

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**CONECTORES *COMPOSITE DOWELS* APLICADOS A PILARES
MISTOS DE SEÇÃO TUBULAR DE AÇO ESBELTA**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**CONECTORES *COMPOSITE DOWELS* APLICADOS A PILARES
MISTOS DE SEÇÃO TUBULAR DE AÇO ESBELTA**

Lucas Ribeiro dos Santos

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas”.

Comissão examinadora:

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

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES – UFMG (Presidente)

Prof. Dr. Gustavo de Souza Veríssimo
UFV

Prof. Dr. Maximiliano Malite
USP

Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco
UERJ

Belo Horizonte
14 de dezembro de 2021

S237c Santos, Lucas Ribeiro dos.
Conectores Composite Dowels aplicados a pilares mistos de seção tubular de aço esbelta [recurso eletrônico] / Lucas Ribeiro dos Santos. - 2021.
1 recurso online (262 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

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

Apêndices: f. 208-262.
Bibliografia: f. 203-207.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

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

CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS



ATA DA DEFESA DE TESE DE DOUTORADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 85 DO ALUNO LUCAS RIBEIRO DOS SANTOS

Às 15 (quinze) horas do dia 14 (quatorze) do mês de dezembro de 2021, reuniu-se, totalmente por videoconferência para atender aos novos protocolos de distanciamento social adotados pelo Governo Federal e pela Prefeitura de Belo Horizonte, que integram medidas para combater o avanço da pandemia de Covid-19, provocada pelo novo coronavírus, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em 03 de setembro de 2021, para julgar a defesa da Tese de Doutorado intitulada "**Conectores Composite Dowels Aplicados a Pilares Mistos de Seção Tubular de Aço Esbelta**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de DOUTOR EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de Estruturas.

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

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG (Orientador)
Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury - DEES - UFMG
Prof. Dr. Maximiliano Malite - USP
Prof. Dr. Gustavo de Souza Veríssimo - UFV
Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco - UERJ

Após reunião, a Comissão considerou o candidato APROVADO, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente ao candidato pelo Presidente da Comissão. Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora.

Belo Horizonte, 14 de dezembro de 2021.

Observações:

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



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas**, Professor do Magistério Superior, em 15/12/2021, às 09:19, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).

20/12/2021 09:54

SEI/UFMG - 1120363 - Ata



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, Usuário Externo**, em 15/12/2021, às 10:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Ricardo Hallal Fakury, Membro de comissão**, em 16/12/2021, às 08:22, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Gustavo de Souza Veríssimo, Usuário Externo**, em 16/12/2021, às 09:16, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Maximiliano Malite, Usuário Externo**, em 16/12/2021, às 11:58, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1120363** e o código CRC **D4425C31**.

Referência: Processo nº 23072.262002/2021-85

SEI nº 1120363

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, grato a **Deus**.

Ao orientador, Professor Dr. Rodrigo Barreto Caldas pelo alto nível de dedicação no desenvolvimento deste trabalho. Obrigado pelo elevado comprometimento no que se refere às suas contribuições científicas para o meu aprendizado.

Aos Professores Francisco Carlos Rodrigues e Ricardo Hallal Fakury pelas sugestões e apoios técnico-científicos que me concederam durante a elaboração desta tese. Muito obrigado.

Aos técnicos Heron, Geraldo, Afonso e Gabriel do Laboratório de Análise Experimental de Engenharia de Estruturas (LAAES), os quais me forneceram apoio na execução e acompanhamento dos ensaios, contribuindo para o desenvolvimento deste trabalho. Muito Obrigado.

À minha esposa, Adrienny Gonçalves do Couto Ribeiro, aos meus pais José Ribeiro dos Santos e Maria Zilma da Silva, aos meus irmãos Angélica Ribeiro dos Santos e Wesley Ribeiro dos Santos, ao meu padrasto Zenóbio Coelho, a minha sogra Irene Gonçalves, e aos demais familiares que me apoiaram para a realização dos meus sonhos e projetos. Muito obrigado.

Aos colegas dos grupos de pesquisa de doutorado, Anderson Renato, Anelize Borges, Carla Cristiane, Hermano Cardoso, João Felipe Melo, Júlia Prates, Lucas Grilo, Otávio Prates; e aos meus amigos Fabrini, Camila, Vinícius, Luan, Driele que me apoiaram, direta ou indiretamente, no decorrer do doutorado. Muito obrigado.

Às instituições e empresas: CAPES, FAPEMIG, UFMG, HOLCIM Cimentos do Brasil que fomentaram e permitiram a realização deste trabalho através de apoio técnico-científico e/ou com recursos financeiros e bolsas de pesquisa. Muito obrigado.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, seu corpo docente, seus colaboradores, técnicos e funcionários. Muito obrigado.

RESUMO

O objetivo deste trabalho é avaliar a aplicação dos conectores *Composite Dowels* quando utilizados como dispositivos de introdução de forças nos pilares mistos preenchidos com concreto, nos quais as seções tubulares circulares possuem elevado índice de esbeltez local, denominados neste trabalho, como pilares mistos de seções esbeltas. Embora outras geometrias de conectores *Composite Dowels* tenham sido avaliadas, como *os Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped*, foi dada relevância ao conector Crestbond que é uma tecnologia nacional. Análises experimental, numérica e analítica foram realizadas para atingir o objetivo proposto. A análise experimental envolveu duas etapas, a primeira, com modelos de uma ligação com conectores Crestbond aplicados em pilares mistos de seções esbeltas e um pilar de concreto representando uma situação limite de elevada esbeltez local do perfil, e a segunda, com modelos de duas ligações com conectores *Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped*. Com os resultados experimentais foi possível avaliar o comportamento dos conectores em relação aos parâmetros de rigidez, ductilidade e modos de falha. Os modelos numéricos foram desenvolvidos no programa de elementos finitos ABAQUS. Os parâmetros assumidos na simulação foram os mesmos aplicados em estudos similares para modelos de pilares mistos de seções compactas, tornando possível incluir no estudo paramétrico, além de modelos de seções esbeltas, modelos de seções compactas e semicompactas. Com os resultados da análise paramétrica, observou-se nos pilares mistos que a falha era relacionada principalmente ao componente (*dowel*) de aço do conector. Nos pilares de concreto, além da falha do *dowel* de aço, foram observadas falhas no concreto por *pry-out* e por cisalhamento. Dadas as limitações observadas nas formulações existentes, foram propostas novas formulações para o cálculo da capacidade resistente dos conectores aplicados aos pilares mistos. As formulações propostas foram avaliadas para pilares mistos de seções compactas, semicompactas e esbeltas, e demonstraram boa concordância com os resultados da análise paramétrica. Ao final, as formulações foram ajustadas para os níveis característico e de cálculo para aplicação no projeto de estruturas mistas de aço e concreto.

Palavras-chave: *Crestbond; Composite Dowels; Estruturas Mistas; Pilares Mistos; Conectores de Cisalhamento; Análise Numérica.*

ABSTRACT

The objective of this study is to evaluate the application of Composite Dowels connectors when used as load introduction devices in concrete-filled steel columns (CFSC), in which the circular tubular sections have a high local slenderness ratio, named in this work, as slender sections composite columns. Although other Composite Dowels connectors geometries were evaluated, such as *Clothoid-Shaped* and *Puzzle-Shaped*, relevance was given to Crestbond connector, which is a Brazilian technology. Experimental, numerical, and analytical analyzes were carried out to achieve the proposed objective. The experimental analysis was carried out in two steps, the first with experimental models of single connection with Crestbond connectors applied to slender sections composite columns and a concrete column representing a limit situation of profile with high local slenderness ratio, and the second, with experimental models of two connections with *Clothoid-Shaped* and *Puzzle-Shaped* connectors. With the experimental results it was possible to evaluate the behavior of connectors in relation to stiffness, ductility, and failure modes parameters. The numerical models were developed in the finite element program ABAQUS. The numerical parameters used in the simulation were the same applied in similar studies for compact section composite columns, making it possible to include in the parametric study, in addition to slender section models, compact and noncompact section models. With the parametric analysis results, it was observed in the composite columns that the failure was mainly related to the connector steel dowel. In the concrete columns, in addition to the steel dowel failure, *pry-out* and shearing concrete failures were observed. Given the limitations observed in the existing formulations, new formulations were proposed to calculate the resistant capacity of connectors applied to composite columns. The proposed formulations were evaluated for compact, noncompact and slender sections composite columns, and showed good agreement with parametric analysis results. In the end, the formulations were adjusted to the characteristic and design levels for application in steel and concrete composite structures projects.

Keywords: Crestbond; Composite Dowels; Composite Structures; CFSC; Shear connectors; Numerical Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Pilares mistos de aço e concreto: (a) pilar misto preenchido com concreto de seção circular; (b) pilar misto preenchido com concreto de seção retangular; (c) pilar misto parcialmente revestido com concreto; (d) pilar misto revestido com concreto.....	2
Figura 1.2 - Conectores de geometria aberta – <i>Composite Dowels</i> : (a) Crestbond (b) <i>Clothoid-Shaped</i> ; (c) <i>Puzzle-Shaped</i> . (Cardoso, 2018).....	3
Figura 1.3 – Conector Crestbond integrado numa chapa de ligação <i>single-plate</i> (Caldas <i>et al.</i> , 2010).....	4
Figura 2.1 - Seção transversal de pilares mistos preenchidos com concreto: (a) PMPC constituído por uma seção circular; (b) PMPC constituído por uma seção retangular. (Han <i>et al.</i> , 2014).....	8
Figura 2.2 - Exemplos de seções transversais menos utilizadas: (a) poligonal; (b) semicircular; (c) elíptica; (d) retangular enrijecida. (Han <i>et al.</i> , 2014 <i>apud</i> Cardoso, 2018).....	8
Figura 2.3 – Capacidade resistente dos pilares analisados por Han <i>et al.</i> (2014).....	9
Figura 2.4 – Falhas nos pilares analisados por Han <i>et al.</i> (2014): (a) tubo de aço; (b) concreto; (c) PMPC	10
Figura 2.5 – Espessuras mínimas permitidas nos perfis tubulares circulares segundo as normas EN 1994-1-1:2004, ABNT NBR 8800:2008 e ANSI/AISC 360-16	12
Figura 2.6 – Mecanismo de confinamento do Concreto. (Oliveira, 2008).....	13
Figura 2.7 – Distribuição das tensões no PMPC durante o carregamento. (Johansson e Gylltoft, 2002).....	14
Figura 2.8 – Arqueamento das tensões de confinamento nos pilares de concreto armado. (Oliveira, 2008)	14
Figura 2.9 – Variação do coeficiente k_l em função da pressão lateral. (Richard <i>et al.</i> , 1928).....	15
Figura 2.10 – Mecanismo da aderência natural: (a) adesão química; (b) aderência mecânica ou fricção; (c) atrito. (Johansson, 2003 <i>apud</i> Silva, 2006).....	17
Figura 2.11 – Conectores: (a) pinos com cabeça; (b) T; (c) Perfobond; (d) Crestbond. (Cruz <i>et al.</i> , 2006).	18
Figura 2.12 – Classificação dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) curva típica obtida via MEF; (f) comportamento típico de conectores <i>studs</i> . Adaptado de Bartschi (2005)	19
Figura 2.13 – Evolução dos conectores em formato de chapa (Cardoso <i>et al.</i> , 2020).....	20
Figura 2.14 – Exemplos de aplicação dos conectores <i>Composite Dowels</i> em vigas mistas: (a) região do conector engastada; (b) alma do perfil T engastada (Fieldman <i>et al.</i> , 2016).....	21
Figura 2.15 – Pilar misto constituído por conectores <i>Clothoid-Shaped</i> : (a) posicionado para o ensaio; (b) seção transversal do pilar misto. (Lechner <i>et al.</i> , 2016).....	21
Figura 2.16 – Introdução de esforços de cisalhamento: (a) Crestbond; (c) <i>Clothoid-shaped</i> . (Cardoso, 2018)	22
Figura 2.17 – Conector <i>Perfobond</i> instalado em um sistema de vigas mistas (Aguiar, 2015)	22
Figura 2.18 – Conector Crestbond: (a) Após a sua confecção; (c) Soldado na mesa superior de um perfil de aço com o posicionamento de armaduras transversais. (Veríssimo, 2007).....	23

Figura 2.19 – Relações geométricas do conector Crestbond (Veríssimo, 2007)	24
Figura 2.20 – Relações geométricas: (a) <i>Clothoid-Shaped</i> ; (b) <i>Puzzle-Shaped</i> . (Fieldman <i>et al.</i> , 2016).....	28
Figura 2.21 – Características das partes que constituem os modelos de cálculo dos conectores <i>Composite Dowels</i> : (a) <i>Clothoid-Shaped</i> ; (b) <i>Puzzle-Shaped</i> . (Kopp <i>et al.</i> , 2018)	29
Figura 2.22 – Modo de falha relacionado ao cisalhamento do concreto em um conector <i>Clothoid-Shaped</i> . (Kopp <i>et al.</i> , 2018).....	30
Figura 2.23 – Ruptura do concreto por <i>pry-out</i> em uma laje de espessura reduzida: (a) modelo ensaiado; (b) desenho esquemático. (Classen e Herbrand, 2015 e Cardoso, 2018).....	34
Figura 2.24 – Desenho esquemático representativo a falha por cisalhamento do aço do conector (Kopp <i>et al.</i> , 2018); (b) falha do aço de um conector <i>Puzzle-Shape</i> (Lorenc <i>et al.</i> , 2014)	37
Figura 2.25 – <i>Push-test</i> : (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior (EN 1994-1-1:2004).....	39
Figura 2.26 – Dispositivo de ensaio SPOT (Classen e Gallweoszus, 2016)	40
Figura 2.27 – Viga mista com conector <i>Composite Dowel</i> no mecanismo combinado de cisalhamento e flexão (Classen <i>et al.</i> , 2018)	41
Figura 2.28 – Dispositivo de ensaio de proposto para sollicitação dos conectores nos esforços de cisalhamento e tração nos conectores <i>Composite Dowels</i> (Classen <i>et al.</i> , 2018)	41
Figura 2.29 – Ensaio de cisalhamento proposto para os conectores Crestbond aplicados a PMPC de seção compacta (Cardoso <i>et al.</i> , 2016)	42
Figura 2.30 – Ensaio de cisalhamento aplicado aos conectores parafusos em PMPC: (a) conectores parafusos instalados em um nível; (b) conectores parafusos instalados em dois níveis. (Santos <i>et al.</i> , 2017).....	43
Figura 2.31 – Ensaio de cisalhamento aplicado aos conectores parafusos instalados a meia altura dos PMPC. Adaptado de Xavier <i>et al.</i> (2019).....	44
Figura 2.32 – Comprimento de introdução de forças (ANSI AISC 360-16)	45
Figura 2.33 – Exemplo de ligação flexível com o núcleo de concreto do PMPC parcialmente carregado: (a) corte lateral; (b) vista tridimensional. (BC4- <i>Design Guide</i> , 2015).....	46
Figura 2.34 – Introdução de forças em PMPC por meio do prolongamento de chapas de ligação <i>single plate</i> : (a) Ligações entre vigas de aço e o PMPC; (b) corte lateral; (c) corte transversal abaixo das chapas <i>single plate</i> prolongadas. (Cardoso, 2018)	47
Figura 3.1 – Configuração geométrica dos conectores: (a) CR1 utilizado nos modelos A, D, E e F; (b) CR2 utilizado nos modelos B e C; (c) PZ2 utilizado no modelo G; (d) CL2 utilizado no modelo H.	50
Figura 3.2 – Modelos experimentais analisados neste trabalho (dimensões em cm).....	53
Figura 3.3 – Dispositivo de ensaio de cisalhamento proposto: (a) ilustração em perspectiva; (b) ilustração em perspectiva mais acentuada; (c) ilustração lateral esquerda.....	55
Figura 3.4 – Pré-montagem do dispositivo de ensaio de cisalhamento	56
Figura 3.5 – Ilustração do pórtico de reação com o dispositivo de ensaio de cisalhamento assimétrico	57
Figura 3.6 – Ilustração do dispositivo de ensaio de cisalhamento na posição de aplicação de carga	58
Figura 3.7 – Dispositivo de ensaio de cisalhamento com as adaptações: (a) peça de madeira entre o chapa que recebe o carregamento e o modelo experimental; (b) plásticos situados na <i>interface</i> entre as chapas de travamento e o modelo experimental	59

Figura 3.8 – Posicionamento dos DTs no dispositivo de ensaio de cisalhamento: Representação esquemática; (b) DTs instalados no dispositivo de ensaio.....	60
Figura 3.9 – Modelos G e H: (a) ilustração do ensaio simétrico; (b) Posicionamento dos DTs	61
Figura 3.10 – Processo de execução do ensaio de cisalhamento conforme a norma europeia. (Cardoso, 2018)	62
Figura 4.1 –Modelo A posicionado no dispositivo de ensaio	70
Figura 4.2 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo A.....	71
Figura 4.3 – Modelo B posicionado no dispositivo de ensaio	72
Figura 4.4 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo B	72
Figura 4.5 - Modelo B: (a) configuração deformada da chapa; (b) concreto próximo à conexão.	73
Figura 4.6 - Modelo C posicionado no dispositivo de ensaio	74
Figura 4.7 - Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo C.....	74
Figura 4.8 – Modelo C: (a) posicionado no dispositivo após o ensaio; (b) aberto em laboratório	75
Figura 4.9 – Modelo C na configuração deformada: (a) concreto; (b) chapa do conector.....	76
Figura 4.10 - Modelo D posicionado no dispositivo de ensaio.....	77
Figura 4.11 - Curva experimental força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo D.....	77
Figura 4.12 – Modelo D após o ensaio	78
Figura 4.13 – Modelo D aberto após o ensaio	78
Figura 4.14 – Modelo E posicionado para o ensaio.....	79
Figura 4.15 – Curva experimental força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo E.....	79
Figura 4.16 – Enrugamento do tubo do modelo E: (a) início; (b) enrugamento do tubo no final do ensaio	80
Figura 4.17 – Configuração do modelo E na configuração deformada: (a) Vista lateral; (b) Vista superior.	81
Figura 4.18 – Modelo E na configuração deformada: (a) vista frontal; (b) vista superior; (c) chapa do conector; (d) varredura por microscópio na chapa do conector	82
Figura 4.19 – Modelo F posicionado no dispositivo de ensaio.....	83
Figura 4.20 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo F.....	83
Figura 4.21 – Modelo F após o ensaio.....	84
Figura 4.22 – Modelo G1 posicionado no atuador.....	85
Figura 4.23 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos G1 e G2	86
Figura 4.24 – Modelos G após o ensaio: (a) modelo G1; (b) modelo G2; (c) parte 1 do núcleo de concreto do modelo G1; (d) parte 2 do núcleo de concreto do modelo G1.	87
Figura 4.25 – Configuração do conector <i>Clothoid-Shaped</i> (modelo G1) após o ensaio.....	88
Figura 4.26 – Configuração do tubo de aço do modelo G1 após o ensaio.....	89
Figura 4.27 – Modelo H1 posicionado no atuador.....	89
Figura 4.28 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo dos modelos H1 e H2	90
Figura 4.29 – Modelos H após o ensaio: (a) modelo H1; (b) modelo H2; (c) tubo de aço com camada de tinta aderida; (d) zona de concreto esmagada; (e) concreto no interior da conexão	91
Figura 4.30 – Configuração do conector <i>Puzzle-Shaped</i> após o ensaio – modelo H1	92

