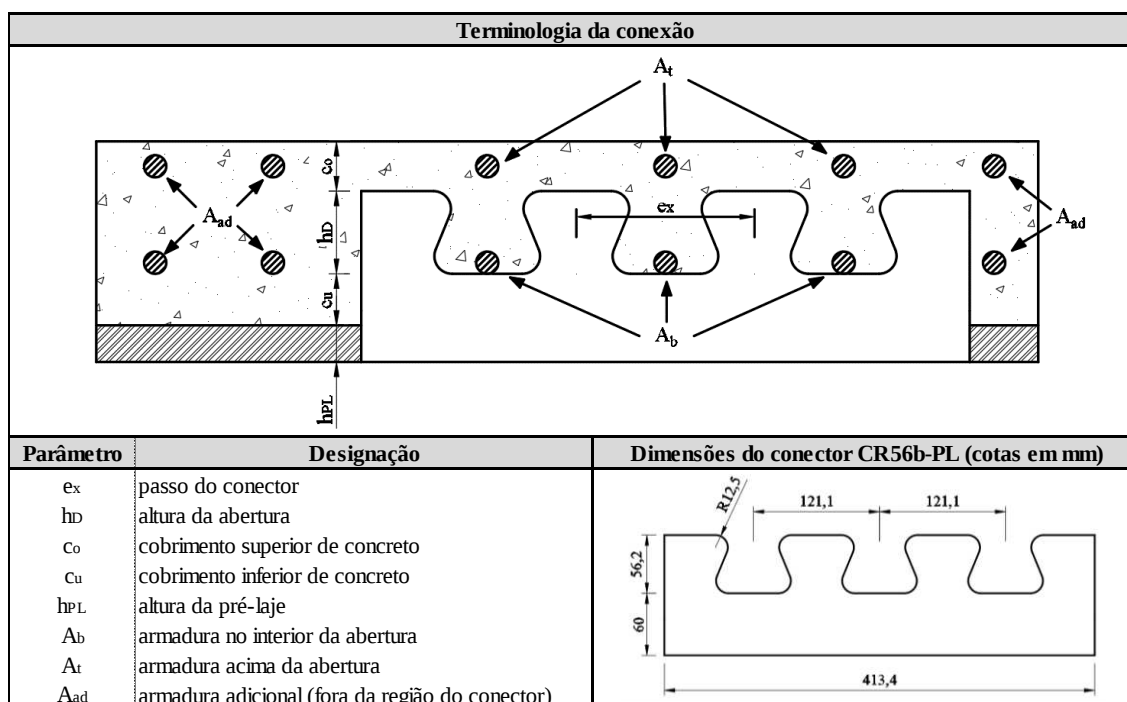
Tabela 1. Grupos ensaiados na série D.

Grupo	Tipo	Características dos modelos
D1	CR56b-PL30EPS-As0	placa de EPS de 30 mm no lugar da pré-laje e capa de 120 mm, sem armadura passante
D2	CR56b-PL30EPS-As8	placa de EPS de 30 mm no lugar da pré-laje e capa de 120 mm, com armadura passante
D3	CR56b-PL30-As0	pré-laje de concreto de 30 mm e capa de 120 mm, sem armadura passante
D4	CR56b-PL45EPS-As0	placa de EPS de 45 mm no lugar da pré-laje e capa de 105 mm, sem armadura passante
D5	CR56b-As0	laje maciça de 150 mm.

Fonte: OLIVEIRA (2007).

Os conectores foram cortados de uma chapa de aço USI-CIVIL 350, de espessura igual a 12,5 mm, com as seguintes características: $f_y = 436$ MPa e $f_u = 577$ MPa. Os parâmetros referentes à geometria do conector, bem como suas dimensões, são ilustrados na Figura 3.

Figura 3. Parâmetros e dimensões do conector CR56b-PL utilizado nos experimentos.



Fonte: O autor.

Na Figura 3, o cobrimento inferior do concreto (parâmetro ‘c_u’) refere-se aos modelos que contam com uma placa de EPS para simular a pré-laje (grupos D1, D2 e D4). Nos modelos com pré-laje de concreto e laje maciça (grupos D3 e D5, respectivamente), por outro lado, tal parâmetro se estende até o contato com a mesa superior do perfil de aço, não sendo necessário descontar a altura da pré-laje para a sua determinação. Todos os modelos contam com armadura longitudinal e armadura transversal adicional (A_{Ad} na Figura 3), dispostas próximas às regiões do apoio e da aplicação de carga. A configuração de um experimento do grupo D2, com armadura transversal no interior das aberturas, é ilustrada na Figura 4, e as propriedades dos materiais utilizados nos ensaios são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades dos materiais dos experimentos.

Grupo	Tipo	Modelo	f_{cm} [MPa]	ϕ_b [mm]	ϕ_t [mm]
D1	CR56b-PL30EPS-As0	D1.a/D1.b/D1.c	31,6/31,3/31,3	-	-
D2	CR56b-PL30EPS-As8	D2.a/D2.b/D2.c	31,4/31,4/31,3	$\phi 8,0$	$\phi 8,0$
D3	CR56b-PL30-As0	D3.a/D3.b/D3.c	31,6/32,4/31,1	-	-
D4	CR56b-PL45EPS-As0	D4.a/D4.b/D4.c	32,6/32,2/32,2	-	-
D5	CR56b-As0	D5.a/D5.b/D5.c	22,2/32,1/31,3	-	-

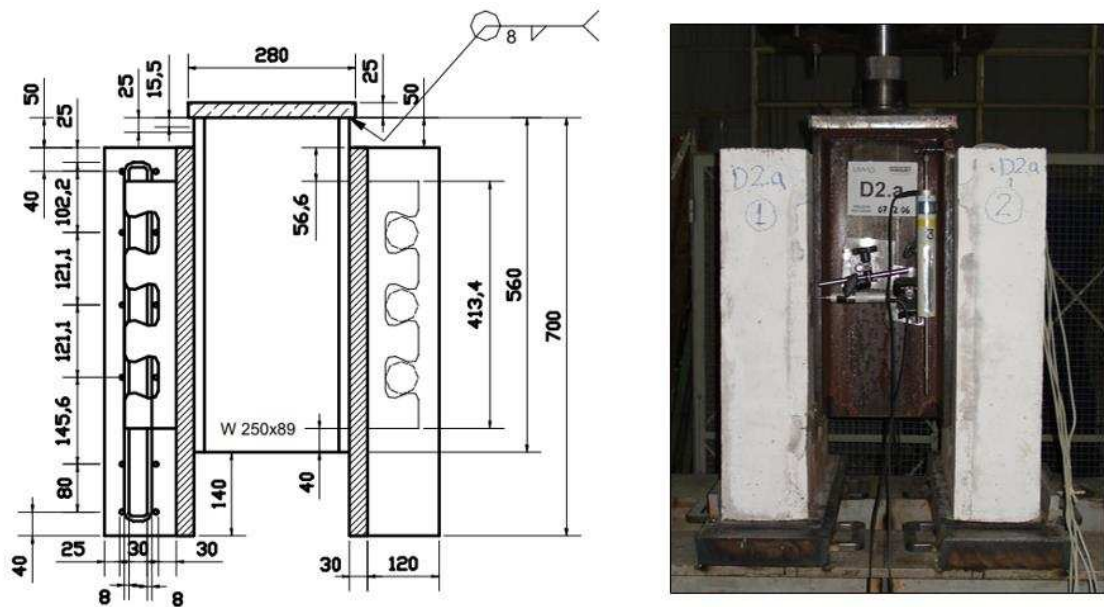
Notas:

Aço das armaduras: Aço CA-50, com $f_y = 500$ MPa.

Armadura longitudinal e transversal adicional: $\phi 8,0$ mm

Fonte: O autor.

Figura 4. Configuração dos modelos com armadura transversal no interior da abertura (grupo D2).



Fonte: OLIVEIRA (2007).

3 ANÁLISE NUMÉRICA

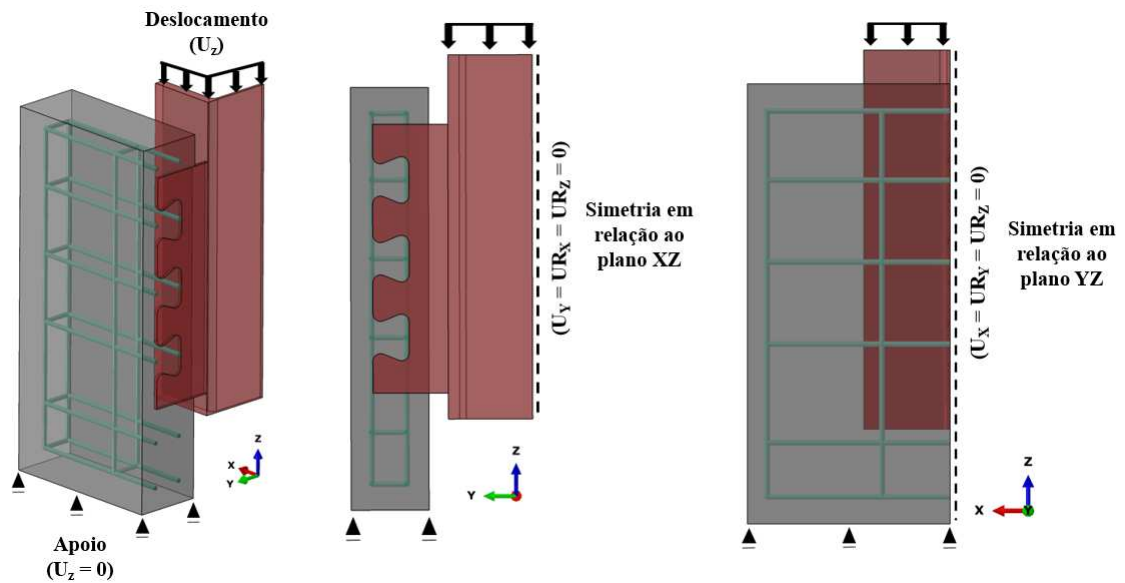
As simulações numéricas foram realizadas por meio do software ABAQUS, utilizado por diversos autores para estudar o comportamento de conectores de cisalhamento, sejam eles contínuos ou descontínuos (LORENC *et al.*, 2007; PAVLOVIC *et al.*, 2013; CLASSEN e HERBRAND, 2015; CLASSEN e GALLWOSZUS, 2016; ZHENG *et al.*, 2016).

3.1 GEOMETRIA, CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO

Em função da dupla simetria, apenas um quarto do corpo de prova foi modelado para a realização das simulações numéricas. A base da laje foi restringida apenas ao deslocamento na direção normal ($U_z = 0$) e as condições de simetria foram aplicadas nas superfícies conforme o posicionamento do modelo (Figura 5). A análise foi realizada por

meio de um controle de deslocamento, o qual foi aplicado sobre a seção transversal do perfil de aço de modo uniforme.

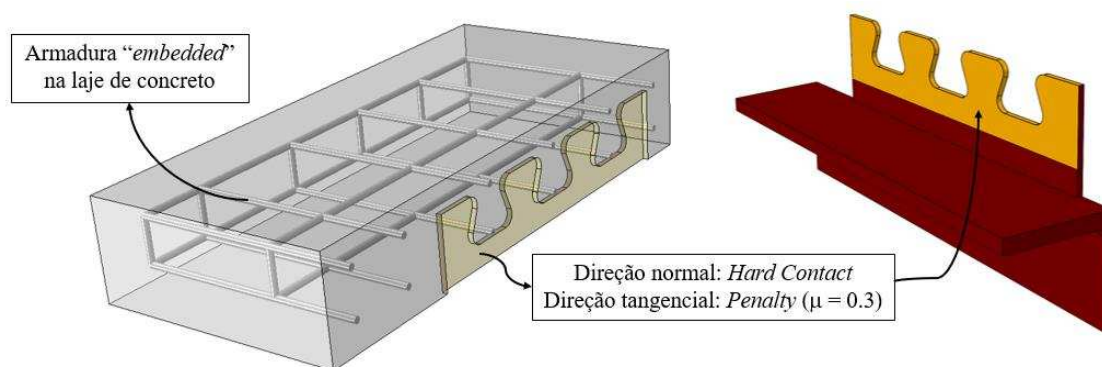
Figura 5. Geometria e condições de contorno do modelo numérico (grupo D2).



Fonte: O autor.

Na direção normal, o contato entre a laje de concreto e os componentes de aço do modelo foi simulado por meio da interação “*Hard Contact*”. Na direção tangencial, foi considerada uma interação que admite um atrito (*penalty*) entre os elementos, sendo adotado um coeficiente de atrito $\mu = 0,3$ (Figura 6). O valor desse coeficiente foi estudado por Fink *et al.* (2007) por meio de um extenso estudo paramétrico, sendo recomendados valores entre 0,3 e 0,5. Outros autores da literatura também adotam o valor de 0,3 em simulações numéricas com conectores de cisalhamento em chapa de aço com recortes regulares (CLASSEN e HERBRAND, 2015; CLASSEN e GALLWOSZUS, 2016). Na Figura 6 são ilustradas as superfícies de interação do modelo numérico do grupo 2. Nos protótipos dos grupos D3 e D5, que utilizam, respectivamente, pré-laje de concreto e laje maciça, a interação estende-se até a mesa superior do perfil de aço. O contato entre os elementos foi simulado por meio da formulação *penalty contact* e as forças perpendiculares de contato entre os dentes do conector e a laje do concreto (provenientes do contato na direção normal às superfícies de contato) são determinadas por meio da formulação *finite sliding*, que investiga possíveis pares de contato entre os nós dos elementos ao longo de toda a análise (LORENC *et al.*, 2014). A armadura foi considerada completamente embutida na laje de concreto por meio da interação *embedded*, em que todos os graus de liberdade das translações são compatibilizados com o concreto circunjacente.

Figura 6. Interações consideradas no modelo numérico (modelo do Grupo 2).

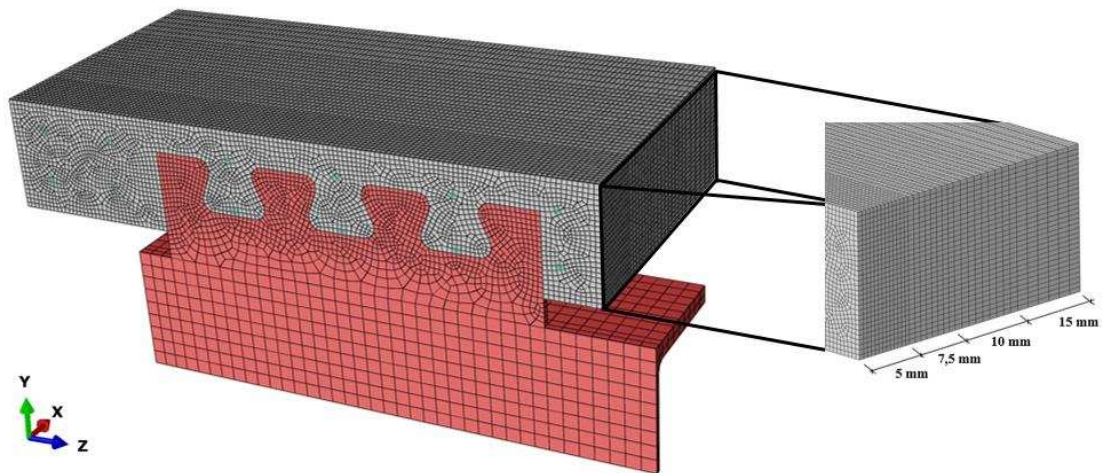


Fonte: O autor.

3.2 MALHA DOS ELEMENTOS FINITOS

Para a determinação do tamanho dos elementos, foi realizado um estudo de refinamento de malha, levando-se em consideração também as malhas utilizadas por Silva (2013) e Dutra (2014) em suas modelagens numéricas com o Crestbond. Na direção transversal da laje de concreto, o tamanho dos elementos variou entre 5 e 15 mm, sendo utilizados elementos menores na região da conexão (isto é, no entorno do conector), aumentando-os no sentido da extremidade da laje (Figura 7). Na direção longitudinal, o tamanho foi fixado em 5 mm. O perfil de aço e o conector de cisalhamento foram discretizados em elementos de 15 e 5 mm, respectivamente. Esses componentes foram modelados com elementos sólidos de oito nós e integração reduzida (elemento C3D8R da biblioteca do ABAQUS), uma vez que esse elemento é o mais apropriado para a realização de análises dinâmicas explícitas (SIMULIA, 2012). A armadura da laje, por sua vez, foi modelada como elemento de viga de dois nós (elemento B31) e discretizada em elementos de 10 mm.

Figura 7. Malha dos elementos finitos.



Fonte: O autor.

3.3 MÉTODO DE ANÁLISE

As simulações numéricas foram realizadas por meio de uma análise dinâmica explícita (com o software ABAQUS/Explicit), recomendada em situações fortemente não lineares, com grandes deformações e interações de contato, como é o caso do ensaio push-out (CLASSEN e HERBRAND, 2015). Diferente dos métodos numéricos implícitos (como o usual *Newton-Raphson*), a análise explícita baseia-se no equilíbrio dinâmico, tendo sido frequentemente utilizada em problemas como a falha e fissuração do concreto e laminação de chapas de aço. No método da análise dinâmica explícita, as matrizes globais de massa e de rigidez não precisam ser alocadas e invertidas, de modo que cada incremento resulta em menos esforço computacional quando comparado com a análise implícita (DUTRA, 2014). O ponto crucial de qualquer análise dinâmica explícita é o tamanho do menor elemento finito no modelo, uma vez que, dividido pela velocidade de propagação de onda do material, representa uma estimativa do tamanho de incremento de tempo (SIMULIA, 2012). Esse tipo de análise geralmente é utilizado para modelar eventos denominados “quase-estáticos” (“*quasi-static analysis*”), nos quais a taxa de carregamento adotada é suficientemente pequena para que as forças de inércia sejam desprezíveis. Contudo, uma análise quase-estática pode ser longa quando modelada no tempo real de ensaio, exigindo grandes recursos computacionais. Nesse sentido, a velocidade da análise é aumentada artificialmente para se obter uma solução economicamente viável. O ABAQUS disponibiliza dois métodos para reduzir o tempo de processamento das análises: o *time scaling* e o *mass scaling*. Esses métodos, no entanto, tendem a aumentar as forças de inércia no modelo numérico, levando a resultados

algumas vezes irreais. Por isso, deve-se encontrar a relação ideal entre o tempo de processamento e a qualidade dos resultados da análise. Em outras palavras, as análises devem ser realizadas de modo que exijam os menores recursos computacionais possíveis e as forças de inércia ainda sejam insignificantes (SIMULIA, 2012).

Nas análises realizadas, foi utilizado o método “*mass scaling*” com um incremento de tempo desejado de 0,005 s, determinado a partir de análises preliminares. Esse método, definido como fixo (isto é, aplicado no início do *step*), aumenta a massa dos elementos artificialmente de modo que os incrementos de tempo sejam menores ou iguais ao incremento de tempo desejado.

Uma solução quase-estática também é promovida por meio de carregamentos ou deslocamentos aplicados gradualmente. A aplicação de uma ação externa instantaneamente pode induzir a propagação de ondas de tensões ao longo de todo o modelo, acarretando resultados indesejáveis (SIMULIA, 2012). Desse modo, o deslocamento foi aplicado segundo uma curva suave (“*smooth step*”) para diminuir as forças de inércia, em que o ABAQUS cria um polinômio de transição de quinta-ordem entre dois valores extremos de forma que a primeira e segunda derivadas são nulas no início e no fim da transição. A taxa de deslocamento adotada foi de 0,02 mm/s, próxima à taxa real utilizada nos experimentos.

Uma forma de verificar se, de fato, a simulação numérica reflete uma análise quase-estática, é realizar o balanço de energias do modelo numérico. De modo geral, a energia cinética do modelo não deve superar uma pequena fração (da ordem de 1-10%) da energia interna ao longo da maior parte da análise. Em outras palavras, o trabalho realizado pelas forças externas deve ser aproximadamente igual à energia interna do sistema (SIMULIA, 2012). Geralmente, isso não é presenciado no início das análises uma vez que as partes do modelo estarão se movimentando antes do desenvolvimento de quaisquer deformações significativas.

3.4 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

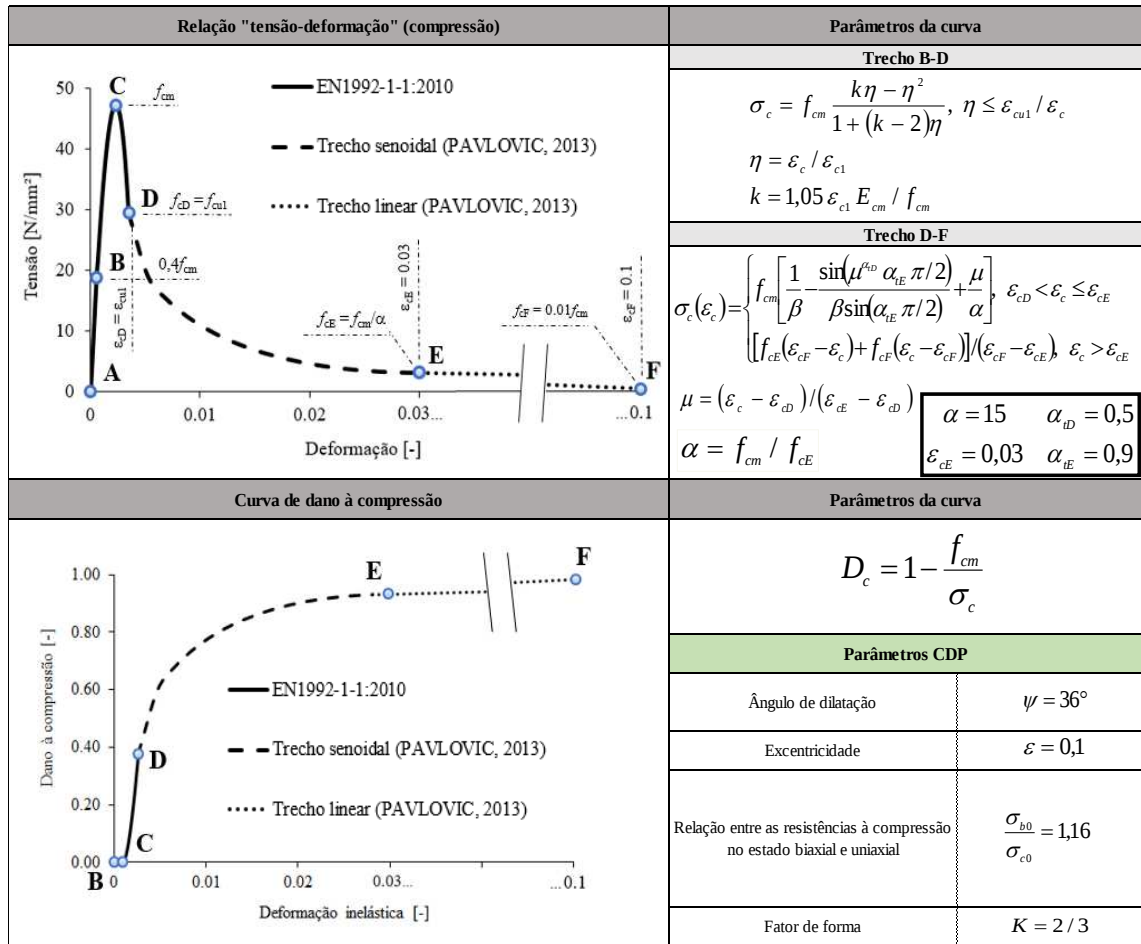
3.4.1 Concreto

O comportamento não-linear do concreto foi simulado por meio do modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), implementado na biblioteca do ABAQUS. Os parâmetros de

entrada desse modelo, amplamente utilizado em estudos numéricos de conectores de cisalhamento, sejam eles contínuos ou descontínuos, foram adotados segundo recomendações da literatura (FINK *et al.*, 2007; CLASSEN e HERBRAND, 2015; PETRAUSKI, 2016; CLASSEN e GALLWOSZUS, 2016; PAVLOVIC *et al.*, 2013; CLASSEN, 2018) e estão apresentados na Figura 8. O comportamento do concreto submetido à compressão foi simulado por meio da relação tensão-deformação proposta por Pavlovic (2013), que propôs uma extensão para a curva apresentada pela EN 1992-1-1:2010, que é limitada a uma deformação última $\varepsilon_{cu1} = 3,5\%$. Essa grandeza não é um problema em estruturas de concreto armado convencionais, visto que, de modo geral, as deformações observadas nessas estruturas estão abaixo desse valor (PAVLOVIC *et al.*, 2013). Nos ensaios push-out, por outro lado, o concreto situado à frente dos dentes do conector sofre grandes deformações e resistem a altíssimas tensões de compressão nas três direções, que produzem um efeito de confinamento nessa região. Nessa situação, o comportamento do concreto torna-se altamente dependente do ramo descendente da sua relação tensão-deformação. Uma deformação última $\varepsilon_{cu1} = 3,5\%$ acarretaria em tensões irreais no concreto, superestimando a resistência do conector em estudo. A extensão proposta por Pavlovic *et al.* (2013) envolve uma série de parâmetros e divide-se em dois trechos: um trecho senoidal e um trecho linear (Figura 8). Os parâmetros foram calibrados de modo que os resultados numéricos sejam os mais próximos possíveis dos experimentais.

A variável de dano à compressão do concreto também foi implementada no modelo numérico, de modo que o dano tenha início quando a deformação no concreto superar a deformação ε_{c1} , correspondente à resistência do concreto (f_{cm}).

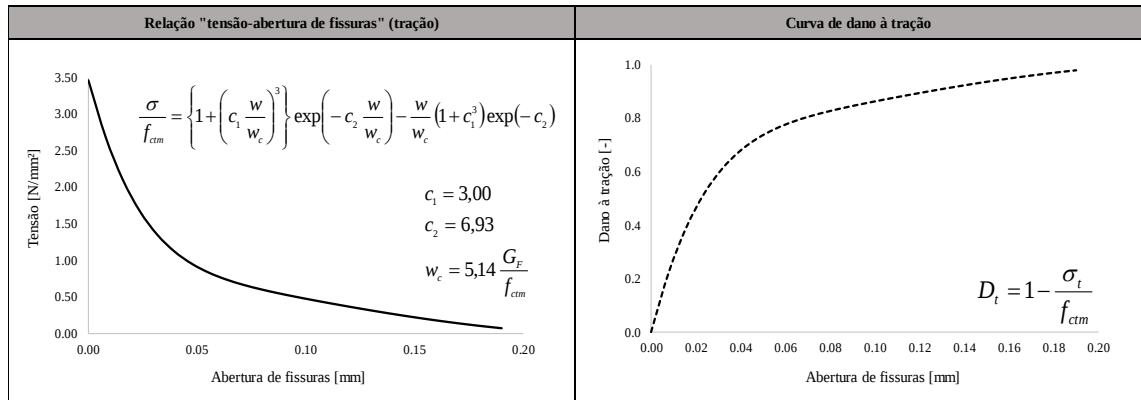
Figura 8. Relações constitutivas do concreto submetido à compressão e parâmetros do CDP.