Figura 4.31 – Configuração do tubo de aço do modelo H1 após o ensaio.....	92
Figura 5.1 – Aspectos da geometria e da malha adotados para o modelo D.....	98
Figura 5.2 – Modelagem numérica: (a,b) modelo G; (c,d) modelo H.....	98
Figura 5.3 – Configuração da malha adotada nos modelos numéricos, exemplo do modelo D	99
Figura 5.4 – Teste de sensibilidade de malha	100
Figura 5.5 – Vista em perspectiva dos pares de contato formados pelo ABAQUS: (a) contato Crestbond-Concreto; (b) Crestbond-Tubo; (c) Concreto-EPS; (d) Tubo-Concreto.....	101
Figura 5.6 – Modelagem numérica relativa ao modelo D.....	102
Figura 5.7 – Condições de contorno adicionais: (a) mola fictícia com rigidez k simulando a rigidez das chapas; (b) modelo D posicionado com as chapas de travamento	103
Figura 5.8 – Condições de contorno aplicadas no modelo H.....	103
Figura 5.9 – Condição de contorno aplicada na conexão dos modelos da segunda etapa de ensaios	104
Figura 5.10 – Ponto de referência RP para aplicação do deslocamento controlado.....	105
Figura 5.11 – Diagrama tensão de compressão versus deformação utilizado na validação dos modelos..	106
Figura 5.12 – Diagrama tensão de tração <i>versus</i> abertura de fissuras.....	108
Figura 5.13 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do aço para os conectores e tubo de aço. (Cardoso, 2018)	108
Figura 5.14 – Comparação das curvas força <i>versus</i> deslizamento dos modelos experimentais e numéricos: (a) Modelo A; (b) Modelo B; (c) Modelo C; (d) Modelo D; (e) Modelo E; (f) Modelo F; (g) Modelo G na configuração “sem restrição”; (h) modelo G na configuração “com restrição”; (i) modelo H na configuração “sem restrição”; (j) modelo H na configuração “com restrição”	112
Figura 6.1 –Modelo numérico A na configuração deformada	115
Figura 6.2 – Curva força <i>versus</i> deslizamento do modelo A com os incrementos	116
Figura 6.3 – Dano à compressão no concreto do Modelo A	117
Figura 6.4 – Dano à tração do concreto no Modelo A	117
Figura 6.5 – Distribuição das tensões normais na chapa do conector.....	118
Figura 6.6 – Modelo B na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio	119
Figura 6.7 – Configuração deformada da chapa do conector: (a) <i>Von Mises</i> no incremento de força máxima; (b) modelo experimental	120
Figura 6.8 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento do modelo B com os incrementos	120
Figura 6.9 – Dano à compressão no concreto do Modelo B	121
Figura 6.10 – Dano à tração no concreto do Modelo B	122
Figura 6.11 – Comparação entre o modelo numérico e experimental: (a) Representado pela variável DAMAGET; (b) Modelo aberto no laboratório	122
Figura 6.12 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector	123
Figura 6.13 – Modelo C na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio ...	124
Figura 6.14 – Chapa do conector: (a) critério de <i>von Mises</i> no incremento de força máxima; (b) critério de <i>von Mises</i> no último incremento numérico; (c) Chapa do conector após o ensaio	124
Figura 6.15 – Curva força <i>versus</i> deslizamento do modelo C com os incrementos.....	125

Figura 6.16 – Dano à compressão no concreto do Modelo C	126
Figura 6.17 – Dano à tração no concreto do Modelo C	126
Figura 6.18 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector	127
Figura 6.19 – Modelo D na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio; (c) varredura de microscópio no ponto de propagação da trinca	128
Figura 6.20 – Modelo numérico D na configuração deformada	128
Figura 6.21 – Curva força <i>versus</i> deslizamento do modelo D com os incrementos	129
Figura 6.22 – Falha pelo critério de <i>von Mises</i> na região de propagação da trinca.....	131
Figura 6.23 – Dano à compressão no concreto do Modelo D.....	131
Figura 6.24 – Dano à tração no concreto do Modelo D.....	132
Figura 6.25 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector do modelo D.....	132
Figura 6.26 – Modelo numérico E na configuração deformada.....	133
Figura 6.27 – Modelo E no último incremento numérico: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio	133
Figura 6.28 – Curva força <i>versus</i> deslizamento do modelo E com os incrementos.....	134
Figura 6.29 – Dano à compressão do concreto no Modelo E	135
Figura 6.30 – Dano à tração do concreto no Modelo E	135
Figura 6.31 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector	136
Figura 6.32 – Modelo numérico F na configuração deformada.....	136
Figura 6.33 – Curva força <i>versus</i> deslizamento do modelo F com os incrementos	137
Figura 6.34 – Dano à compressão do concreto no Modelo F.....	138
Figura 6.35 – Dano à tração do concreto no Modelo F.....	138
Figura 6.36 – Modelo F no incremento de força numérica próximo de 307 kN: (a) critério de tensões de <i>von Mises</i> ; (b) <i>DAMAGEC</i> ; (c) <i>DAMAGET</i>	139
Figura 6.37 – Sobreposição numérico-experimental para o instante do destacamento do concreto	140
Figura 6.38 – Modelo G: (a) dano à tração do concreto na configuração “com restrição”; (b) modelo G2 após o ensaio; (c) dano à tração do concreto na configuração “sem restrição”.....	141
Figura 6.39 – Chapa do conector <i>Clothoid-Shaped</i> na configuração deformada: (a) modelo experimental; (b) modelo numérico na configuração “sem restrição”; (c) modelo numérico na configuração “com restrição”.	142
Figura 6.40 – Curvas numéricas força <i>versus</i> deslizamento do modelo G	143
Figura 6.41 – Dano à compressão do concreto no Modelo G.....	144
Figura 6.42 – Dano à tração do concreto no Modelo G	144
Figura 6.43 – Modelo G: (a) variável CPRESS limitada a 1,00 MPa; (b) modelo experimental G2; (c) variável CPRESS limitada a 10,00 MPa;.....	145
Figura 6.44 – Resultantes das componentes de forças (em Newton) na seção crítica do conector do modelo G: (a) “com restrição” no incremento de força máxima; (b) “com restrição” no último incremento numérico; (c) “sem restrição” no incremento de força máxima; (d) “sem restrição” no último incremento	146

Figura 6.45 – Modelo H: (a) dano à tração do concreto na configuração “com restrição”; (b) modelo H2 após o ensaio; (c) dano à tração do concreto na configuração “sem restrição”.....	147
Figura 6.46 – Chapa do conector <i>Puzzle-Shaped</i> na configuração deformada no incremento de força máxima: (a) modelo experimental; (b) modelo numérico na configuração “sem restrição”; (c) modelo numérico na configuração “com restrição”	149
Figura 6.47 – Curvas numéricas força <i>versus</i> deslizamento do modelo H	150
Figura 6.48 – Dano à compressão do concreto no Modelo H.....	151
Figura 6.49 – Dano à tração do concreto no Modelo H.....	151
Figura 6.50 – Modelo H: (a) variável CPRESS limitada a 1,00 MPa; (b) modelo experimental H2; (c) variável CPRESS limitada a 10,00 MPa; (d) variável CPRESS limitada a 1,00 MPa no tubo de aço; (e) tubo de aço com camada de tinta aderida.....	152
Figura 6.51 – Resultantes das componentes de força na seção crítica do conector do modelo H: (a) “com restrição” no incremento de força máxima; (b) “com restrição” no último incremento numérico; (c) “sem restrição” no incremento de força máxima; (d) “sem restrição” no último incremento numérico.....	153
Figura 6.52 –Modelo H: (a) numérico na configuração “sem restrição”; (b) experimental.....	154
Figura 7.1 – Transição da geometria: (a) ½ seção; (b) ¼ de seção; (c) mola retirada; (d) resultado das simplificações nos modelos “C” e “E” (Pereira, 2020).....	160
Figura 7.2 – Nomenclatura utilizada nos modelos paramétricos	163
Figura 7.3 – Organograma da comparação de resultados teóricos e numéricos	170
Figura 7.4 – Dispersão dos resultados numéricos e teóricos para os modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector	175
Figura 7.5 – Dispersão dos resultados numéricos e teóricos para os modelos de pilares de concreto.....	176
Figura 7.6 – Identificação da falha por <i>pry-out</i> , utilizando a variável <i>DAMAGET</i> : (a) sequenciamento da falha no modelo numérico C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc350; (b) visão geral da falha no modelo numérico C400-CR19n3e150p30-fc40-fyc350.....	178
Figura 7.7 – Representação do dano à tração no concreto (<i>DAMAGET</i>) configurando a falha por cisalhamento do concreto no modelo C400-CR12n3e150p40-fc40-fyc350	179
Figura 7.8 – Influência da esbelteza local da seção e resistência f_c do concreto frente à tensão de confinamento $\sigma_{c,Rd}$ e o fator ξ compreendendo os limites avaliados no banco de dados paramétrico.....	182
Figura 7.9 – Curvas de correlação dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector	190
Figura 7.10 – Curvas de correlação dos modelos de pilares de concreto com falha no aço do conector....	191
Figura 7.11 – Correlação para os modelos de seção compactas	193
Figura 7.12 – Organograma das formulações propostas	196
Figura A.1- Variáveis utilizadas para designação das dimensões reais	209
Figura B.1 – Modelos C, D e E após a concretagem	213
Figura C.1 - Projeto de fabricação do dispositivo de ensaio de cisalhamento: (a) Prancha 01; (b) Prancha 02; (c) Prancha 03	217
Figura D.1 – Equação da RLM com transformação logarítmica	218

Figura D.2 – Intervalo de confiança em uma distribuição normal.....	219
Figura E.1 – Correlação do fator de confinamento ξ no modelo de regressão inicial	232
Figura E.2 – Curvas força versus deslizamento nos modelos de pilares mistos com variação da resistência f_c do concreto.....	233
Figura E.3 – Correlação do fator de confinamento ξ no modelo de regressão inicial e no modelo de regressão final	234
Figura F.1 –Curvas de correlação dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por <i>pry-out</i>	241
Figura F.2 – Curvas de correlação dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por cisalhamento do concreto.....	242
Figura G.1 – Organograma da comparação de resultados teóricos e numéricos	243
Figura H.1 – Comparação da força resistida pelo <i>dowel</i> e a esbeltez local da seção mista	251
Figura I.1- Deslocamentos horizontais no Modelo A: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06.....	253
Figura I.2- Deslocamentos horizontais no Modelo B: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06.....	254
Figura I.3- Deslocamentos horizontais no Modelo C: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06.....	256
Figura I.4- Deslocamentos horizontais no Modelo D: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06.....	257
Figura I.5- Deslocamentos horizontais no Modelo E: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06.....	258
Figura I.6- Deslocamentos horizontais no Modelo F: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06	260
Figura I.7- Deslocamentos horizontais no Modelo G1: (a) DT 05; (b) DT 06	260
Figura I.8- Deslocamentos horizontais no Modelo G2: (a) DT 05; (b) DT 06	261
Figura I.9- Deslocamentos horizontais no Modelo H1: (a) DT 05; (b) DT 06	262
Figura I.10- Deslocamentos horizontais no Modelo H2: (a) DT 05; (b) DT 06	262

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Comparação entre os limites de aplicabilidade de pilares mistos	11
Tabela 2-2 - Comparação dos pilares mistos em função da esbeltez local segundo a classificação da norma americana ANSI AISC 360-16	11
Tabela 3-1 – Programa Experimental	49
Tabela 3-2 - Forças teóricas calculadas nos modelos experimentais	67
Tabela 4-1 – Resultados experimentais dos modelos avaliados	93
Tabela 4-2 - Caracterização dos conectores dos modelos avaliados.....	96
Tabela 5-1 – Pares tensão-deformação do aço para os conectores e tubo de aço (Cardoso, 2018).....	108
Tabela 5-2 – Comparação entre os valores de força numérica e experimental.....	109
Tabela 6-1 - Variável PEEQ para o conector do Modelo A.....	116
Tabela 6-2 - Variável PEEQ para o conector do Modelo B.....	121
Tabela 6-3 - Variável PEEQ para o conector do Modelo C.....	125
Tabela 6-4 - Variável PEEQ para o conector do Modelo D.....	129
Tabela 6-5 - Variável PEEQ para o conector do Modelo E.....	134
Tabela 6-6 - Variável PEEQ para o conector do Modelo F.....	137
Tabela 6-7 - Variável PEEQ para o conector do Modelo G.....	143
Tabela 6-8 - Variável PEEQ para o conector do Modelo H.....	150
Tabela 6-9 – Modos de falha observados nas análises experimental, numérica e teórica.....	155
Tabela 7-1 – Parâmetros avaliados no programa paramétrico	162
Tabela 7-2 – Programa paramétrico.....	164
Tabela 7-3 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector.....	171
Tabela 7-4 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha no aço do conector.....	173
Tabela 7-5 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por <i>pry-out</i>	173
Tabela 7-6 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por cisalhamento do concreto.....	174
Tabela 7-7 – Constantes obtidas para o modelo de potência da falha do aço dos conectores nos pilares mistos	186
Tabela 7-8 – Constantes obtidas para o modelo de potência da falha do aço dos conectores nos pilares de concreto.....	188
Tabela 7-9 – Modelos de pilares mistos de seção compacta que apresentaram falha no aço do conector...	193
Tabela A-1 – Propriedades mecânicas do aço.....	208

Tabela A-2 – Dimensões reais dos conectores Crestbond	209
Tabela B-1 – Traço B confeccionado para padronização das dosagens dos materiais	211
Tabela B-2 – Traço B aplicado na concretagem dos modelos C, D e E	211
Tabela B-3 – Traço B aplicado na concretagem dos modelos A e B.....	212
Tabela B-4 – Traço B aplicado na concretagem do modelo F.....	212
Tabela B-5 – Traço B aplicado na concretagem dos modelos G1 e G2.....	212
Tabela B-6 – Traço B aplicado na concretagem do modelo H1 e H2.....	213
Tabela D-1 – Resultados experimentais dos modelos avaliados.....	224
Tabela F-1 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector.....	236
Tabela F-2 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector.....	238
Tabela F-3 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector.....	239
Tabela G-1 – Comparação entre os resultados propostos com os numéricos para os modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector	244
Tabela G-2 – Comparação entre os resultados propostos com os numéricos para os modelos de pilares de concreto que apresentaram falha no aço do conector.....	246
Tabela G-3 – Modelos com falha no aço classificados como seção compacta.....	247
Tabela G-4 – Modelos com falha no aço classificados como seção semcompacta	248
Tabela G-5 – Modelos com falha no aço classificados como seção esbelta	249
Tabela G-6 – Modelos com falha no aço classificados com esbeltez local acima dos limites de seção esbelta	249
Tabela H-1 – Modelos de pilares mistos de seção compacta que apresentaram falha no aço do conector..	250

LISTA DE SÍMBOLOS

A_1	Área de concreto carregada
A_c, A_2	Área da seção transversal do concreto
B_1	Comprimento do lado horizontal da seção retangular
B_2	Comprimento do lado vertical da seção retangular
D	Diâmetro da seção transversal do tubo
d_c	Dano à compressão uniaxial
d_t	Dano à tração uniaxial
E_a	Módulo de Elasticidade longitudinal do aço
E_c	Módulo de Elasticidade do concreto
E_{cm}	Módulo de Elasticidade secante do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto
f_{cu}	Resistência última do concreto
F_{St}	Força resistente devido a falha no <i>dowel</i> de aço do conector
$F_{Pry-out}$	Força resistente devido a falha por <i>pry-out</i> do concreto
$F_{Sh,Conc}$	Força resistente devido a falha por cisalhamento no concreto
F_{Fr}	Força resistente devido a falha por esmagamento do núcleo de concreto confinado
$F_{Esc,Tubo}$	Força resistente devido ao escoamento do tubo de aço
f_u	Resistência à ruptura do aço à tração
f_y	Resistência ao escoamento do aço
n_{cL}	Fator de confinamento
P_0, P_1, P_2	Parâmetros de ajuste das coordenadas da curva Bézier
P_3	
P_{Rd}	Capacidade resistente de cálculo do conector
P_{Rk}	Força característica
$P_{u,Teo}$	Força última teórica
$P_{u,Exp}$	Força última (máxima) experimental
$P_{máx,con}$	Força máxima por conector
$P_{máx,exp}$	Força máxima do protótipo experimental, por conector
$P_{máx,num}$	Força máxima do modelo numérico, por conector
t	Espessura do tubo de aço
w_c	Abertura de fissura fictícia
k_{sc}	Rigidez secante do conector

LETRAS GREGAS

ε_c	Deformação do concreto à compressão
ε_{ck}	Deformação correspondente ao f_{ck}
ε_{cu}	Deformação específica do encurtamento de concreto na ruptura
ε_u	Deformação última do concreto
ε	Parâmetro de excentricidade
ν	Coefficiente de Poisson
σ_p	Tensão de proporcionalidade
σ_c	Resistência à compressão do concreto
σ_t	Resistência à tração do concreto
σ_{b0}/σ_{c0}	Razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial
ψ	Ângulo de dilatância
μ	Coefficiente de atrito estático
μ_{vis}	Parâmetro de viscosidade
ρ	Densidade do concreto
τ_{sd}	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
τ_{rd}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
δ_u	Capacidade de deslizamento máximo do conector
δ_{uk}	Capacidade característica de deslizamento
λ	Índice de esbeltez local da seção transversal
λ_{eq}	Fator de equivalência das resistências mecânicas do concreto em relação ao aço
λ_p	Índice de esbeltez local limitado à seção compacta
λ_r	Índice de esbeltez local limitado à semicompacta
$\lambda_{máx}$	Índice de esbeltez local limitado à seção esbelta
γ_{par}	Fator que leva em consideração o efeito do espaçamento em conectores paralelos
γ_{ab}	Coefficiente que leva em consideração o efeito da redução da resistência ao cisalhamento do <i>dowel</i> de concreto
γ_{sc}	Fator que considera o efeito do limite elástico do conector de cisalhamento na resistência da conexão
γ_{exc}	Fator que leva em consideração a excentricidade do conector
γ_M	Coefficiente de ponderação da resistência
ξ	Fator de confinamento da seção transversal
ρ_D	Taxa de armadura de aço para o cisalhamento e à tração do concreto

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSI	<i>American National Standard Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
COV	Coefficiente de Variação
CPD	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CPRESS	Tensões de contato que atuam numa superfície
<i>DAMAGEC</i>	Dano à compressão no concreto
<i>DAMAGET</i>	Dano à tração no concreto
DT	Transdutor de Deslocamento
ELU	Estado Limite Último
EN	<i>European Committee for Standardization</i>
EUA	Estados Unidos da América
EUROCODE	Comitê Europeu de Normatização
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PMPC	Pilar Misto Preenchido com Concreto
PEEQ	Deformações plásticas equivalentes
SSSB	<i>Specification for Structural Steel Buildings</i>
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xviii
SUMÁRIO	xix
1. Introdução	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivo do Trabalho	6
1.3 Metodologia	6
2. Revisão Bibliográfica	7
2.1 Generalidades	7
2.2 Pilares Mistos Preenchidos com Concreto (PMPC)	7
2.3 Classificação dos pilares mistos em função da esbeltez local	10
2.4 Confinamento do Concreto	13
2.5 Interação Entre o Aço e o Concreto	16
2.6 Conectores de Cisalhamento	18
2.6.1 Classificação dos Conectores	18
2.6.2 Conectores <i>Composite Dowels</i>	19
2.6.2.1 <i>Perfobond</i>	22
2.6.2.2 <i>Crestbond</i>	23
2.6.2.2.1 Formulação de cálculo para o conector <i>Crestbond</i>	25
2.6.2.2.3 <i>Puzzle-Shaped</i> e <i>Clothoid-Shaped</i>	27
2.6.2.2.4 Modelo de Cálculo dos Conectores <i>Puzzle-Shaped</i> e <i>Clothoid-Shaped</i>	28
2.6.2.2.4.1 Cisalhamento do Concreto	30
2.6.2.2.4.2 Ruptura do concreto por <i>pry-out</i>	33
2.6.2.2.4.3 Falha do aço do conector	37
2.7 Ensaios de Conectores de Cisalhamento	39
2.7.1 Ensaios de cisalhamento específicos	40
2.7.1.1.1 Específicos para Vigas Mistas	40

2.7.1.1.2	Específicos para Pilares Mistos.....	42
2.8	Transferência de Forças em Pilares Mistos.....	44
3.	Metodologia Experimental.....	48
3.1	Generalidades.....	48
3.2	Programa Experimental.....	48
3.2.1	Desenvolvimento de um novo dispositivo de ensaio de cisalhamento.....	53
3.2.2	Instrumentação e execução do ensaio de cisalhamento.....	57
3.3	Considerações gerais sobre os modelos de cálculo.....	63
3.3.1	<i>Pry-out</i>	63
3.3.2	Cisalhamento do Concreto.....	64
3.3.3	Falha no aço devido ao mecanismo de flexão e cisalhamento.....	65
3.3.4	Considerações adotadas na aplicação dos modelos de cálculo.....	66
3.3.5	Estimativa das resistências analíticas.....	67
4.	Resultados Experimentais.....	69
4.1	Generalidades.....	69
4.2	Resultados Experimentais.....	69
4.2.1	Modelo A.....	70
4.2.2	Modelo B.....	71
4.2.3	Modelo C.....	74
4.2.4	Modelo D.....	76
4.2.5	Modelo E.....	79
4.2.6	Modelo F.....	83
4.2.7	Modelos G1 e G2.....	85
4.2.8	Modelos H1 e H2.....	89
4.3	Caracterização dos conectores.....	93
5.	Modelagem Numérica.....	97
5.1	Generalidades.....	97
5.2	Elaboração do modelo numérico.....	97
5.2.1	<i>Definição dos pares de contato</i>	101
5.2.2	<i>Condições de contorno</i>	102
5.2.3	<i>Aquisição dos resultados</i>	105
5.3	Modelos constitutivos dos materiais.....	106
5.3.1	<i>Concreto</i>	106
5.3.2	<i>Aço do tubo e conector</i>	108
5.4	Resultados Numéricos.....	109
6.	Análise dos Resultados.....	114

6.1	Generalidades	114
6.2	Modelos analisados	114
6.2.1	Modelo A.....	114
6.2.2	Modelo B.....	118
6.2.3	Modelo C.....	124
6.2.4	Modelo D.....	127
6.2.5	Modelo E.....	133
6.2.6	Modelo F.....	136
6.2.7	Modelo G.....	140
6.2.8	Modelo H.....	147
6.3	Considerações Finais.....	155
7.	Análise Paramétrica.....	158
7.1	Generalidades	158
7.2	Modelagem paramétrica.....	159
7.2.1	<i>Considerações gerais sobre a construção do modelo de elementos finitos</i>	159
7.2.2	<i>Considerações sobre o comportamento do aço do conector.....</i>	161
7.2.3	<i>Descrição dos parâmetros avaliados</i>	162
7.3	Modelos Paramétricos	164
7.4	Considerações sobre a falha do aço.....	169
7.5	Resultados obtidos.....	170
7.6	Proposição de um modelo de cálculo	184
7.6.1	<i>Proposta de formulação para a falha do aço dos conectores nos pilares mistos ...</i>	185
7.6.2	<i>Proposta de formulação para a falha do aço dos conectores nos pilares de concreto</i> 187	
7.6.3	<i>Estudo de correlação nos modelos de regressão</i>	189
7.6.4	<i>Modelo de cálculo corrigido para o nível característico de resistência.....</i>	195
8.	Conclusões	197
8.1	Considerações Iniciais.....	197
8.2	Considerações Finais.....	198
8.3	Sugestões para trabalhos futuros	202
9.	Referências Bibliográficas	203
A	Características Mecânicas e Geométricas no Aço do Perfil Tubular e Chapa do Conector	208
B	Confecção do Concreto	210
C	Projeto de Fabricação do Dispositivo de Ensaio de Cisalhamento	214
D	Procedimentos estatísticos.....	218
E	Ajuste do fator de confinamento	232
F	Proposta de formulação para o <i>Pry-out</i> e Cisalhamento do concreto em Pilares de Concreto ...	235

G	Comparação dos resultados numéricos e teóricos	243
H	Estudo analítico da distribuição das forças nos <i>dowels</i>	250
I	Deslocamentos Horizontais dos Modelos	252

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Em meados do século XX, com o intuito de proteger o perfil de aço contra os danos causados por incêndio e corrosão, os engenheiros propuseram utilizar o concreto em conjunto com os perfis. De Nardim (1999) relata que na época desconhecia-se o desempenho estrutural do aço e do concreto trabalhando como estrutura mista, portanto, realizava-se o dimensionamento dos pilares mistos sem a consideração do ganho de resistência que o concreto fornecia ao perfil de aço. Na época, a motivação dos engenheiros trouxe avanços significativos para a construção civil, contribuindo para o surgimento de um novo campo de estudo: as estruturas mistas de aço e concreto.