Fonte: O autor.

O comportamento à tração uniaxial do concreto foi representado pela relação “tensão-abertura de fissuras” proposta por Hordijk (1991), no qual, após atingir a resistência média à tração (f_{ctm}), a não-linearidade do concreto é governada por uma função exponencial. A curva de dano à tração no concreto foi determinada da mesma forma que o dano à compressão (Figura 9).

Figura 9. Relações constitutivas do concreto submetido à tração.



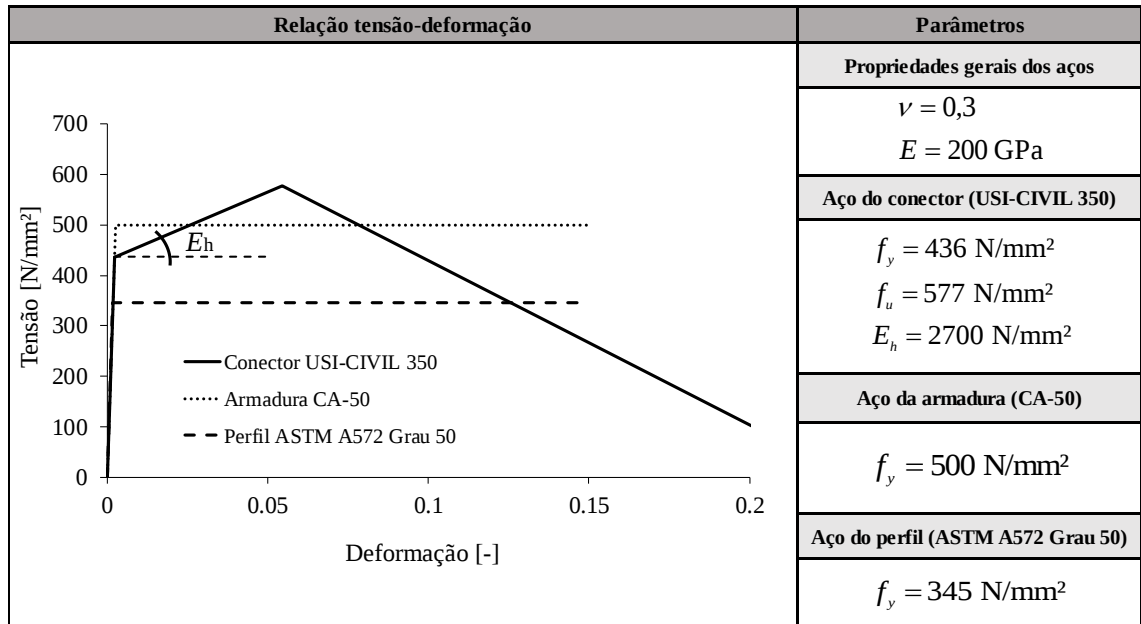
Fonte: O autor.

Com exceção da energia de fratura (G_F), que foi determinada segundo o *Model Code* 2010, as outras propriedades necessárias para implementação do comportamento do concreto no modelo numérico (como módulo de elasticidade – E_{cm} , resistência média à tração – f_{ctm} , e deformação associada à tensão de compressão máxima – ϵ_{c1}) foram determinadas segundo as equações apresentadas na EN 1992-1-1:2010. A resistência média à compressão foi adotada como a média entre os modelos de um mesmo grupo (Tabela 2).

3.4.2 Componentes de aço

As propriedades dos componentes de aço presentes no ensaio push-out, quais sejam, o conector de cisalhamento, as armaduras e o perfil, estão apresentadas na Figura 10. Para o aço do conector foi adotado um módulo de encruamento (E_h) igual a 2700 N/mm², sugerido por Byfield e Dhanalakshmi (2002) quando não há ensaios de caracterização do material. Para os aços da armadura (aço CA-50) e do perfil (ASTM A572 Grau 50), foram adotados diagramas elasto-plástico perfeitos.

Figura 10. Relações constitutivas dos componentes de aço.



Fonte: O autor.

3.5 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

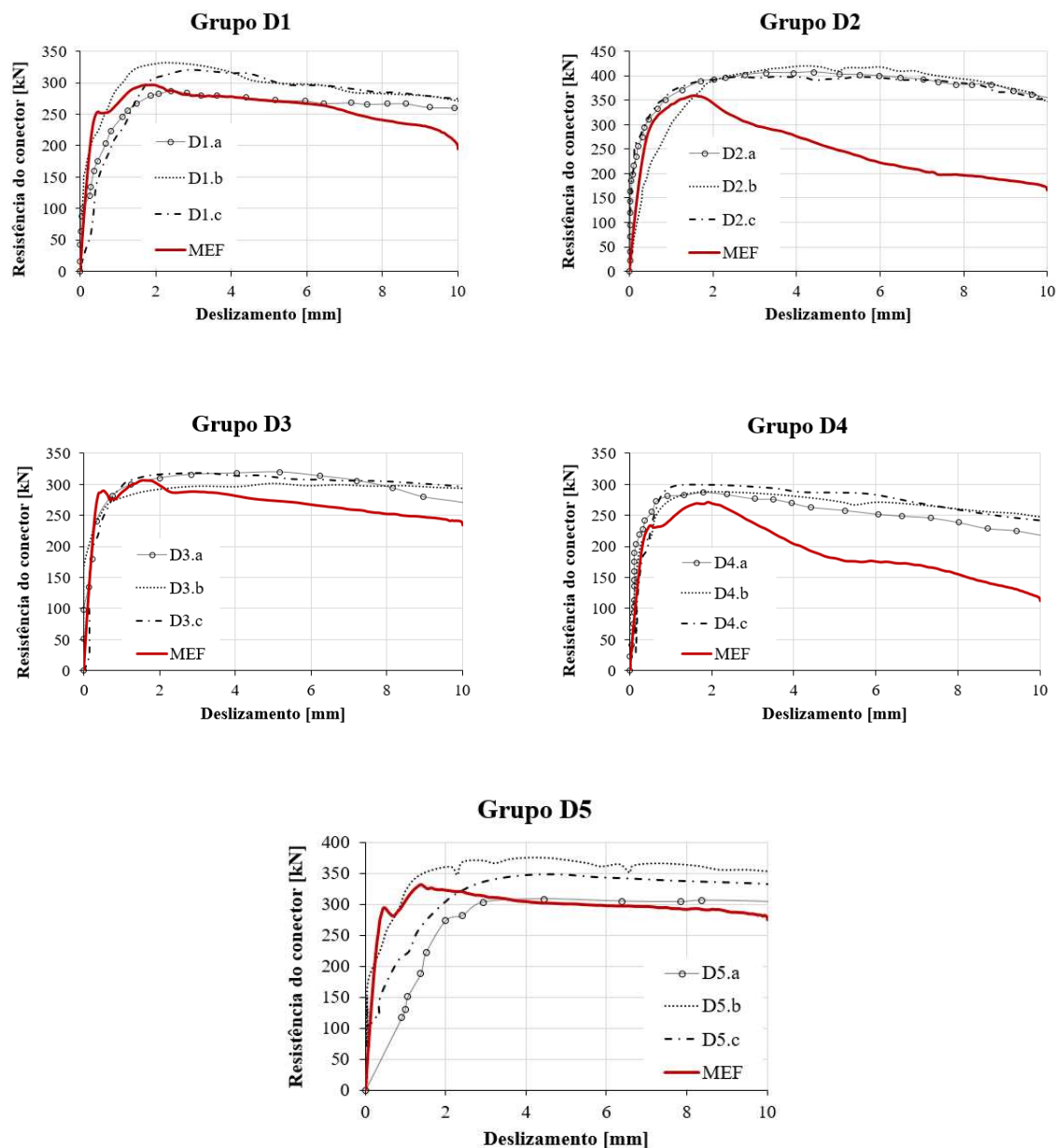
A validação dos modelos numéricos desenvolvidos ocorreu com base nos resultados experimentais de Oliveira (2007). Aspectos como a fissuração do concreto e as deformações relacionadas ao conector também foram considerados para a validação. Na Figura 11, são apresentadas as curvas “força-deslizamento” obtidas nos experimentos e nos modelos numéricos. Uma comparação entre a força máxima resistida pelo conector experimental e numericamente é apresentada na Tabela 3.

Tabela 3. Comparação entre as forças máximas resistidas pelo conector.

Tipo	Modelo	Resistência do conector		Razão
		Númérica $F_{\text{máx,num}} \text{ (kN)}$	Experimental $F_{\text{máx,exp}} \text{ (kN)}$	
CR56b PL30EPS-As0	D1	296,63	312,78	0,95
CR56b PL30EPS-As8	D2	359,00	408,29	0,88
CR56b PL30-As0	D3	306,82	313,09	0,98
CR56b PL45EPS-As0	D4	271,90	291,35	0,93
CR56b-As0	D5	331,22	344,37	0,96
Média				0,94
Desvio				0,04
Coeficiente de variação				4,07%

Fonte: O autor.

Figura 11. Comparação das curvas "força-deslizamento" obtidas experimental e numericamente.

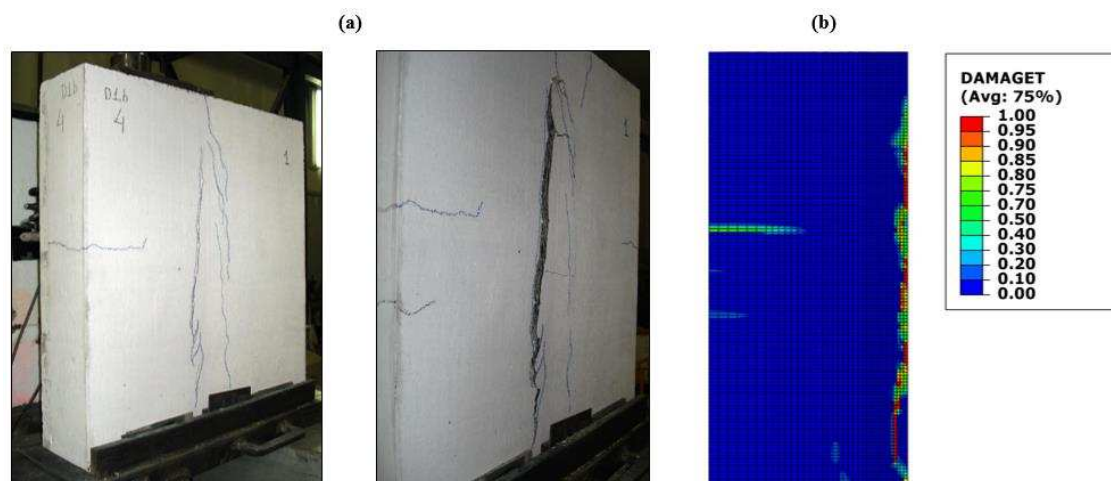


Fonte: O autor.

Em todos os casos, a força máxima numérica atingida encontra-se ligeiramente abaixo dos respectivos valores experimentais, com uma relação média igual a 0,94 e um pequeno coeficiente de variação de 4,07% (Tabela 3). Com exceção dos grupos D2 e D4, o modelo numérico também foi capaz de simular a ductilidade da conexão na região pós-pico, além de reproduzir consideravelmente bem o início da plasticidade da conexão no modelo do grupo D2. Outro aspecto que se deve destacar é que os resultados numéricos seguem uma mesma ordem dos resultados experimentais, isto é, os grupos D2 e D4 resultaram na maior e menor resistência do conector, respectivamente, assim como os resultados experimentais, indicando também que o modelo numérico simulou a presença da armadura e da pré-laje adequadamente.

Nos experimentos realizados, foram observadas fissuras numa porção de concreto na região central da laje que, posteriormente, se desprenderia, ocasionando a falha da conexão (Figura 12a). No modelo numérico, tal aspecto da fissuração é igualmente presenciado, representado pela variável DAMAGET, que retrata o dano à tração no concreto (Figura 12b).

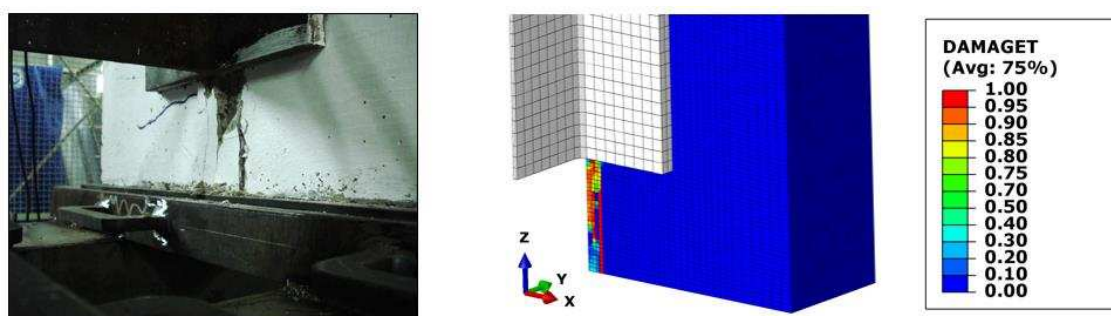
Figura 12. Aspecto da fissuração na laje de concreto: (a) no experimento e (b) no modelo numérico (grupo D1).



Fonte: O autor.

Nos experimentos que contam com laje maciça (grupo D5), também foi presenciado um destacamento do concreto localizado imediatamente à frente do conector, na região interna da laje, decorrente da força frontal exercida pelo conector. No respectivo modelo numérico, esse aspecto também foi observado por meio da variável de dano à tração (Figura 13).

Figura 13. Fissuração do concreto na região interna da laje.

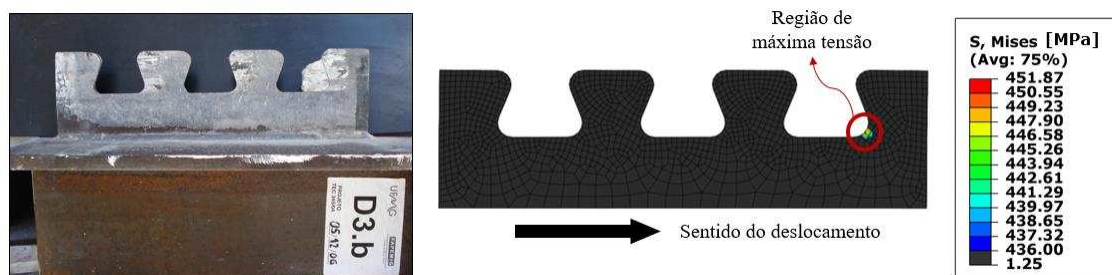


Fonte: O autor.

De acordo com Oliveira (2007), em todos os experimentos realizados, o conector de cisalhamento não sofreu deformações significativas, permanecendo praticamente intacto após os ensaios. Nesse sentido, para fins de comparação, na Figura 14, é ilustrado o

modelo numérico do grupo D3 em que a tensão máxima atingida pelo conector foi de 451,87 MPa, pouco superior à tensão de escoamento ($f_y = 436$ MPa), em uma pequena região do dente frontal do conector, próxima à sua seção crítica, sendo condizente com as observações nos ensaios.

Figura 14. Tensões no conector (grupo D3).



Fonte: O autor.

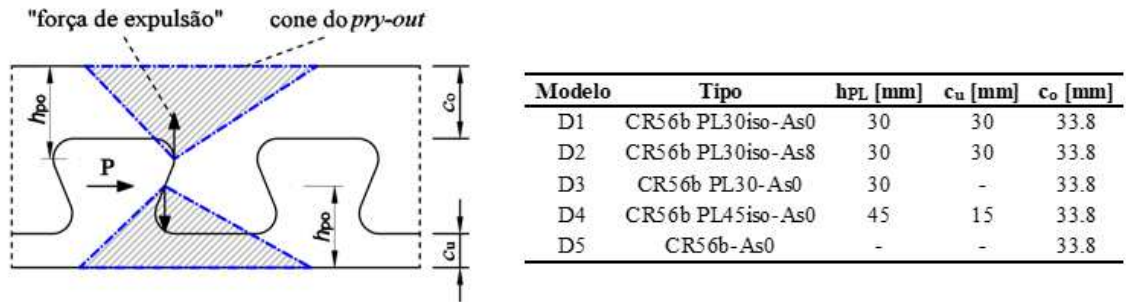
Expostos os argumentos acima, pode-se considerar que o modelo numérico desenvolvido foi devidamente validado, podendo ser utilizado para futuras pesquisas.

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Em todos os experimentos, a falha da conexão foi desencadeada por uma determinada ruptura do concreto, uma vez que o conector permaneceu praticamente intacto em todos os ensaios. Segundo Kopp *et al.* (2018), existem dois diferentes modos de falha do concreto associados aos conectores em chapa de aço contínua com recortes regulares: (a) falha por cisalhamento e (b) falha do concreto por *pry-out*. Neste último caso, a ruptura é decorrente do confinamento do concreto que ocorre na zona de contato com o dente do conector, no interior da abertura. Como consequência, surge uma força perpendicular ao carregamento 'P', chamada “força de expulsão”, no sentido do menor cobrimento de concreto (c_o ou c_u), que provoca a expulsão de uma porção de concreto em formato de cone (Figura 15). A determinação da altura do “cone do *pry-out*” (parâmetro h_{po} da Figura 15) depende de c_o e c_u e é um dos principais fatores que afeta diretamente a resistência da conexão ao *pry-out*. Esse modo de falha é descrito com mais detalhes e estudado no conector Crestbond por meio de simulações numéricas em Almeida *et al.* (2018)¹².

¹² Almeida *et al.* (2018) refere-se ao Artigo 2 desenvolvido neste trabalho.

Figura 15. Falha por *pry-out* em conectores Crestbond.

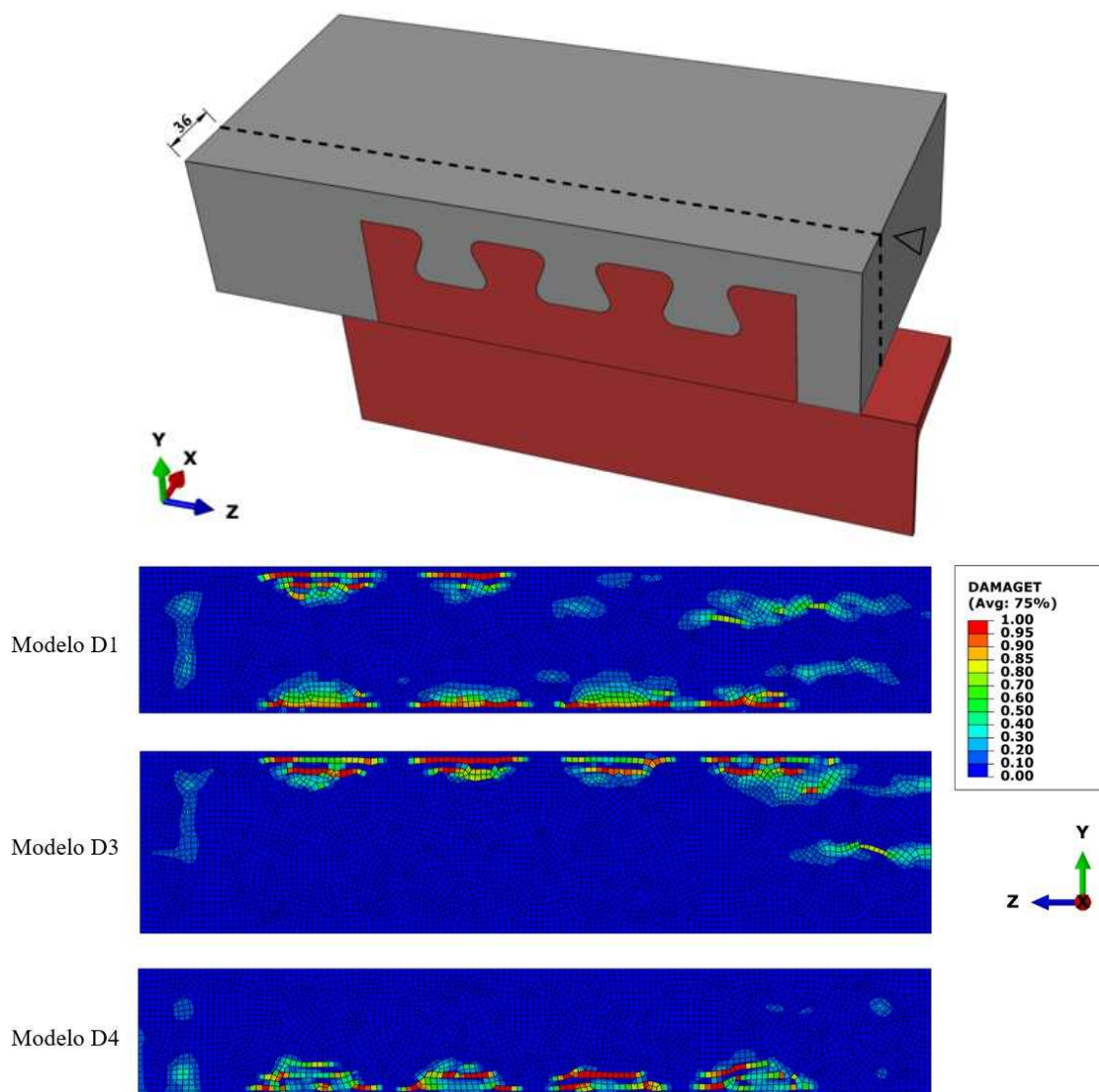


Fonte: O autor.

Considerando os dados disponíveis na Figura 15 em relação aos parâmetros c_o e c_u dos modelos ensaiados, observa-se que tanto os resultados experimentais quanto numéricos (apresentados na Tabela 3) estão de acordo com o modo de falha do *pry-out*. De fato, visto que o modelo D4 apresenta o menor dos cobrimentos, é de se esperar uma resistência mais baixa em relação aos outros modelos, com uma falha por *pry-out* na região interna da laje. Nos modelos D1 e D2, devido aos valores próximos de c_o e c_u , a falha ocorreria tanto na superfície interna quanto externa da laje, enquanto nos modelos D3 e D5, o desprendimento do cone do *pry-out* ocorreria apenas na superfície externa, uma vez que a mesa superior do perfil de aço impede a expulsão do cone de concreto na superfície interna. É importante destacar que, nos modelos em que a placa de EPS simula a presença da pré-laje, subtraiu-se a altura da pré-laje para determinação do cobrimento inferior ' c_u ', uma vez que a placa de EPS não resistiria à força de expulsão.

Para verificar a formação da superfície de fratura relacionada ao *pry-out* nos modelos numéricos, foi realizado um corte na laje a 30 mm do conector (36 mm da extremidade da laje) nos modelos D1, D3 e D4, ilustrados na Figura 16. A variável de dano à tração apresentada condiz com o modo de falha do *pry-out* descrito anteriormente, além de estar em concordância com as dimensões dos modelos, isto é, o cone do *pry-out* é presenciado nas superfícies interna (modelo D4), externa (modelo D3) e em ambas (modelo D1).

Figura 16. Análise da variável de dano à tração no interior da laje.



Fonte: O autor.

Apesar das evidências experimentais (Figura 17) e numéricas (Figura 16) indicarem que a falha da conexão tenha sido desencadeada pelo *pry-out* do concreto, é importante destacar que a resistência ao cisalhamento do concreto é reduzida na maioria dos protótipos por não possuírem armadura transversal no interior das aberturas do conector. Desse modo, acredita-se que a falha da conexão dos modelos ensaiados na série D alterna-se entre cisalhamento e *pry-out* do concreto, dependendo da configuração do protótipo. Em Almeida *et al.* (2018)¹³, é apresentado um estudo envolvendo modelos de cálculo que estimam a capacidade resistente da conexão, sugerindo o possível modo de falha ocorrido nos ensaios.

Figura 17. Aspecto típico da ruptura observada nos ensaios.

¹³ Almeida *et al.* (2018) refere-se ao Artigo 2 desenvolvido neste trabalho.



Fonte: OLIVEIRA (2007).

5 CONCLUSÕES

Neste artigo foi realizado um estudo numérico para investigar o comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond quando a falha da conexão é desencadeada pela ruptura do concreto por *pry-out*. A análise dinâmica explícita, realizada por meio do software ABAQUS/Explicit e recomendada em situações com grandes deformações e diferentes interações de contato, mostrou-se eficiente na validação do modelo numérico em relação aos experimentos, apresentando uma razão média entre as resistências numéricas e experimentais igual a 0,94 e um pequeno coeficiente de variação de 4,07%. Os resultados numéricos obtidos permitiram analisar o mecanismo de transferência dos esforços entre os componentes de aço e concreto no interior da estrutura, incluindo o aspecto da fissuração típico de uma ruptura do concreto por *pry-out*, difícil de ser realizado num ensaio experimental.

O conector Crestbond é um conector rígido para as cargas de serviço que apresenta um comportamento dúctil no Estado Limite Último, constituindo assim uma ferramenta promissora para a construção de estruturas mistas de aço e concreto. Desse modo, com a validação de um modelo numérico, torna-se possível a realização de um estudo paramétrico para investigar o comportamento do conector em diferentes situações, podendo ser utilizado também para projeto (considerando os fatores de segurança recomendados pelas normas técnicas vigentes) até que se disponha de equações que estimam a capacidade resistente do conector.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, ao CNPq, à FAPEMIG, à Universidade Federal de Viçosa e à Universidade Federal de Minas Gerais pelo apoio para a realização e divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 do Aço – REA*, vol. 4, nº 3, p. 181-199, 2015.

ALMEIDA, R. L. J.; VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; CARDOSO, H. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. Capacidade resistente ao pry-out do concreto em ligações com conectores Crestbond. Artigo 2.

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

BYFIELD, M.P.; DHANALAKSHMI, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. *Advances in Steel Structures*. p. 139–146. 2002.

CARDOSO, S. H.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Análise numérica de conectores de cisalhamento Crestbond em vigas mistas de aço e concreto. *Revista da Estrutura de Aço – REA*, vol. 7, nº 2, p. 140-159, 2018a.

CARDOSO, S. H.; 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 – REA* (aceito para publicação), 2018b.

CLASSEN, M. Limitations on the use of partial shear connection in composite beams with steel T-sections and uniformly spaced rib shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research* 142, p. 99–112, 2018.

CLASSEN, M.; GALLWOSZUS, J. Concrete fatigue in composite dowels. Ernst & Sohn, Structural Concrete 17, No. 1, p. 63-73, 2016.

CLASSEN, M.; HERBRAND, M. Shear behavior of composite dowels in transversely cracked concrete. Ernst & Sohn, Structural Concrete 16, No. 1, p. 195–206, 2015.

DUTRA, C. M. Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2014.

EN1992-1-1. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings, 2010.

EN1994-1-1. Design of composite steel and concrete structures. General Rules and Rules for Buildings, 2004.

FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO (FIB). Model Code 2010: final draft. Lausanne, Switzerland, 656p., 2011.

FINK, J.; PETRASCHKE, T.; ONDRIS, L. Weitere neue Dübelformen für Verbundbau und numerische Simulation von PushOut-Versuchen mit ABAQUS. Report for TU Vienna, ZID, 2007.

HEINEMEYER, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Tese de Doutorado, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011.

HORDIJK, D. A. Local Approach to Fatigue of Concrete. Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands. ISBN 90/9004519-8. 1991.

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 147, p. 488–503, 2018.

LORENC, W.: The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels. Steel Construction 10, No. 2, p. 154-167, 2017.

LORENC, W.; IGNATOWICZ, R.; KUBICA, E. Numerical model of shear connection by concrete dowels. Millpress, The Netherlands, 2007.

LORENC, W.; KOZÚCH, M.; ROWISKI, S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels - Part II: Theoretical investigations. *Journal of Constructional Steel Research* 101, p. 482–499, 2014.

OLIVEIRA, L. A. F. Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUD-ÉVAC, D.: Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research* 88, p. 134–149, 2013.

PETRAUSKI, M. C. Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2016

SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZÚCH, M.; FRANSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N.: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission: Design guide. Brussels, 2013.

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

SIMULIA. ABAQUS analysis user's manual. Providence, USA, 2012.

VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. 2007. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

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

ARTIGO 2

CAPACIDADE RESISTENTE AO PRY-OUT DO CONCRETO EM LIGAÇÕES COM CONECTORES CRESTBOND

Ricardo Laguardia Justen de Almeida^a, Gustavo de Souza Veríssimo^a, José Carlos Lopes Ribeiro^a, José Luiz Rangel Paes^a, Hermano de Sousa Cardoso^b, Rodrigo Barreto Caldas^b, Ricardo Hallal Fakury^b

^aDepartamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Av. P.H. Rolfs, s/n, Campus da UFV, 36570-000, Viçosa, MG, Brasil.

^bUniversidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil.

*Manuscrito preparado para submissão à revista na área de Engenharias I.

RESUMO

Os conectores de cisalhamento constituídos por chapas de aço com recortes regulares, conhecidos como *composite dowels*, tem sido objeto de estudo ao longo dos últimos anos visto às diversas vantagens que oferecem, como o alto controle de qualidade e a racionalização do canteiro de obras. A conexão proporcionada por conectores em chapa contínua apresenta três possíveis modos de falha, a saber: cisalhamento do concreto; ruptura do concreto por *pry-out* e a falha do aço do conector. Esse trabalho apresenta uma investigação sobre a ruptura do concreto por *pry-out* em conectores Crestbond, com o objetivo de ajustar um modelo de cálculo que estima a resistência da conexão a esse modo de falha. O estudo foi realizado com o auxílio de simulações numéricas capazes de reproduzir o referido modo de falha. Realizou-se um estudo paramétrico, por meio do software ABAQUS, e o método apresentado no Anexo D da EN 1990:2002 foi utilizado para ajustar a expressão para fins de dimensionamento. Os resultados obtidos com a expressão proposta apresentaram boa correspondência com resultados experimentais, evidenciando o adequado ajuste do modelo de cálculo para conectores Crestbond.

Palavras-chave: conector de cisalhamento, Crestbond, modelo numérico, *pry-out* do concreto.

ABSTRACT

Continuous rib shear connectors with open recesses, also known as composite dowels, have been the study object over the past few years given the various advantages they offer, such as high quality control and construction site rationalization. The connection provided by composite dowels has three possible failure modes: concrete shearing, concrete pry-out and steel failure. In this work, an investigation was carried out analyzing Crestbond-shaped connectors whenever the concrete pry-out failure occurs, in order to propose a design model that estimates the resistance of the connection to this limit-state, based on equations already consolidated in the literature. Thus, numerical simulations allowed to reproduce this type of failure mode in a parametric study using the software ABAQUS, and the method presented in Annex D of EN 1990:2002 was used to convert the engineering model to the design load level. The results obtained with the proposed expression showed good correspondence with experimental ones, indicating the adequate adjustment of the design model for Crestbond connectors.

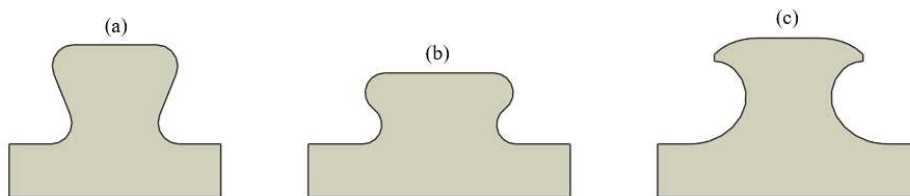
Keywords: shear conector, Crestbond, numerical modelling, concrete pry-out.

1 INTRODUÇÃO

Os conectores de cisalhamento constituídos por chapas de aço com recortes regulares, conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels*, constituem um novo meio de conexão para estruturas mistas de aço e concreto e têm sido utilizados em países da Europa (LORENC, 2017). Eles são constituídos por chapas de aço contínuas cortadas a laser ou a plasma formando determinada geometria. Em meio às diversas pesquisas realizadas como parte de um projeto europeu chamado *PreCo-Beam*, (SEIDL *et al.*, 2013a e b), duas geometrias se destacam devido ao seu desempenho estrutural: o conector *puzzle*

(PZ) e o conector *clothoidal* (MCL). No Brasil, uma outra geometria foi estudada por Veríssimo (2007), denominada Crestbond (CR) (Figura 1).

Figura 1. Conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua: (a) conector CR; (b) conector PZ e (c) conector MCL.



Fonte: O autor.

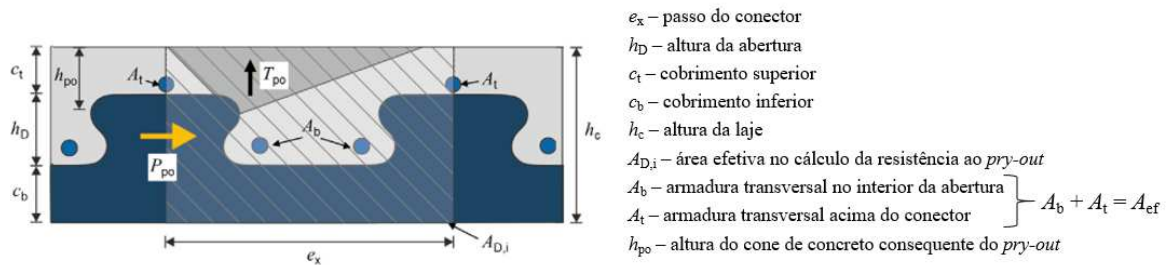
A capacidade resistente da conexão proporcionada por esse tipo de conector, independente da sua geometria (desde que as reentrâncias sejam abertas), está relacionada a três modos de falha: (a) cisalhamento do concreto que preenche as aberturas do conector; (b) ruptura do concreto por *pry-out* e (c) falha do aço do conector (KOPP *et al.*, 2018). Atualmente, o Documento de Aprovação Técnica (DATec) alemão Z-26.4-56 (2013) rege as equações de dimensionamento considerando os três modos de falha supracitados, para as geometrias PZ e MCL. Por outro lado, as expressões existentes para o conector Crestbond consideram apenas o cisalhamento do concreto como o modo de falha da conexão (VERÍSSIMO, 2007; SILVA, 2011; DUTRA, 2014; ALVES *et al.*, 2018; CARDOSO *et al.*, 2018a; CARDOSO *et al.*, 2018b). O objetivo deste trabalho foi ajustar uma expressão para estimar a resistência do conector CR à ruptura do concreto por *pry-out*, por meio de simulações computacionais com elementos finitos. Para tal, a equação apresentada no DATec Z-26.4-56 (2013) e a expressão recentemente proposta por Classen e Hegger (2017) foram tomadas como base. A análise estatística proposta no Anexo D da EN 1990:2002 foi utilizada para adequar a equação para dimensionamento.

2 DESCRIÇÃO DA RUPTURA DO CONCRETO POR *PRY-OUT*

O modo de falha por ruptura do concreto por *pry-out* ocorre principalmente nos casos em que a distância entre o dente do conector e a superfície da laje (parâmetros c_t ou c_b da Figura 2) é curta. Devido ao efeito de confinamento no concreto, cunhas de concreto completamente compactadas se formam no interior das aberturas do conector, impedidas de se movimentar em qualquer direção. Na medida em que o carregamento aumenta, essas cunhas de concreto confinado (capazes de resistir tensões de compressão diversas vezes superior à resistência à compressão uniaxial) são ainda mais comprimidas, provocando

uma “força de expulsão” (força T_{po} na Figura 2) na direção do menor cobrimento do concreto, ortogonal à força atuante P_{po} (ou seja, essa ruptura pode ocorrer tanto na superfície interna quanto externa da laje).

Figura 2. Parâmetros que envolvem a ruptura do concreto (*pry-out*).



Fonte: Adaptado de CLASSEN e HEGGER (2017).

Quando as tensões de cisalhamento ultrapassam a resistência ao cisalhamento do concreto, uma porção de concreto, em formato de cone, se desprende do conector (Figura 3), ocasionando uma falha na conexão (CLASSEN e HERBRAND, 2015; CLASSEN e HEGGER, 2017). A eventual “expulsão” desse cone de concreto acarreta o esmagamento das cunhas de concreto no interior da abertura, reduzindo o efeito de confinamento e o estado multiaxial de tensões ao qual o concreto estava submetido. Em função disso, o esmagamento do concreto é considerado como um “critério secundário de falha”, uma vez que ele ocorre posteriormente ao *pry-out*.

Figura 3. Falha da conexão por *pry-out* do concreto em conectores MCL.



Fonte: ZANON e HECHLER (2012).

Desde a observação desse fenômeno, formulações foram propostas para estimar a resistência da conexão a esse modo de falha (ZAPFE, 2001; SEIDL, 2009; HEINEMEYER, 2011). Essas equações foram consolidadas no desenvolvimento de um DATec alemão para o uso de conectores em chapa de aço contínua com recortes regulares (Z-26.4-56, 2013). Nesse DATec, são apresentadas todas as diretrizes e condições

mínimas de utilização dos conectores MCL e PZ, bem como a expressão que estima a capacidade resistente do conector ao *pry-out* (Eq. (1)):

$$P_{po,k} = \chi_x \chi_y (1 + \rho_{D,i}) k_k \sqrt{f_{ck}} h_{po}^{1,5} \quad (1)$$

As unidades dos parâmetros f_{ck} e h_{po} são $[N/mm^2]$ e $[mm]$, respectivamente. Na nomenclatura estrangeira, o resultado da Eq. (1) é dada em $[N/dowel]$, que corresponde à resistência referente ao passo do conector, isto é, ao trecho que se repete (e_x). Em outras palavras, pode-se interpretar o resultado da equação como a resistência do conector em um trecho de comprimento ' e_x ' mm, ou em $[N/ passo]$.

Os fatores de redução χ_x e χ_y consideram a sobreposição dos cones de concreto nas direções longitudinal e transversal, respectivamente, e são determinados conforme a Eq. (2). Na existência de uma única fileira de conectores, o fator χ_y é igual a 1.

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5h_{po}} \leq 1 \quad \chi_y = \frac{1}{2} \left(\frac{e_y}{9h_{po}} + 1 \right) \leq 1 \quad (2)$$

O termo $\rho_{D,i}$ leva em consideração o efeito da taxa de armadura efetiva, isto é, a presença da armadura tanto no interior da abertura quanto no entorno do conector (Eq. (3)).

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s A_{ef}}{E_{cm} A_{D,i}} \quad (3)$$

A altura h_{po} do cone de concreto, segundo o DATec Z-26.4-56 (2013), é determinada conforme a Eq. (4):

$$h_{po} = \min(c_t + 0,07e_x; c_b + 0,13e_x) \quad (4)$$

Por fim, o coeficiente k_k foi ajustado segundo a análise estatística do Anexo D da EN 1990:2002, que converte o modelo de resistência desenvolvido ao nível característico, isto é, utilizado para dimensionamento dos conectores ($k_k = 90$).

Recentemente, Classen (2016) propôs uma extensão na formulação do DATec Z-26.4-56 (2013), incluindo novos resultados experimentais que consideram o efeito do engrenamento dos agregados devido às fissuras recorrentes na laje de concreto. Segundo o autor, quando a laje é submetida a tensões de tração (próxima à região dos suportes numa viga mista contínua, por exemplo), surgem fissuras transversais que afetam significativamente a resistência da conexão ao *pry-out* (CLASSEN e HEGGER, 2017). Nesse sentido, Classen (2016) investigou a influência do espaçamento e da largura das fissuras sobre a resistência ao *pry-out* do concreto. Com os resultados de sua pesquisa, o autor propôs uma modificação na expressão existente, que agora contempla tanto concretos fissurados quanto não fissurados (Eq. (5)):

$$P_{po,k} = \chi_x \chi_y \frac{1}{\eta} 25,5 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \psi_{crack} \quad (5)$$

O fator $1/\eta$, proposto inicialmente por Heinemeyer (2011), depende significativamente da resistência do concreto, sendo determinado segundo a Eq. (6):

$$\eta = 0,4 - 0,001 f_c \quad (6)$$

O parâmetro ψ_{crack} ¹, por sua vez, considera o efeito de engrenamento dos agregados, cuja explicação é dispensada neste trabalho. De modo geral, a Eq. (5) pode ser utilizada tanto para concretos fissurados quanto não fissurados. Neste último caso, o parâmetro ψ_{crack} é igual a 1,0.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

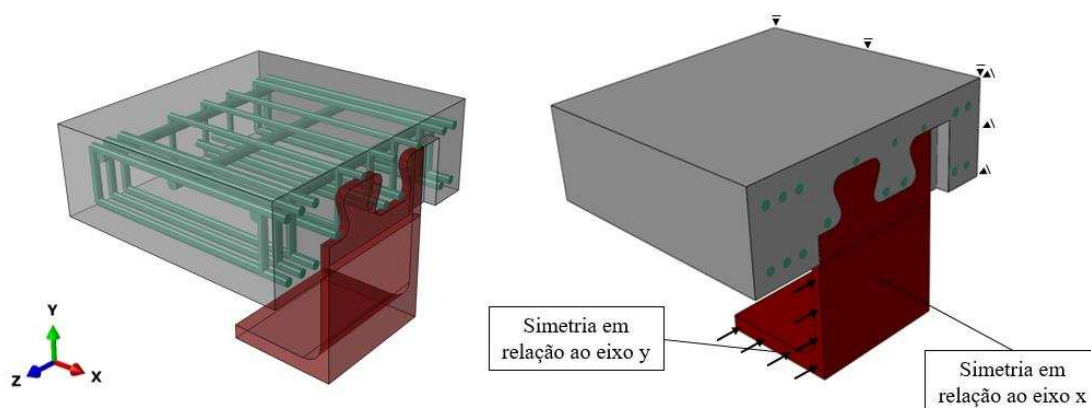
O modelo de cálculo da resistência ao *pry-out* do concreto em conectores Crestbond foi ajustado por meio de simulação computacional via elementos finitos, tomando como base a Eq. (5) para concretos não fissurados ($\psi_{crack} = 1,0$). Para tal, foi desenvolvido um modelo numérico de um passo do conector CR50² (isto é, um conector Crestbond de

¹ A determinação do parâmetro ψ_{crack} pode ser encontrada em CLASSEN e HEGGER (2017).

² A designação ‘CR50’ corresponde ao conector Crestbond cuja altura do dente do conector (h_D) é igual a 50 mm.

apenas um dente) por meio do software ABAQUS, capaz de reproduzir o *pry-out* como o modo de colapso da conexão (Figura 4).

Figura 4. Modelo numérico desenvolvido para estudo do *pry-out*.



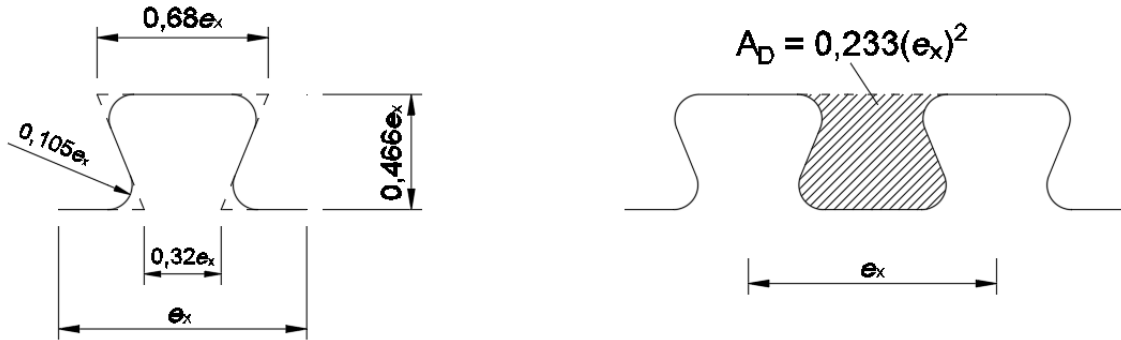
Fonte: O autor.

A descrição detalhada das características do modelo numérico como o comportamento dos materiais, interações e malha dos elementos pode ser encontrada em Almeida *et al.* (2018)³, em que são apresentados o desenvolvimento e a validação de um modelo numérico de ensaio push-out com o conector Crestbond quando a falha é desencadeada pelo *pry-out* do concreto. As condições de contorno e o arranjo das armaduras foram baseados no estudo experimental-numérico de Classen e Herbrand (2015), em que os autores investigaram o comportamento do conector *puzzle* em relação ao *pry-out* do concreto. O arranjo das armaduras é adotado de tal forma que proporcione o confinamento necessário para que ocorra a “expulsão” de um fragmento em formato de cone da laje de concreto, conforme explicado anteriormente. Além disso, foi adotado um conector com chapa de 20 mm de espessura com uma tensão de escoamento igual a 460 MPa (aço de alta resistência de padrão europeu S460). Esses parâmetros foram assim considerados para evitar uma possível ruptura do aço do conector, o que anularia a hipótese do *pry-out*. As simulações numéricas foram realizadas por meio de uma análise dinâmica explícita, recomendada em situações fortemente não lineares, com grandes deformações e interações de contato (XU *et al.*, 2012; PAVLOVIC *et al.*, 2013; ZHENG *et al.*, 2015; CLASSEN e HERBRAND, 2015). Nesse sentido, análises preliminares foram necessárias para determinar a taxa de deslocamento adequada, de modo a garantir uma análise “quase-estática” com os menores recursos computacionais possíveis.

³ Almeida *et al.* (2018) corresponde ao desenvolvimento e validação do modelo numérico apresentado no Artigo 1.

Diferente dos conectores PZ e MCL, cujas dimensões são todas em função do passo e_x , as dimensões do Crestbond são descritas em função do diâmetro de um círculo fictício inscrito nas aberturas trapezoidais do conector. Para fins de padronização entre os conectores, o Crestbond foi redesenhado em função do passo e_x (Figura 5), de modo que suas medidas fossem as mais próximas possíveis daquelas obtidas com as relações geométricas propostas no desenvolvimento do Crestbond por Veríssimo (2007).

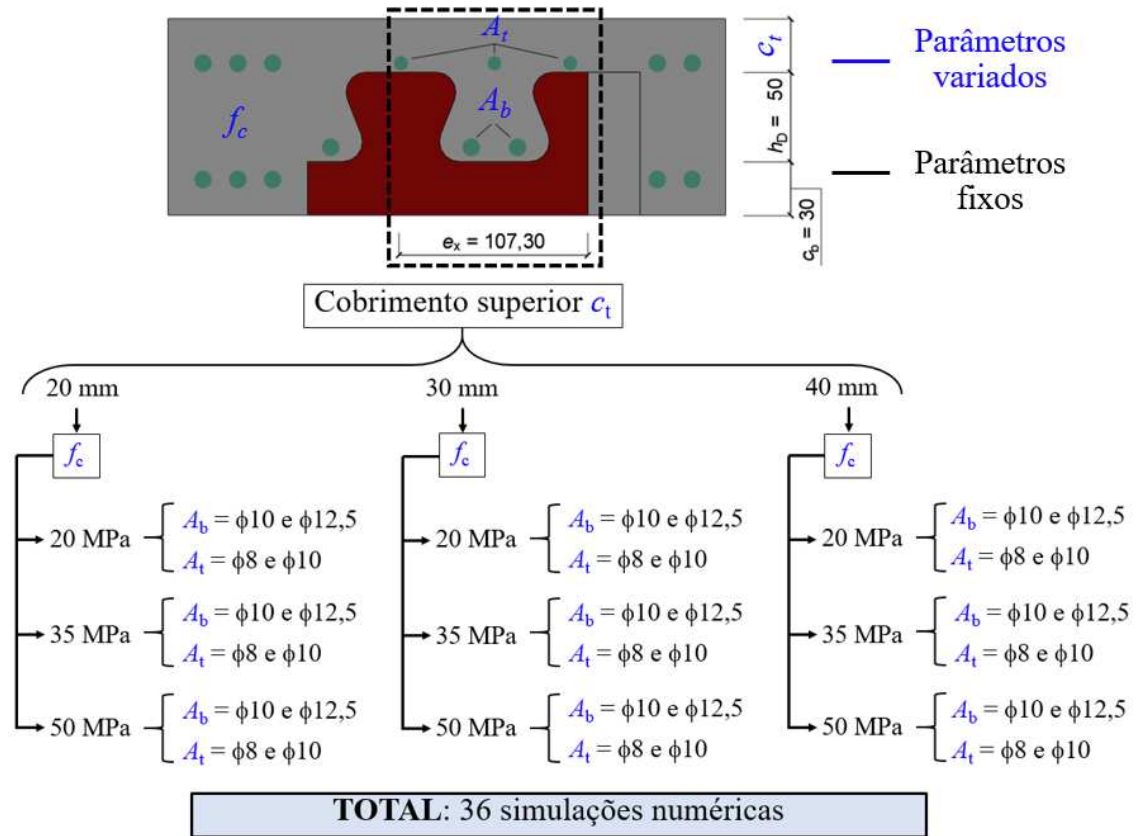
Figura 5. Dimensões do conector Crestbond em função do passo e_x .



Fonte: O autor.

O modelo numérico desenvolvido (Figura 4) foi utilizado para realizar um estudo paramétrico sobre todas as variáveis que influenciam a resistência da conexão ao *pry-out*. O objetivo principal desse estudo foi criar um banco de dados que tornasse possível o ajuste da Eq. (5) para o conector Crestbond. A faixa de variação dos parâmetros foi determinada de modo a garantir a ocorrência do *pry-out* em todas as análises. Um esquema identificando os parâmetros estudados, bem como sua faixa de variação, é apresentado na Figura 6.

Figura 6. Parâmetros considerados no estudo paramétrico (dimensões em mm).

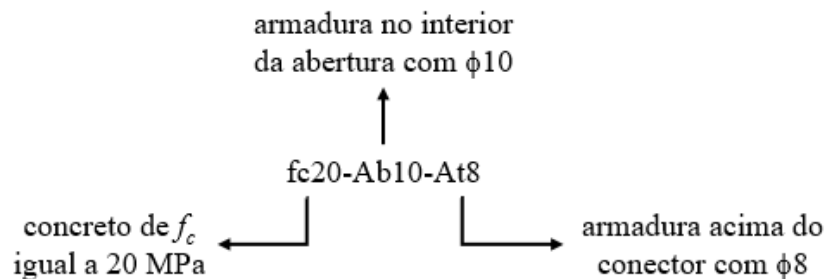


Fonte: O autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados das 36 simulações numéricas, apresentados na Tabela 1, foram divididos de acordo com a altura da laje (em função da variação do cobrimento superior c_t). A nomenclatura dos modelos segue a designação apresentada na Figura 7.

Figura 7. Exemplo da nomenclatura utilizada nos modelos.



Fonte: O autor.

Tabela 1. Resultados numéricos.

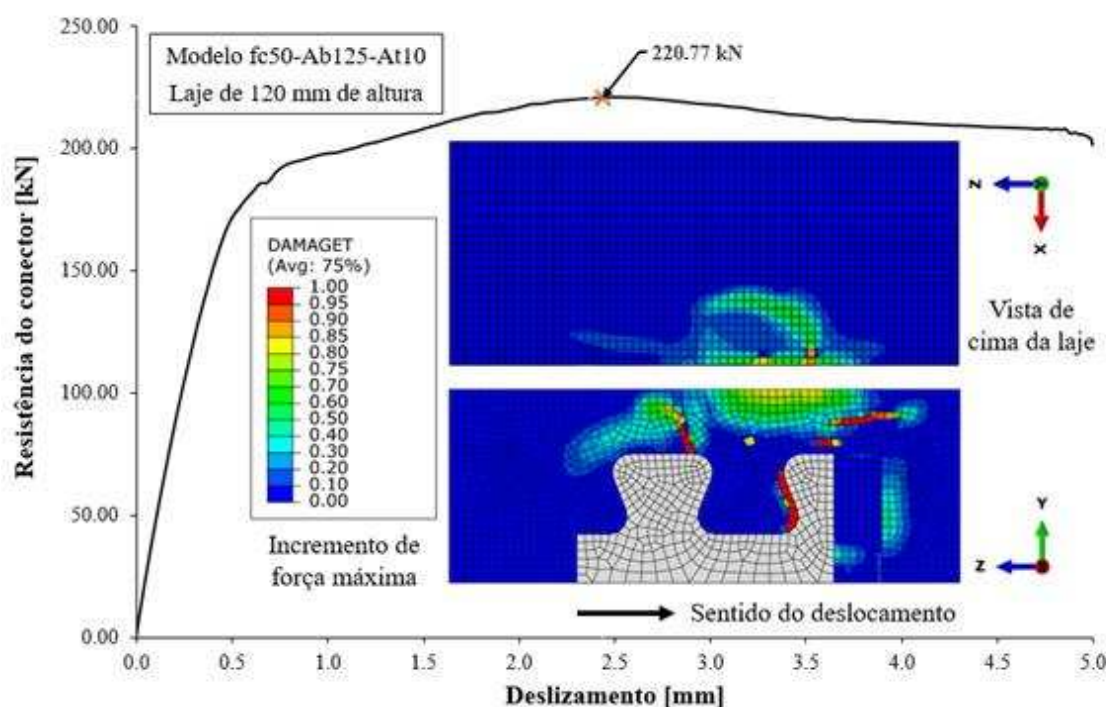
	Modelo	Resistência do conector [kN]		Modelo	Resistência do conector [kN]		Modelo	Resistência do conector [kN]
Altura da laje (hc) = 100 mm	fc20-Ab10-At8	125,21	Altura da laje (hc) = 110 mm	fc20-Ab10-At8	132,65	Altura da laje (hc) = 120 mm	fc20-Ab10-At8	133,82
	fc20-Ab10-At10	128,28		fc20-Ab10-At10	135,98		fc20-Ab10-At10	136,45
	fc20-Ab125-At8	130,47		fc20-Ab125-At8	138,32		fc20-Ab125-At8	138,77
	fc20-Ab125-At10	133,13		fc20-Ab125-At10	141,05		fc20-Ab125-At10	140,29
	fc35-Ab10-At8	162,54		fc35-Ab10-At8	171,01		fc35-Ab10-At8	173,78
	fc35-Ab10-At10	167,18		fc35-Ab10-At10	176,47		fc35-Ab10-At10	177,94
	fc35-Ab125-At8	173,28		fc35-Ab125-At8	181,78		fc35-Ab125-At8	183,71
	fc35-Ab125-At10	177,85		fc35-Ab125-At10	185,88		fc35-Ab125-At10	188,42
	fc50-Ab10-At8	192,95		fc50-Ab10-At8	199,87		fc50-Ab10-At8	209,27
	fc50-Ab10-At10	199,14		fc50-Ab10-At10	208,64		fc50-Ab10-At10	213,09
	fc50-Ab125-At8	201,69		fc50-Ab125-At8	206,75		fc50-Ab125-At8	216,56
	fc50-Ab125-At10	208,47		fc50-Ab125-At10	215,35		fc50-Ab125-At10	220,77

Fonte: O autor.