Atualmente, os elementos mistos de aço e concreto são aqueles que possuem a associação desses materiais trabalhando em conjunto como se fossem um único elemento estrutural, tais como os sistemas de lajes mistas, vigas mistas e pilares mistos. Denominam-se pilares mistos de aço e concreto aqueles que são compostos por um perfil de aço e concreto atuando em conjunto, quando solicitados. No Brasil, o uso desse tipo de elemento estrutural ainda é pequeno quando comparado com alternativas estruturais já consolidadas, como as estruturas de aço e estruturas de concreto armado.

Na Figura 1.1 estão apresentados os principais tipos de pilares mistos de aço e concreto. Devido suas vantagens econômicas e construtivas, os pilares mistos têm ganhado cada vez mais espaço na construção civil, principalmente nas edificações de múltiplos andares, como torres residenciais, torres comerciais, *shopping centers*, entre outros.

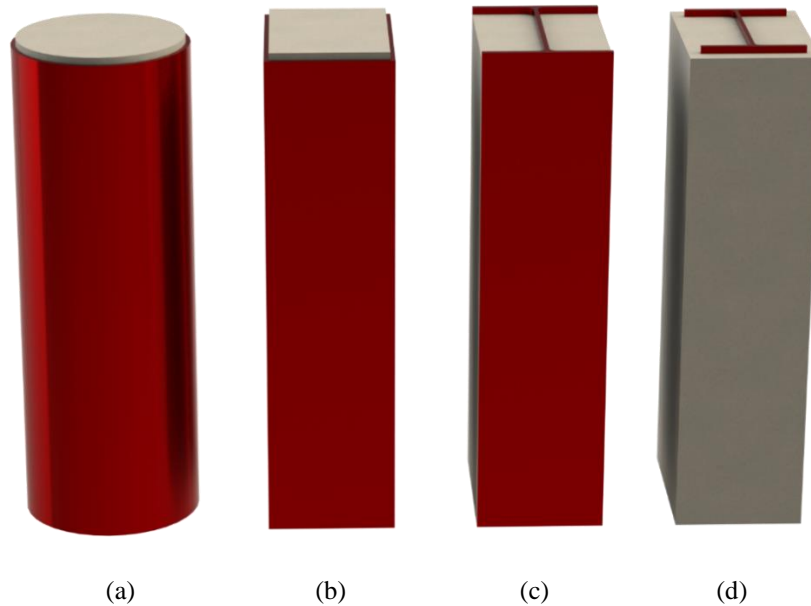


Figura 1.1 - Pilares mistos de aço e concreto: (a) pilar misto preenchido com concreto de seção circular; (b) pilar misto preenchido com concreto de seção retangular; (c) pilar misto parcialmente revestido com concreto; (d) pilar misto revestido com concreto

No Brasil, as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013 estabelecem as diretrizes para o dimensionamento dos pilares mistos de aço e concreto, seguindo os padrões internacionais.

Sabe-se que o desempenho dos elementos estruturais mistos está diretamente relacionado ao grau de interação existente entre a superfície do aço e do concreto. Silva (2006) afirma que a ocorrência das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto dos pilares mistos é governada por dois mecanismos distintos: a aderência natural e a interação mecânica. O primeiro mecanismo atua por meio das condições físico-químicas da superfície do aço em contato com o concreto, e subdivide-se em três parcelas: a adesão química, a aderência mecânica e o atrito. A interação mecânica está relacionada com a utilização de conectores de cisalhamento nos elementos estruturais mistos e a utilização de mossas e ressaltos em fôrmas de aço para lajes mistas, denominadas *steel deck*.

Em situações de carregamento localizado, por exemplo, na região de introdução de forças devido à ligação da viga de aço ao pilar misto, há uma superposição do fluxo de cisalhamento longitudinal e, na maioria das vezes, as condições de aderência natural são insuficientes para garantir a eficiência na região de ligação.

Para contornar essa situação, de maneira que não ocorra o escorregamento relativo entre o aço e o concreto na região de ligação, convencionalmente são utilizados os meios de interação mecânica que, no caso dos pilares mistos são os conectores de cisalhamento. Estes dispositivos, quando devidamente acionados, asseguram a eficiência da ligação por meio da redistribuição das tensões de cisalhamento no aço e no concreto. A utilização dos conectores de cisalhamento na região de ligação é preceituada na norma ABNT NBR 8800:2008 que aponta as diretrizes para utilização desses dispositivos nos pilares mistos de aço e concreto.

Nos últimos anos, a Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) tem desenvolvido diversos estudos sobre a utilização dos conectores de cisalhamento, nos quais, destacam-se os principais trabalhos finalizados: Veríssimo (2007), Almeida (2012), Cardoso (2014), Aguiar (2015), Santos (2017), Cardoso (2018), Santos (2018, 2020), Cardoso *et al.* (2020) e Santos (2021).

Veríssimo (2007) estudou um tipo de conector para ser aplicado nas vigas mistas de aço e concreto denominado Crestbond no qual a geometria consiste em chapas de aço compostas por reentrâncias que se intercalam com dentes (também chamados de *dowels*, no inglês) de aço e dentes de concreto, conforme mostrado na Figura 1.2a. No âmbito internacional, os conectores de geometria aberta em formato de chapas endentadas são denominados como *Composite Dowels*. Nessa família, encontram-se alguns conectores, como os *Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped* (Figuras 1.2b e 1.2c), que têm sido utilizados na construção de pontes na Alemanha, sendo, inclusive, já incorporados na aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018).

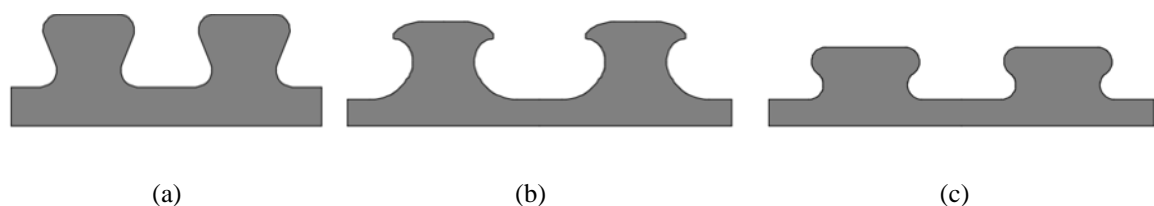


Figura 1.2 - Conectores de geometria aberta – *Composite Dowels*: (a) Crestbond (b) *Clothoid-Shaped*; (c) *Puzzle-Shaped*. (Cardoso, 2018)

Caldas *et al.* (2010), Aguiar (2015) e Cardoso (2018) estudaram a aplicação do conector Crestbond como dispositivo de transferência de forças em pilares mistos de seções compactas (Figura 1.3).

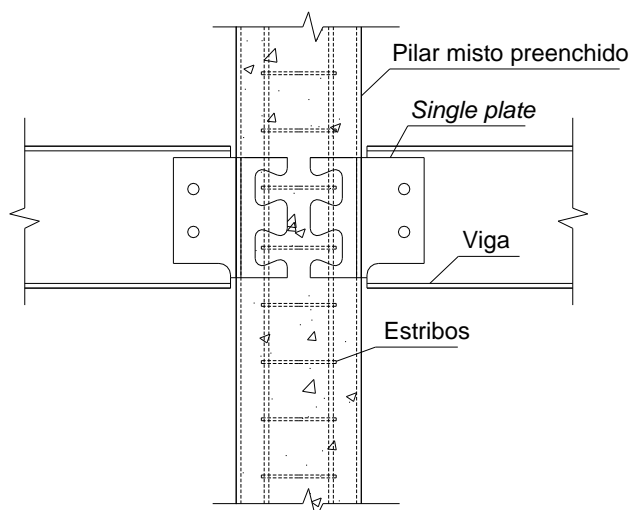


Figura 1.3 – Conector Crestbond integrado numa chapa de ligação *single-plate* (Caldas *et al.*, 2010).

Observa-se que a conexão viga-pilar é efetuada a partir da chapa de ligação (conhecida também como *single plate*, no inglês) integrada ao conector. Outra vantagem é que o conector permite o ajuste dos estribos e das armaduras longitudinais, tornando possível a redução de interferências construtivas na região da conexão.

Assim, à luz do que se é apresentado na Figura 1.3, esse trabalho visa analisar o comportamento estrutural dos conectores *Composite Dowels*, especialmente o Crestbond, como dispositivos de transferência de forças na região de ligação viga-pilar dos pilares mistos de seções tubulares circulares com elevado índice de esbeltez local, definidos neste trabalho como pilares mistos de seções esbeltas.

A esbeltez local da seção mista é uma variável importante para o comportamento estrutural dos pilares mistos, sendo quantificada pelas razões D/t ou b/t no caso de seções circulares e retangulares, respectivamente. Portanto, quanto maior forem essas razões, mais esbelta é a seção tubular e, quanto menor, mais compacta é a seção tubular. À medida em que a esbeltez das seções aumenta, a tensão crítica de flambagem local diminui.

No cenário norte americano, a utilização dos pilares mistos de seções esbeltas consolidou-se como uma alternativa construtiva com a introdução do modelo de cálculo desses elementos estruturais na revisão da norma ANSI AISC 360-10. Segundo essa norma, os pilares mistos podem ser classificados em três categorias de acordo com a esbeltez da seção tubular: seções

compactas; seções semicompactas; e seções esbeltas. Por outro lado, as normas brasileira e europeia, apresentam especificações apenas para os pilares mistos de seções compactas.

Como inovação, este trabalho apresenta a aplicação inédita dos conectores *Composite Dowels* nos pilares mistos de seções esbeltas. Para os pilares mistos de seções compactas, o tubo de aço é capaz de resistir os esforços das ligações com as vigas e a sua redistribuição para o núcleo de concreto. Nos pilares mistos de seções esbeltas, como a capacidade do tubo resistir os esforços das ligações com as vigas é menor, faz-se necessário um dispositivo capaz de introduzir os esforços diretamente no concreto. A solução estudada neste trabalho será capaz de introduzir as reações das vigas diretamente no núcleo de concreto, por meio dos conectores *Composite Dowels* e, em conjunto, compatibilizar os esforços com o tubo de aço, permitindo o emprego de seções tubulares esbeltas nos pilares mistos.

1.2 Objetivo do Trabalho

O objetivo deste trabalho é desenvolver uma formulação de cálculo para determinar a capacidade resistente de conectores de cisalhamento do tipo *Composite Dowels*, especialmente o Crestbond, quando utilizados como dispositivos de transferência de forças em pilares mistos de seções esbeltas.

1.3 Metodologia

Para se atingir o objetivo geral deste trabalho, a seguinte metodologia foi proposta:

- Realizar um programa experimental com modelos de pilares mistos de seções esbeltas e pilares de concreto com modelos de uma e duas ligações, utilizando os conectores Crestbond, *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped*;
- Desenvolver um modelo numérico de elementos finitos capaz de representar o comportamento dos conectores aplicados em pilares mistos de seções compactas, semicompactas e esbeltas. Para simulação dos modelos de seções compactas, resultados de estudos anteriores serão utilizados. O programa experimental realizado neste trabalho permitirá a validação do modelo numérico para o estudo de seções semicompactas e esbeltas;
- Realizar um estudo paramétrico considerando a influência dos principais parâmetros geométricos e mecânicos, complementando os resultados obtidos na análise experimental;
- Realizar um estudo analítico com o objetivo de propor uma formulação de cálculo para a determinação da capacidade resistente dos conectores Crestbond aplicados nos pilares mistos de seções compactas, semicompactas e esbeltas.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Generalidades

Neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os pilares mistos preenchidos com concreto, introduzindo os conceitos relacionados à classificação e comportamento desses elementos, como a sua classificação normativa em relação à esbeltez local da seção mista, o confinamento do concreto e os mecanismos de interação entre o aço e o concreto. Em seguida são apresentados os conceitos teóricos sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento e como eles são classificados. Na etapa seguinte, são apresentadas algumas aplicações dos conectores *Composite Dowels*, os procedimentos de execução dos ensaios (*push-test*), bem como são mostradas adaptações que foram propostas por alguns autores para casos específicos de aplicações em vigas e pilares mistos.

2.2 Pilares Mistos Preenchidos com Concreto (PMPC)

Os pilares mistos de aço e concreto são compostos por um perfil de aço e concreto atuando em conjunto sem escorregamento relativo na superfície de contato. Esses pilares mistos podem ser classificados como preenchidos com concreto (PMPC), revestidos com concreto ou parcialmente revestidos com concreto. Os PMPC podem possuir seção transversal retangular e circular, conforme mostrado na Figura 2.1, na qual d é o diâmetro externo do tubo; t é a espessura do tubo; B_1 e B_2 são os comprimentos dos lados horizontal e vertical do pilar misto de seção retangular.

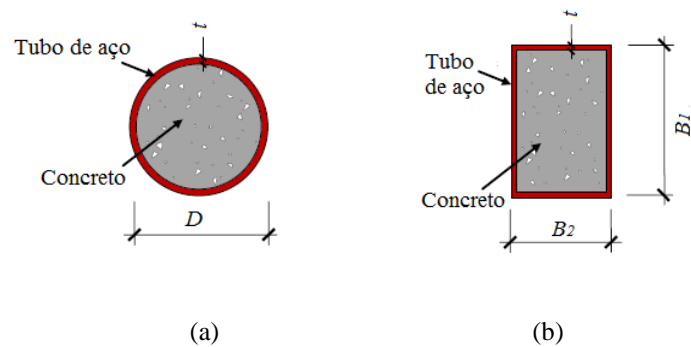


Figura 2.1 - Seção transversal de pilares mistos preenchidos com concreto: (a) PMPC constituído por uma seção circular; (b) PMPC constituído por uma seção retangular. (Han *et al.*, 2014)

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 preceitua que outras seções transversais podem ser utilizadas nos pilares mistos, como as seções transversais do tipo I ou H no caso dos pilares mistos revestidos ou parcialmente revestidos com concreto, respectivamente. O estudo conduzido por Han *et al.* (2014) apresenta outras tipologias de seções transversais de pilares mistos utilizadas para atender a critérios arquitetônicos, conforme apresenta-se na Figura 2.2.

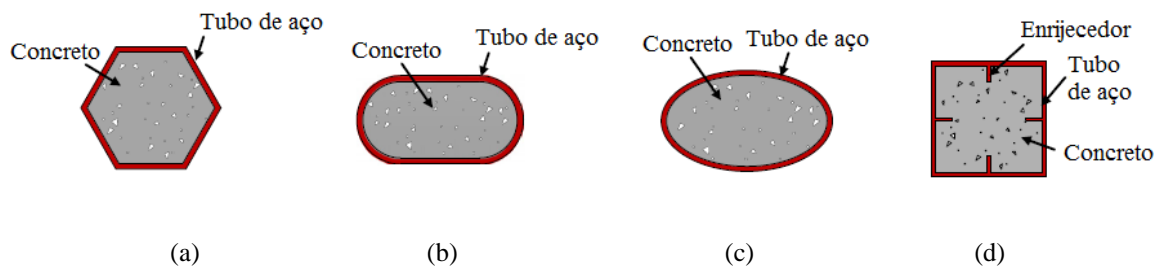


Figura 2.2 - Exemplos de seções transversais menos utilizadas: (a) poligonal; (b) semicircular; (c) elíptica; (d) retangular enrijecida. (Han *et al.*, 2014 *apud* Cardoso, 2018)

Segundo Bianchi (2002) as estruturas de aço oferecem vantagens na montagem, possibilidade de execução em condições de tempo adversas e a possibilidade de economia nas fundações, devido à redução do peso da estrutura, fornecendo também um canteiro de obras limpo e acessível. Já as estruturas de concreto armado apresentam a vantagem de ter seções mais rígidas e de serem mais resistentes ao fogo e à corrosão quando comparadas às de aço.

Contudo, quando se trata de estruturas mistas de aço e concreto, com destaque aos pilares mistos, pode-se afirmar que o objetivo é aproveitar ao máximo as vantagens que cada material pode proporcionar. Araújo (2009) destaca que as principais vantagens das estruturas mistas, quando comparadas às de aço ou concreto armado são:

- maior velocidade de execução, racionalização da construção, eliminação ou redução de fôrmas e escoramentos, aumento da precisão dimensional da construção e redução global do peso próprio quando comparadas às estruturas de concreto armado.
- aumento da proteção contra incêndio, redução do consumo de aço estrutural e aumento da estabilidade lateral da edificação quando comparadas às estruturas de aço.

Outra vantagem dos PMPC é a ductilidade mais elevada e maior capacidade de absorção de energia. Han *et al.* (2014) compararam as capacidades resistentes de pilares feitos com tubo de aço, concreto armado e PMPC, estando os resultados apresentados na Figura 2.3.

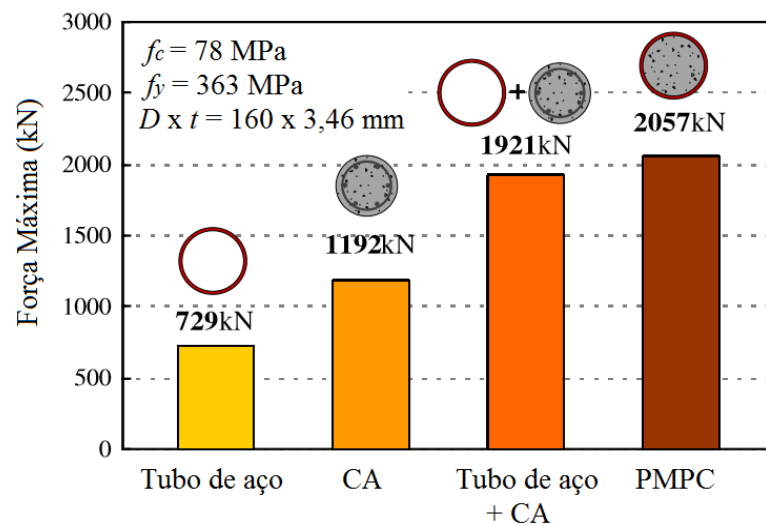


Figura 2.3 – Capacidade resistente dos pilares analisados por Han *et al.* (2014)

Pode-se observar na Figura 2.3 que o perfil de aço apresentou uma força resistente aproximadamente igual a 56% da força resistente do pilar de concreto armado. Na outra configuração, foram somadas as forças resistentes isoladas do pilar de aço e do de concreto armado, resultando em 1921 kN. Na última configuração, o PMPC alcançou uma força resistente igual a 2057 kN, indicando o bom desempenho na capacidade que os pilares mistos fornecem devido ao confinamento do concreto proporcionado pelo tubo de aço.

Na Figura 2.4 estão ilustrados os modos de falha observados por Han *et al.* (2014). No caso do perfil tubular, o tubo de aço sofreu um modo de flambagem local com deslocamentos externos e internos (Figura 2.4a), no caso do pilar de concreto houve concentração de fissuras à 45 graus em relação ao seu eixo longitudinal, com conseqüente esmagamento do concreto (Figura 2.4b) e, no caso do pilar misto, o núcleo de concreto restringiu a flambagem local do tubo para os deslocamento internos, contudo, não houve restrição da flambagem local no sentido externo do tubo (Figura 2.4c).

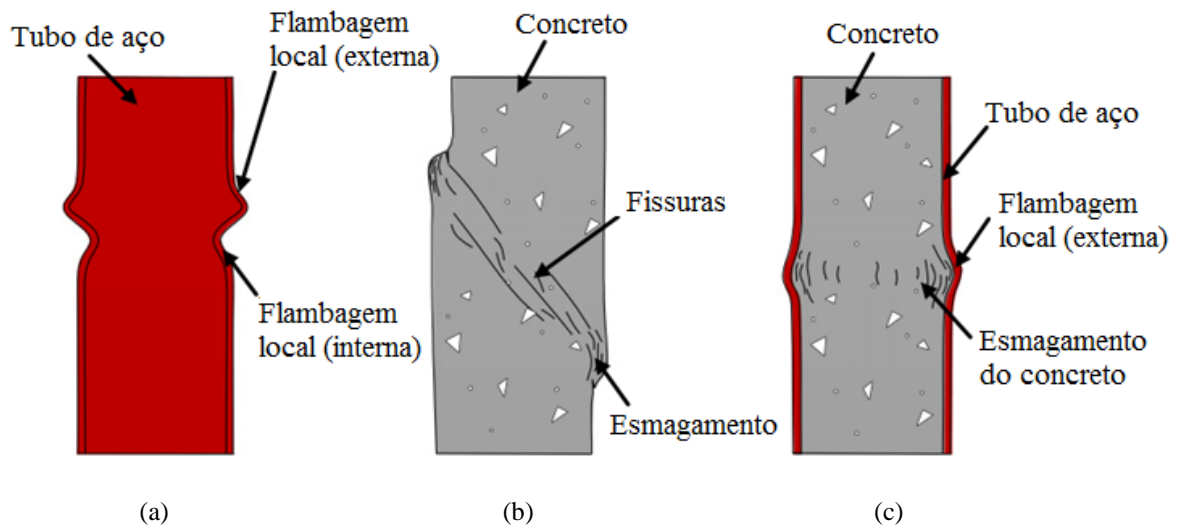


Figura 2.4 – Falhas nos pilares analisados por Han *et al.* (2014): (a) tubo de aço; (b) concreto; (c) PMPC

2.3 Classificação dos pilares mistos em função da esbelteza local

A norma EN 1994-1-1:2004 especifica que os pilares mistos não devem estar sujeitos a flambagem local quando submetidos a compressão uniaxial. Em virtude disso, a esbelteza local (λ) da seção mista deve atender:

- Para os pilares mistos retangulares de aço e concreto:

$$\lambda = B/t \leq 52\varepsilon \quad (2.1)$$

- Para os pilares mistos circulares de aço e concreto:

$$\lambda = D/t \leq 90\varepsilon^2 \quad (2.2)$$

onde ε é um fator que leva em conta os diferentes limites de resistência ao escoamento do aço, sendo dado pela Equação 2.3.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.3)$$

Na Tabela 2-1 estão resumidas as principais limitações construtivas dos pilares mistos conforme as normas ANSI AISC 360-16, ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004.

Tabela 2-1 – Comparação entre os limites de aplicabilidade de pilares mistos

	<i>Normas</i>		
	<i>ANSI AISC 360-16</i>	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	<i>EN 1994-1-1:2004</i>
Quantidade de aço	≥ 1% da área bruta	$0,20 \leq \delta < 0,90$	$0,20 \leq \delta < 0,90$
Resistência ao escoamento (MPa)	$f_y \leq 525$	$f_y \leq 450$	$235 \leq f_y < 460$
Resistência a compressão do concreto (MPa)	$21 \leq f_c \leq 69$	$20 \leq f_c \leq 50$	$20 \leq f_c \leq 60$

onde δ é o fator de contribuição do aço, sendo definido pela razão entre a força axial resistente de cálculo do perfil de aço e a força axial resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total.

Observa-se que a partir da versão de 2010 foi introduzido no texto-base da norma americana a classificação da seção transversal dos pilares mistos a partir da esbeltez local, i.e., os pilares mistos passaram a ser classificados em seções compactas, semicompactas e esbeltas, conforme mostrado na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 - Comparação dos pilares mistos em função da esbeltez local segundo a classificação da norma americana ANSI AISC 360-16

<i>Perfil</i>	λ	<i>Compacta</i> ($\lambda \leq \lambda_p$)	<i>Semicompacta</i> ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)	<i>Esbelta</i> ($\lambda_r < \lambda \leq \lambda_{m\acute{a}x}$)
Retangular	B/t	$\lambda_p = 2,26\sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 3,00\sqrt{E/f_y}$	$\lambda_{m\acute{a}x} = 5,00\sqrt{E/f_y}$
Circular	D/t	$\lambda_p = 0,15E/f_y$	$\lambda_r = 0,19E/f_y$	$\lambda_{m\acute{a}x} = 0,31E/f_y$

Segundo a norma americana, os pilares mistos com esbeltez local $\lambda \leq \lambda_p$ são classificados como compactos, os com $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ como semicompactos e os com $\lambda \leq \lambda_{m\acute{a}x}$ como esbeltos. Quando solicitados à compressão, os pilares semicompactos podem iniciar o processo de escoamento precoce do tubo de aço, reduzindo o grau de confinamento no núcleo de concreto. Já os esbeltos são sujeitos à flambagem local, sendo seus efeitos previstos no modelo de cálculo da norma americana. Observa-se na Tabela 2-2 que a máxima esbeltez local ($\lambda_{m\acute{a}x}$) da seção mista foi limitada aos valores de $5,00\sqrt{E/f_y}$ e $0,31E/f_y$ para seções retangulares e circulares, respectivamente.

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 adotou os mesmos critérios de classificação da norma americana para a definição da esbeltez local dos perfis de seção compacta, contudo, o dimensionamento dos pilares mistos na norma brasileira foi limitado aos de seção compacta.

Dentre as normas supramencionadas, verifica-se que somente a americana classifica os pilares mistos em função da esbeltez local no dimensionamento, sendo que as demais priorizam os pilares mistos de seções compactas. Assim, ao se comparar os pilares mistos de seções circulares, têm-se as seguintes limitações de esbeltez local prescritas nas normas: europeia EN 1994-1-1:2004 que limita a relação $D/t \leq 90 \times 235 / f_y$; brasileira ABNT NBR 8800:2008 com a especificação de que a relação $D/t \leq 0,15E / f_y$; e americana ANSI/AISC 360-16 que limita a relação $D/t \leq 0,31E / f_y$. A Figura 2.5 ilustra as espessuras mínimas dos perfis tubulares circulares por essas normas para o aço com resistência ao escoamento, f_y , igual a 350 MPa.

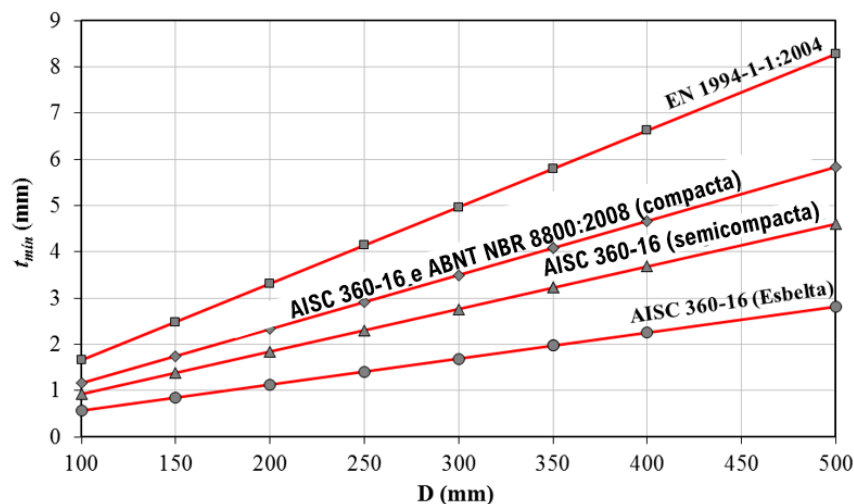


Figura 2.5 – Espessuras mínimas permitidas nos perfis tubulares circulares segundo as normas EN 1994-1-1:2004, ABNT NBR 8800:2008 e ANSI/AISC 360-16

A norma ANSI AISC 360-16 abrange espessuras dos perfis tubulares relativamente menores que às demais (Figura 2.5). Assim, ao se comparar a norma EN 1994-1-1:2004 com a ANSI AISC 360-16, observa-se que a norma europeia apresenta uma limitação mais rigorosa em relação à espessura mínima do tubo a ser utilizada no dimensionamento, uma vez que a norma europeia possui o objetivo de evitar a ocorrência da flambagem local, permitindo somente a utilização de tubos de seção compacta.

2.4 Confinamento do Concreto

Para elucidar o efeito do confinamento no concreto, inicialmente, deve-se entender o seu mecanismo de ruptura sob carregamento uniaxial. Oliveira (2008) relata que os concretos possuem cerca de 75% de agregados em sua composição, sendo esses agregados os componentes rígidos do concreto, pelos quais percorre a força de compressão (Figura 2.6a). Para o equilíbrio de forças internas são necessárias componentes que, no caso do concreto não-confinado são provenientes da coesão da pasta de cimento (Figura 2.6b). Entretanto, quando essa coesão é vencida, iniciam-se as microfissuras entre os agregados e a pasta de cimento (Figura 2.6c), e com a elevação da força aplicada ao concreto há uma consequente elevação das microfissuras e a ruptura ocorre com fissuração paralela à aplicação da força. Porém, quando o concreto está confinado, a coesão entre as partículas é elevada (Figura 2.6d), com consequente aumento de sua resistência e ductilidade.

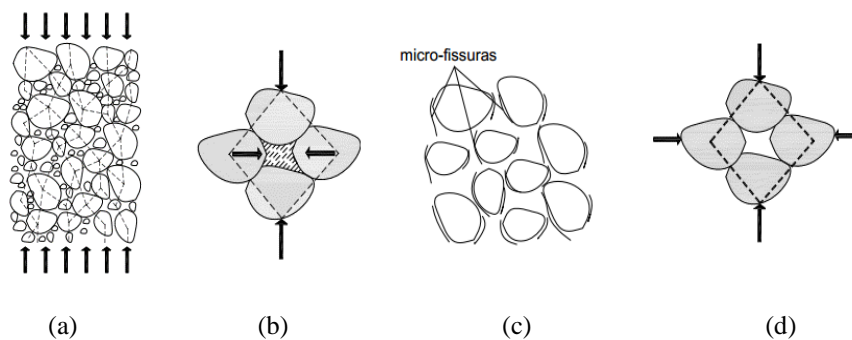


Figura 2.6 – Mecanismo de confinamento do Concreto. (Oliveira, 2008)

Oliveira (2008) relata que existem dois tipos de confinamento: o ativo e passivo. O confinamento ativo é definido como um estado de tensões que é aplicado lateralmente e controlado externamente. Nesse caso, são aplicadas pressões nas laterais de um cilindro de concreto e mantidas constantes durante a aplicação de força axial. O confinamento passivo é mobilizado quando um material carregado axialmente é impedido de se expandir lateralmente.

O efeito do confinamento nos pilares mistos está diretamente influenciado pelos distintos coeficientes de Poisson do tubo de aço e do núcleo de concreto (Johansson e Gylltoft, 2002; Sakino, 2006; Kuranova, 2009). Esses autores relatam que nos primeiros estágios do carregamento o coeficiente de Poisson do concreto é menor que o do aço ($\nu_c < \nu_a$) e, dessa forma, o tubo de aço ainda não exerce confinamento sobre o núcleo de concreto (Figura 2.7a).

Entretanto, com a elevação do carregamento, surgem microfissuras no concreto e as deformações longitudinais começam a se intensificar, até o momento em que o concreto apresenta uma expansão radial maior que a do tubo. Este, por sua vez, restringe o núcleo de concreto, proporcionando o surgimento das tensões de confinamento no núcleo de concreto (Figura 2.7b). Nesse estágio, o concreto fica submetido a um estado triaxial de tensão e o aço a um estado biaxial.

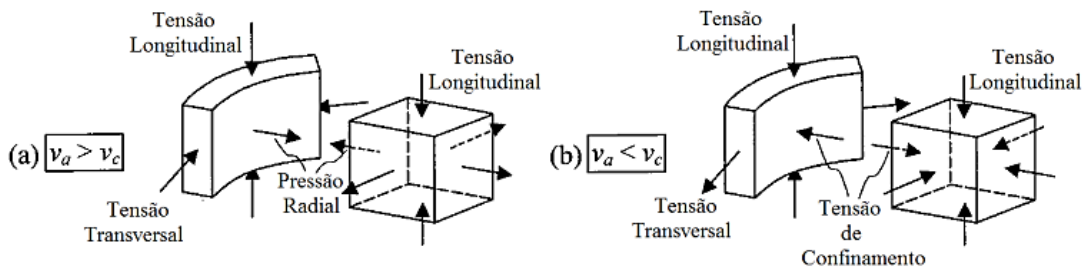


Figura 2.7 – Distribuição das tensões no PMPC durante o carregamento. (Johansson e Gylltoft, 2002)

Cusson e Paultre (1992) relatam que à utilização de armaduras no pilar misto é capaz de melhorar a capacidade resistente e ductilidade dos pilares, devido ao confinamento que é proporcionado pelos estribos ligados às armaduras longitudinais. Como as tensões de confinamento são distribuídas em forma de arco, quanto menor o espaçamento entre os estribos, melhor será o efeito do confinamento no concreto. A Figura 2.8 ilustra o efeito do confinamento em distintas seções transversais. Observa-se o arqueamento das tensões de confinamento proporcionado pela influência da seção transversal e pelas armaduras de reforço nos pilares.

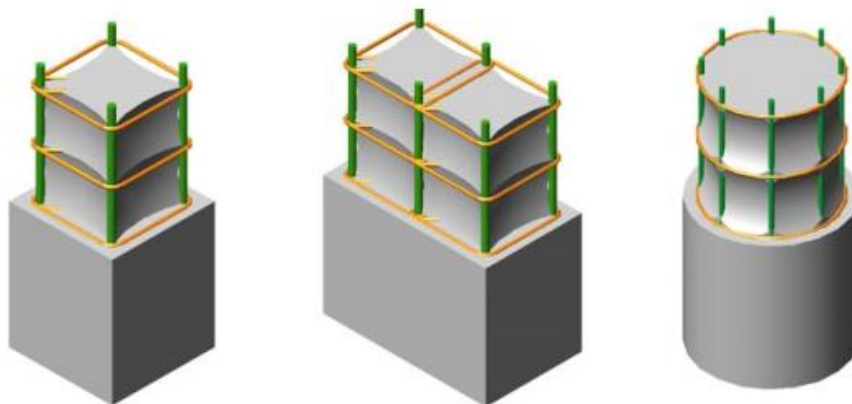


Figura 2.8 – Arqueamento das tensões de confinamento nos pilares de concreto armado. (Oliveira, 2008)

Richard *et al.* (1928)¹ *apud* Saatcioglu *et al.* (1992) conduziram os primeiros estudos sobre o efeito do confinamento do concreto. Esses autores identificaram que a resistência à compressão axial e a deformação última do concreto crescem na presença de pressão de confinamento. Desse modo, esses autores propuseram equações para relacionar a resistência à compressão do concreto confinado (f_{cc}) e a deformação última do concreto (ε_{cc}) confinado com a pressão lateral, conforme as equações 2.4 e 2.5.

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_l \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c + \varepsilon_c \left(k_2 \frac{f_l}{f_c} \right) \quad (2.5)$$

onde f_{cc} é a resistência à compressão do concreto confinado, f_c é a resistência à compressão do concreto não-confinado e k_1 e k_2 são os coeficientes de efetividade, com $k_2 = 5k_1$.

De Nardim (1999) afirma que os coeficientes k_1 e k_2 levam em conta o efeito do confinamento devido ao arqueamento das tensões de confinamento para seções quadradas e retangulares. Conforme pode ser observado na Equação 2.4, a resistência à compressão do concreto confinado (f_{cc}) é diretamente proporcional ao valor do coeficiente k_1 . Richard *et al.* (1928) observaram na análise experimental que o coeficiente k_1 variava em função da pressão lateral, (Figura 2.9).

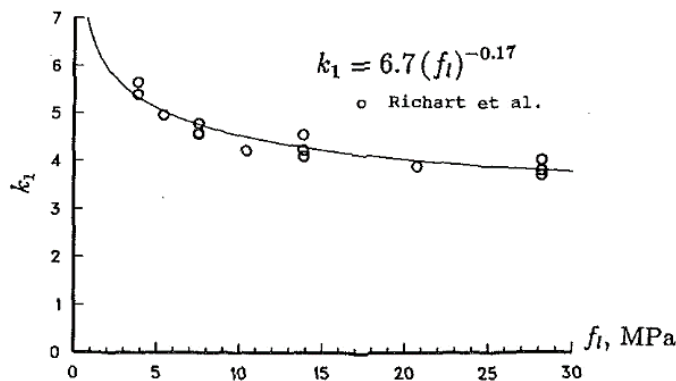


Figura 2.9 – Variação do coeficiente k_1 em função da pressão lateral. (Richard *et al.*, 1928)

¹ Richart, F. E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R. L. (1928). *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. Bulletin, n. 185, University of Illinois, 1928.

Lin (1988) conduziu um estudo similar ao de Richard *et al.* (1928). Esse autor propôs uma equação para prever o efeito do confinamento nos pilares mistos preenchidos com concreto e compostos por perfis formado a frio. Foram analisados pilares com alturas de 48 e 80 cm, com três tipos de seção transversal: circular, retangular e quadrada. Esse autor propôs uma equação para determinação da capacidade resistente axial do concreto em estado confinado, conforme mostrado a seguir.

$$P_n = A_c \left(f_c + \frac{2Cf_y t}{D} \right) \quad (2.6)$$

onde A_c é a área da seção transversal do concreto, C é o coeficiente de confinamento obtido na análise experimental, iguais a 3,2, 1,9 e 1,5 para as seções circular, quadrada e retangular, respectivamente; e D é o diâmetro do tubo ou o menor comprimento de um lado da seção transversal no caso de uma seção retangular.

Han (2001) na tentativa de avaliar o comportamento por meio da razão da resistência ao escoamento do aço em relação à resistência à compressão característica do concreto, a partir de estudos experimentais introduziu um fator de confinamento ξ , apresentado na Equação 2.7. O autor observou que quanto maior o fator de confinamento ξ , maior o efeito do confinamento nos pilares mistos e mais dúctil foi o comportamento desses pilares.

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (2.7)$$

onde A_s é área da seção do tubo de aço; A_c é a área da seção no núcleo de concreto; e f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão.

2.5 Interação Entre o Aço e o Concreto

A transferência de esforços de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto é governada por dois mecanismos distintos: a aderência natural e a interação mecânica. O primeiro mecanismo atua por meio das condições físico-químicas da superfície do aço em contato com o concreto, e subdivide-se em três parcelas: a adesão química, a aderência mecânica e o atrito (Figura 2.10). O segundo mecanismo está relacionado à utilização de conectores de cisalhamento em vigas e pilares, e de mossas e ressaltos em fôrmas *steel deck*.