Os resultados de todos os modelos foram analisados a fim de verificar a falha da conexão por *pry-out*. Na sequência, são apresentadas algumas evidências que identificam esse modo de falha no modelo numérico cuja ocorrência é a mais improvável, ou seja, aquele que apresenta a maior resistência do concreto e a laje de maior altura (120 mm).

Na Figura 8, o dano à tração do concreto no incremento de força máxima do modelo fc50-Ab125-At10, representado pela variável *DAMAGET* no ABAQUS, indica o aspecto da fissuração similar à formação do cone do *pry-out*, com o dano surgindo próximo às extremidades superiores dos dentes do conector e progredindo até a superfície da laje. Além disso, nota-se também um ‘espraiamento’ das fissuras na superfície superior da laje, característico desse modo de falha.

Figura 8. Curva 'força-deslizamento' e variável de dano a tração do concreto do modelo 'fc50-Ab125-At10', com laje de 120 mm de altura.



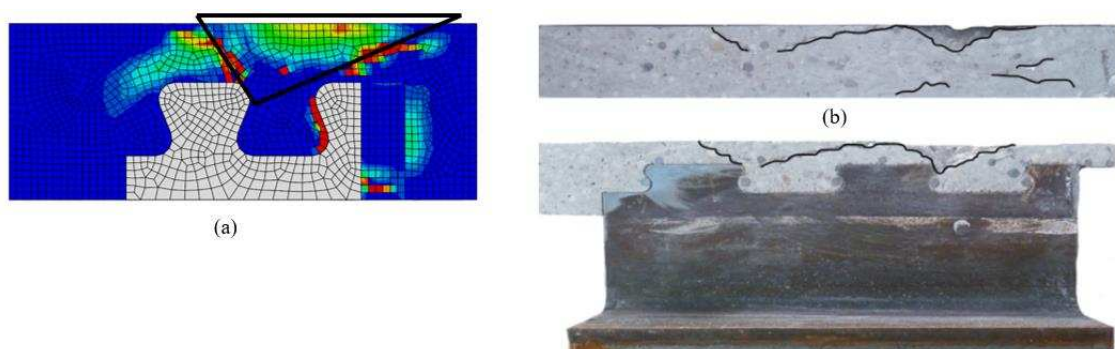
Fonte: O autor.

Na Figura 9, observa-se uma boa correspondência entre o dano à tração do concreto do modelo numérico e o padrão de fissuração observado nos experimentos realizados por Classen e Herbrand (2015), com conectores *puzzle*, em que a ruptura foi desencadeada por *pry-out*. Um outro aspecto que deve ser destacado é o deslocamento vertical de uma porção de concreto observado nas simulações numéricas, também referente ao *pry-out* (Figura 10).

Para fins de comparação com a validação do modelo numérico apresentado em Almeida *et al.* (2018)⁴, foi realizado um corte na mesma seção da laje (a 30 mm do conector) para verificar o dano à tração do concreto (Figura 11) e comparar com o modelo numérico do grupo D3, que conta com pré-laje real de concreto (ALMEIDA *et al.*, 2018). A similaridade entre o aspecto da fissuração do modelo validado com base nos experimentos de Veríssimo (2007) e o modelo desenvolvido é facilmente observada.

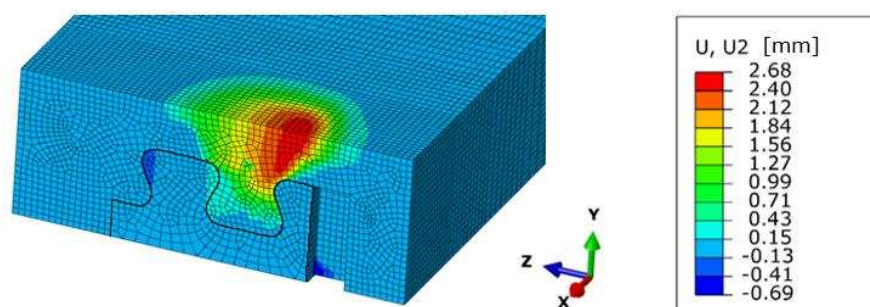
⁴ Almeida *et al.* (2018) corresponde ao desenvolvimento e validação do modelo numérico apresentado no Artigo 1.

Figura 9. (a) dano à tração do concreto no modelo numérico e (b) aspecto das fissuras em ensaios experimentais com o conector *puzzle* com falha por *pry-out*.



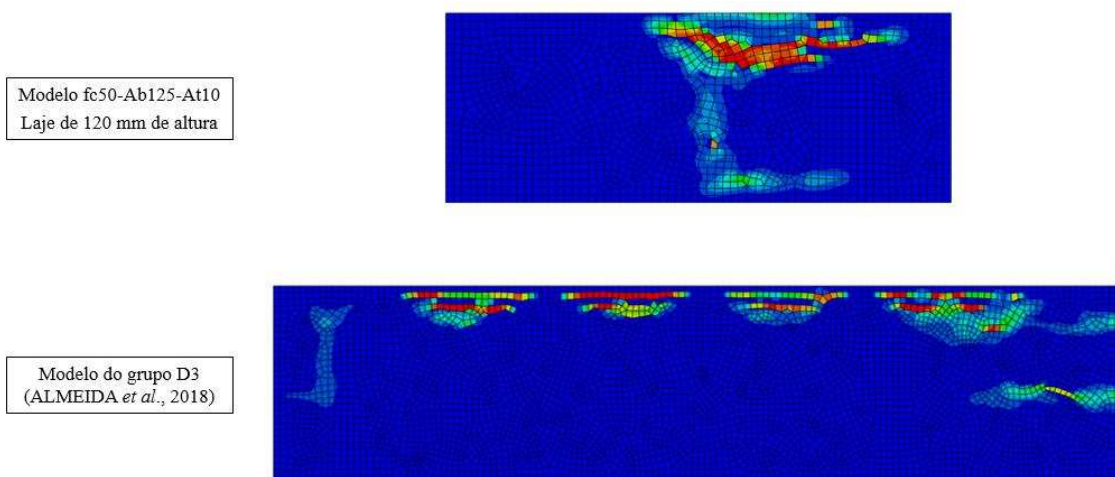
Fonte: (a) autoria própria e (b) CLASSEN e HERBRAND (2015).

Figura 10. Deslocamento vertical de uma porção de concreto referente ao *pry-out*.



Fonte: O autor.

Figura 11. Comparação da variável de dano à tração do concreto entre o modelo do grupo D3 e o modelo fc50-Ab125-At10 (com laje de 120 mm de altura).



Fonte: O autor.

Com base nesses resultados, e no fato de que não foram observadas deformações significativas no dente do conector capazes de caracterizar sua ruptura, deduz-se que a falha da conexão tenha sido desencadeada pela ruptura do concreto por *pry-out*. Nesse

sentido, a utilização dos resultados numéricos obtidos para calibrar o modelo analítico torna-se válida.

5 ANÁLISE ESTATÍSTICA

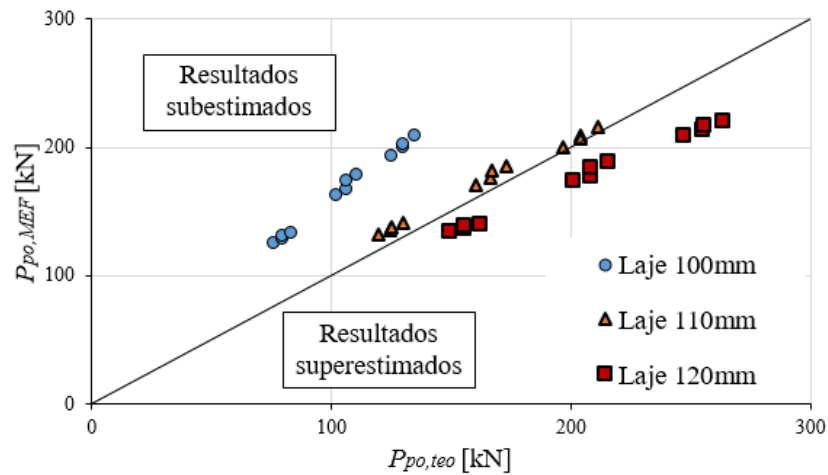
A expressão genérica para estimar a resistência da conexão ao *pry-out*, também chamado de “modelo mecânico”, é apresentada na Eq. (7) segundo a formulação de Classen (2016), considerando apenas uma fileira de conectores ($\chi_y = 1,0$) em concretos não fissurados ($\psi_{crack} = 1,0$):

$$P_{po} = k \chi_x \frac{1}{\eta} h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \quad (7)$$

O coeficiente k na Eq. (7) pondera as considerações feitas para a construção do modelo, como a conversão de $\sqrt{f_c}$ para a resistência à tração do concreto e o parâmetro $h_{po}^{1,5}$ que estima a área do cone do *pry-out* (CLASSEN e HEGGER, 2017). Esse coeficiente, definido por meio de uma análise de regressão, afeta significativamente a qualidade do modelo mecânico, razão pela qual é necessário um extenso banco de dados para sua determinação.

Neste trabalho, o coeficiente k foi determinado utilizando os dados do estudo paramétrico realizado, resultando no valor igual a 37. Esse ajuste acarreta num valor médio P_{teo}/P_{MEF} igual a 0,91 e coeficiente de variação igual a 26,59%. Na Figura 12, é apresentada a comparação entre os resultados numéricos ($P_{po,MEF}$) e aqueles obtidos por meio da Eq. (7), com $k = 37$ ($P_{po,teo}$). Os modelos com lajes de 110 e 120 mm de altura apresentaram melhores resultados em comparação ao modelo de laje com 100 mm. Possivelmente, isto se deve ao pequeno cobrimento superior do conector embutido na laje de 100 mm ($c_t = 20$ mm), uma vez que as expressões desenvolvidas para os conectores em chapa de aço recortada consideram usualmente os conectores mais profundos na laje de concreto (SEIDL *et al.*, 2013).

Figura 12. Comparação entre os resultados numéricos ($P_{po,MEF}$) e analíticos ($P_{po,teo}$).



Fonte: O autor.

Para converter a Eq. (7) ao nível de valor característico para eventual utilização no dimensionamento do Crestbond, foi utilizado o método apresentado no anexo D da EN 1990:2002, cujo procedimento baseia-se no método *Mean-Value First-Order Second-Moments* (MVFOSM). Nesse método, as variáveis básicas obedecem a uma distribuição log-normal e são definidas por meio de medidas estatísticas que descrevem a tendência central e a dispersão (ou seja, o valor médio e a variância), enquanto a probabilidade de um estado limite ser atingido é determinada por técnicas numéricas aproximadas (VEIGA, 2008). A medida de segurança utilizada é chamada de índice de confiabilidade β e está diretamente relacionado com a probabilidade da falha da conexão.

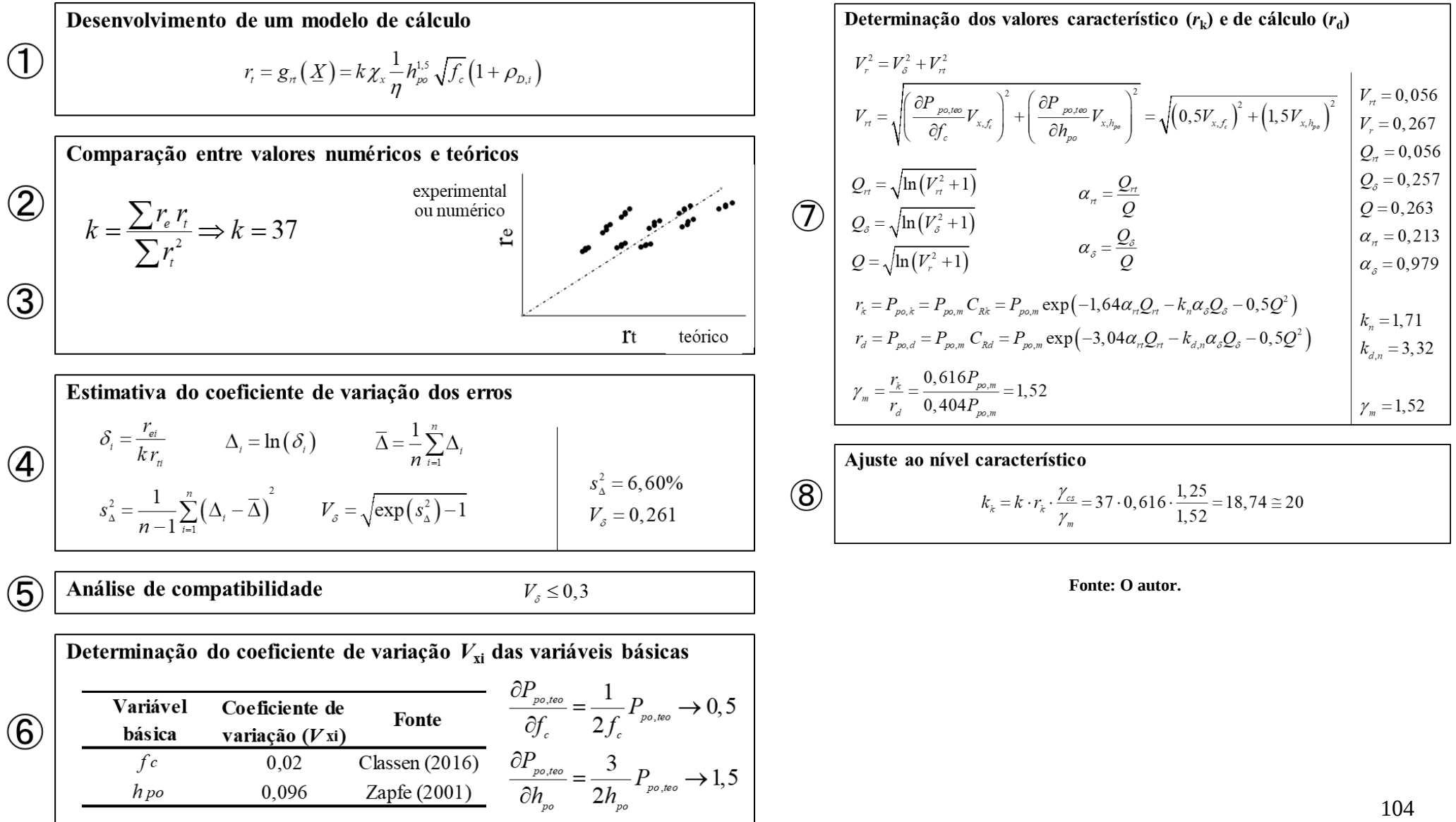
As formulações existentes na literatura que estimam a capacidade resistente da conexão ao *pry-out* do concreto em conectores em chapa de aço com recortes regulares (ZAPFE, 2001; SEIDL, 2009; HEINEMEYER, 2011; Z-26.4-56, 2013; CLASSEN, 2016) também foram ajustadas ao nível característico utilizando o método apresentado pela EN 1990:2002.

Na Eq. (7), os parâmetros χ_x e $\rho_{D,i}$ foram considerados como sendo determinísticos, e somente as variáveis básicas (f_c e h_{po}) foram consideradas na análise estatística. Os coeficientes de variação dos parâmetros h_{po} ($V_{x,hpo} = 0,096$) e f_c ($V_{x,fc} = 0,02$) foram adotados segundo Zapfe (2001) e Classen (2016), respectivamente.

O procedimento é dividido em etapas, conforme ilustrado na Figura 13. Primeiramente, define-se uma função de resistência r_t que inclua todas as variáveis básicas X que afetam

a resistência (Eq. (7)). Em seguida, a função de resistência é ajustada por meio do valor médio (etapas 2 e 3) para determinar o coeficiente de variação dos erros observados V_δ (etapa 4). Uma análise de compatibilidade é, então, realizada, para verificar as hipóteses feitas para a função de resistência com a população de ensaio (etapa 5). Segundo Heinemeyer (2011), essa análise pode ser feita adotando-se um valor limite para V_δ . Posteriormente, na etapa 6, os coeficientes de variação das variáveis básicas f_c e h_{po} são determinados por meio dos próprios experimentos (quando o número de ensaios for representativo) ou, o que é mais comum, adotados iguais aos da literatura. Na etapa 7, determina-se o coeficiente de variação V_{rt} da função de resistência a partir das derivadas parciais das variáveis básicas. Ainda nessa etapa, o nível característico (r_k) da função de resistência é determinado considerando um quantil de 5%, ou seja, apenas 5% dos conectores possuem $P_{po} < P_{po,k}$. O nível de cálculo (r_d) de r_t também é calculado, porém considerando um quantil de 0,1%. Finalmente, visto que o coeficiente de ponderação da resistência de conectores de cisalhamento da ABNT NBR8800:2008 deve ser mantido ($\gamma_{cs} = 1,25$), o coeficiente de ajuste final da equação é reduzido para um valor igual a 20 (etapa 8). As expressões para a determinação dos parâmetros “ h_{po} ” e “ χ_x ”, referente à conexão com o Crestbond, mantiveram-se as mesmas dos conectores PZ e MCL.

Figura 13. Análise estatística segundo a EN 1990:2002



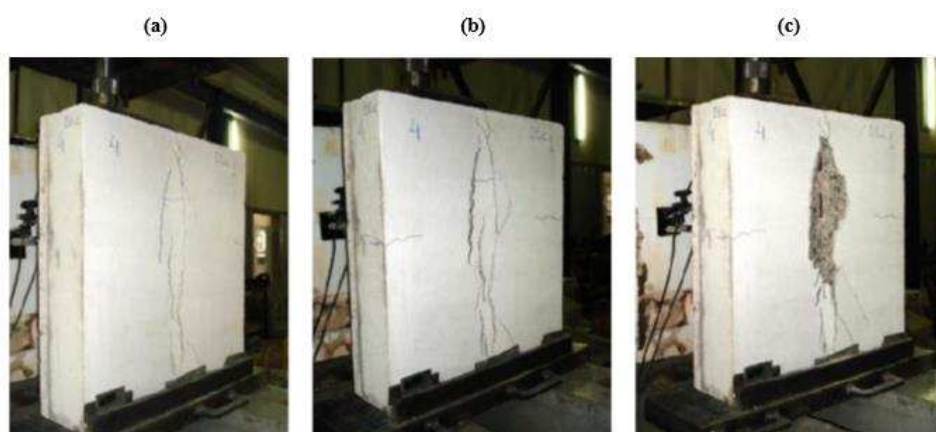
Portanto, a resistência característica da conexão proporcionada por conectores Crestbond à ruptura por *pry-out* do concreto pode ser determinada segundo a Eq. (8):

$$P_{po,k} = 20\chi_x \frac{1}{\eta} h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \quad (8)$$

6 COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nas investigações de Veríssimo (2007), o desenvolvimento do conector Crestbond contemplou um programa experimental dividido em quatro séries: A, B, C e D. A série D, tratada particularmente por Oliveira (2007), foi desenvolvida para estudar o comportamento de conectores Crestbond aplicados em vigas mistas formadas com sistemas de pré-lajes. Nesse sentido, foi produzida uma versão do Crestbond com dentes elevados, denominado CR56b-PL, de forma que os dentes trabalhassem acima da pré-laje. Essa nova configuração do conector, em conjunto com as dimensões dos protótipos ensaiados com a pré-laje, acarretou numa redução dos cobrimentos inferior e superior do concreto (parâmetros c_b e c_t da Figura 2, respectivamente), o que afeta diretamente a resistência da conexão ao *pry-out* do concreto. O comportamento observado dos modelos ensaiados na série D indicam uma possível ruptura por *pry-out*, uma vez que é presenciado o desprendimento de uma porção de concreto, característico desse modo de falha (Figura 14). Por outro lado, alguns modelos não contam com nenhum tipo de armadura transversal passante pela abertura do conector, fazendo com que a capacidade resistente ao cisalhamento do concreto seja reduzida. As características dos modelos ensaiados na série D estão resumidas na Tabela 2.

Figura 14. Desenvolvimento das fissuras com a aplicação de força durante o ensaio: (a) formação de fissuras longitudinais; (b) início do desprendimento da região de concreto acima dos conectores e (c) desprendimento de uma porção de concreto.



Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Tabela 2. Características dos modelos da série D.

Grupo*	Tipo	Modelo	f_{cm} [MPa]	h_c [mm]	ϕ_b [mm]	ϕ_t [mm]	h_D [mm]	e_x [mm]	c_t [mm]	c_b [mm]
D1	CR56b-PL30iso-As0	D1.a	31,6	120	-	-	56,2	121,1	33,8	30
		D1.b	31,3							
		D1.c	31,3							
D2	CR56b-PL30iso-As8	D2.a	31,4	120	8,0	8,0	56,2	121,1	33,8	30
		D2.b	31,4		8,0	8,0				
		D2.c	31,3		8,0	8,0				
D3	CR56b-PL30-As0	D3.a	31,6	120	-	-	56,2	121,1	33,80	-
		D3.b	32,4							
		D3.c	31,1							
D4	CR56b-PL45iso-As0	D4.a	32,6	105	-	-	56,2	121,1	33,8	45
		D4.b	32,2							
		D4.c	32,2							
D5	CR56b-As0	D5.a	22,2	150	-	-	56,2	121,1	33,80	-
		D5.b	32,1							
		D5.c	33,3							

*Componente construtivo utilizado entre o perfil de aço e a laje de concreto:

Grupos D1 e D2: placa de isopor com 30 mm de espessura; Grupo D3: pré-laje de concreto com 45 mm de espessura; Grupo D4: placa de isopor com 45 mm de espessura; Grupo D5: nenhum componente construtivo (laje maciça).

Fonte: VERÍSSIMO (2007).

Na Tabela 3, é apresentada uma comparação entre os resultados experimentais da série D de Veríssimo (2007) e aqueles obtidos com a Eq. (7), com $k = 37$. Como o modo de falha da conexão é incerto em alguns modelos ensaiados (alternando entre cisalhamento e *pry-out* do concreto), a capacidade resistente da conexão ao cisalhamento do concreto também foi determinada segundo a expressão proposta por Cardoso *et al.* (2018b), em que os autores ajustam a equação apresentada no DATec Z-26.4-56 (2013) para conectores Crestbond descontínuos, isto é, acrescida da resistência frontal. Nesse sentido, o parâmetro P_{teo} (resistência teórica) corresponde ao menor valor obtido entre essas duas equações.

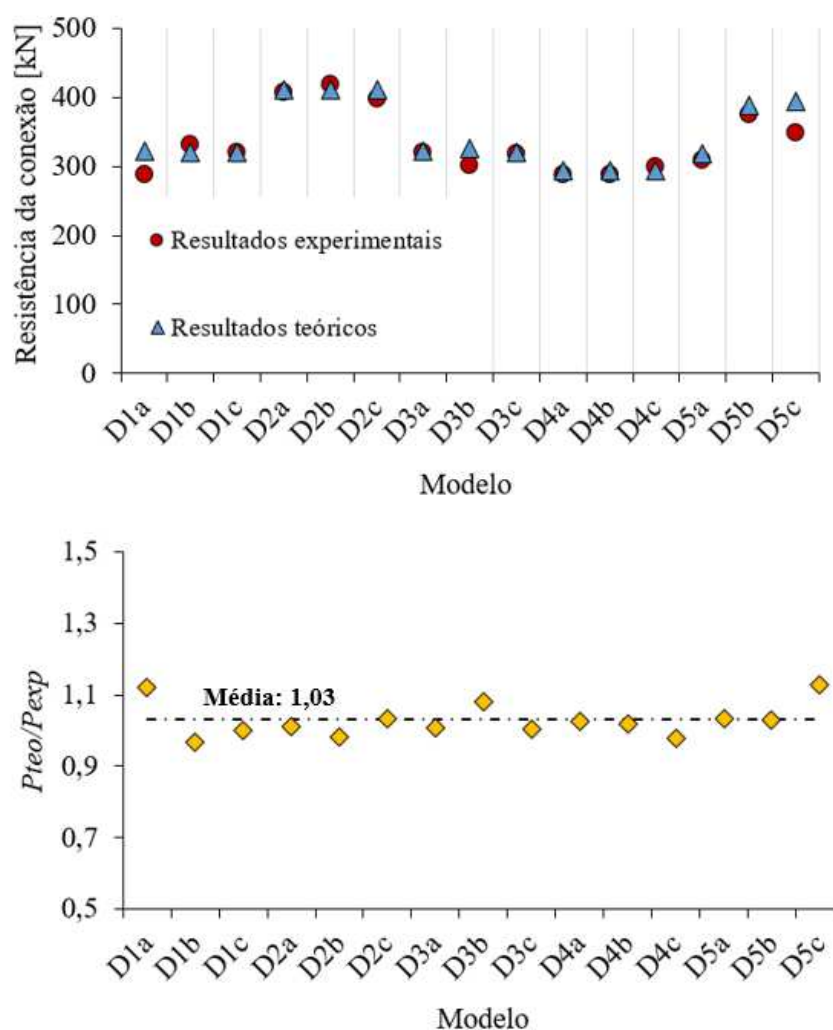
Tabela 3. Comparação dos resultados experimentais com aqueles obtidos por modelos de cálculo.