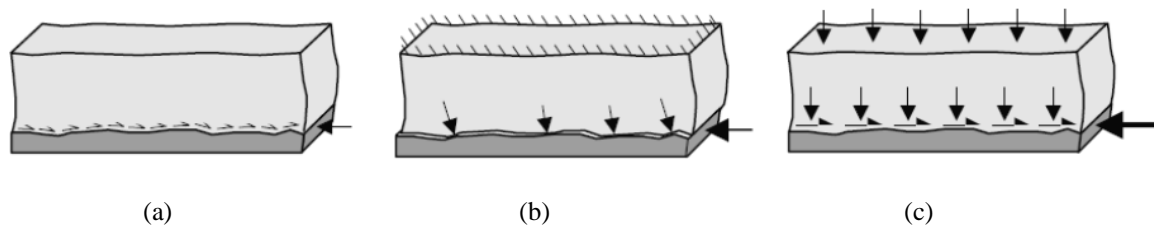


Figura 2.10 – Mecanismo da aderência natural: (a) adesão química; (b) aderência mecânica ou fricção; (c) atrito. (Johansson², 2003 *apud* Silva, 2006)

Nos pilares mistos, as condições de aderência natural são um mecanismo fundamental para realização da transferência das tensões de cisalhamento na interface dos materiais. Portanto, ao se aplicar um carregamento axial, inicialmente há uma quebra da barreira de adesão química, de modo que os componentes do pilar misto ficam susceptíveis ao deslizamento relativo. À medida que se eleva o carregamento, a parcela de aderência natural é reduzida até que a interação entre esses materiais seja desprezável ou nula. Silva (2006) afirma que o mecanismo de adesão química se manifesta nos estágios iniciais do carregamento, quando os deslocamentos ainda são pequenos. Essas tensões podem alcançar valores equivalentes a 0,1 MPa.

O estudo conduzido por Roeder *et al.* (1999) aponta que nos PMPC a adesão química depende da expansão radial do concreto, ocasionada pela retração do concreto e pela pressão de bombeamento do concreto no estado fresco. Esses autores também observaram que os PMPC de seção circular apresentaram maior tensão de aderência quando comparados aos pilares mistos preenchidos de seção quadrada.

A aderência mecânica está estritamente relacionada ao grau de rugosidade entre a superfície interna do tubo em contato com o concreto. Segundo Silva (2006), este mecanismo é resultado do engrenamento mecânico entre o concreto e as irregularidades superficiais do tubo de aço. O autor também observou que o grau de adensamento do concreto foi a mecanismo que exerceu maior influência para a ocorrência da parcela de aderência mecânica, visto que adensamentos bem efetuados conduzem a um maior engrenamento entre o aço e concreto e, conseqüentemente, a maiores valores de tensão de aderência mecânica.

² Johansson, M. (2003). Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. *Steel and composite Structures*, v. 3(1), p. 47-64.

2.6 Conectores de Cisalhamento

A Figura 2.11 apresenta algumas tipologias de conectores usuais. Os conectores de cisalhamento fazem parte do mecanismo de interação mecânica para a transferência de esforços na interface entre o aço e o concreto, assegurando o comportamento misto da estrutura.

Os estudos com conectores de cisalhamento foram iniciados na década de 40 com o conector pino com cabeça (Figura 2.11a), nos EUA, pela Universidade de Illinois e de Lehigh, e foram ampliados na década de 60, na Suíça (Chaves, 2009). Na época, os europeus realizaram pesquisas com conectores rígidos, enquanto os americanos desenvolveram estudos com conectores flexíveis. No Brasil, até o presente momento, o conector pino com cabeça é o mais usual para aplicação em vigas mistas (Figura 2.11a).

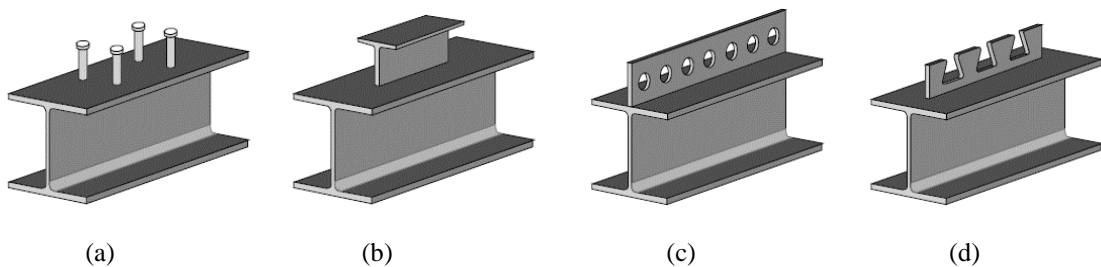


Figura 2.11 – Conectores: (a) pinos com cabeça; (b) T; (c) PerFOBOND; (d) CrestBOND. (Cruz *et al.*, 2006)

2.6.1 Classificação dos Conectores

Em relação à rigidez, os conectores são classificados como rígidos ou flexíveis. Em relação à ductilidade, os conectores são classificados como frágil ou dúctil. Segundo Cardoso (2018), um conector é definido como rígido quando apresenta baixos valores de deslizamentos em estado-limite de serviço (Figura 2.12a e Figura 2.12c) e dúctil quando apresenta grandes valores de deslizamentos relativos em estado-limite último (Figura 2.12c e Figura 2.12d).

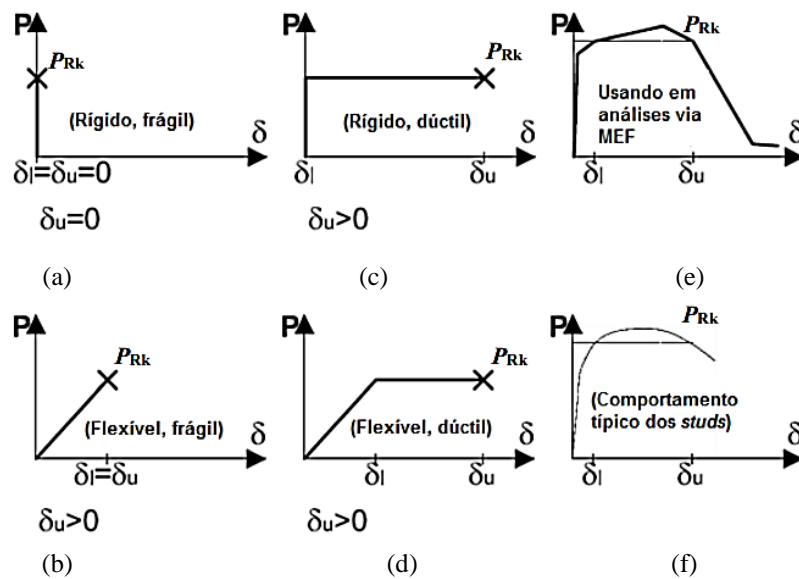


Figura 2.12 – Classificação dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) curva típica obtida via MEF; (f) comportamento típico de conectores *studs*. Adaptado de Bartschi (2005)

Segundo a norma EN 1994-1-1:2004, o conector pode ser considerado dúctil se a capacidade característica de deslizamento δ_{uk} for maior ou igual a 6 mm, onde δ_{uk} é igual ao deslizamento δ_u , reduzido em 10%. O deslizamento δ_u é medido na parte descendente da curva, correspondente ao nível da força resistente característica P_{Rk} , conforme mostrado Figura 2.12e e na Figura 2.12f.

2.6.2 Conectores *Composite Dowels*

O *Perfobond* foi o primeiro conector em chapa plana desenvolvido (Figura 2.13a). Os pesquisadores notaram que a geometria fechada dificultava o posicionamento das barras de armaduras nos furos da chapa. Em virtude disso, novos conectores foram desenvolvidos com aberturas (recortes), nas quais, o posicionamento das armaduras poderia ser realizado pela parte superior do conector, facilitando o sistema construtivo. A evolução dos conectores em chapa de geometria aberta é mostrada na Figura 2.13b-i.

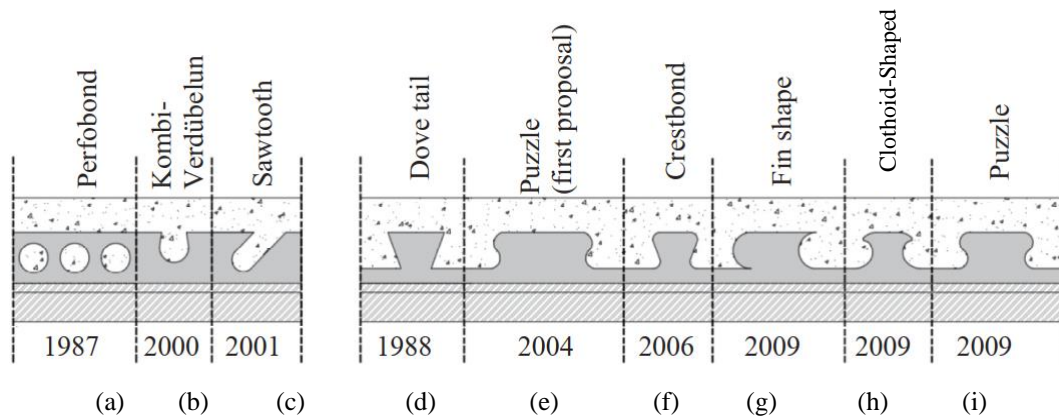


Figura 2.13 – Evolução dos conectores em formato de chapa (Cardoso *et al.*, 2020)

Lorenc *et al.* (2014a) enfatizam que os conectores *Perfobond*, na maioria das vezes, apresentavam falha no concreto, mas, com o surgimento dos conectores com conexões do tipo *Kombi*, a falha do aço e consequente aumento da ductilidade começaram a ser notados. Assim, a partir do projeto *PreCo-Beam*³, os conectores de geometria aberta que apresentavam modos de falhas no aço e no concreto começaram a ser chamados de conectores *Composite Dowels*. Cardoso (2018) ressalta que os conectores *Composite Dowels* são constituídos de chapas metálicas com aberturas regulares, e caracterizam-se pela alternância de *dowels* de aço e concreto ao longo de seu comprimento.

Algumas geometrias dos conectores *Composite Dowels* são mais conhecidas: na Europa, os *Clothoid-Shaped* e os *Puzzle-Shaped* (Figura 2.13h e 2.13i) têm sido utilizados na construção de pontes na Alemanha, inclusive, com aprovação técnica (Z-26.4-56, 2018); e, no Brasil, foi desenvolvido o conector *Crestbond* (Figura 2.18b) para a aplicação em vigas mistas.

Menciona-se que o conector *Clothoid-Shaped* (Figura 2.13h), também conhecido como *Modified-Clothoidal* (MCL) é a segunda versão do conector *Clothoidal*. Na sua primeira versão, a extremidade superior do *dowel* de aço era reta, resultando em um baixo desempenho à fadiga para o conector. Posteriormente, a extremidade superior do *dowel* foi suavizada, visando melhorar o seu desempenho à fadiga.

Na Figura 2.14 está ilustrado um exemplo de aplicação dos conectores *Composite Dowels* em vigas mistas de pontes, e na Figura 2.15 apresenta-se um projeto-piloto proposto por

³ *Prefabricated Composite Beam*: Este projeto teve por objetivo estudar o comportamento dos conectores *Composite Dowels* para aplicação em sistemas de pisos mistos e vigas pré-fabricadas de pontes mistas, surgiu na Europa e envolveu um grupo de pesquisadores de diferentes universidades e grandes empresas da área da engenharia.

Lechner *et al.* (2016) para a aplicação de conectores *Clothoid-Shaped* como elemento constituinte dos pilares mistos com concreto de alta resistência.

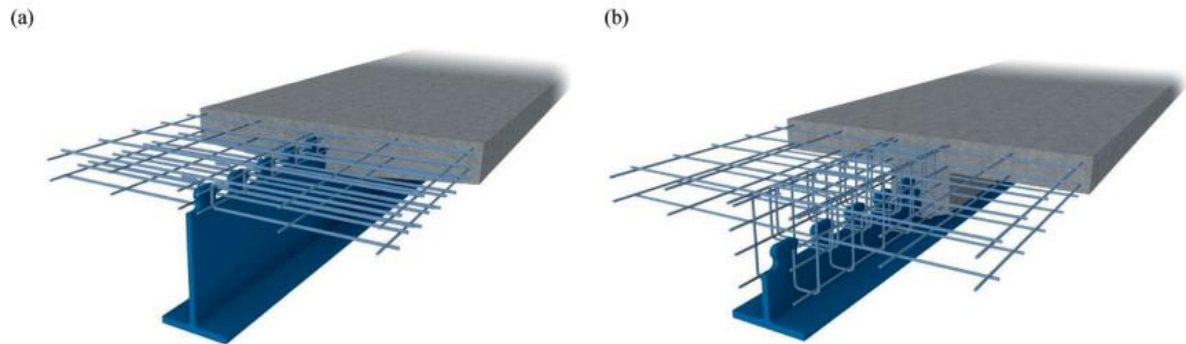


Figura 2.14 – Exemplos de aplicação dos conectores *Composite Dowels* em vigas mistas: (a) região do conector engastada; (b) alma do perfil T engastada (Fieldman *et al.*, 2016)

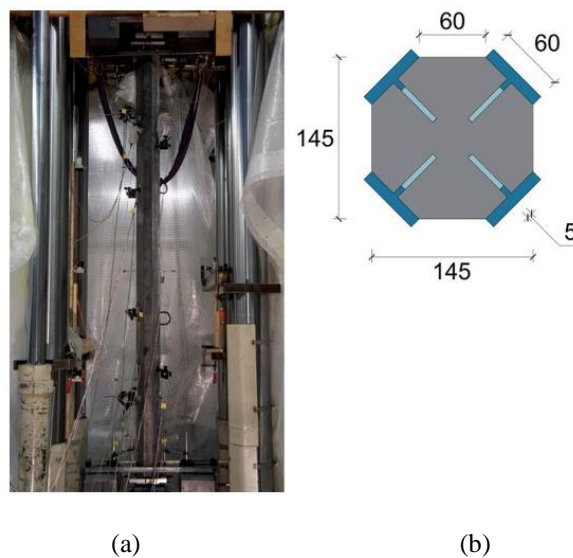


Figura 2.15 – Pilar misto constituído por conectores *Clothoid-Shaped*: (a) posicionado para o ensaio; (b) seção transversal do pilar misto. (Lechner *et al.*, 2016)

Cardoso (2018) relata que para pequenos deslizamentos relativos entre o perfil de aço e o concreto, a região inferior do conector está sujeita a uma força resultante procedente dos esforços de cisalhamento (F_v). Assim, uma resultante de mesma magnitude e de sentido contrário realiza o equilíbrio de forças na região de conexão do elemento misto, conforme apresenta-se na Figura 2.16.

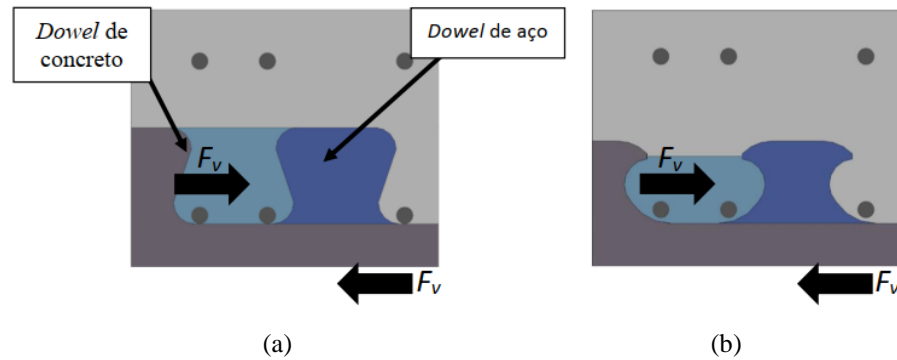


Figura 2.16 – Introdução de esforços de cisalhamento: (a) Crestbond; (c) *Clothoid-shaped*. (Cardoso, 2018)

Nos conectores *Crestbond* e *Puzzle-Shaped*, a área do *dowel* de concreto é delimitada conforme a ilustração da Figura 2.16a. Por outro lado, visto que o conector *Clothoid-Shaped* foi idealizado com uma região de transição menos suave entre o corpo do *dowel* de aço e a sua face superior, a área do *dowel* de concreto é delimitada por uma altura abaixo do raio de transição do corpo do *dowel* de aço (Figura 2.16b).

2.6.2.1 *Perfobond*

O conector *Perfobond* foi desenvolvido no final da década de 80 pela empresa alemã *Leonhardt, Andra and Partners*. Shariati *et al.* (2012) ressaltam que esse tipo de conector foi desenvolvido a partir da necessidade de se encontrar um conector que apresentasse um bom desempenho à fadiga, uma vez que os conectores da época não apresentavam esse comportamento, principalmente os conectores pinos com cabeça. A configuração geométrica do *Perfobond* consiste em uma chapa com furos circulares alinhados no sentido longitudinal (Figura 2.17).

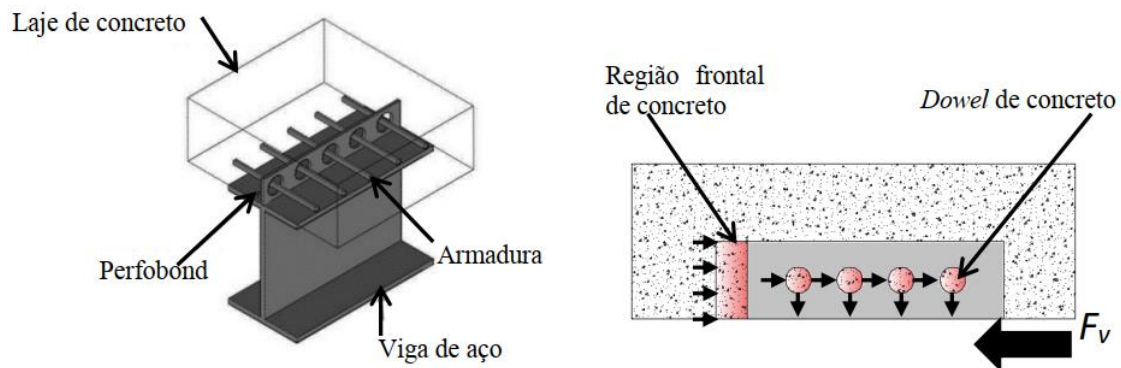


Figura 2.17 – Conector *Perfobond* instalado em um sistema de vigas mistas (Aguiar, 2015)

Em relação ao comportamento estrutural, a região frontal do conector e a região de concreto circunscrita no furo – denominada como *dowel* de concreto - são responsáveis por resistir aos esforços solicitantes. O *dowel* de concreto também resiste ao efeito *uplift* e influi diretamente na capacidade resistente do conector. Segundo Oguejiofor e Hosain (1994) a capacidade resistente do conector é dada pela Equação 2.8.

$$q_{Cn} = 4,50h_{sc}t_{sc}f_{ck} + 4,21 \ln A_D \sqrt{f_{ck}} + 0,91A_{tr}f_{yr} \quad (2.8)$$

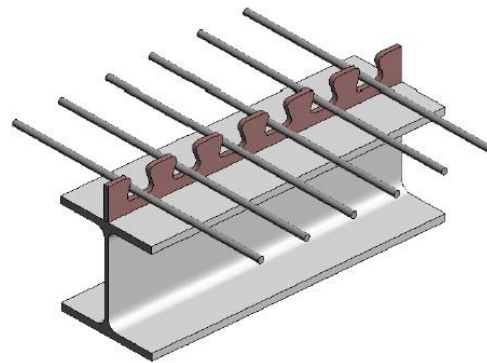
onde h_{sc} é a altura total do conector; t_{sc} é a espessura do conector; A_D é a área de um *dowel* de concreto; A_{tr} é área transversal total das barras de armadura de aço utilizada na laje de concreto; e f_{yr} é a resistência ao escoamento das armaduras.

2.6.2.2 Crestbond

O conector Crestbond foi desenvolvido por Veríssimo (2007). Este conector foi inicialmente proposto visando ser uma alternativa frente aos conectores tradicionais utilizados nas vigas mistas, tais como os pinos com cabeça e os perfis U. Na Figura 2.18 apresenta-se a geometria do conector Crestbond que consiste em uma chapa endentada com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal e restrição ao efeito *uplift*.



(a)



(b)

Figura 2.18 – Conector Crestbond: (a) Após a sua confecção; (c) Soldado na mesa superior de um perfil de aço com o posicionamento de armaduras transversais. (Veríssimo, 2007)

Em relação aos perfis U, Veríssimo (2007a) ressalta que o Crestbond surgiu como um conector alternativo, que pode ser facilmente instalado na direção do eixo longitudinal da mesa superior dos perfis laminados, visto que a utilização dos conectores em perfis U em sistemas de pisos mistos é limitada pelo espaço disponível sobre a mesa, dificultando sua utilização, principalmente nos casos em que a mesa possui largura reduzida.

Em relação aos pinos com cabeça, Veríssimo *et al.* (2007b) destacam que o conector Crestbond pode ser facilmente produzido em grande escala assim como assumir diferentes tamanhos e formas e ser facilmente soldado ao perfil metálico sem necessidade de equipamentos especiais. Em termos de capacidade de carga, o Crestbond apresenta resistência equivalente à que é obtida em um grupo de conectores pinos com cabeça.

Veríssimo (2007) estabeleceu algumas relações geométricas do Crestbond em função de um círculo fictício circunscrito no dente trapezoidal, conforme apresenta-se na Figura 2.19.

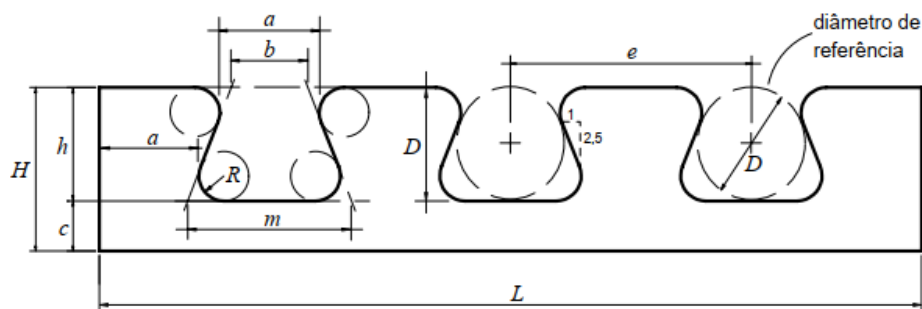


Figura 2.19 – Relações geométricas do conector Crestbond (Veríssimo, 2007)

Na Figura 2.19, as relações geométricas do conector Crestbond são definidas como: D = diâmetro do círculo inscrito no *dowel*; R = raio de curvatura dos cantos do *dowel* de aço; h = altura de *dowel* de aço; $m = 1,48D$ = base maior do trapézio de referência; $b = 0,45m$ = base menor do trapézio de referência; a = menor seção do *dowel* de concreto; $L = 2a + 2b + 3m$ = comprimento da chapa do conector; $e = m + b$ = espaçamento entre centros de abertura; c = altura da base do dente.

Após a concepção do Crestbond, diversos estudos foram conduzidos a respeito deste conector, como os trabalhos de Veríssimo *et al.* (2007a), Veríssimo *et al.* (2007b), Caldas *et al.* (2010), Silva (2011), Silva (2013), Dutra (2014), Aguiar (2015), Petruski (2016), dentre outros.

Aguiar (2015) desenvolveu um estudo numérico a respeito do comportamento desses conectores quando utilizados como elementos de ligação entre a viga e o pilar misto de seção compacta. Na sequência, Cardoso (2018) estudou em sua tese de doutorado o uso do Crestbond como dispositivo de transferência de forças nos pilares mistos de seção compacta.

2.6.2.2.1 Formulação de cálculo para o conector Crestbond

O primeiro modelo de cálculo referente ao Crestbond foi desenvolvido por Veríssimo (2007). Em uma etapa posterior, Silva (2011) aplicou algumas correlações adicionais no estudo de Veríssimo (2007), e propôs um novo modelo de cálculo para determinar a capacidade resistente do Crestbond, conforme apresenta-se na Equação 2.9.

$$q_u = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{pl}}{t_c - t_{pl}}} (h_{sc} - t_{pl}) t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \times 10^4 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.9)$$

onde q_u é a resistência do conector [kN]; h_{sc} é a altura do conector em mm; t_c é a espessura da laje em mm; t_{pl} é excentricidade do conector; t_{sc} é a espessura do conector; γ_c é a massa específica do concreto em kg/m³; f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa; n é o número de aberturas do conector; D é o diâmetro de referência de um círculo inscrito na abertura trapezoidal do conector em mm; A_{tr} é área da armadura transversal em mm²; $A_{cc} = L_c t_c - L_{sc} h_{sc}$ em mm²; L_c é o comprimento da laje em mm; e L_{sc} é o comprimento longitudinal do conector em mm.

Menciona-se que o modelo de cálculo desenvolvido por Silva (2011) tomou por base os modelos de falha propostos por Oguejiofor (1994) e Oguejiofor e Hosain (1994) para o conector *Perfobond* – de geometria fechada. Dessa forma, esses mecanismos foram incorporados ao modelo de cálculo do Crestbond, introduzindo-se novas abordagens observadas na análise experimental conduzida por Veríssimo (2007). Na sequência, Dutra (2014) desenvolveu um estudo numérico relacionado à aplicação do conector Crestbond em vigas mistas. A partir dos resultados obtidos, o autor propôs a Equação 2.10 para a determinação da capacidade resistente do Crestbond.

$$q_{cn} = \gamma q_{el} = \gamma 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad (2.10)$$

onde:

$$q_{el} = 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad (2.11)$$

$$\gamma = \gamma_{par} \gamma_{ap} \gamma_{ab} \gamma_{sc} \gamma_{exc} \quad (2.12)$$

onde n é o número de *dowels* de concreto; γ_{par} é o fator que leva em consideração o efeito do espaçamento em conectores paralelos (Eq. 2.13); γ_{ap} é o fator que leva em consideração o efeito da armadura passante (Eq. 2.14); γ_{ab} é o coeficiente que leva em consideração o efeito da redução da resistência ao cisalhamento do *dowel* de concreto com o comprimento do conector (Eq. 2.15); γ_{sc} é o fator que considera o efeito do limite elástico do conector de cisalhamento na resistência da conexão (Eq. 2.17); e γ_{exc} é o fator que leva em consideração a excentricidade do conector (Eq. 2.16).

$$\gamma_{par} = 0,997 + \left(\frac{s}{275}\right)^{2,5} \quad (2.13)$$

$$\gamma_{ap} = 1 + 0,003 \phi_s f_c^{0,5} \quad (2.14)$$

$$\gamma_{ab} = 0,63 + \frac{1,833}{n + 1} \quad (2.15)$$

$$\gamma_{exc} = 1,52 \left(\frac{h_{sc} - 0,5D}{t_c + t_{pl}}\right)^{0,4} \quad (2.16)$$

onde s é o espaçamento entre os conectores paralelos em mm; para um único conector assumir que $\gamma_{par} = 1$; ϕ_s é o diâmetro das barras de armadura passante em mm; h_{sc} é a altura total do conector em mm; e t_{pl} é a espessura da pré-laje em mm.

$$\gamma_{sc} = \begin{cases} 0,75k^{0,25} & \text{se } k < 2,1 \\ 0,9 + 0,01(k - 2,1) & \text{se } 2,1 \leq k < 2,7 \\ 0,96 & \text{se } k \geq 2,7 \end{cases} \quad (2.17)$$

tal que $k = q_{sc}/q_{el}$, onde q_{sc} é a capacidade resistente do conector isolado, em kN, dado pela Equação 2.18.

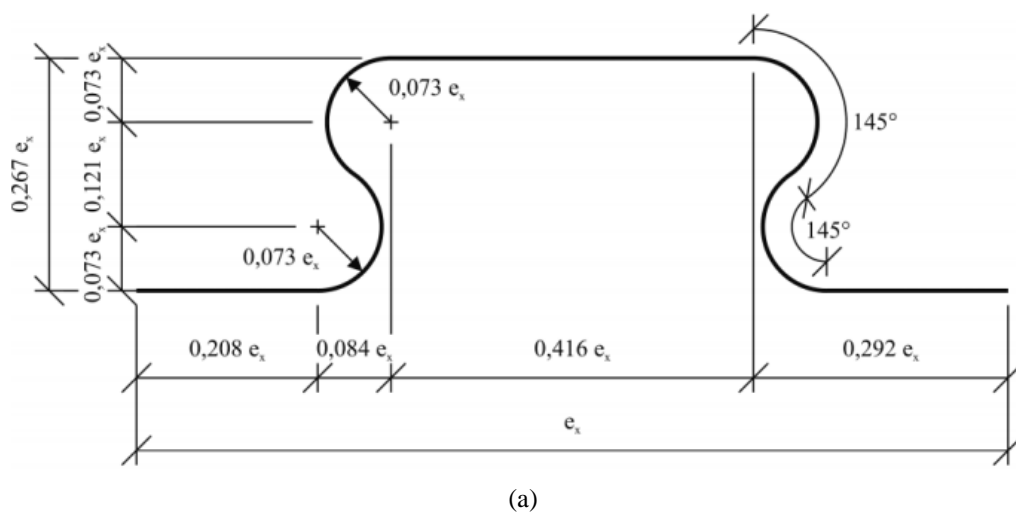
$$q_{sc} = 0,0593 \frac{n f_y t_{sc}}{d} \left(1 + \frac{32,7}{f_y} \right) \left(1 - \frac{0,108}{t_{sc}} \right) \quad (2.18)$$

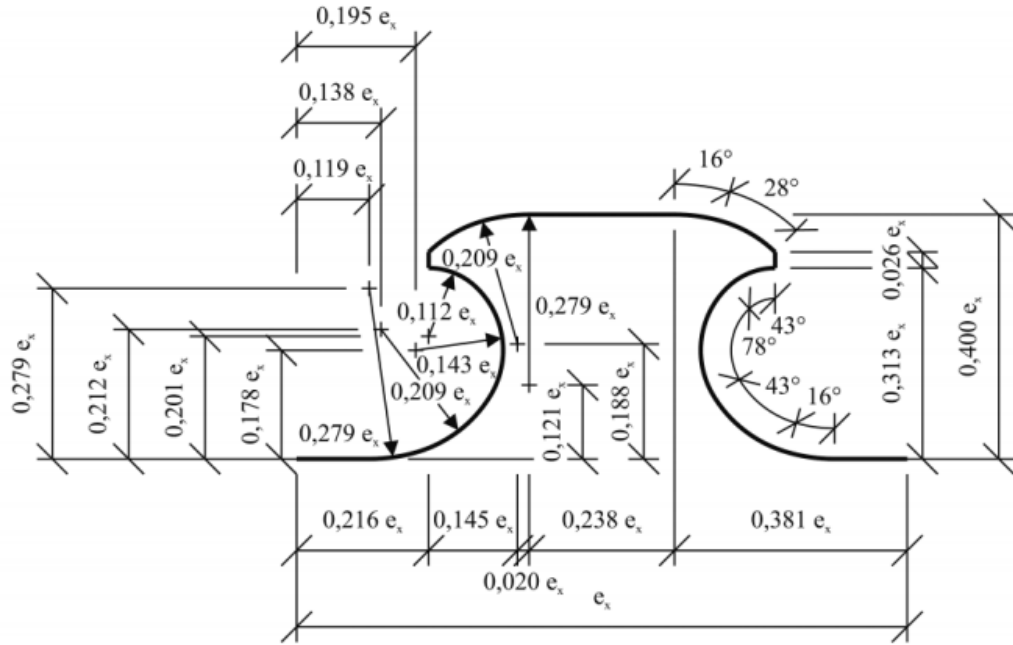
onde b é a base menor do trapézio inscrito na abertura do Crestbond, em mm (Fig. 2.19).

Por outro lado, os modelos de cálculo do *Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped* fornecem uma melhor representação do comportamento estrutural dos conectores *Composite Dowels*, pois contemplam a falha nos *dowels* de aço e de concreto, sendo elas: cisalhamento do concreto, nos casos em que a chapa do conector possui elevada espessura com furos de pequenas aberturas (subitem 2.6.2.4.1); ruptura do concreto por *pry-out*, que é a tendência da formação de um cone de ruptura no concreto em lajes com espessura reduzida (subitem 2.6.2.4.2); e, por último, a falha do aço do conector nos casos em que a chapa do conector possui baixa espessura ou é constituído por um aço de baixa resistência (subitem 2.6.2.4.3).

2.6.2.3 *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped*

A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) foi elaborada com o intuito definir um modelo de cálculo específico para os conectores *Composite Dowels* aplicados nas vigas mistas de aço e concreto de pontes rodoviárias. Atualmente, o *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped* são as tipologias de conectores recomendados neste documento de aprovação técnica. Na Figura 2.20 são mostradas as relações geométricas destes conectores, de onde se observa que essas geometrias são definidas em função do fator de repetição geométrica e_x .





(b)

Figura 2.20 – Relações geométricas: (a) *Clothoid-Shaped*; (b) *Puzzle-Shaped*. (Fieldman *et al.*, 2016)

2.6.2.4 Modelo de Cálculo dos Conectores *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped*

De acordo a aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018), o modelo de cálculo dos conectores de geometria *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped* é constituído a partir dos seguintes modos de falha: cisalhamento do concreto ($q_{cn,sh}$); ruptura do concreto por *pry-out* ($q_{cn,p0}$); e, por último, falha do aço do conector ($q_{cn,st}$). O menor valor obtido por esses três modos de falha é definido como a capacidade resistente característica P_{Rk} do conector para um determinado fator de repetição geométrica e_x . A capacidade resistente de cálculo do conector P_{Rd} corresponde a um valor de P_{Rk} dividido pelo coeficiente de ponderação de resistência do conector γ_M , igual a 1,25, conforme apresenta-se na Equação 2.19.

$$P_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \text{mín}(q_{cn,sh}; q_{cn,p0}; q_{cn,st}) \quad (2.19)$$

A nomenclatura das variáveis aplicadas ao modelo de cálculo destes conectores apresenta-se na Figura 2.21 para os de geometria *Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped*, respectivamente.

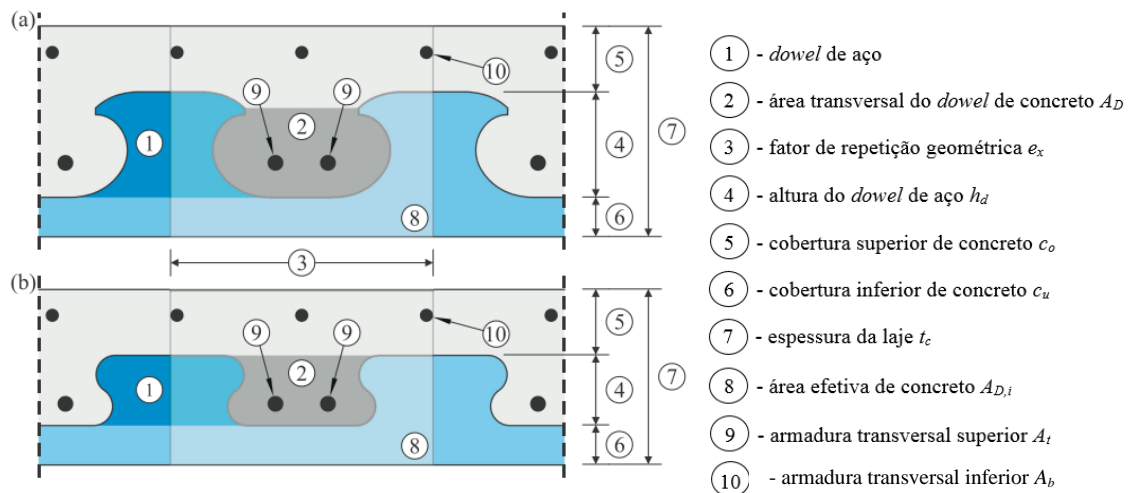


Figura 2.21 – Características das partes que constituem os modelos de cálculo dos conectores *Composite Dowels*: (a) *Clothoid-Shaped*; (b) *Puzzle-Shaped*. (Kopp *et al.*, 2018)

Para que o modelo de cálculo seja adequado ao dimensionamento das vigas mistas de pontes rodoviárias, a aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) impôs as seguintes prescrições:

- relacionadas a geometria: o fator de repetição geométrica e_x deve situar-se nos limites $150 \text{ mm} \leq e_x < 500 \text{ mm}$ com o valor de e_x , no mínimo, igual a $2,5h_{p0}$, sendo que a variável h_{p0} encontra-se definida na equação 2.40; a espessura do conector t_{sc} e a razão espessura/altura do dowel de aço t_{sc}/h_d devem situar-se nos limites de $6 \leq t_{sc} < 60 \text{ mm}$ e $0,08 \leq t_{sc}/h_d < 0,50$, respectivamente; a cobertura mínima de concreto deverá ser de 20 mm, em ambos casos, acima (c_o) ou abaixo (c_u) do dowel de aço;
- relacionadas as características mecânicas do aço: os aços a serem utilizados devem possuir resistências equivalentes às dos aços classificados como S235 e S460, conforme padronização da norma EN 10025-2:2005;
- relacionadas as características mecânicas do concreto: os valores de resistência f_{ck} deverão situar nos limites de $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} < 60 \text{ MPa}$.

2.6.2.4.1 Cisalhamento do Concreto

Fieldman *et al.* (2016) e Kopp *et al.* (2018) relatam que o cisalhamento do concreto ao longo dos dois planos de corte coincidentes com as faces laterais do conector é um modo de falha predominante nos conectores que possuem furos de pequenas aberturas com elevada espessura de chapa. A Figura 2.22 ilustra a região afetada (cor laranja) pelo cisalhamento do concreto em um conector de geometria *Clothoid-Shaped*.

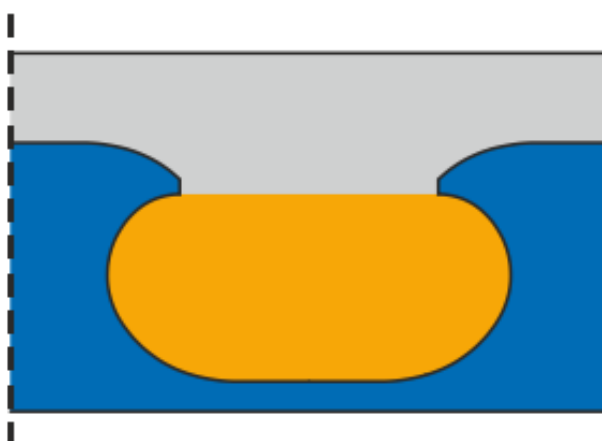


Figura 2.22 – Modo de falha relacionado ao cisalhamento do concreto em um conector *Clothoid-Shaped*. (Kopp *et al.*, 2018)

Segundo Kopp *et al.* (2018), os principais parâmetros relacionados ao cisalhamento do concreto são a área transversal do *dowel* de concreto A_D e a própria resistência do concreto ao cisalhamento. Adicionalmente, as armaduras de reforço transversais embutidas no *dowel* de concreto exercem a função de restringir o cisalhamento do concreto, influenciando diretamente na capacidade resistente do conector.

Zapfe (2001)⁴, Heinemeyer (2011)⁵ e Kopp *et al.* (2018) propuseram uma formulação específica para o cálculo do cisalhamento do concreto que foi observado por eles com os conectores *Composite Dowels* aplicados em sistemas de vigas mistas.

⁴ ZAPFE, C. Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 2001.

⁵ HEINEMEYER, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Tese de Doutorado, RheinischWestfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011

$$q_{cn,sh} = kA_D\sqrt{f_{ck}}(1 + \rho_D)\left(1,2 - \frac{h_d}{180}\right) \quad (2.20)$$

onde:

$$\rho_D = \frac{E_r A_b}{E_{cm} A_D} \quad (2.21)$$

onde E_r é o módulo de elasticidade da armadura transversal; A_b é a área da armadura de reforço transversal inferior; E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto; a constante k leva em consideração o ajuste estatístico obtido pela correlação entre os planos de cisalhamento, a resistência a compressão e resistência ao cisalhamento do concreto, sendo o seu valor definido igual a 16,542 (Kopp *et al.*, 2018).

A área da seção transversal do *dowel* do concreto (A_D) e a altura do *dowel* de aço (h_d) foram definidas para os conectores conforme suas geometrias.

- Para os conectores *Puzzle-Shaped*:

$$A_D = 0,133e_x^2 \quad (2.22)$$

$$h_d = 0,267e_x \quad (2.23)$$

- Para os conectores *Clothoid-Shaped*:

$$A_D = 0,198e_x^2 \quad (2.24)$$

$$h_d = 0,400e_x \quad (2.25)$$

As equações referentes as variáveis A_D e h_d (Eq. 2.22, Eq. 2.23, Eq. 2.24 e Eq. 2.25) foram introduzidas na Equação 2.20. Reorganizando os termos dessa equação, obtém-se a Equação 2.26 apresentada na aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) e definida como a resistência da conexão ao cisalhamento do concreto, para cada trecho com comprimento e_x dos conectores *Composite Dowels*.

$$q_{cn,sh} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_D) \quad (2.26)$$

A partir dos termos reorganizados, verifica-se a introdução do fator η_D na Equação 2.26, sendo denominado como o fator de redução relacionado ao tipo de geometria do conector nos planos de cisalhamento. Para os conectores *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped*, este fator é dado pela Equação 2.27 e Equação 2.28, respectivamente.

$$\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400 \quad (2.27)$$

$$\eta_{D,CL} = 3 - e_x/180 \quad (2.28)$$

No estudo conduzido por Cardoso (2018) foram realizadas investigações teóricas para a definição do fator η_D relacionado a geometria do conector Crestbond, tendo sido obtidas três equações para determinação deste fator, nas seguintes aplicações: vigas mistas de edifícios sem armadura passante e baixo confinamento (Eq. 2.29); vigas mistas de edifícios com até duas barras de armaduras passantes e baixo confinamento (Eq. 2.30); e, vigas mistas de pontes, i.e., em situações com alta taxa de armadura e alto confinamento (Eq. 2.31).

O autor ressalta que a armadura propicia um confinamento nos *dowels* de concreto, podendo aumentar consideravelmente a capacidade da conexão mista caso a taxa de armadura seja elevada, com isso, justificando a proposição das equações para o cálculo de η_D nas três situações previamente destacadas. Essas equações estão apresentadas a seguir.