Modelo	Resistência ao cisalhamento do concreto ¹ [kN]	Resistência ao pry-out (Eq. 7) ² [kN]	Resultados experimentais [kN]	P _{teo} ³ /P _{exp}
D1.a	321,80	395,23	287,10	1,12
D1.b	320,37	393,03	330,90	0,97
D1.c	320,37	393,03	320,40	1,00
D2.a	417,02	411,33	407,40	1,01
D2.b	417,02	411,33	419,40	0,98
D2.c	416,41	410,58	398,10	1,03
D3.a	321,80	395,23	319,60	1,01
D3.b	325,50	401,07	301,60	1,08
D3.c	319,41	391,56	318,10	1,00
D4.a	294,53	343,26	287,40	1,02
D4.b	292,88	340,78	287,40	1,02
D4.c	292,88	340,78	299,40	0,98
D5.a	318,19	323,03	308,40	1,03
D5.b	387,45	398,88	375,90	1,03
D5.c	393,74	407,60	348,90	1,13
Notas:			Média	1,03
¹ Determinada de acordo com Cardoso <i>et al.</i> (2018b)			Desvio padrão	0,05
² Eq. (7) com $k = 37$			Coefficiente de variação	4,65%
³ Valor mínimo entre as resistências ao cisalhamento e ao pry-out do concreto				
 Pry-out do concreto		 Cisalhamento do concreto		

Fonte: O autor.

De acordo com a Tabela 3, os três protótipos que se romperam por *pry-out* segundo os modelos de cálculos pertencem ao grupo D2, único grupo que conta com armadura transversal no interior da abertura do conector, indicando que a taxa de armadura referente ao cisalhamento do concreto é adequadamente considerada na expressão. A razão média entre as resistências teóricas e o valor da força máxima atingida nos experimentos foi igual a 1,03, sinalizando que ambos os modelos de cálculo propostos para o Crestbond (cisalhamento e *pry-out* do concreto) foram devidamente ajustados (Figura 15). No entanto, deve-se destacar também que alguns valores encontrados referentes à resistência ao cisalhamento e ao *pry-out* do concreto são consideravelmente próximos entre si (como no grupo D5, por exemplo), impossibilitando a determinação exata da falha da conexão. Além disso, em seu programa experimental, Veríssimo (2007) não explicita em qual momento do ensaio os cones de concreto característicos do *pry-out* são “destacados” da laje: no momento de carga máxima ou na região pós-pico, quando a conexão já sofreu o colapso.

Figura 15. Comparação entre resultados experimentais e analíticos.



Fonte: O autor.

7 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi proposto um modelo de cálculo para estimar a capacidade resistente da conexão proporcionada por conectores tipo Crestbond à ruptura do concreto por *pry-out*. O modelo baseou-se em expressões existentes e atualmente em uso para conectores com diferentes geometrias (*puzzle* e *clothoidal*). A expressão proposta foi calibrada a partir de um estudo paramétrico envolvendo simulações numéricas capazes de representar o fenômeno do *pry-out*. A validação desse comportamento foi realizada por meio de comparações com resultados da literatura (ALMEIDA *et al.*, 2018) e também a partir de uma análise entre o dano à tração do concreto observado no modelo numérico e o aspecto da fissuração em experimentos com conectores *puzzle* nos casos em que a falha da conexão tenha sido desencadeada pelo *pry-out*. O método apresentado pela EN 1990:2002 foi aplicado para ajustar a expressão ao nível característico, para fins de

dimensionamento. Os resultados obtidos com a equação proposta corresponderam bem aos resultados experimentais da literatura, com uma razão P_{teo}/P_{exp} média igual a 1,03 e um coeficiente de variação de 4,65%, indicando que a expressão foi adequadamente ajustada para conectores Crestbond.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, ao CNPq, à FAPEMIG, à Universidade Federal de Viçosa e à Universidade Federal de Minas Gerais pelo apoio para a realização e divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste, No. Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2013.

ALMEIDA, R. L. J.; VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; CALDAS, R. B. Estudo numérico da ruptura do concreto por *pry-out* em conectores Crestbond. Artigo 1.

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

CARDOSO, S. H.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Análise numérica de conectores de cisalhamento Crestbond em vigas mistas de aço e concreto. *Revista da Estrutura de Aço – REA*, vol. 7, nº 2, p. 140-159, 2018a.

CARDOSO, S. H.; 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 – REA* (aceito para publicação), 2018b.

CLASSEN, M. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen Dissertation. Institut für Massivbau der RWTH Aachen; 2016.

CLASSEN, M.; HEGGER, J. Assessing the pry-out resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. *Engineering Structures*, No. 148, p. 254-262, 2017.

CLASSEN, M.; HERBRAND, M. Shear behavior of composite dowels in transversely cracked concrete. *Ernst & Sohn, Structural Concrete* 16, No. 1, p. 195–206, 2015.

DUTRA, C. M. Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

EN 1990:2002. Basis of structural design. Bruxelas, Bélgica, 2002.

HEINEMEYER, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Tese de Doutorado, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011.

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* 147, p. 488–503, 2018.

LORENC, W.: The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels. *Steel Construction* 10, No. 2, p. 154-167, 2017.

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUD–EVAC, D.: Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research* 88, p. 134–149, 2013.

SILVA, M. A. P. Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2011.

SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZUCH, M.; FRANSSEN, J-M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N. Preco-Beam: Prefabricated Enduring

Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, Luxemburgo, 2013a.

SEIDL, G.; HOYER, O.; ZANON, R.; POPA, N.; LORENC, W, ROWIŃSKI, S.; KOŽUCH, M.; FRANSSEN, J-F.; FOHN, T.; QUINCHIA, J. P.; CARRASCO, C. H.; FARHANG, A.; NÜSSE, G. PRECO+: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Berlin, Alemanha, 2013b.

VEIGA, J. Métodos de análise das incertezas na verificação da segurança estrutural em engenharia civil. Tese de Doutorado, Universidade do Porto, 2007.

VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

XU, C.; SUGIURA, K.; WU, C.; SU, Q. Parametrical static analysis on group studs with typical push-out tests. Journal of Constructional Steel Research, No. 72, p. 84-96, 2012.

ZANON, R.; HECHLER, O. PrecoBeam – Composite dowels – Design Guide. ArcelorMittal, 2012.

ZAPFE, C. Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 2001.

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

ARTIGO 3

CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR CRESTBOND À FALHA DO AÇO DESENCADEADA POR UM MECANISMO COMBINADO DE CISALHAMENTO E FLEXÃO

Ricardo Laguardia Justen de Almeida^a, Gustavo de Souza Veríssimo^a, José Carlos Lopes Ribeiro^a, José Luiz Rangel Paes^a, Mateus Couri Petrauski^a, Rodrigo Barreto Caldas^b

^aDepartamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Av. P.H. Rolfs, s/n, Campus da UFV, 36570-000, Viçosa, MG, Brasil.

^bUniversidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil.

*Manuscrito preparado para submissão à revista na área de Engenharias I.

RESUMO

Um dos possíveis modos de falha da conexão proporcionada por conectores em chapa de aço contínua com recortes regulares, também conhecidos como *composite dowels*, é a ruptura do próprio conector, também chamada apenas de ‘falha do aço’ por se referir ao colapso da parte de aço da conexão mista de aço-concreto. Esse tipo de ruptura, de modo geral, pode ocorrer em conectores com chapas mais finas, incorporados em concretos de alta resistência, sendo desencadeado por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão sobre os ‘dentes’ do conector. Este trabalho apresenta um estudo sobre a falha do aço em conectores com corte tipo Crestbond, dividido em duas partes. Num primeiro momento, foi realizado um estudo numérico para investigar o comportamento estrutural do conector e sua respectiva resistência. Posteriormente, uma segunda metodologia é apresentada para determinação da resistência característica do conector, adotando o critério de escoamento de von Mises. Os resultados obtidos indicaram que a formulação

existente para estimar a resistência característica à falha do aço dos conectores com as geometrias *puzzle* e *clothoidal*, segundo o DATec alemão Z-26.4-56 (2013), também pode ser aplicada em conectores Crestbond para fins de dimensionamento.

Palavras-chave: conector de cisalhamento contínuo, falha do aço, Crestbond, modelagem numérica, composite dowels.

ABSTRACT

One of the possible failure modes of the connection provided by continuous shear connectors, also known as composite dowels, is the failure of the connector itself, also called 'steel failure' since it refers to the failure of the steel part of the steel-concrete composite connection. This failure mode is generally seen in connectors with small plate thickness, deeply embedded in high strength concrete, caused by a combined shear-bending mechanism on the steel dowel. This work presents a study on the steel failure in Crestbond-shaped connectors, divided in two parts. Firstly, a numerical study was carried out to investigate the structural behavior of the connector and its load-bearing capacity. Subsequently, a second methodology is presented to determine the characteristic resistance of the connector, using the von Mises yield criterion. The obtained results showed that the existing formulation that estimate the characteristic resistance against steel failure of puzzle and clothoidal shear connectors, according to the German technical approval Z-26.4-56 (2013), can also be applied to Crestbond-shaped connectors for design purpose.

Keywords: continuous shear connector, composite dowels, steel failure, numerical modelling, Crestbond.

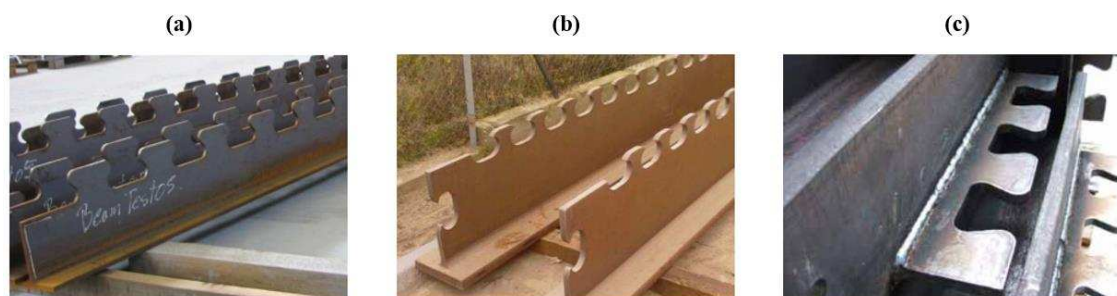
1 INTRODUÇÃO

O comportamento dos conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua com recortes regulares em estruturas mistas de aço e concreto, também chamados de *composite dowels*, é complexo, em função da geometria dos conectores e da interação entre dois materiais com capacidades de deformação totalmente diferentes. De modo geral, o colapso da

conexão pode ser desencadeado a partir de uma falha do próprio conector (neste caso, define-se como a falha relativa à parte de aço da conexão) ou por um determinado tipo de ruptura do concreto (KOPP *et al.*, 2018). O mecanismo de falha do aço é presenciado principalmente quando o conector é constituído de chapas mais finas, com espessuras entre 10 e 15 mm, incorporado em concreto de alta resistência. Uma vasta pesquisa sobre esse modo de falha foi realizada na Universidade de Ciência e Tecnologia da Breslândia (LORENC *et al.*, 2014a,b; LORENC, 2016a,b), na Polônia, no âmbito do projeto *PreCo-Beam* (SEIDL *et al.*, 2013) em conectores com as geometrias *puzzle* (PZ) e *clothoidal* (MCL). Como resultado, foi desenvolvida uma equação que estima a resistência da conexão a esse modo de falha para os conectores supracitados, que hoje incorpora o Documento de Aprovação Técnica (DATec) alemão (Z-26.4-56, 2013), para dimensionamento dos conectores.

Baseando-se nas investigações sobre o comportamento dos conectores PZ e MCL, este trabalho tem como objetivo estudar o mecanismo de falha do aço no Estado Limite Último em conexões com o conector Crestbond (CR), desenvolvido por Veríssimo (2007), cuja geometria é similar ao conector *puzzle* (Figura 1). Para tal, este estudo é dividido em duas partes: a primeira, em que a falha do aço do conector é investigada por meio de simulações numéricas via elementos finitos e a segunda, na qual é utilizado o critério de von Mises para determinar a seção crítica do conector. As análises numéricas foram realizadas com o software ABAQUS, e algumas considerações preliminares foram estabelecidas para que o presente estudo fosse possível. Investigações sobre o comportamento estrutural do conector Crestbond relativas a outros modos de ruptura da conexão podem ser encontrados na literatura (AGUIAR *et al.*, 2015; ALMEIDA *et al.*, 2018a,b; ALVES *et al.*, 2018; CARDOSO *et al.*, 2018a,b).

Figura 1. Conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua com recortes regulares: (a) *puzzle*; (b) *clothoidal* e (c) Crestbond.

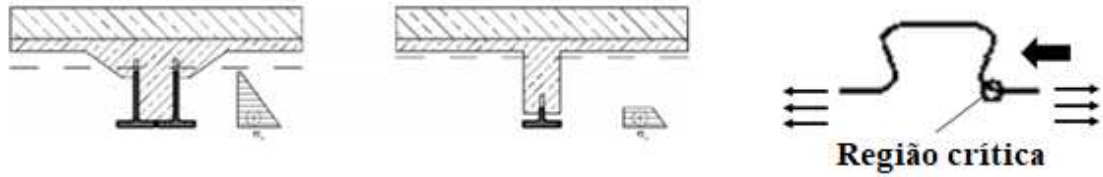


Fonte: (a) e (b) – BIEGUS e LORENC (2014); (c) – VERÍSSIMO (2007).

2 DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO RELATIVO À PARTE DE AÇO DE CONECTORES EM CHAPA COM RECORTES REGULARES

O comportamento de conectores em chapa de aço com recortes regulares relativo à parte de aço é descrito, de modo geral, em duas partes: adotando uma abordagem elástica e por meio de uma abordagem plástica (LORENC, 2016a,b). O estudo em regime elástico é realizado para verificar o desempenho do conector submetido às condições de utilização (Estado Limite de Serviço – ELS) e de fadiga (Estado Limite de Fadiga – ELF). Neste caso, além das forças de cisalhamento longitudinal transferidas do concreto para o conector (denominadas como efeito local), é necessário considerar também as tensões provenientes da seção mista como um todo, denominadas como efeito global. A ocorrência dessas tensões é resultante da excentricidade do conector em relação à linha neutra da seção mista, que provoca o surgimento de tensões normais responsáveis pelo aumento de tensões na região crítica do conector (região crítica na Figura 2). Em outras palavras, além de atuar como conectores de cisalhamento, os conectores contínuos também devem ser considerados como parte da estrutura, resultando numa complexa superposição de tensões na região crítica do conector (LORENC, 2016b). Desse modo, no dimensionamento de conectores contínuos no ELS e no ELF deve-se introduzir os fatores f_L e f_G que consideram os efeitos local e global, respectivamente. Esses fatores dependem da geometria específica do conector e podem ser encontrados na literatura para as geometrias PZ e MCL (SEIDL *et al.*, 2013; KOZÛCH e ROWINSKI, 2016; LORENC, 2016b).

Figura 2. Tensões sobre o perfil de aço.



Fonte: Adaptado de LORENC (2016b).

O dimensionamento dos conectores no Estado Limite Último (ELU), por outro lado, adota uma abordagem plástica, uma vez que o conector apresenta uma resposta inelástica devido à relação tensão-deformação não-linear do aço estrutural (LORENC, 2016b). Ainda segundo Lorenc (2016a), no ELU, não é necessário considerar a superposição das tensões citadas anteriormente, mas apenas as forças locais transferidas do concreto para o conector (ou seja, o efeito global pode ser desprezado). A transferência das forças de cisalhamento longitudinais cria um estado de tensão combinado de cisalhamento e flexão sobre o dente do conector, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3. Falha no conector desencadeada por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão.



Fonte: (a) KOZÜCH (2012) e (b) SEIDL *et al.* (2013).

A ampla investigação sobre esse modo de colapso no âmbito do projeto *PreCo-Beam* (SEIDL *et al.*, 2013) resultou na seguinte conclusão: considerando um estado plano de tensão nos dentes do conector, a resistência por unidade de comprimento da conexão à falha do aço não depende do tamanho dos dentes do conector, e a ductilidade da conexão, para uma mesma geometria, é linearmente proporcional ao tamanho dos dentes (LORENC, 2016a). Ainda segundo o autor, a partir dessa observação, a capacidade resistente do conector nos Estados Limites de Serviço e Último pode ser estimada por meio de uma simples expressão (Eq. (1)):

$$P_{pl} = \beta t_w f_y \quad (1)$$

em que f_y é a resistência ao escoamento do aço do conector [N/mm²]; t_w é a espessura da chapa do conector [mm] e P_{pl} é a resistência do conector por unidade de

comprimento [N/mm] no estado-limite em estudo (geralmente, utiliza-se as abreviações P_{el} e P_{pl} para indicar a resistência do conector no ELS e no ELU, respectivamente).

Diferente da formulação dos *studs* que considera a capacidade última do aço f_u , a resistência de conectores contínuos é estimada por meio da resistência ao escoamento f_y . Isso decorre das diferentes geometrias e respostas estruturais dos conectores quando submetidos a um tipo de carregamento. Além disso, o mecanismo de falha do aço associado aos conectores em chapa contínua difere daquele para o *stud bolt*: nos primeiros, é adotada a abordagem utilizada em seções de aço, enquanto para o segundo é considerada a ruptura dos pinos (*bolts*) (LORENC *et al.*, 2014b; LORENC, 2016a).

O parâmetro ' β ' na Eq. (1) é chamado fator de forma, e assim como a resistência do conector, varia conforme o estado limite em estudo (ou seja, β_{el} para estudos no regime elástico e β_{pl} no regime plástico). Segundo Lorenc (2016a), o fator β_{pl} , objeto de estudo no presente trabalho, é levemente dependente do formato do conector e, após várias investigações, foi considerado igual a 0,25 para as geometrias PZ e MCL no DATec alemão Z-26.4-56 (2013) (SEIDL *et al.*, 2013; LORENC *et al.*, 2014a,b; KOZÜCH e ROWINSKI, 2016; LORENC, 2016a,b; KOPP *et al.*, 2018). A determinação desse parâmetro deve levar em consideração o mecanismo combinado de cisalhamento e flexão que atua sobre o dente do conector. Uma simples interpretação do fator β_{pl} é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1. Interpretação do fator β_{pl} .

	$v_{Rk} = \frac{1}{\sqrt{3}} t_w \cdot f_y = 0,577 \cdot t_w \cdot f_y$ $\beta_{pl} = 0,577$
	$v_{Rk} = \frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{3}} t_w \cdot f_y = 0,289 \cdot t_w \cdot f_y$ $\beta_{pl} = 0,289$
	$v_{Rk} = \beta \cdot t_w \cdot f_y$ $\beta_{el} = 0,126$ $\beta_{pl} = 0,254 \text{ (obtido pelo MEF sem encruamento do aço)}$ $\beta_{pl} = 0,344 \text{ (obtido pelo MEF com encruamento do aço)}$ $\beta_{pl} = 0,338 \text{ (obtido experimentalmente)}$

Fonte: Adaptado de LORENC (2016a).

A Eq. (1), portanto, pode ser reescrita conforme apresentado na Eq. (2), que determina a resistência característica à falha de aço dos conectores *puzzle* e *clothoidal*:

$$P_{pl,k} = \beta_{pl} t_w f_y \Rightarrow P_{pl,k} = 0,25 t_w f_y \quad (2)$$

O colapso da conexão devido à falha do aço está associado à formação de uma fissura na base do dente, e a consequente progressão dessa fissura (que ocorre na fase pós-pico da curva força-deslizamento) leva à total ruína da conexão, em que os dentes são, de fato, separados do ‘corpo do conector’. Segundo Lorenc (2016b), a formação da fissura é típica desse modo de colapso, sendo presenciada em qualquer geometria do conector (Figura 4).

Figura 4. Falha do aço em conectores em chapa de aço recortada: (a) *puzzle* e (b) Crestbond.



Fonte: LORENC et al. (2014a).

3 MODELAGEM NUMÉRICA

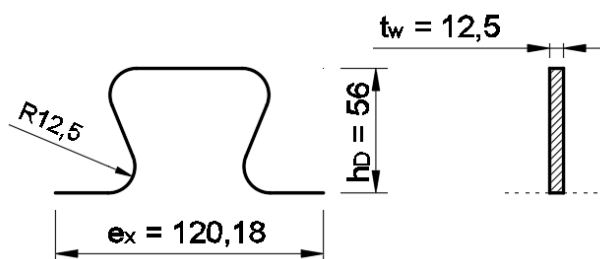
3.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Para que um modelo numérico desenvolvido tenha credibilidade, é necessário que o mesmo seja devidamente validado a partir de resultados experimentais. Neste sentido, para que um estudo numérico sobre o mecanismo de falha do aço com o conector CR seja possível, seriam necessários resultados de experimentos cujo colapso da conexão tenha sido desencadeado por uma falha do conector. No entanto, os resultados que se tem sobre o Crestbond estão diretamente relacionados com a ruptura do concreto (VERÍSSIMO, 2007; ALMEIDA *et al.*, 2018a,b; CARDOSO *et al.*, 2018a,b). Desse modo, o presente trabalho baseia-se nos estudos de LORENC *et al.* (2014a,b) e LORENC (2016a,b), os quais realizaram uma investigação experimental e numérica sobre a falha do aço em conectores *puzzle*.

3.2 ASPECTOS GERAIS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Em seus estudos numéricos sobre o mecanismo de falha do aço em conexões com conector *puzzle*, Lorenc *et al.* (2014b) desenvolveram um modelo numérico para estudar tal modo de colapso independente da geometria do conector. Assim sendo, esse mesmo modelo numérico foi utilizado para estudar o comportamento de conectores Crestbond frente à falha do aço. A geometria do modelo e as condições de contorno são apresentadas na Figura 6. As dimensões do conector (Figura 5) correspondem ao CR56b, utilizado nos ensaios experimentais de Veríssimo (2007).

Figura 5. Dimensões adotadas para o conector (medidas em mm).

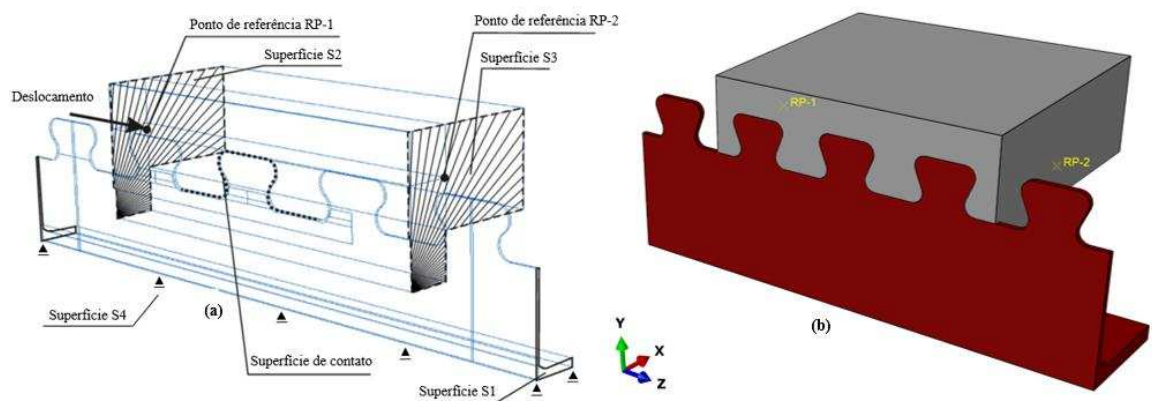


Fonte: O autor.

As análises foram realizadas por meio de controle de deslocamento, aplicado na laje de concreto no ponto de referência RP-1 (Figura 6). A parte inferior do perfil de aço (superfície S4) foi restringida ao deslocamento na direção vertical ($U_y = 0$) e a

superfície S1 foi restringida nas três direções ($U_x = U_y = U_z = 0$). Além disso, as superfícies frontais da laje de concreto (superfícies S2 e S3) foram restringidas de modo a impedir qualquer tipo de rotação da laje sobre o perfil de aço ($UR_x = UR_y = 0$), garantindo que a seção permaneça plana após a aplicação do deslocamento. Por fim, as interações de contato foram aplicadas apenas no dente central do conector, conforme destacado na Figura 6. Na direção normal, foi adotada a interação “*Hard Contact*”, enquanto na direção tangencial (ao longo do deslizamento) foi considerado um coeficiente atrito ($\mu = 0,3$).

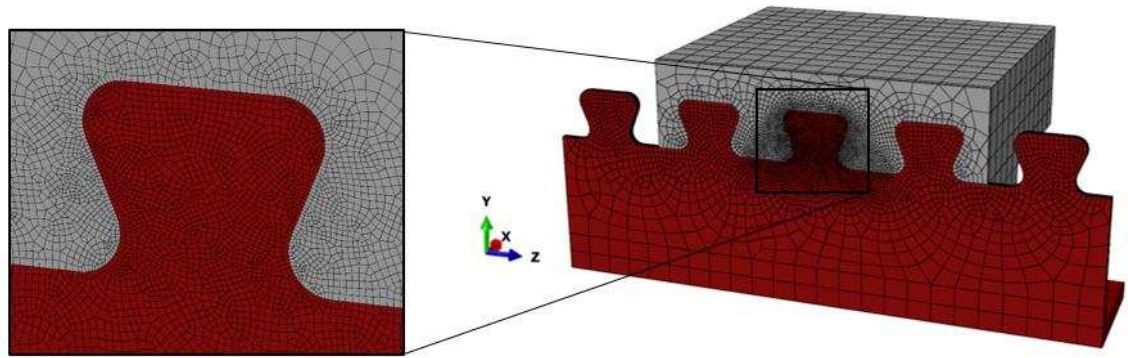
Figura 6. Geometria e condições de contorno do modelo numérico: (a) conector *puzzle* e (b) conector Crestbond.



Fonte: (a) Adaptado de LORENC *et al.* (2014b) e (b) O autor.

Os componentes do modelo numérico (perfil e laje) foram discretizados em elementos sólidos, com oito nós e integração reduzida (C3D8R) e com seis nós do tipo *wedge* (C3D6), em tamanhos que variam entre 1 mm nas áreas mais relevantes, onde ocorre a transferência dos esforços do concreto para o conector, e até 30 mm nas regiões menos relevantes (Figura 7).

Figura 7. Malha adotada no modelo numérico.