- *Nenhuma armadura passante e baixo confinamento:*

$$\eta_{D,CR} = 0,873 - e_x/400 \quad (2.29)$$

- *Armadura passante e baixo confinamento:*

$$\eta_{D,CR} = 1,176 - e_x/400 \quad (2.30)$$

- *Alto confinamento:*

$$\eta_{D,CR} = 2,507 - e_x/400 \quad (2.31)$$

Para o conector Crestbond, quando utilizado do modo intermitente, faz-se necessário considerar o acréscimo da capacidade resistente frontal do conector na Equação 2.26. Para tal, Cardoso (2018) baseou-se nos resultados experimentais de Veríssimo (2007) e propôs uma equação para determinar o acréscimo na capacidade resistente do conector, sendo aqui chamada pelo fator η_F , conforme a seguir.

$$\eta_F = -0,095f_c + 8,310 \quad (2.32)$$

Desse modo, nos casos em que se utiliza o conector Crestbond de modo intermitente, a capacidade resistente do conector ao cisalhamento ($q_{cn,sh}$) passa a ser diretamente proporcional ao fator η_F que deve ser introduzido na Equação 2.26. Por fim, com os valores de η_F e η_D definidos por Cardoso (2018), torna-se possível determinar a capacidade resistente do conector Crestbond a partir da falha por cisalhamento da laje de concreto, conforme a Equação 2.33.

$$q_{cn,sh} = \eta_F h_{sc} t_{sc} f_c + \eta_D e_x^2 \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_D) \quad (2.33)$$

2.6.2.4.2 Ruptura do concreto por *pry-out*

Classen e Herbrand (2015) e Classen *et al.* (2018) relatam que esse modo de falha ocorre, principalmente, na região de menor cobrimento do concreto, podendo ser na superfície superior ou inferior da laje de concreto.

Segundo os autores, a ruptura do concreto por *pry-out* surge na conexão devido ao efeito do confinamento local do concreto imediatamente à frente do *dowel* de aço, onde se desenvolve um estado multiaxial de tensões. Desse modo, em um estágio mais avançado de sollicitação, surge uma força de arrancamento perpendicular à força de cisalhamento aplicada (também conhecida como *blowout force*, termo em inglês) no concreto confinado em contato com a aresta do *dowel* de aço (Figura 2.23).

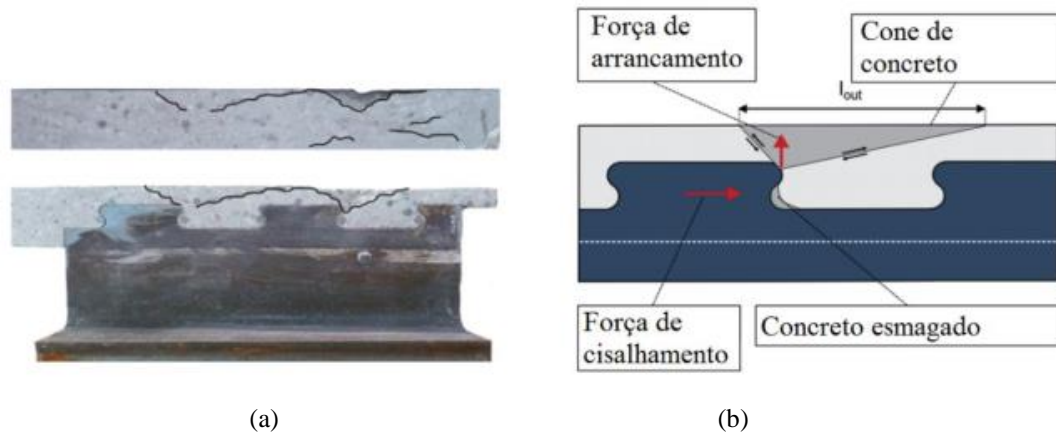


Figura 2.23 – Ruptura do concreto por *pry-out* em uma laje de espessura reduzida: (a) modelo ensaiado; (b) desenho esquemático. (Classen e Herbrand, 2015 e Cardoso, 2018)

A força de arrancamento (q_{po}) proporciona o surgimento de dois planos de deslizamento até as extremidades que se manifestam por meio de fissuras de tração no concreto, formando um cone de concreto com tendência a se separar da laje. Segundo Classen *et al.* (2018) a resistência a ruptura do concreto por *pry-out* pode ser expressa a partir da força de arrancamento (q_{po}) multiplicada pelo fator $1/\eta$, conforme apresenta-se na Equação 2.34.

$$q_{cn,po} = \frac{1}{\eta} q_{po} \quad (2.34)$$

O estudo realizado por Heinemeyer (2011) propôs uma equação para a avaliação da influência da resistência do concreto à compressão (f_c) na ruptura por *pry-out*, conforme a Equação 2.35.

$$\eta = 0,4 - 0,001f_c \quad (2.35)$$

Adicionalmente, as armaduras transversais de reforço exercem a função de restringir a formação do cone de concreto (Figura 2.21). A restrição proporcionada por essas armaduras no comprimento e_x , foi incorporada na Equação 2.34 pelo fator $\rho_{D,i}$, apresentado na Equação 2.36 e prescrito como a razão entre as resistências das armaduras e a resistência do concreto.

$$\rho_{D,i} = \frac{E_r A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}} \quad (2.36)$$

Introduzindo-se o fator $\rho_{D,i}$ na equação de resistência a ruptura do concreto por *pry-out* ($q_{cn,po}$), tem-se a Equação 2.37, apresentada a seguir.

$$q_{cn,po} = \frac{1}{\eta} (1 + \rho_{D,i}) q_{po} \rightarrow q_{cn,po} = \frac{1}{\eta} \left(1 + \frac{E_r A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}} \right) q_{po} \quad (2.37)$$

onde: $A_{D,i}$ é a área de concreto no passo e_x , definida como: $A_{D,i} = t_c e_x$; A_{sf} é a soma das áreas das armaduras transversais superiores e inferiores (Figura 2.21), i.e., $A_{sf} = A_t + A_b$.

Segundo Classen *et al.* (2018) a ruptura do concreto por *pry-out* é confirmada quando se inicia a fissuração na extremidade da superfície superior do cone de concreto, sinalizando que as tensões de tração foram excedidas no concreto na região da conexão.

Dessa forma, a força de arrancamento (q_{po}) também está associada à resistência do concreto à tração (f_{ct}) e à área da superfície de falha do cone (A_{scn}), respectivamente. A primeira, para ser correlacionada com a força de arrancamento do cone (q_{po}), os autores Fuchs *et al.* (1995) e Classen *et al.* (2018) introduziram um fator k_1 multiplicado pela raiz quadrada da resistência característica à compressão do concreto, chegando-se na Equação 2.38. A segunda, esses autores estabeleceram que a área da superfície de falha do cone do concreto pode ser definida em função da altura do cone h_{po} multiplicado pelo fator k_2 , resultando-se na Equação 2.39.

$$f_{ct} = k_1 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.38)$$

$$A_{scn} = k_2 h_{po}^2 \quad (2.39)$$

A altura do cone (h_{po}) é definida conforme apresentado na Equação 2.40. Adicionalmente Fuchs *et al.* (1995) introduzem a Equação 2.41 que leva em consideração a influência da geometria e da forma do concreto para a determinação da força de arrancamento (q_{po}).

$$h_{po} = \text{mín}(c_o + 0,07e_x; c_u + 0,13e_x) \quad (2.40)$$

$$\kappa = \frac{k_3}{\sqrt{h_{po}}} \rightarrow \kappa = k_3 \sqrt{h_{po}}^{-0,5} \quad (2.41)$$

Portanto, a força de arrancamento do cone (q_{po}) está diretamente relacionada a influência das variáveis apresentadas na Equação 2.38, Equação 2.39 e Equação 2.41. O produto dessas variáveis apresenta-se na Equação 2.42.

$$q_{po} = k_1 \sqrt{f_{ck}} k_2 h_{po}^2 k_3 \sqrt{h_{po}}^{-0,5} \quad (2.42)$$

Combinando-se os fatores multiplicadores (k_1 , k_2 e k_3), resulta-se na Equação 2.43. Por conseguinte, a força de arrancamento do cone (q_{po}) e a resistência a ruptura do concreto por *pry-out* ($q_{cn,po}$) são definidas pela Equação 2.44 e Equação 2.45, respectivamente.

$$k = k_1 k_2 k_3 \quad (2.43)$$

$$q_{po} = k_1 \sqrt{f_{ck}} k_2 h_{po}^2 k_3 \sqrt{h_{po}}^{-0,5} \rightarrow q_{po} = k \sqrt{f_{ck}} h_{po}^{1,5} \quad (2.44)$$

$$q_{cn,po} = \frac{k}{\eta} h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.45)$$

Para ser introduzida no modelo de cálculo da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) a Equação 2.45 teve de ser simplificada, de modo que o termo k foi ajustado por métodos estatísticos e o termo $1/\eta$ foi substituído pela Equação 2.35 para um concreto de classe C20/25, respectivamente. Após o ajuste, a razão k/η ficou igual a 90. Por fim, chegou-se na Equação 2.46, correspondente ao valor da resistência a ruptura do concreto por *pry-out* ($q_{cn,po}$), em um determinado trecho de comprimento e_x .

$$q_{cn,po} = 90 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.46)$$

É oportuno mencionar que Cardoso (2018) realizou um ajuste estatístico na Equação 2.45 para a avaliação da resistência à ruptura do concreto por *pry-out* em vigas mistas ($q_{cn,po}$) com conectores Crestbond. Os termos k e η obtidos pelo autor foram iguais a 33,42 e 0,37, respectivamente. Desse modo, o autor obteve a razão $k/\eta = 33,42/0,37 = 90,32$. Por fim, o

autor chegou na Equação 2.47, correspondente ao valor da resistência à ruptura do concreto por *pry-out* ($q_{cn,po}$), em um determinado trecho de comprimento e_x .

$$q_{cn,po} = 90,32h_{po}^{1,5}\sqrt{f_{ck}}(1 + \rho_{D,i}) \quad (2.47)$$

2.6.2.4.3 Falha do aço do conector

Fieldman *et al.* (2016) relatam que a falha do aço do conector pode ocorrer em chapas de pequenas espessuras constituídas por aço de baixa resistência mecânica. Este modo de falha é causado por um mecanismo combinado de flexão e cisalhamento, podendo ocasionar uma trinca horizontal na base do *dowel* de aço, conforme apresenta-se na Figura 2.24.

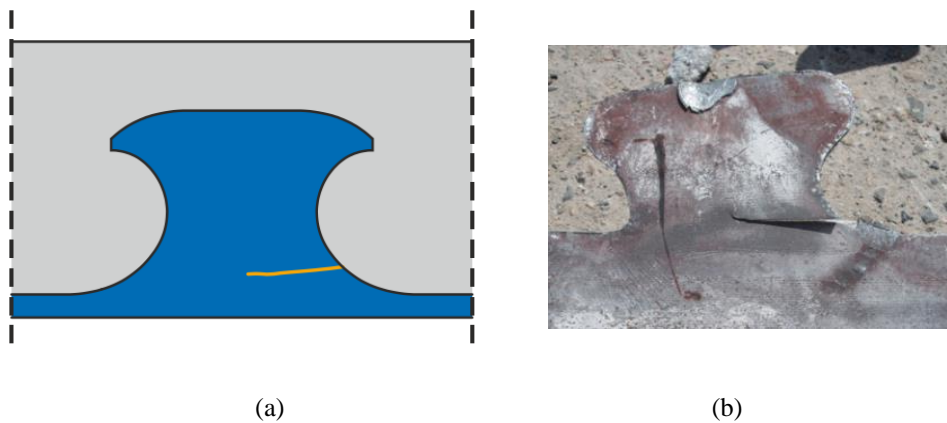


Figura 2.24 – Desenho esquemático representativo a falha por cisalhamento do aço do conector (Kopp *et al.*, 2018); (b) falha do aço de um conector *Puzzle-Shaped* (Lorenc *et al.*, 2014)

A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) prescreve que a falha do aço do conector para um trecho de comprimento e_x é governada pela Equação 2.48. Menciona-se que $\eta_s = 0,25$ é um fator específico aos parâmetros geométricos dos conectores de geometria aberta *Puzzle-Shaped* e *Clothoid-Shaped*.

$$q_{cn,st} = \eta_s e_x t_{sc} f_y \rightarrow q_{cn,st} = 0,25 e_x t_{sc} f_y \quad (2.48)$$

onde t_{sc} é a espessura da chapa do conector.

No estudo de Cardoso (2018) foi observado o mesmo padrão de falha no *dowel* de aço dos conectores Crestbond quando utilizados nos pilares mistos de seções compactas. Em virtude disso, o autor tomou por base a Equação 2.48 e introduziu na mesma um fator de correção denominado como η_P . Esse fator leva em consideração o grau de restrição lateral proporcionado pelo tubo de aço e está diretamente relacionado ao grau de confinamento ξ no pilar misto de seção circular compacta (Equação 2.49). Contudo, nos pilares mistos de seções quadradas e retangulares o fator η_P , de modo conservador, foi tomado igual a unidade, ver Equação 2.50.

- *Para seções circulares:*

$$\eta_P = \alpha_P \xi^{\left(\frac{8}{90}\right)} \quad (2.49)$$

onde: α_P é o fator que avalia a influência no atrito interface conector-concreto, igual a 1,444 e 1,198, para os casos em que há atrito na interface desses materiais e para os casos em que não há atrito na interface desses materiais, respectivamente.

- *Para seções quadradas e retangulares:*

$$\eta_P = 1 \quad (2.50)$$

Por fim, a resistência $q_{cn,st}$ foi ajustada para os pilares mistos de seções compactas, conforme apresenta-se na Equação 2.51.

$$q_{cn,st} = \eta_s \eta_P e_x t_{sc} f_y \rightarrow q_{cn,st} = 0,25 \eta_P e_x t_{sc} f_y \quad (2.51)$$

onde $e_x = 2,155D$ para o conector Crestbond.

2.7 Ensaios de Conectores de Cisalhamento

O ensaio de cisalhamento padrão, internacionalmente conhecido como ensaio *push-test* está prescrito na norma europeia EN 1994-1-1:2004. Este ensaio é composto por um perfil I conectado a duas lajes de concreto com dimensões iguais de 650x600x150 mm que, por sua vez, são apoiadas na parte inferior e a força é aplicada no perfil de aço na parte superior, conforme ilustrado na Figura 2.25.

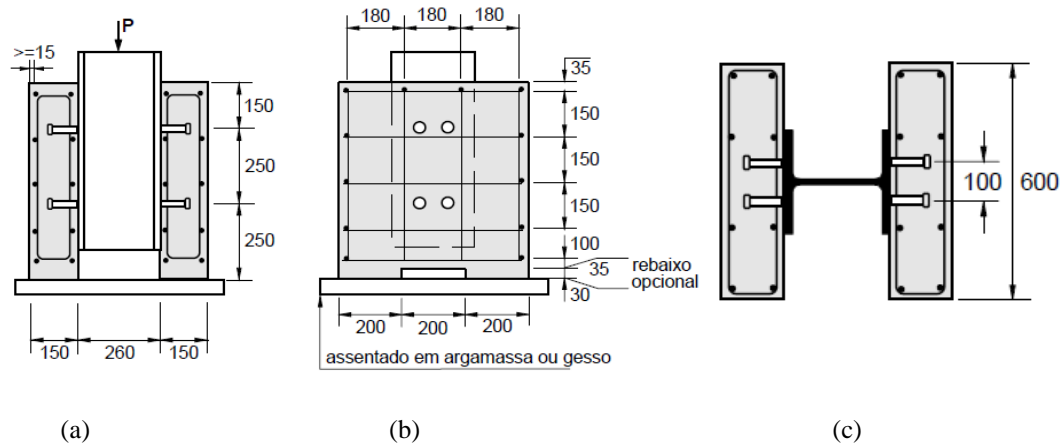


Figura 2.25 – *Push-test*: (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior (EN 1994-1-1:2004)

No caso dos conectores em formato de chapa, a geometria e as condições de contorno do ensaio *push-test* destinam-se à avaliação do comportamento dos conectores contínuos em vigas mistas convencionais. Neste caso, como os conectores são contínuos, não se avalia a parcela de resistência frontal que o conector é capaz de resistir.

Adicionalmente, a norma EN 1994-1-1:2004 prescreve que ensaios de cisalhamento específicos podem ser utilizados em elementos mistos com outras configurações, desde que a configuração desses ensaios seja capaz de fornecer uma representação adequada das condições de solicitação dos conectores. No subitem 2.7.1, a seguir, apresenta-se alguns ensaios de cisalhamento alternativos encontrados na literatura.

2.7.1 Ensaios de cisalhamento específicos

Com o objetivo de oferecer uma melhor representação das condições de utilização dos conectores, de modo a reduzir as diferenças de comportamento entre o ensaio *push-test* e a estrutural real, diversos pesquisadores propuseram ensaios de cisalhamento alternativos, conforme apresentado a seguir.

2.7.1.1.1 Específicos para Vigas Mistas

Com o objetivo de analisar apenas a capacidade resistente de um único *dowel* de concreto nos conectores de geometria *Clothoid-Shaped*, os autores Classen e Gallweoszus (2016) propuseram um dispositivo de ensaio de cisalhamento alternativo e assimétrico, denominado como SPOT (*single push-out test*), apresentado na Figura 2.26.

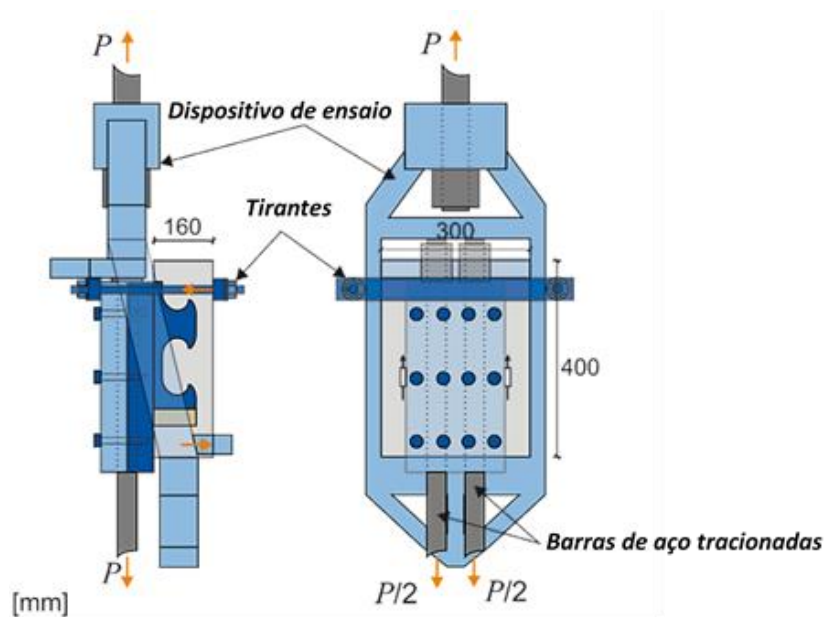


Figura 2.26 – Dispositivo de ensaio SPOT (Classen e Gallweoszus, 2016)

Para o dispositivo de ensaio SPOT, a carga foi aplicada na direção longitudinal, de modo que os esforços de cisalhamento foram transferidos ao conector de cisalhamento. Por ser um ensaio assimétrico, no topo o giro do conector estava impedido por dois tirantes situados na parte superior e, na base, havia uma restrição imediatamente a frente da laje de concreto, eliminando possíveis interferências de excentricidade.

Classen *et al.* (2018) analisaram o comportamento estrutural dos conectores *Puzzle-Shaped* submetidos a esforços combinados de cisalhamento e tração, visto que nas vigas mistas esses conectores de cisalhamento não estão submetidos exclusiva e isoladamente ao cisalhamento ou a tração, mas sim à combinação de ambos os esforços (Figura 2.27). Para tal, os autores propuseram um dispositivo de ensaio de cisalhamento no qual os testes foram realizados com conectores variando conforme uma condição angular de aplicação da força definida pelos autores (Figura 2.28).