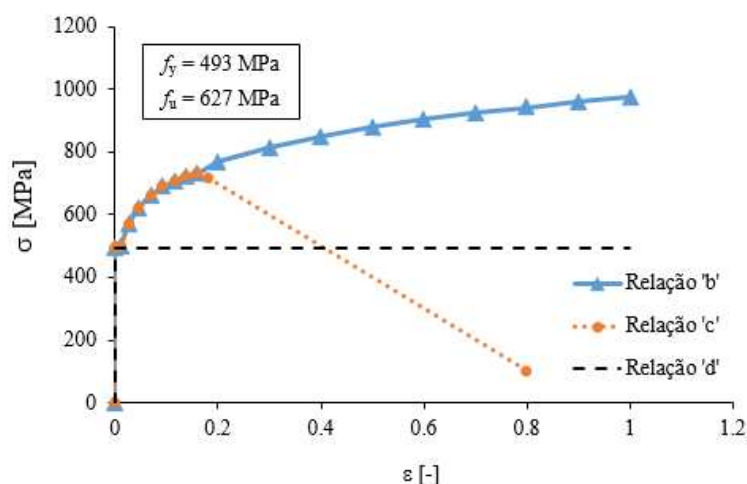


Fonte: O autor.

3.3 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS E MÉTODO DE ANÁLISE

Na falta de ensaios experimentais (e ensaios de caracterização dos materiais) com conectores Crestbond (ver item 2), as relações constitutivas de Lorenc *et al.* (2014b) foram adotadas para o conector/perfil. A partir da curva tensão-deformação (*stress-strain*) obtida por meio de ensaios de caracterização do aço do conector, os autores determinaram a curva *true stress-true strain* (relação ‘b’ da Figura 8) segundo as expressões recomendadas na EN1993-1-5:2006. Além disso, visto que o mecanismo de colapso do aço requer uma análise numa faixa com grandes deformações, foi necessária a extrapolação da curva obtida experimentalmente até a deformação de falha ϵ_f do conector, adotada igual a 0,80 (LORENC *et al.*, 2014b). Duas outras relações constitutivas foram consideradas nas análises (Figura 8): a relação ‘c’, que apresenta um decaimento após atingir a resistência última do aço para simular a propagação da fissura; e a relação ‘d’, representada por uma curva elastoplástica perfeita (isto é, sem encruamento) adotada no dimensionamento de estruturas de aço.

Figura 8. Relações constitutivas do aço utilizadas nas análises.



Fonte: Adaptado de LORENC *et al.* (2014b).

O concreto, por sua vez, foi caracterizado por um comportamento elástico-linear. Essa abordagem foi adotada por outros autores para o estudo do mecanismo relacionado à falha do aço em conectores *puzzle* e *clothoidal*, tendo se mostrado coerente (KOZÜCH, 2012; LORENC *et al.*, 2014b; LORENC, 2016a).

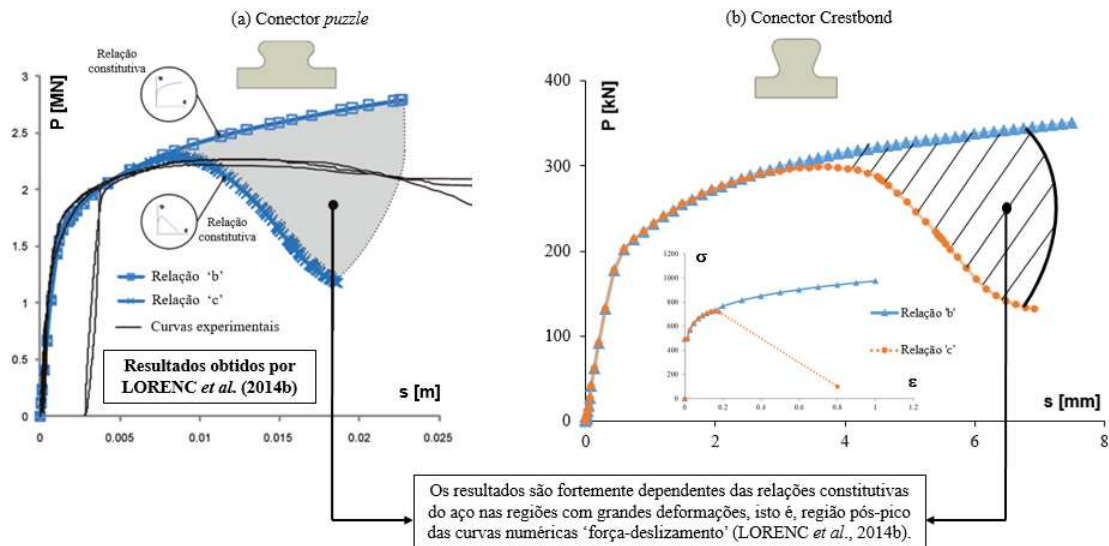
As simulações numéricas foram realizadas por meio de análises estáticas implícitas, adotando o usual método *Newton-Raphson* disponível na biblioteca do ABAQUS (*static, general*), uma vez que as únicas não-linearidades presentes no modelo são as interações de contato e o comportamento não-linear do aço. O comportamento elástico-linear do concreto faz com que a análise dinâmica explícita, frequentemente utilizada em modelos com grandes interações e não-linearidades presentes nos estudos sobre conectores em chapa de aço com recortes regulares (LORENC *et al.*, 2007; PAVLOVIC *et al.*, 2013; CLASSEN e HERBRAND, 2015; ALMEIDA *et al.*, 2018a,b), não seja necessária.

3.4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados numéricos obtidos com as relações constitutivas 'b' e 'c' são apresentados na Figura 9 e comparados com resultados da literatura para conectores *puzzle*. As curvas obtidas com as relações constitutivas 'b' e 'c' (de ambos os conectores) são praticamente coincidentes no trecho ascendente. No entanto, quando uma mudança ocorre nos parâmetros da relação tensão-deformação na região com grandes deformações, isto é, após a tensão ultrapassar a capacidade última do aço f_u , diferentes resultados são obtidos, conforme ilustrado nas áreas hachuradas da Figura 9 (LORENC *et al.*, 2014b). Deve-se

destacar que os resultados de Lorenc *et al.* (2014b) referem-se a ensaios push-out, ou seja, os valores da resistência do conector apresentados correspondem à capacidade de dois conectores com dois ‘dentes’, ao contrário da curva ‘força-deslizamento’ do Crestbond, que representa a resistência de um único ‘dente’ do conector.

Figura 9. Comparação entre os resultados numéricos obtidos com conectores (a) *puzzle* e (b) Crestbond.



Fonte: (a) Adaptado de LORENC *et al.* (2014b) e (b) O autor.

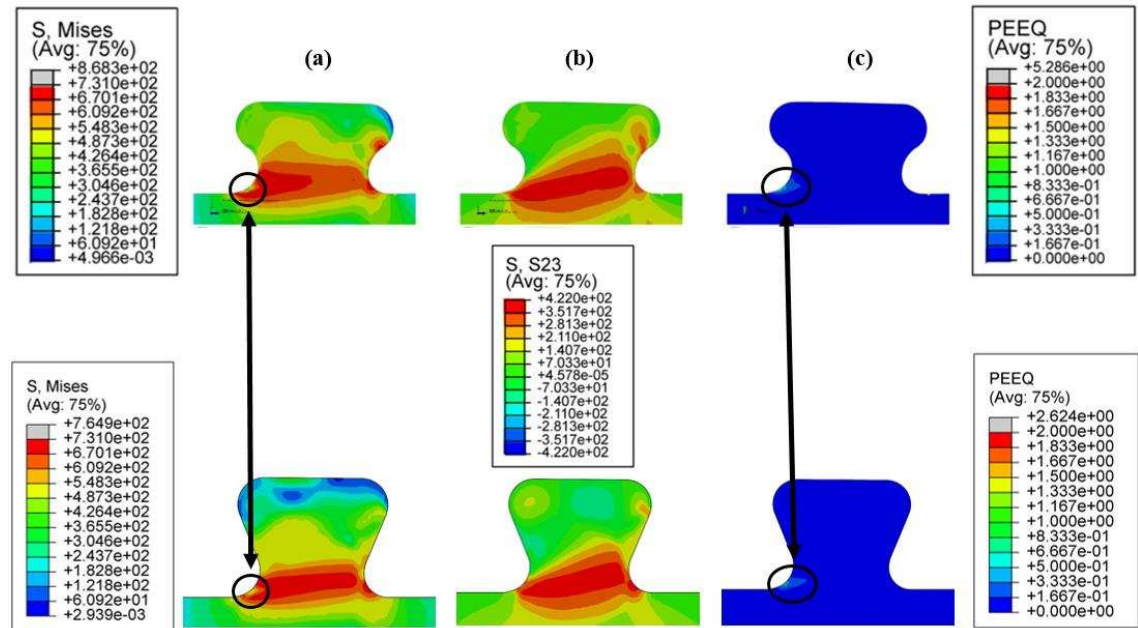
Segundo Lorenc *et al.* (2014b), uma forma para obter melhor convergência entre o modelo numérico e os experimentos seria ajustar os parâmetros da relação constitutiva do aço de modo que os resultados numéricos ficassem os mais próximos possíveis dos experimentais. No entanto, esse tipo de procedimento pode ser considerado como um erro metodológico (LORENC *et al.*, 2014b). Aspectos como o surgimento de tensões combinadas na região crítica do conector e a invalidez da hipótese do estado plano de tensão na região de grandes deformações, considerado inicialmente sobre o dente do conector, dificultam o estudo dessa zona de fratura. Além disso, em função das fortes mudanças não-lineares no esforço exercido pelo concreto pulverizado, é difícil modelar o comportamento dessa região. O problema ainda é afetado pela rugosidade da superfície do corte na chapa do conector e por alterações estruturais do aço resultantes do processo de fabricação. Ainda de acordo com os autores, esses aspectos mostram que discussões sobre as relações constitutivas apropriadas do aço são desnecessárias nessa etapa da análise. A formação da fissura no dente do conector é mais complicada que o ‘empescoamento’ presenciado em ensaios de tração em corpos de prova de aço, até hoje sujeito a diversas discussões sobre as relações constitutivas que devem ser adotadas para

sua modelagem mesmo após vários estudos na literatura (KAMAYA e KAWAKUBO, 2011¹⁸ *apud* LORENC *et al.*, 2014b).

Na Figura 10, é apresentada uma comparação entre os resultados numéricos dos conectores Crestbond e *puzzle* no incremento de força máxima, para as distribuições de tensões e deformações, correspondentes à relação constitutiva ‘c’. Na comparação entre os dois conectores, destaca-se o início da formação da fissura presenciado em ambas as geometrias (indicado pelas setas pretas) e a similaridade na distribuição de tensões no dente do conector. Na Figura 11, essa mesma comparação é apresentada no último incremento da análise, onde é possível observar a simulação da propagação da fissura e as grandes deformações sofridas até a ruína completa do conector.

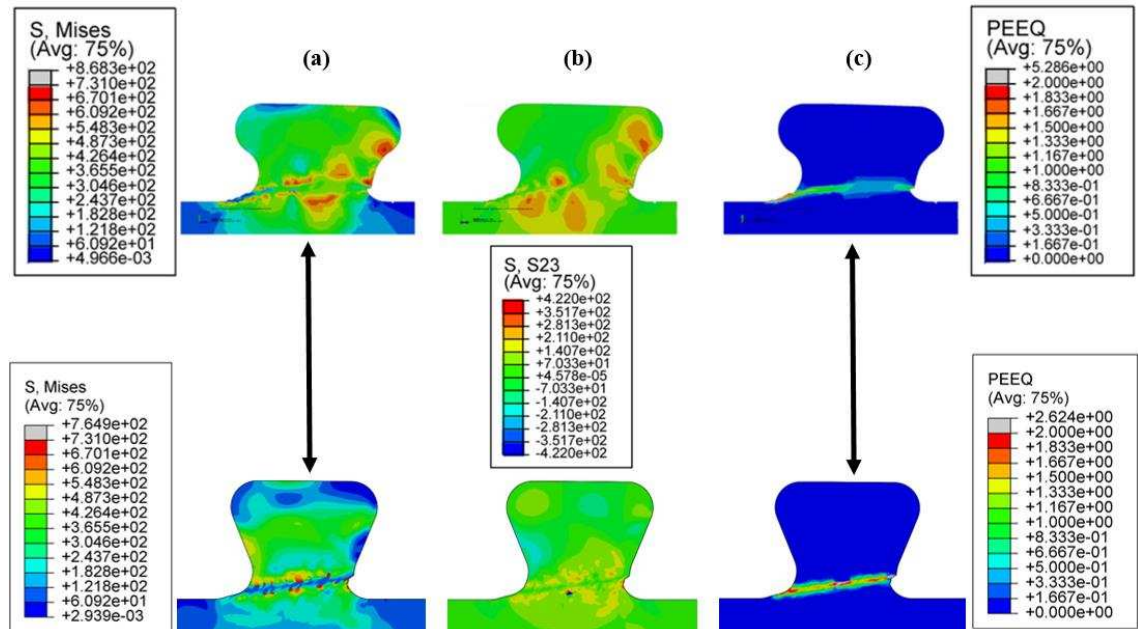
¹⁸ KAMAYA, M.; KAWAKUBO, M. A procedure for determining the true stress-strain curve over a large range of strains using digital image correlation and finite element analysis. *Mech Mater*, 2011.

Figura 10. Distribuição de tensões e deformações nos conectores CR e PZ no incremento correspondente à força máxima do modelo: (a) tensões de von Mises; (b) tensões principais S23 e (c) deformações plásticas equivalentes (PEEQ).



Fonte: conector puzzle – LORENC *et al.* (2014b); conector Crestbond – O autor.

Figura 11. Distribuição de tensões e deformações nos conectores CR e PZ no último incremento da análise: (a) tensões de von Mises; (b) tensões principais S23 e (c) deformações plásticas equivalentes (PEEQ).

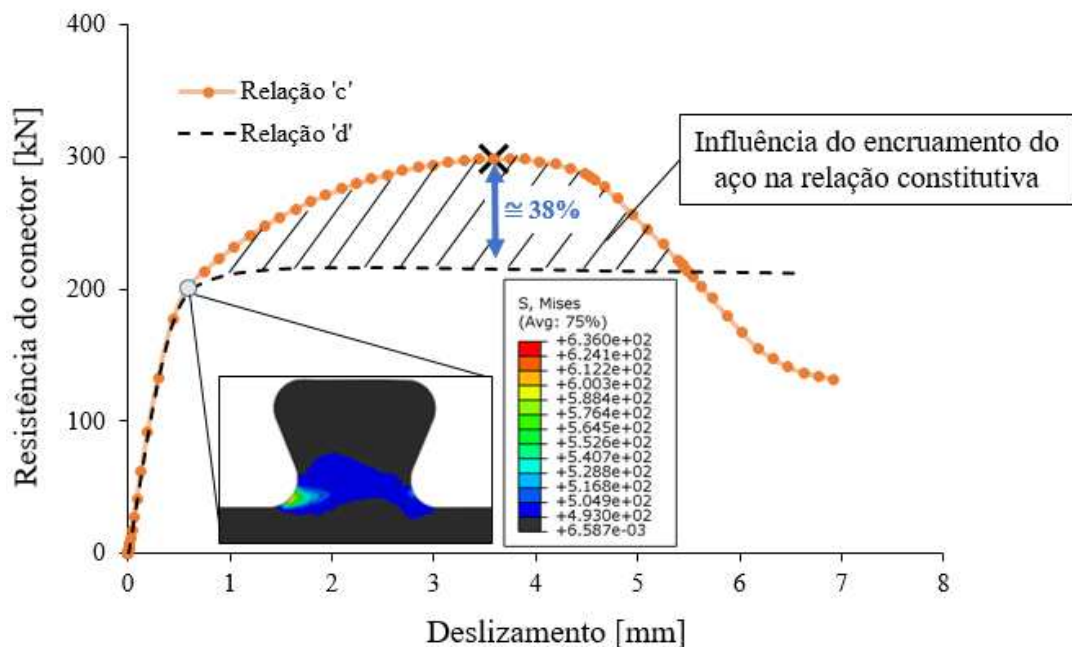


Fonte: conector puzzle – LORENC *et al.* (2014b); conector Crestbond – O autor.

A relação constitutiva ‘d’ foi criada por meio de uma relação tensão-deformação simplificada, frequentemente utilizada no dimensionamento de estruturas de aço segundo a EN1993-1-5:2006, em que o aço é caracterizado por um comportamento elastoplástico perfeito. A ausência do encruamento do aço impede que a resistência do conector obtida

numericamente seja igual àquela atingida nos experimentos (Figura 12). Mesmo assim, a relação constitutiva 'd' é justificada para fins de dimensionamento e pode ser considerada como uma base real para determinar a capacidade resistente característica do conector, assim como foi feito para os conectores MCL e PZ (LORENC *et al.*, 2014b). O ponto destacado na Figura 12 (comum às duas curvas) corresponde à capacidade característica do conector, e foi definido por Lorenc *et al.* (2014b) como o incremento da análise numérica em que a tensão de von Mises atinge, pela primeira vez, em qualquer região da seção do dente, a tensão última do aço ($f_u = 627 \text{ MPa}$). A distribuição de tensões no Crestbond, ilustrada na Figura 12, refere-se incremento 21 do modelo numérico com a relação constitutiva 'c'.

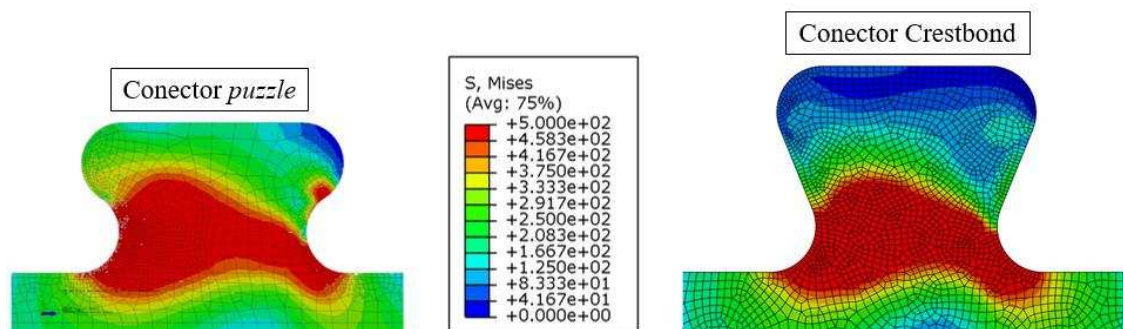
Figura 12. Influência do encruamento do aço no comportamento do conector.



Fonte: O autor.

Na Figura 13 é apresentada a distribuição de tensões nos conectores *puzzle* e Crestbond correspondente ao incremento considerado no dimensionamento dos conectores (incremento 21 no caso das análises com Crestbond), em que o comportamento do aço é representado pela relação constitutiva 'd'. Ainda na Figura 13, observa-se a similaridade no comportamento dos dois conectores, apresentando escoamento ao longo de toda a seção crítica do conector.

Figura 13. Distribuição de tensões nos conectores PZ e CR (relação constitutiva ‘d’).

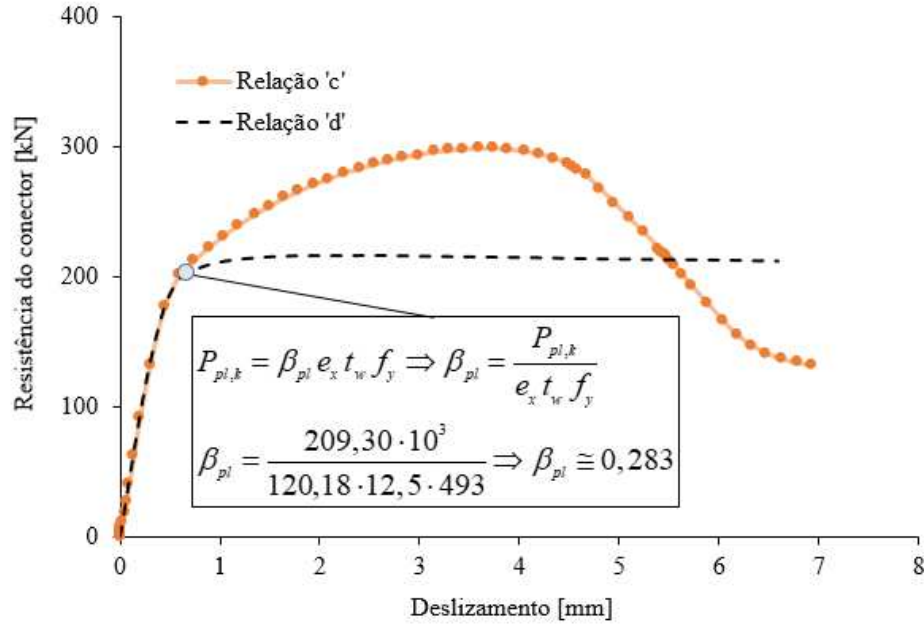


Fonte: Conector *puzzle* – LORENC *et al.* (2014b); conector Crestbond – O autor.

O parâmetro β_{pl} da Eq. (2) foi determinado por LORENC (2016a) para o conector *puzzle* como sendo o valor com o qual a resistência característica do conector é calculada no último ponto convergente das curvas ‘força-deslizamento’ obtidas com as relações constitutivas ‘c’ e ‘d’ (curvas apresentadas na Figura 12). Em outras palavras, as curvas da Figura 12 são coincidentes até o término do regime elástico da conexão, sobre a qual a resistência característica do conector é determinada com o fator β_{pl} (incremento 21 das análises com o Crestbond).

Visto o comportamento semelhante entre as geometrias PZ e CR (justificado nos parágrafos anteriores), a mesma abordagem utilizada por Lorenc (2016a) é adotada neste trabalho para estimar numericamente o parâmetro β_{pl} do conector Crestbond (Figura 14).

Figura 14. Determinação do parâmetro β_{pl} do conector Crestbond.



Fonte: O autor.

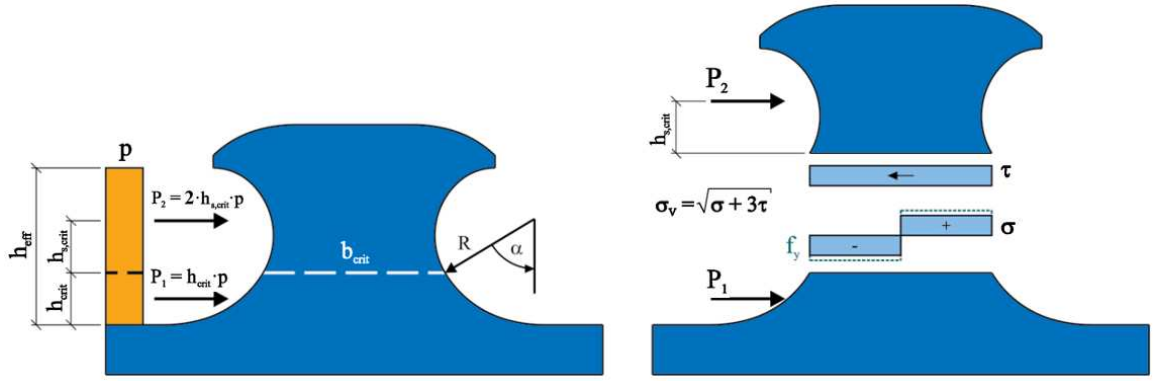
Após atingir a resistência característica do conector, as curvas divergem, na medida em que o deslizamento aumenta, se interceptando num valor de deslizamento próximo a 6 mm.

O valor encontrado de β_{pl} para o Crestbond ($\beta_{pl} = 0,28$) corrobora a afirmação de Lorenc (2016a) de que tal parâmetro é levemente dependente da geometria do conector.

4 CRITÉRIO DE VON MISES

Considerando o critério de von Mises, a seção crítica do conector (região onde ocorre a maior concentração de tensões e eventual ruptura da conexão) é determinada considerando que o esforço P que atua sobre o dente do conector, proveniente de um carregamento externo, é constante ao longo da altura h_{eff} (Figura 15). Esse esforço, por sua vez, pode ser dividido em duas forças resultantes: a força P_1 (abaixo da seção crítica), que não provoca tensão na seção crítica, e a força P_2 (acima da seção crítica), cuja localização depende da posição da seção crítica (KOPP *et al.*, 2018).

Figura 15. Determinação da resistência à falha do aço em conectores de chapa de aço contínua.



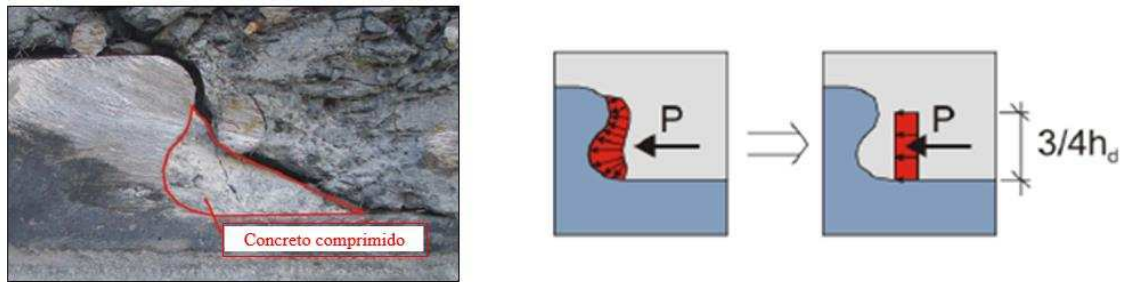
Fonte: FELDMANN *et al.* (2016).

A resistência à falha do aço é obtida aplicando o critério de escoamento de von Mises na seção crítica, considerando a seção totalmente plastificada. Desse modo, a resistência característica do conector a esse modo de falha (P_{pl}) é determinada segundo a Eq. (3):

$$P_{pl,k} = \left(1 + \frac{h_{crit}}{h_{eff} - h_{crit}} \right) \left(\frac{b_{crit}}{\sqrt{16h_{s,crit}^2 + 3b_{crit}^2}} \right) b_{crit} t_w f_y \quad (3)$$

Em sua pesquisa experimental-numérica, Heinemeyer (2011) verificou que, diferente do conector MCL, a altura h_{eff} sobre a qual pode-se considerar constante a distribuição do esforço P sobre o dente do conector *puzzle* é cerca de $0,75h_D$ (Figura 16).

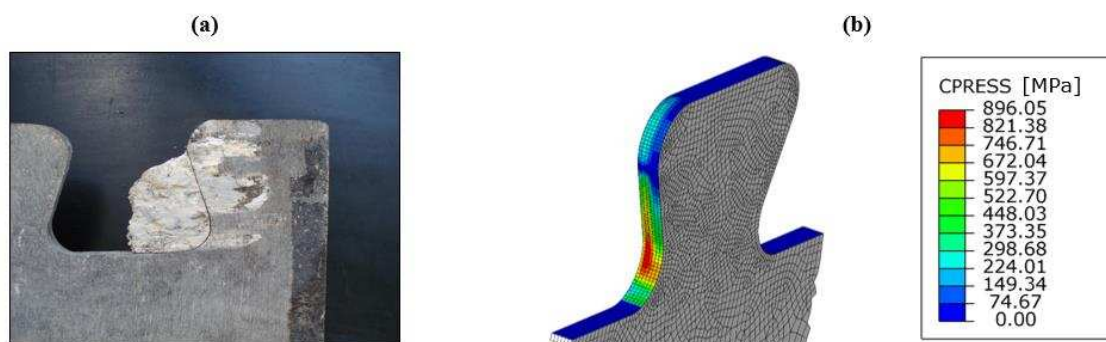
Figura 16. Distribuição do esforço P ao longo do dente do conector *puzzle*.



Fonte: Adaptado de HEINEMEYER (2011).

Nos experimentos realizados com o conector Crestbond, cunhas de concreto comprimido também foram observadas junto ao dente do conector (Figura 17a), de modo similar ao conector *puzzle*. Além disso, as tensões de contato (variável CPRESS) obtidas no modelo numérico reforçam essa distribuição de tensões (Figura 17b).

Figura 17. (a) Cunha de concreto comprimido nos experimentos com Crestbond e (b) distribuição de tensões ao longo do dente do conector obtida no modelo numérico com a relação constitutiva 'c'.

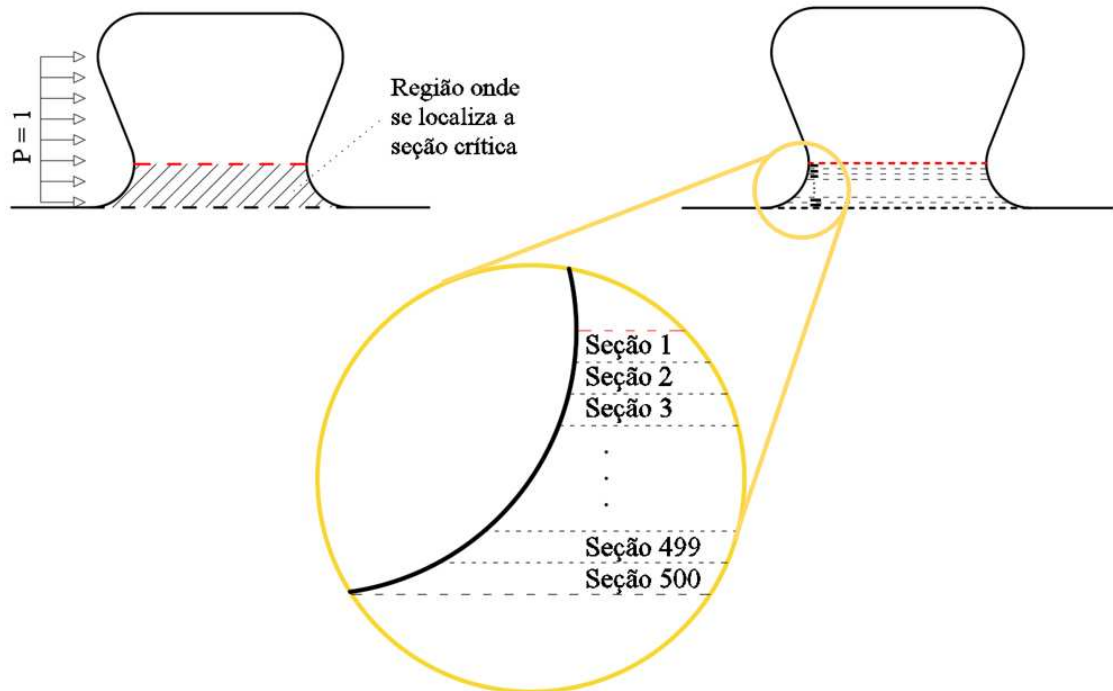


Fonte: (a) VERÍSSIMO (2007) e (b) O autor.

Para a elaboração do DATec alemão Z-26.4-56 (2013), contudo, a altura h_{eff} nos conectores *puzzle* foi determinada subtraindo-se o raio de concordância superior da altura total do dente (h_D), resultando em valores ligeiramente diferentes daqueles obtidos quando se considera $0,75h_D$. O parâmetro h_{eff} nos conectores Crestbond foi determinado conforme a metodologia de Z-26.4-56 (2013).

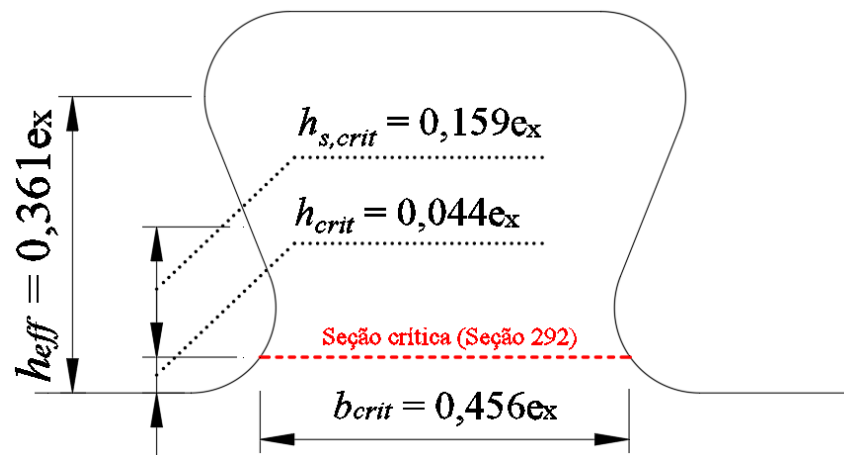
Para determinação da seção crítica do Crestbond, realizou-se o seguinte procedimento: aplicou-se uma carga unitária ao longo da altura h_{eff} , e a região do ‘pescoço’ do conector, onde se localiza a seção crítica, foi dividida em 500 seções (Figura 18). Aplicando-se o critério de escoamento de von Mises em cada seção, buscou-se a crítica, aquela que apresenta a maior tensão resultante. A partir da determinação da seção crítica, os parâmetros h_{crit} , $h_{s,crit}$, h_{eff} e b_{crit} foram identificados e descritos em função de e_x , conforme ilustrado na Figura 19.

Figura 18. Determinação da seção crítica em conectores Crestbond.



Fonte: O autor.

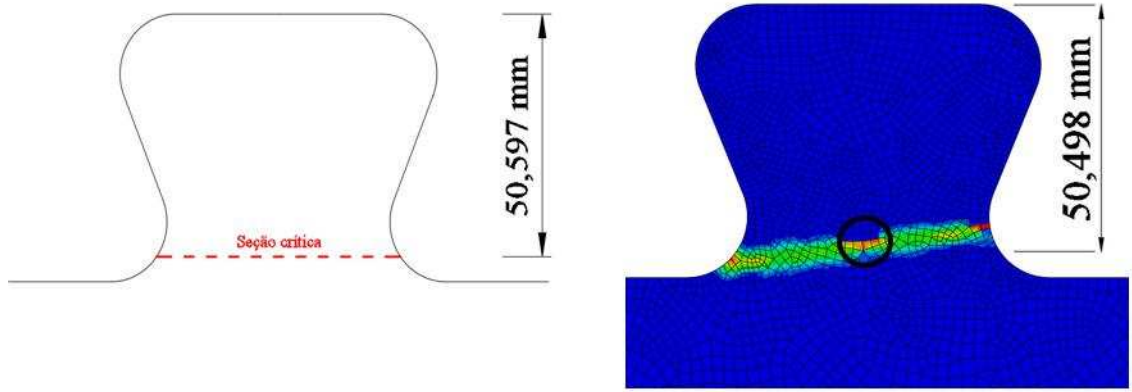
Figura 19. Identificação dos parâmetros relativos à falha do aço pelo critério de von Mises.



Fonte: O autor.

Na Figura 20 é apresentada uma comparação entre as medidas da distância da extremidade superior do conector CR56b até o centro da fissura obtidas das duas formas estudadas neste trabalho: considerando os resultados encontrados pelo critério de von Mises (Figura 19) e por meio da modelagem numérica realizada. No modelo numérico, essa distância foi considerada até o centro aproximado da fissura (região alaranjada no interior do círculo preto em destaque). Os valores encontrados são consideravelmente próximos, o que respalda o critério de von Mises para determinação da seção crítica.

Figura 20. Comparação entre as distâncias obtidas pelo critério de von Mises e pelo modelo numérico.



Fonte: O autor.

Substituindo os parâmetros encontrados pelo critério de von Mises (Figura 19) na Eq. (3), tem-se, portanto:

$$P_{pl,k} = \left(1 + \frac{0,044e_x}{0,361e_x - 0,044e_x} \right) \left(\frac{0,456e_x}{\sqrt{16(0,159e_x)^2 + 3(0,456e_x)^2}} \right) 0,456e_x t_w f_y$$

$$P_{pl,k} = 0,233e_x t_w f_y \quad (4)$$

O valor do parâmetro $\beta_{pl} = 0,233$ encontrado para o conector Crestbond pelo critério de escoamento de von Mises, apesar de inferior ao valor encontrado por meio das simulações numéricas ($\beta_{pl} = 0,283$), também é significativamente próximo ao valor padronizado pelo DATec alemão ($\beta_{pl} = 0,25$). Além disso, o valor de β_{pl} encontrado para os conectores PZ e MCL (também pelo critério de von Mises) foram iguais a 0,269 e 0,243 respectivamente (KOPP *et al.*, 2018), indicando que o valor encontrado para o Crestbond é aceitável e pode-se, portanto, adotar $\beta_{pl} = 0,25$ para fins de padronização.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho, estudos numéricos foram realizados com o intuito de investigar o comportamento do conector Crestbond em relação à falha do aço. Os resultados obtidos sugerem um comportamento similar ao do conector *puzzle* frente a esse modo de ruptura, o qual é desencadeado por uma combinação de esforços de cisalhamento e de flexão sobre o dente do conector (LORENC *et al.*, 2014b; FELDMANN *et al.*, 2016).

A formulação apresentada pelo DATec alemão Z-26.4-56 (2013) para estimar a resistência à falha do aço (válida para os conectores PZ e MCL) mostrou-se válida também para conectores com a geometria Crestbond, haja vista os valores encontrados para o parâmetro β_{pl} por meio de simulações numéricas e pelo critério de von Mises. Apesar dos resultados encontrados nesse trabalho serem coerentes com os da literatura (no que tange à resistência característica do conector), sugere-se a realização de ensaios experimentais que comprovem a validade da Eq. (2) para estimar a resistência do conector Crestbond à falha do aço.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, ao CNPq, à FAPEMIG, à Universidade Federal de Viçosa e à Universidade Federal de Minas Gerais pelo apoio para a realização e divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 do Aço – REA, vol. 4, nº 3, p. 181-199, 2015.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelsteine, No. Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2013.

ALMEIDA, R. L. J.; VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; CALDAS, R. B. Estudo numérico da ruptura do concreto por pry out em conectores Crestbond. Artigo 1.

ALMEIDA, R. L. J.; VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; CARDOSO, H. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. Capacidade resistente ao pry-out do concreto em ligações com conectores Crestbond. Artigo 2.

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

BIEGUS, A.; LORENC, W. Development of shear connections in steel-concrete composite structures. Civil and Environmental Engineering Reports, 2014.

CARDOSO, S. H.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Análise numérica de conectores de cisalhamento Crestbond em vigas mistas de aço e concreto. Revista da Estrutura de Aço – REA, vol. 7, nº 2, p. 140-159, 2018a.

CARDOSO, S. H.; 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 – REA (aceito para publicação), 2018b.

CLASSEN, M.; HERBRAND, M. Shear behavior of composite dowels in transversely cracked concrete. Ernst & Sohn, Structural Concrete 16, No. 1, p. 195–206, 2015.

EN1993-1-5. Design of steel structures. Plated structural elements, 2006.

EN1994-1-1. Design of composite steel and concrete structures. General rules and rules for buildings, 2004.

FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval. Steel Construction. 9, No. 2, p. 80–88, 2016.

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 147, p. 488–503, 2018.

KOZUCH, M. Resistance of MCL open steel connectors in steel concrete composite beams. Report PRE No. 3/2012. Tese de Doutorado. Wroclaw University of Technology, 2012.

KOZUCH, M.; ROWINSKI, S. Elastic behaviour of steel part of shear connection by MCL composite dowels: design basis for serviceability and fatigue limit states. Steel Construction 9, No. 2, p. 107–114, 2016.

LORENC, W. Non-linear behavior of steel dowels in shear connections with composite dowels: design models and approach using finite elements. *Steel Construction* 9, No. 2, p. 98-106, 2016a.

LORENC, W. The design concept for the steel part of a composite dowel shear connection. *Steel Construction* 9, No. 2, p. 89-97, 2016b.

LORENC, W.; IGNATOWICZ, R.; KUBICA, E. Numerical model of shear connection by concrete dowels. Millpress, The Netherlands, 2007.

LORENC, W.; KOZUCH, M.; ROWISKI, S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels. Part. I: Experimental study. *Journal of Constructional Steel Research* 101, p. 482–499, 2014a.

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

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUD-ÉVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research* 88, p. 134–149, 2013.

SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZÚCH, M.; FRANSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N. Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission: Design guide. Brussels, 2013.

VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

3

CONCLUSÕES GERAIS

3.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho, apresenta-se uma abrangente revisão de literatura sobre conectores de cisalhamento em chapa de aço com recortes regulares, conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels*, com uma detalhada descrição dos possíveis modos de colapso e modelos semiempíricos desenvolvidos ao longo dos anos capazes de estimar a resistência da conexão por eles proporcionada. Por meio de um grande projeto envolvendo diversos países europeus (projeto *PreCo-Beam*), uma ampla investigação sobre o comportamento desses conectores foi realizada e, como resultado final, foi elaborado um Documento de Aprovação Técnica (DATec) que prescreve as condições mínimas de utilização, bem como as expressões utilizadas para determinar a resistência característica dos conectores *puzzle* (PZ) e *clothoidal* (MCL), já consolidados na literatura técnica europeia e atualmente em uso na construção de pontes e viadutos de aço e concreto na Europa (Z-26.4-56, 2013).

O modelo numérico desenvolvido com o conector Crestbond foi capaz de representar adequadamente os ensaios experimentais no que tange à resistência máxima da conexão, às deformações observadas no conector e ao aspecto da fissuração presenciado na laje de concreto, apresentando diferenças aceitáveis. O método de análise adotado (análise dinâmica explícita) mostrou-se eficiente nas simulações numéricas, recomendado em situações com grandes não-linearidades e interações de contato. Contudo, estudos preliminares devem ser realizados para determinar a taxa de deslocamento que garanta uma análise ‘quase-estática’, ou seja, de modo que os efeitos de inércia sejam desprezados. Essa verificação é realizada por meio do balanço de energias do modelo numérico. A ferramenta *mass scaling* foi considerada extremamente útil para reduzir o tempo de processamento, visto que uma análise ‘quase-estática’ pode ser indefinidamente longa caso a taxa de carregamento adotada no modelo numérico seja igual à taxa utilizada nos experimentos reais.

A formulação apresentada no DATec alemão (Z-26.4-56, 2013) que estima a resistência da conexão ao *pry-out* (desenvolvida para os conectores PZ e MCL) foi ajustada para o conector Crestbond por meio de um estudo paramétrico realizado em modelos numéricos capazes de reproduzirem tal modo de colapso. A verificação da ruptura do concreto por *pry-out* nos modelos se deu pela análise das fissuras a partir da variável de dano a tração do concreto. Com os resultados obtidos, foi realizada uma análise estatística segundo o Anexo D da EN 1990:2002 para ajustar a expressão ao nível característico para fins de dimensionamento. Além disso, a capacidade resistente característica é obtida para um coeficiente de variação alto ($V_r = 0,267$), o que explica a resistência característica bem inferior à média observada nos modelos numéricos ($k_k = 20$ e $k_{\text{médio}} = 37$).

O colapso da conexão desencadeado pela falha do aço, caracterizado por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão proveniente da transferência de esforços da laje para o conector, foi analisado no Crestbond por meio de simulações numéricas. Os estudos foram alicerçados em pesquisas concretizadas sobre esse modo de colapso em conectores *puzzle* (LORENC *et al.*, 2014b), cuja geometria é similar ao Crestbond. Os resultados numéricos obtidos (no formato da curva ‘força-deslizamento’ e na distribuição de tensões e deformações no conector) indicam que o comportamento dos conectores CR e PZ são semelhantes (em relação à capacidade máxima resistida pelo conector), de modo que a equação do DATec Z-26.4-56 (2013) que estima a resistência característica do conector

à falha do aço das geometrias PZ e MCL também pode ser aplicada em conectores com corte tipo Crestbond.

Embora os estudos sobre a ruptura do concreto por *pry-out* e a falha do aço apresentados neste trabalho estejam coerentes com resultados da literatura (isto é, as formulações são próximas daquelas utilizadas em conectores com geometrias similares à do Crestbond), as expressões aqui sugeridas foram ajustadas por meio de um número limitado de resultados. Nesse sentido, recomenda-se a realização de ensaios experimentais que reproduzam tais modos de falha para aferir as equações propostas neste trabalho.

3.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, observou-se que alguns aspectos sobre o Crestbond devem ser estudados de modo mais aprofundado para melhor compreensão do comportamento estrutural do conector. Esses aspectos são listados a seguir:

- realizar ensaios experimentais do tipo push-out com o conector Crestbond contínuo com as configurações geométricas que proporcionem cada modo de colapso apresentado, e comparar os resultados experimentais com aqueles obtidos com as equações propostas neste trabalho;
- estudar o comportamento do conector no regime elástico da conexão, isto é, nos Estados Limites de Serviço e de Fadiga, a fim de propor formulações que estimem a capacidade do conector sob essas condições.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 do Aço – REA, vol. 4, nº 3, p. 181-199, 2015.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste, No. Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2013.

ALVES, A. R. L. Avaliação do comportamento do conector Crestbond em vigas mistas. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Portugal. 2014.

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

ANDRÄ, H. Neuartige Verbundmittel für den Anschluß von Ortbetonplatten an Stahlträger. Beton und Stahlbetonbau. Berlin, Deutschland, p. 325-328, 1985.

ANDRÄ, H. Economical shear connectors with high fatigue strength. IABSE, p. 168-172, 1990.

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. 238p.

BelleSystem do Brasil. <<http://www.bellesystem.com.br/produtos/stud-welding-stud-bolt>>. Acesso em: 25/02/2018.

CALADO, L.; SANTOS, J. Estruturas mistas de aço e betão. IST Press, Lisboa, 2013.

CARDOSO, S. H.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Análise numérica de conectores de cisalhamento Crestbond em vigas mistas de aço e concreto. Revista da Estrutura de Aço – REA, vol. 7, nº 2, p. 140-159, 2018a.

CARDOSO, S. H.; 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 – REA (aceito para publicação), 2018b.

CLASSEN, M. Limitations on the use of partial shear connection in composite beams with steel T-sections and uniformly spaced rib shear connectors. Journal of Constructional Steel Research 142, p. 99-112, 2018.

CLASSEN, M. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen Dissertation. Institut für Massivbau der RWTH Aachen; 2016.

CLASSEN, M.; GALLWOSZUS, J. Concrete fatigue in composite dowels. Ernst & Sohn, Structural Concrete 17, No. 1, p. 63-73, 2016.

CLASSEN, M.; HEGGER, J. Assessing the *pry-out* resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. Engineering Structures, No. 148, p. 254-262, 2017a.

CLASSEN, M.; HEGGER, J. Shear-slip behaviour and ductility of composite dowel connectors with *pry-out* failure. Engineering Structures, No. 150, p. 428-437, 2017b.

CLASSEN, M.; HEGGER, J. Shear tests on composite dowel rib connectors in cracked concrete. ACI Structural Journal, No. 115-S50, p. 661-671, 2018.

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 142, p. 232-243, 2018.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DO BETÃO (CEB) – FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DA PROTENSÃO (FIP). Model Code 1990: final draft. Lausanne, Switzerland, 1991.

DUTRA, C. M. Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2014.

EN 1990:2002. Basis of structural design. Bruxelas, Bélgica, 2002.

EN1994-1-1. Design of composite steel and concrete structures. General rules and rules for buildings, 2004.

FAKURY, R. H.; LAVALL, A. C. C.; SILVA, A. L. R. C. Cálculo de vigas mistas de edifícios segundo a ABNT NBR 8800:1986. 18º Seminário Nacional de Estudantes de Engenharia, UFMG, 1997.

FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO (FIB). Model Code 2010: final draft. Lausanne, Switzerland, 656p., 2011.

FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval. Steel Construction. 9(2):80–88, 2016.

GALLWOSZUS, J. Zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübeln. Tese de Doutorado, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2014.

HECHLER, O.; BERTHELLEMY, J.; LORENC, W.; SEIDL, G., VIEFHUES, E. Continuous shear connectors in bridge construction. Composite Construction in Steel and Concrete, VI; p.78-91, 2011.

HEGGER, J.; RAUSCHER, S. High performance materials – advances in composite constructions. Tailor Made Concrete Structures, 2008.

HEINEMEYER, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Tese de Doutorado, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011.

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 147, p. 488–503, 2018.

KOZIOL, P. Modern design of steel-concrete composite structures. Budownictwo 21, Politechniki Czestochowskiej, 2015.

KOZUCH, M.; ROWINSKI, S. Elastic behaviour of steel part of shear connection by MCL composite dowels: design basis for serviceability and fatigue limit states. Steel Construction 9, No. 2, p. 107–114, 2016.

KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels. In: COMPOSITE CONSTRUCTION, CONVENTIONAL AND INNOVATIVE, 1997, Innsbruck, Austria. Conference Report. Zurich, Suíça: IABSE, p. 133-138, 1997.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New improved shear connector with high fatigue strength for composite structures). Beton und Stahlbetonbau. Berlin, Deutschland, v. 82, n. 12, p. 325 331, 1987.

LORENC, W. Non-linear behavior of steel dowels in shear connections with composite dowels: design models and approach using finite elements. Steel Construction 9, No. 2, p. 98-106, 2016a.

LORENC, W. The design concept for the steel part of a composite dowel shear connection. Steel Construction 9, No. 2, p. 89-97, 2016b.

LORENC, W. The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels. Steel Construction 10, No. 2, p. 154-167, 2017.

LORENC, W.; IGNATOWICZ, R.; KUBICA, E. Numerical model of shear connection by concrete dowels. Millpress, The Netherlands, 2007.

LORENC, W.; KOZUCH, M.; ROWISKI, S. The behaviour of *puzzle*-shaped composite dowels. Part. I: Experimental study. Journal of Constructional Steel Research 101, p. 482–499, 2014a.

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

LORENC, W.; KUBICA, E.; KOZUCH, M. Testing procedures in evaluation of resistance of innovative shear connection with composite dowels. Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. X, No. 3, 2010.

MANGERIG, I.; ZAPFE, C. Concrete dowels in composite construction. Japanese-German Bridge Symposium, Osaka, 2003.

NELLINGER, S.; ODENBREIT, C.; OBIALA, R.; LAWSON, M. Influence of transverse loading onto push-out tests with deep steel decking. Journal of Constructional Steel Research 128, p. 335-353, 2017.

OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. Composite steel and concrete structural members – Fundamental behaviour. PERGAMON, 1995.

OGUEJIOFOR, E. C. Perfobond rib shear connectors for composite beams. Ph.D. Thesis, University of Saskatchewan, Canada, 1994.

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

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Behavior of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests. Canadian Journal of Civil Engineering, n.19, p. 224-235, 1992.

PETRAUSKI, M. C. Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond. 2016. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2016.

PLASMATIG – Hi-Tech em Soldas no Brasil. <<http://plasmatic.com.br/stud-bolts-conector-de-cisalhamento.php>>. Acesso em: 25/02/2018.

ROWINSKI, S.; LORENC, W.; KOZUCH, M. Study on fatigue cracks in steel-concrete shear connectors composite dowels MCL. Key Engineering Materials, Vol. 598; p. 207-212, 2014.

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

SEIDL, G. Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders. Ph.D. Thesis, Report PRE no. 4/2009. Wroclaw University of Technology, 2009.

SEIDL, G.; PETZEK, E.; BANCILA, R. Composite dowels in bridges – efficient solution. Advanced Materials Research, Vol. 814, p. 193-206, 2013a.

SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZÚCH, M.; FRANSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N.: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission. EUR 25321 EN, European Commission, Brussels, 2013b.

SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZÚCH, M.; FRANSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N.: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission: Design guide. Brussels, 2013c.

SILVA, M. A. P. Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2011.

SSF-Ingenieure: “O diálogo é o começo de tudo”. Disponível em: <www.ssf-eng.com.br>.

STUDNICKA, J.; MACHACEK, J.; KRPATA, A.; SVITAKOVA, M. Perforated shear connector for composite steel and concrete beams. In: CONFERENCE COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE IV, 2000.

USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K. An experimental study on shear characteristics of Perfobond strip and its rational strength equations. In:

INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONNECTIONS BETWEEN STEEL AND CONCRETE, RILEM Publications, p. 1066-1075, 2001.

VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests. Canadian Journal of Civil Engineering, n.19, p. 1-10, 1992.

VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

WURZER, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübel, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 1997.

ZAPFE, C.: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 2001.

APÊNDICE A. CAPACIDADE RESISTENTE CARACTERÍSTICA DE CONEXÕES PROPORCIONADA POR CONECTORES DE CISALHAMENTO CRESTBOND

Neste apêndice, são apresentadas, de forma resumida, as expressões que estimam a capacidade característica da conexão proporcionada por conectores Crestbond ajustadas neste trabalho e em Cardoso *et al.* (2018b)¹.

A resistência característica do conector Crestbond pode ser estimada conforme a Eq. (A.1):

$$P_{Rk,CR} = \min \begin{cases} P_{cis,k} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} (1 + \rho_D) \\ P_{po,k} = 20 \chi_x \frac{1}{\eta} h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \\ P_{aço,k} = 0,25 e_x t_w f_y \end{cases} \quad (A.1)$$

em que:

$P_{cis,k}$ é a resistência característica ao **cisalhamento** do concreto;

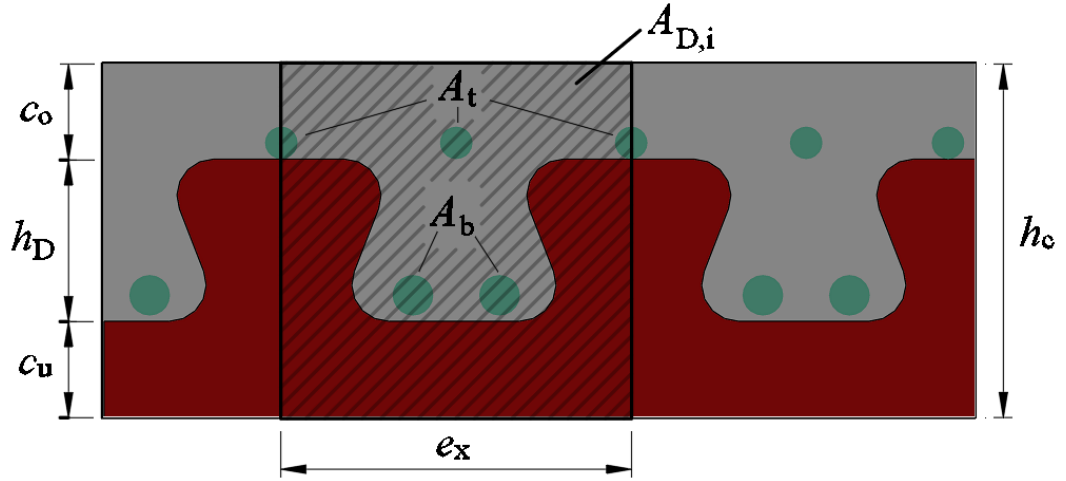
$P_{po,k}$ é a resistência característica ao **pry-out** do concreto;

$P_{aço,k}$ é a resistência característica à falha do **aço**.

A unidade de $P_{Rk,CR}$ é dada em [N/passo] do conector, isto é, equivale à resistência do conector num comprimento de ‘ e_x ’ mm, conforme ilustrado na Figura A.1.

¹CARDOSO, H. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; ALMEIDA, R. L. J. Modelo de cálculo para o cisalhamento do concreto nos conectores Crestbond. Revista da Estrutura de Aço, 2018b.

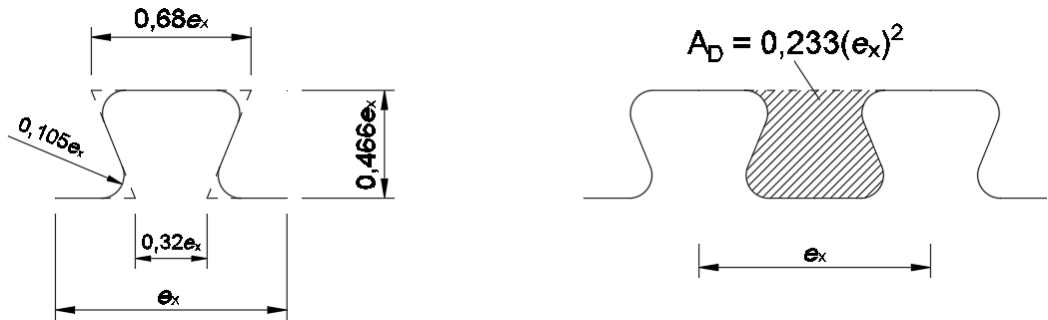
Figura A.1. Parâmetros adotados para estimar a capacidade resistente do conector Crestbond.



Fonte: O autor.

As dimensões do Crestbond, descritas em função de e_x , são apresentadas na Figura A.2. Essas relações foram obtidas de modo que seus valores fossem os mais próximos possíveis das relações geométricas propostas por Veríssimo (2007) no desenvolvimento do conector.

Figura A.2. Dimensões do Crestbond descritas em função do passo e_x .



Fonte: O autor.

Na equação referente ao cisalhamento do concreto ($P_{cis,k}$), o parâmetro η_D foi ajustado por Cardoso *et al.* (2017) para o conector Crestbond, sendo determinado de acordo com a Eq. (A.2):

$$\eta_{D,CR} = \begin{cases} 0,873 - e_x / 400 \rightarrow \text{ausência de armadura e baixo confinamento} \\ 1,176 - e_x / 400 \rightarrow \text{baixa taxa de armadura e baixo confinamento} \\ 2,507 - e_x / 400 \rightarrow \text{alta taxa de armadura e alto confinamento} \end{cases} \quad (A.2)$$

A taxa de armadura (ρ_D) é calculada conforme a Eq. (A.3):

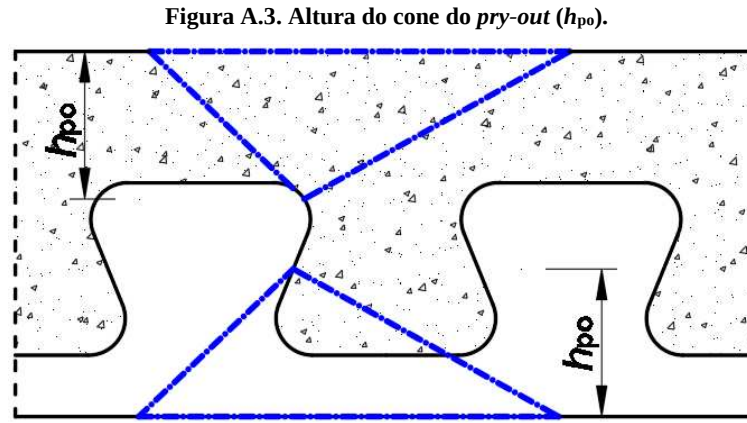
$$\rho_D = \frac{E_s A_b}{E_{cm} A_D} \quad (\text{A.3})$$

em que E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura e E_{cm} é o módulo do concreto.

Na expressão que estima a resistência do conector ao *pry-out* do concreto ($P_{po,k}$), os parâmetros que a envolvem são apresentados a seguir:

— h_{po} : altura do cone de concreto do *pry-out* (Figura A.3).

$$h_{po} = \min(c_t + 0,07e_x; c_b + 0,13e_x) \quad (\text{A.4})$$



Fonte: O autor.

— χ_x : coeficiente de redução devido à sobreposição dos cones do *pry-out* na direção longitudinal.

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5h_{po}} \leq 1 \quad (\text{A.5})$$

— Parâmetro η e taxa de armadura efetiva $\rho_{D,i}$.

$$\eta = 0,4 - 0,001 f_c \quad (\text{A.6})$$

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s (A_b + A_t)}{E_{cm} A_{D,i}} \quad (\text{A.7})$$

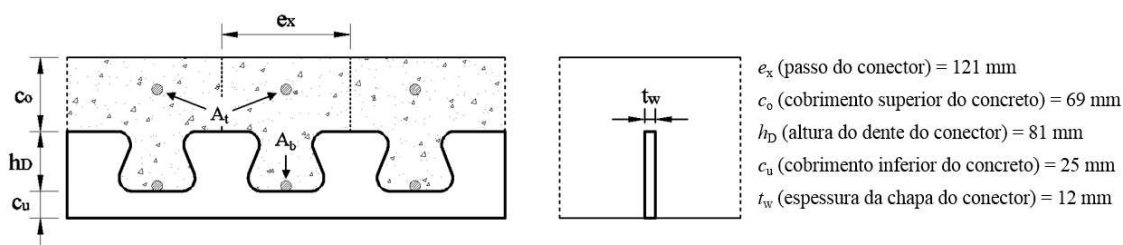
Por fim, na expressão referente à falha do aço, os parâmetros t_w e f_y são a espessura da chapa do conector e a tensão de escoamento do aço, respectivamente.

APÊNDICE B. VALIDAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS PUSH-OUT DAS SÉRIES B E C REALIZADOS COM O CONECTOR CRESTBOND

No decorrer deste trabalho, além da modelagem numérica referente à série D de Veríssimo (2007) (Artigo 1), também foram realizadas simulações numéricas para validar as séries B e C, em que a falha da conexão foi desencadeada pelo cisalhamento do concreto em conjunto com a força frontal exercida pela laje sobre o conector. O propósito dessa validação, cuja descrição é apresentada na sequência, foi possibilitar a realização de estudos sobre o modo de falha ocorrido nessas duas séries.

Nas séries B e C, Veríssimo (2007) estudou a variação dos seguintes parâmetros: taxa de armadura no interior da abertura (A_b) e no entorno do conector (A_t), e a resistência à compressão do concreto (f_{cm}). Os conectores foram cortados de uma chapa de aço S275JR, com as seguintes características: $f_y = 324$ MPa e $f_u = 489$ MPa. Os parâmetros referentes à geometria do conector foram mantidos constantes (Figura B.1).

Figura B.1. Geometria do conector CR56b estudado por Veríssimo (2007).



Fonte: O autor.

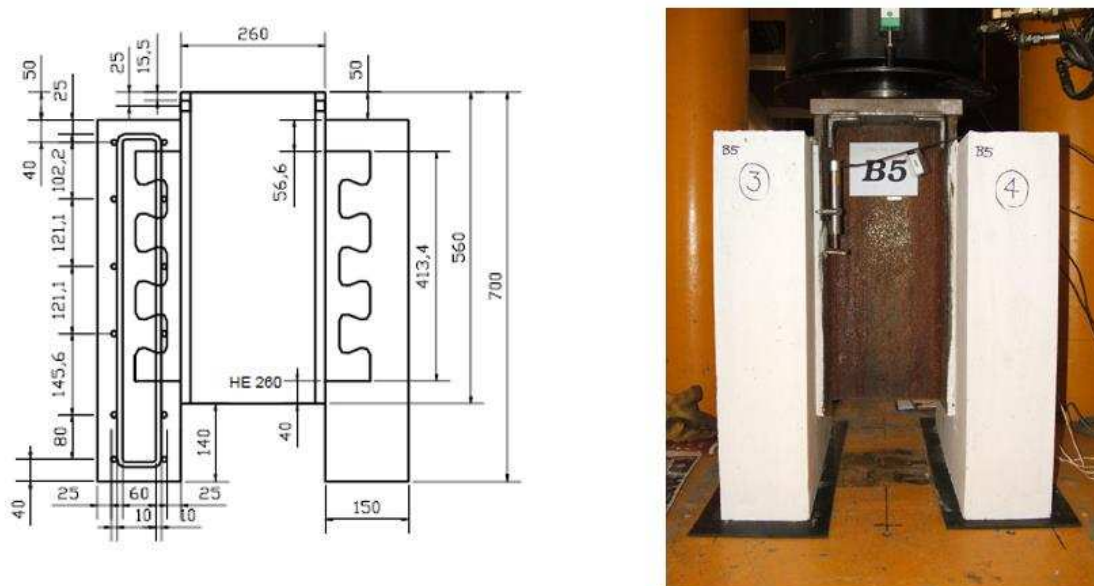
Os ensaios foram realizados aos pares, e a faixa de variação dos parâmetros estudada é apresentada na Tabela B.1. A configuração de um dos experimentos com armadura transversal no interior das aberturas é ilustrada na Figura B.2. Todos os modelos contam com armadura longitudinal e transversal. Essas últimas foram dispostas próximas às regiões do apoio e da aplicação de carga. A resistência média à compressão foi adotada como a média entre os ensaios pareados.

Tabela B.1. Faixa de variação dos parâmetros estudados por Veríssimo (2007).

Nomenclatura	Modelo	f_{cm} [MPa]	A_b [mm]	ρ_i (%)	A_t [mm]
CR56b-As0	B1/B2	26,6/26,6	-	0	-
	C1/C2	46,9/48,1	-	0	-
CR56b-As10	B3/B4	27,2/26,9	$\phi 10$	2.33	$\phi 10$
	C3/C4	49,1/48,7	$\phi 10$	2.33	$\phi 10$
CR56b-As12	B5/B6	28,5/24,8	$\phi 12$	3.65	$\phi 12$
	C5/C6	48,7/45,9	$\phi 12$	3.65	$\phi 12$

Fonte: O autor.

Figura B.2. Configuração de um dos experimentos com armadura transversal no interior da abertura.

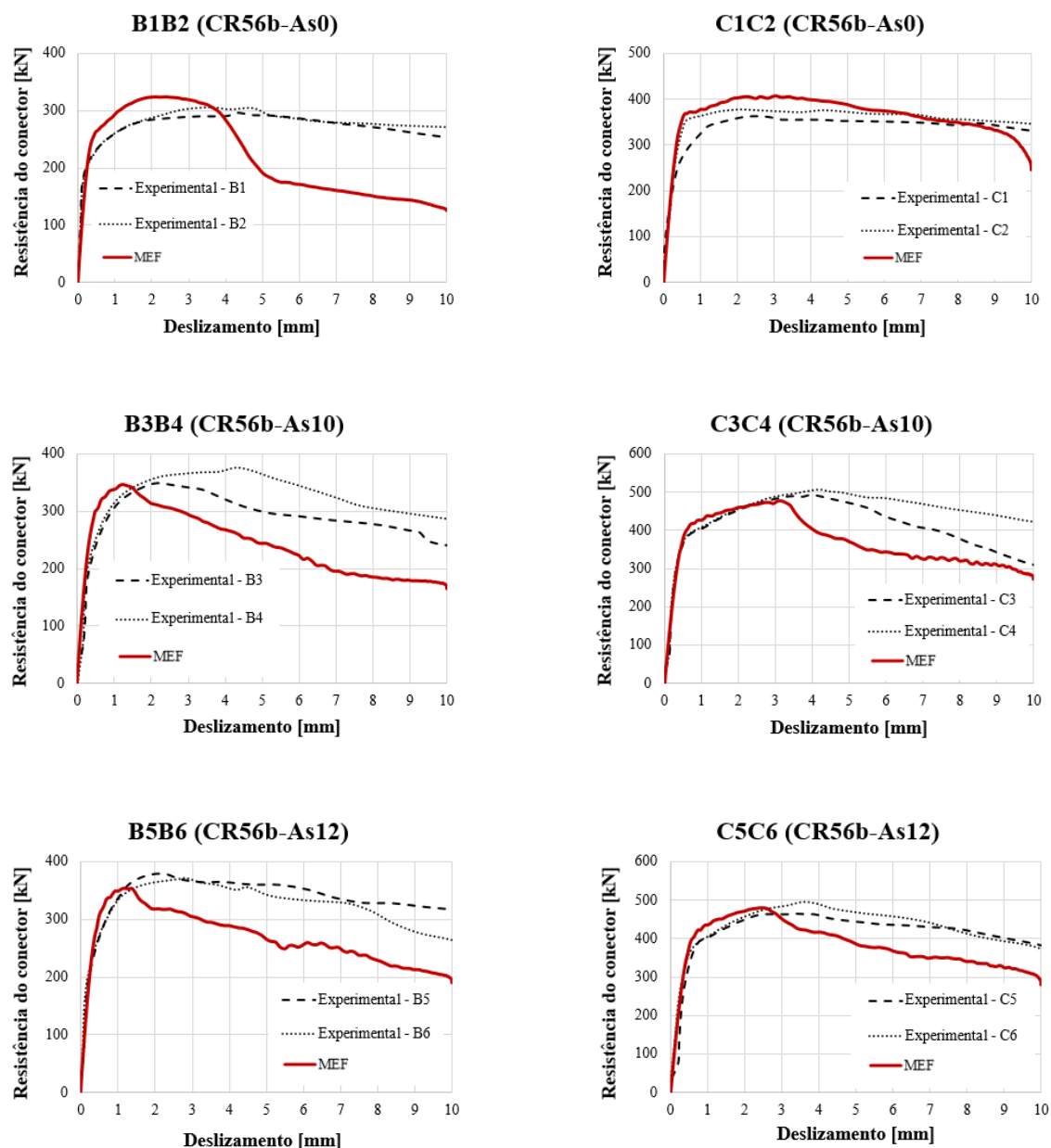


Fonte: Veríssimo (2007).

Todas as características do modelo numérico, como propriedades dos materiais, método de análise, interações do modelo, malha e condições de contorno são as mesmas que aquelas adotadas na construção do modelo do Artigo 1.

A validação dos modelos numéricos desenvolvidos ocorreu frente aos resultados experimentais de Veríssimo (2007). Aspectos como a fissuração do concreto e as deformações relacionadas ao conector também foram considerados para a validação. Na Figura B.3, são apresentadas as curvas “força-deslizamento” obtidas nos experimentos e nos modelos numéricos. Uma comparação entre a força máxima resistida pelo conector experimental e numericamente é apresentada na Tabela B.2.

Figura B.3. Curvas "força-deslizamento" obtidas numericamente.



Fonte: O autor.

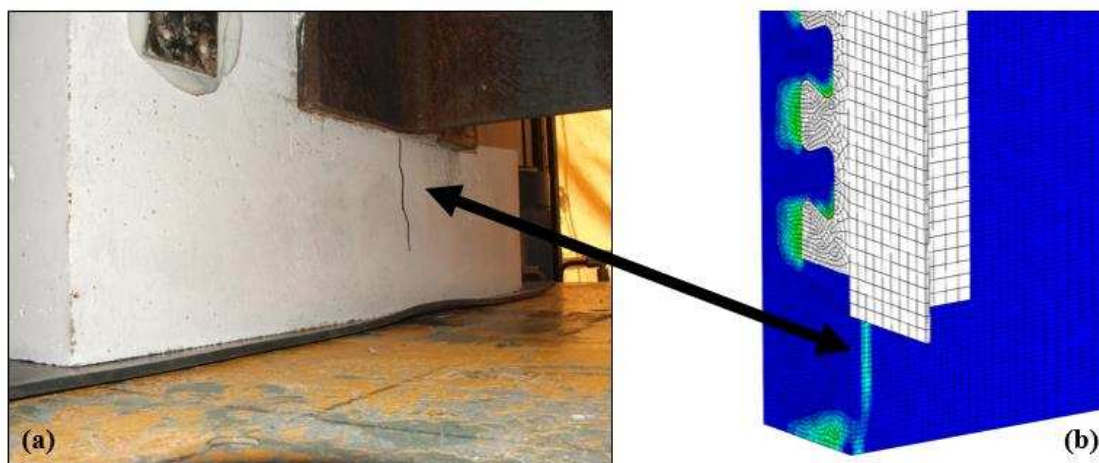
Tabela B.2. Comparação entre as forças máximas resistidas pelo conector.

Nomenclatura	Modelo	Resistência do conector		Razão
		Numérica	Experimental	
		$F_{\text{máx,num}} \text{ (kN)}$	$F_{\text{máx,exp}} \text{ (kN)}$	$F_{\text{máx,num}}/F_{\text{máx,exp}}$
CR56b-As0	B1/B2	324,30	301,33	1,08
	C1/C2	408,39	369,40	1,11
CR56b-As10	B3/B4	346,09	362,30	0,96
	C3/C4	477,77	500,15	0,96
CR56b-As12	B5/B6	354,51	374,95	0,95
	C5/C6	481,09	480,90	1,00
Média				1,01
Desvio				0,07
Coeficiente de variação				6,84%

Fonte: O autor.

Em todos os ensaios, a primeira fissura aparente no concreto ocorre na face interna da laje, próxima à região de apoio, ocasionada pela força que o dente frontal do conector exerce sobre o concreto. No modelo numérico, o início da fissuração é igualmente presenciado, representado pela variável *DAMAGET*, que retrata o dano à tração no concreto (Figura B.4). No modelo C1C2, essa fissura ocorre quando a carga aplicada é próxima de 350 kN, ou seja, no final da fase elástica da conexão.

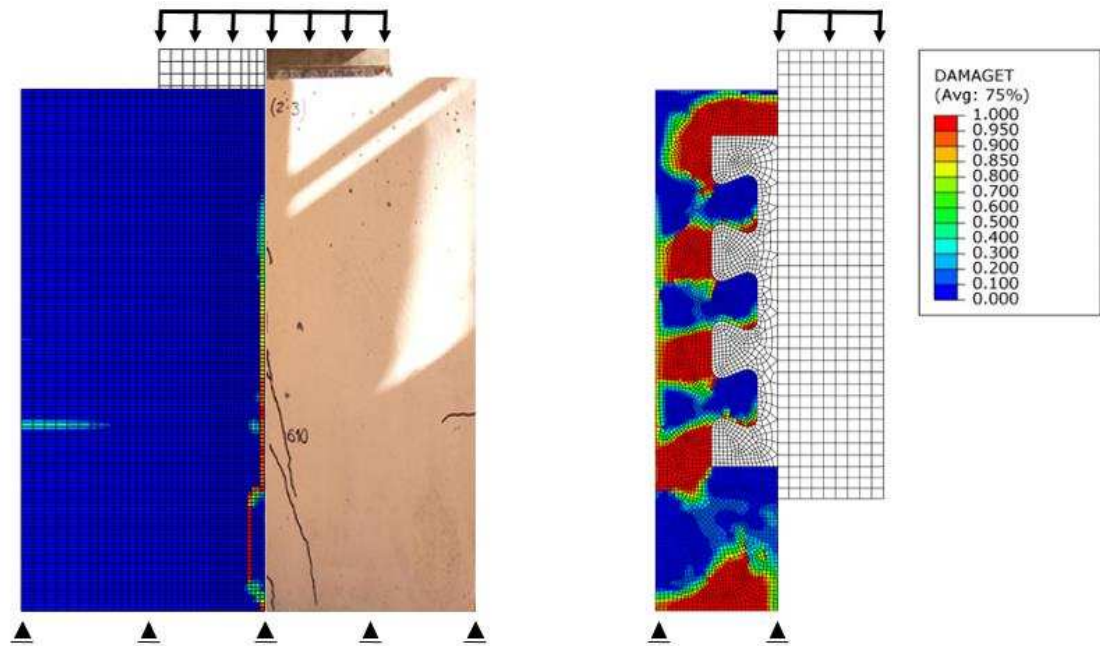
Figura B.4. Primeira fissura aparente na laje de concreto: (a) no experimento e (b) no modelo numérico C1-C2.



Fonte: O autor.

O progresso da fissuração decorrente da aplicação de carga ocorre na face externa da laje, alinhada com o conector. As fissuras se desenvolvem na região acima do conector por meio de um modelo de biela e tirante (explicado no Capítulo 3) até atingirem a superfície externa da laje de concreto (Figura B.5).

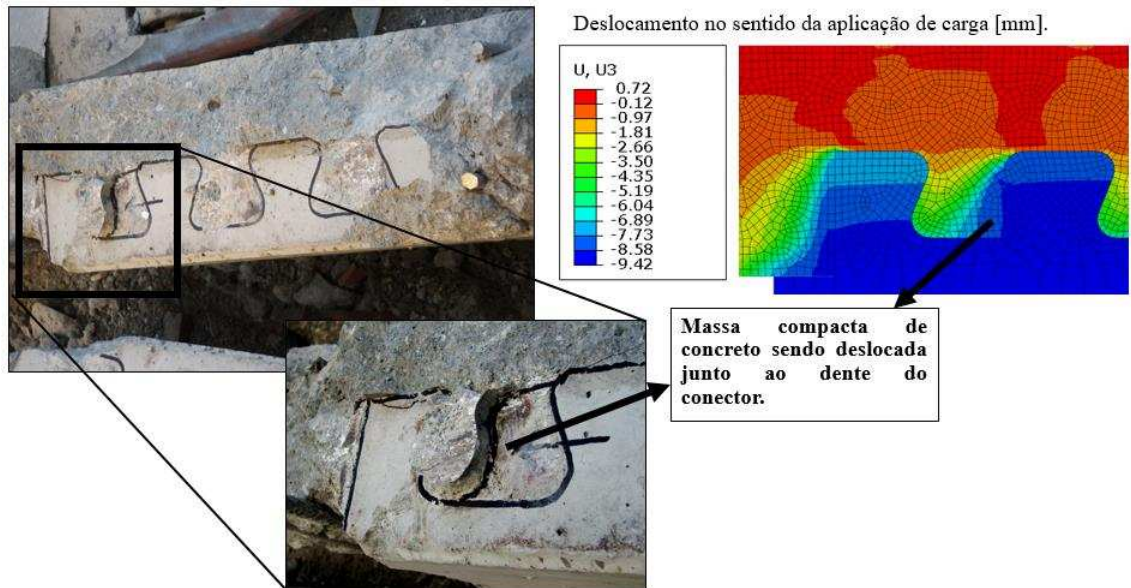
Figura B.5. Aspecto da fissuração do concreto (modelo C1-C2).



Fonte: O autor.

Na Figura B.5, o concreto em contato com o conector, no interior da abertura, não apresenta nenhum dano à tração (região azul entre os dentes do conector). Isso ocorre porque, nessa região, o concreto encontra-se confinado, sob um estado de compressão multiaxial. Após a realização dos experimentos, em alguns casos, também era possível presenciar uma massa de concreto completamente compacta junto à zona de contato com o conector (Figura B.6).

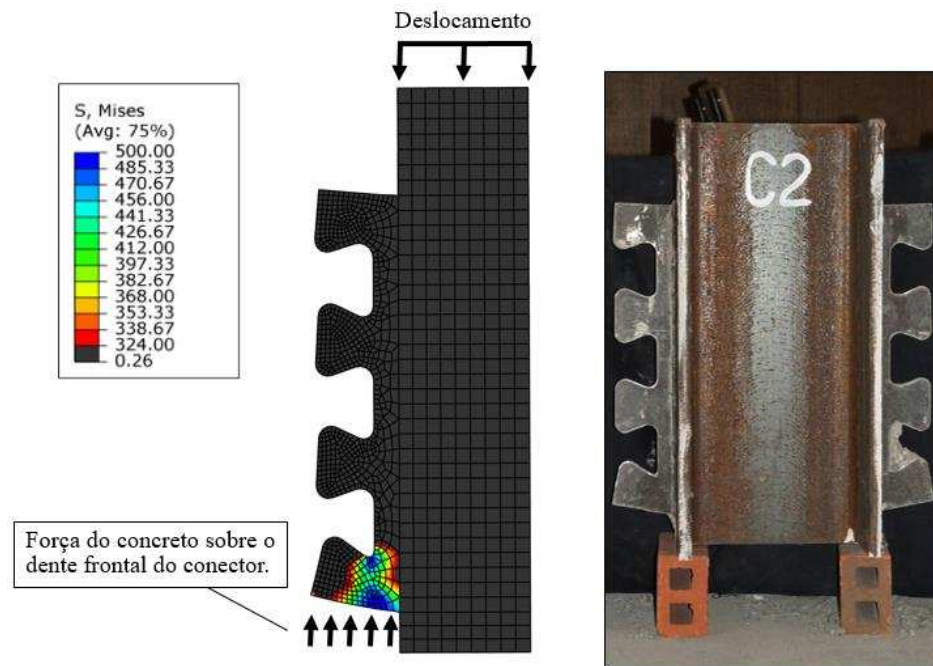
Figura B.6. Compressão do concreto junto à superfície de contato do conector, no interior da abertura.



Fonte: O autor.

De acordo com Veríssimo (2007), em todos os experimentos realizados, o conector de cisalhamento não sofreu deformações significativas, com exceção do dente frontal. Segundo o autor, a deformação e o escoamento do dente frontal são provocados pela força que a laje de concreto exerce sobre ele. Esse comportamento também é presenciado nos modelos numéricos desenvolvidos, conforme ilustrado na Figura B.7. De modo geral, os conectores da série C se deformam mais que os da série B, devido à maior resistência do concreto.

Figura B.7. Tensões no dente do conector (modelo C1-C2).



Fonte: O autor.

Expostos os argumentos acima, pode-se considerar que o modelo numérico desenvolvido foi devidamente validado, podendo ser utilizado para futuras pesquisas.