Figura 2.27 – Viga mista com conector *Composite Dowel* no mecanismo combinado de cisalhamento e flexão (Classen *et al.*, 2018)

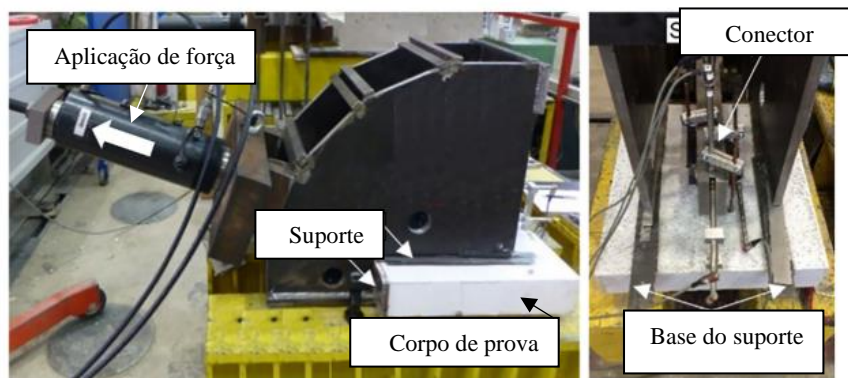
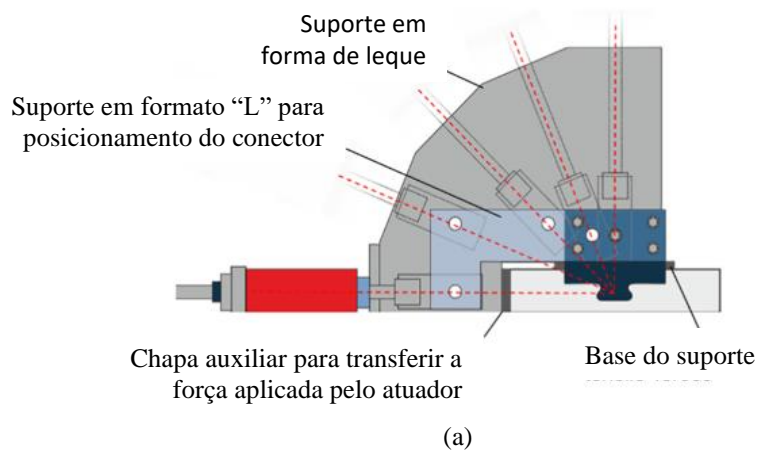


Figura 2.28 – Dispositivo de ensaio de proposto para sollicitação dos conectores nos esforços de cisalhamento e tração nos conectores *Composite Dowels* (Classen *et al.*, 2018)

O dispositivo de ensaio assimétrico proposto na Figura 2.28 possibilitou aos autores a solicitação de esforços combinados nos conectores, entre o cisalhamento e tração. Observa-se que o dispositivo permitia cinco possíveis direções angulares de aplicação de carga nos conectores, variando entre 0° e 90° para o cisalhamento puro e tração pura, respectivamente.

2.7.1.1.2 Específicos para Pilares Mistos

Cardoso *et al.* (2016) propuseram um ensaio de cisalhamento para a caracterização do comportamento dos conectores Crestbond aplicados em pilar misto de seção compacta. A configuração do ensaio proposta está apresentada na Figura 2.29.

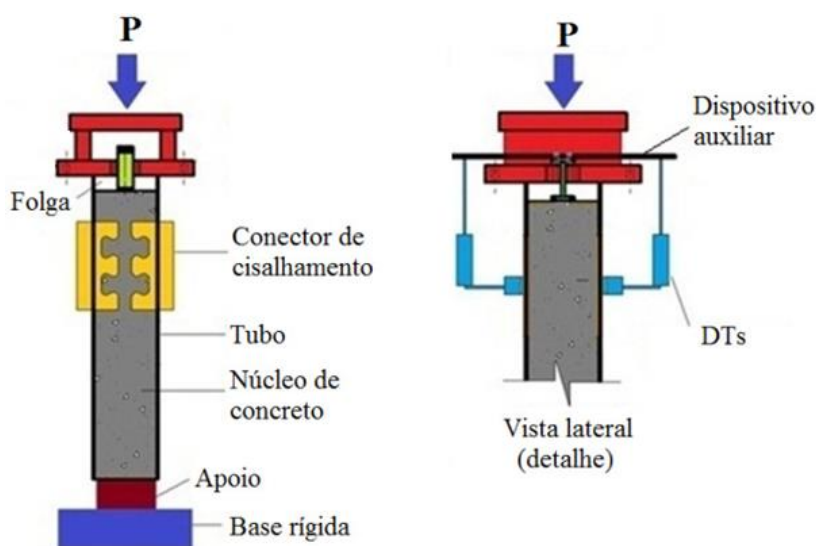


Figura 2.29 – Ensaio de cisalhamento proposto para os conectores Crestbond aplicados a PMPC de seção compacta (Cardoso *et al.*, 2016)

Observa-se na Figura 2.29 que a extremidade superior do tubo de aço era responsável por receber a aplicação da força centrada de compressão e na base somente o núcleo de concreto era apoiado. Com a aplicação do carregamento tinha-se o ensaio de cisalhamento na interface do aço e concreto, proporcionando o acionamento dos conectores. Com a intensificação do carregamento, o tubo de aço começava a se deslizar em relação ao núcleo de concreto e o deslizamento relativo era aferido pelos transdutores de deslocamento (DTs).

Para minimização do atrito, a superfície interna do tubo de aço deve ser pintada, com uma posterior aplicação de cera desmoldante. Ao final do ensaio, tinha-se as curvas de força aplicada *versus* deslizamento relativo do aço em relação ao concreto.

Santos *et al.* (2017) utilizaram a configuração de ensaio proposta por Cardoso *et al.* (2016), porém aplicada para a caracterização dos conectores parafusos como dispositivos de transferência de forças nos PMPC de seção compacta, conforme apresenta-se na Figura 2.30.

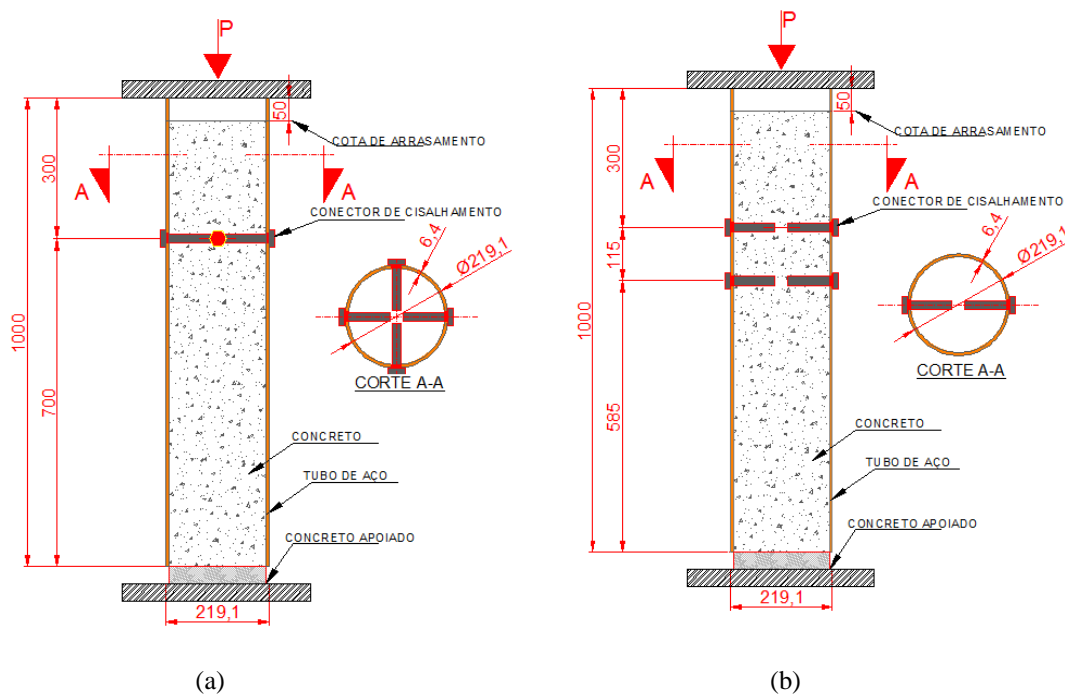


Figura 2.30 – Ensaio de cisalhamento aplicado aos conectores parafusos em PMPC: (a) conectores parafusos instalados em um nível; (b) conectores parafusos instalados em dois níveis. (Santos *et al.*, 2017)

Na análise experimental de Santos *et al.* (2017), os PMPC possuíam altura de 1000 mm com duas configurações de posicionamento dos conectores. Na primeira, os conectores foram instalados em apenas um nível, posicionados na altura de 700 mm e, na segunda, os conectores foram instalados em dois níveis, posicionados na altura de 585 mm e 700 mm.

Xavier *et al.* (2019) também realizaram ensaios de cisalhamento em PMPC com conectores parafusos, porém a configuração de ensaio preconizava no topo, o carregamento diretamente no núcleo de concreto e, na base, o tubo de aço estava apoiado. A altura dos modelos era igual a 500 mm, e os conectores estavam situados a meia altura (Figura 2.31).

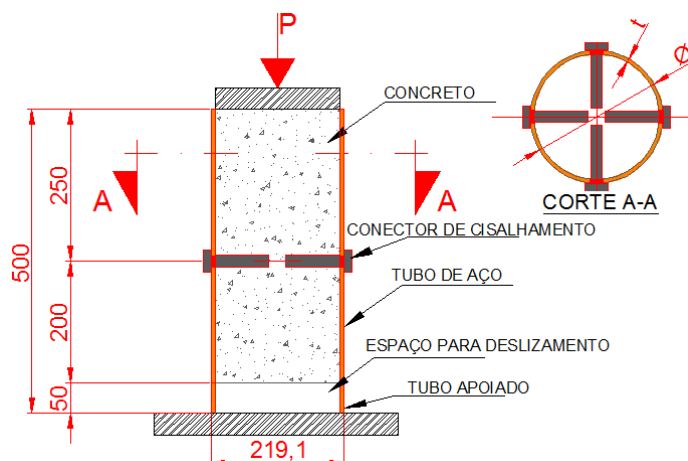


Figura 2.31 – Ensaio de cisalhamento aplicado aos conectores parafusos instalados a meia altura dos PMPC. Adaptado de Xavier *et al.* (2019)

2.8 Transferência de Forças em Pilares Mistos

De acordo a norma ABNT NBR 8800:2008 as regiões de introdução de forças são aquelas onde ocorrem variações localizadas de esforços solicitantes, ou aquelas onde há interrupção da armadura longitudinal, como em emendas de pilar ou em bases.

Na região de introdução de forças, as variações localizadas de esforços solicitantes nos Pilares Mistos Preenchidos com Concreto (PMPC) proporcionam um fluxo de cisalhamento adicional em um comprimento ao longo do seu eixo longitudinal, denominado comprimento de introdução de forças. Pelas normas EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008 esse comprimento é definido igual à duas vezes a menor dimensão da seção transversal do pilar misto ou um terço da distância entre os pontos de introdução de forças, o que for menor. Contudo, a norma ANSI AISC 360-16 preceitua que o comprimento de introdução de forças deve ser igual à duas vezes a menor dimensão do pilar misto.

A norma ANSI AISC 360-16 afirma que o comprimento de introdução de forças pode ser considerado abaixo e acima do ponto de trabalho do carregamento imposto ao pilar misto (Figura 2.32), enquanto as normas EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008 não deixam claro se o comprimento de introdução de forças deve ser acima ou abaixo do ponto de trabalho. Contudo, o *BC4-Design Guide* (2015) da norma europeia afirma que o comprimento de introdução de forças deve ser considerado abaixo do ponto de trabalho.

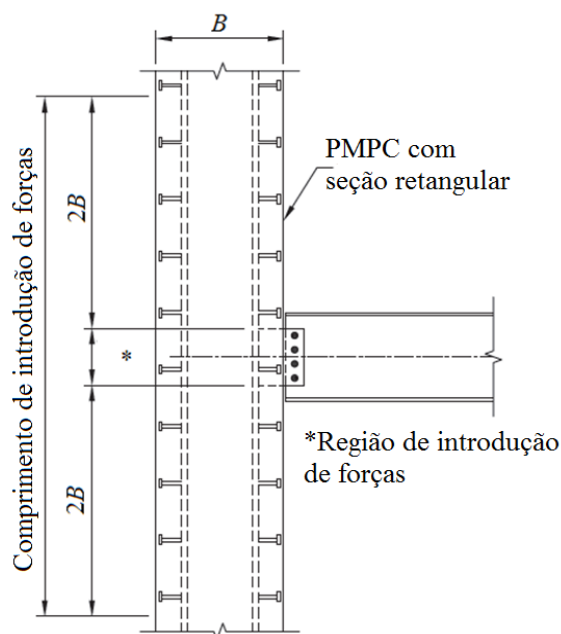


Figura 2.32 – Comprimento de introdução de forças (ANSI AISI 360-16)

Pela norma ABNT NBR 8800:2008 os conectores de cisalhamento devem ser utilizados no comprimento de introdução de forças quando a tensão de cisalhamento solicitante τ_{sd} na interface entre o aço e o concreto superar os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{rd} .

As normas EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008 prescrevem que os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{rd} são iguais a $\tau_{rd} = 0,55$ MPa e $\tau_{rd} = 0,40$ MPa para os PMPC de seções circulares e retangulares, respectivamente.

A norma ANSI AISI 360-16 assume o valor de $\tau_{rd} = 0,40$ MPa, para as seções circulares, quadradas e retangulares. A norma europeia e o *BC4-Design Guide* (2015) apresentam uma alternativa de ligação que permite que a força aplicada seja parcialmente introduzida no núcleo de concreto (Figura 2.33).

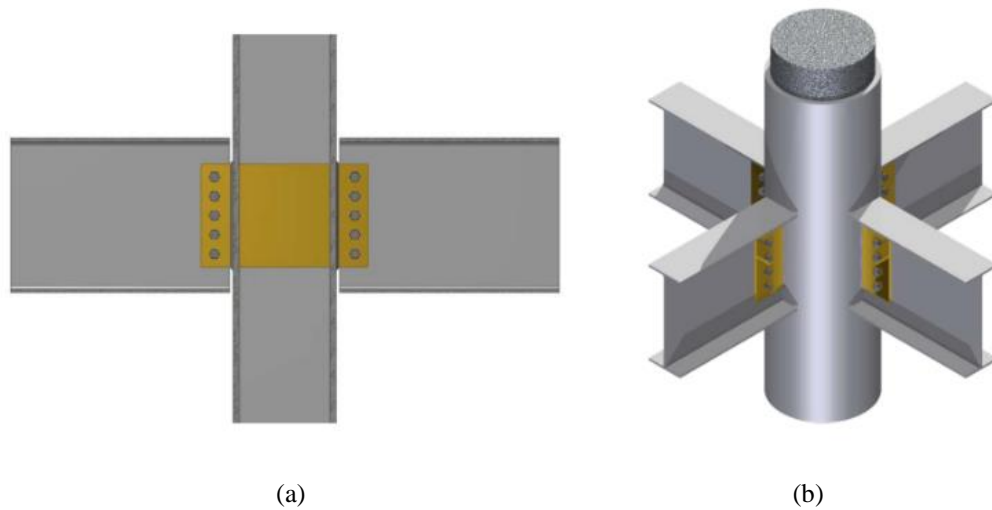
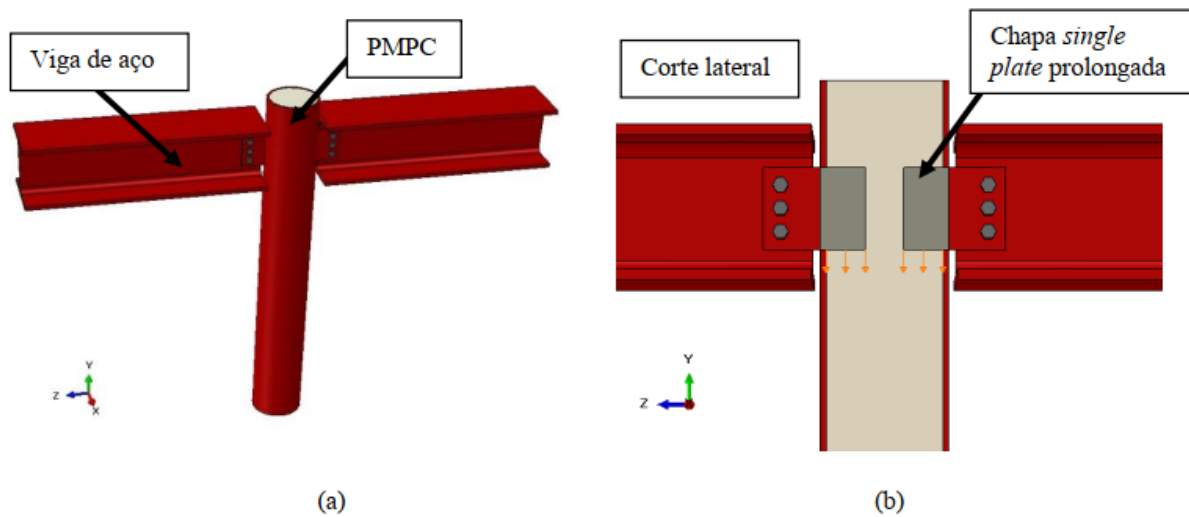


Figura 2.33 – Exemplo de ligação flexível com o núcleo de concreto do PMPC parcialmente carregado: (a) corte lateral; (b) vista tridimensional. (BC4-Design Guide, 2015)

O núcleo de concreto é parcialmente carregado pela chapa de ligação *single plate* prolongada para o interior do pilar misto. Esse prolongamento pode ser completo, atravessando todo o núcleo de concreto, conforme visto na Figura 2.33, e também pode ser parcial no núcleo de concreto, conforme apresenta-se na Figura 2.34.



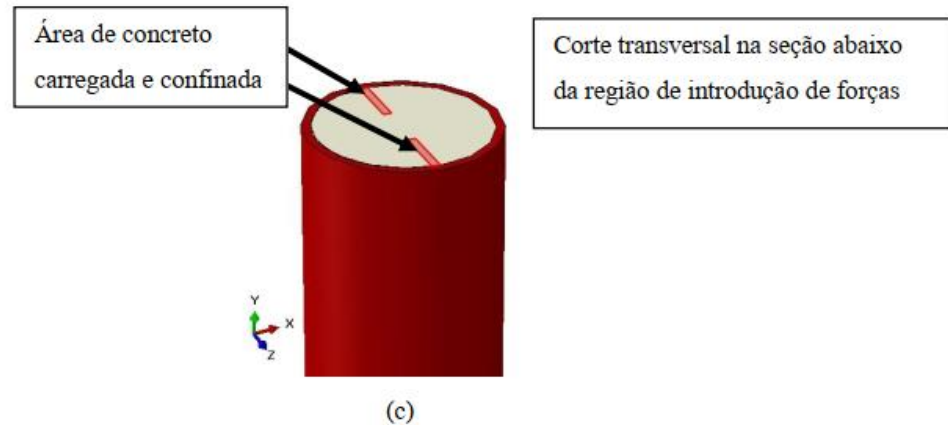


Figura 2.34 – Introdução de forças em PMPC por meio do prolongamento de chapas de ligação *single plate*: (a) Ligações entre vigas de aço e o PMPC; (b) corte lateral; (c) corte transversal abaixo das chapas *single plate* prolongadas. (Cardoso, 2018)

A chapa de ligação embutida apoia-se internamente no núcleo de concreto, de modo que as tensões de contato logo abaixo dessa chapa podem atingir valores muito altos, devido ao confinamento global proporcionado pelo tubo de aço e o confinamento local proporcionado pela área de concreto não-carregada que restringe a expansão da área de concreto carregada sob a chapa.

A Equação 2.52, prescrita na norma europeia EN 1994-1-1:2004, pode ser utilizada para o cálculo da resistência à compressão do concreto confinado numa região parcialmente carregada pela chapa de ligação na seção transversal do pilar misto.

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + n_{cL} \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (2.52)$$

onde n_{cL} é o fator de confinamento, para seções quadradas $n_{cL} = 3,5$ e para seções circulares $n_{cL} = 4,9$; A_1 é a área de concreto carregada pela chapa de ligação; A_c é a área da seção transversal do núcleo de concreto; a razão $\frac{A_c}{A_1}$ deve ser ≤ 20 .

3

METODOLOGIA EXPERIMENTAL

3.1 Generalidades

Nesta seção descreve a metodologia aplicada à etapa de análise experimental deste estudo. O capítulo é dividido em duas partes. Na primeira parte, apresenta-se o programa experimental proposto, onde descrevem-se as características geométricas e mecânicas dos modelos, suas etapas de ensaios, a configuração do ensaio de cisalhamento utilizada, os procedimentos de execução e a instrumentação utilizada nos ensaios dos modelos experimentais. Na segunda parte, é realizado um estudo analítico para a previsão das falhas dos modelos, onde são explorados os modelos de cálculo e os ajustes aplicados às suas formulações de cálculo para, ao final, estimar a capacidade resistente e as possíveis falhas que podem ocorrer nos conectores dos modelos experimentais.

3.2 Programa Experimental

O programa experimental foi constituído de dez modelos. Os modelos A, B, C, D, E, G e H foram referentes aos pilares mistos de seções esbeltas, e o modelo F foi referente ao pilar de concreto. Este último, foi proposto para uma condição extrema de espessura mínima do perfil tubular esbelto.

Na Tabela 3-1 estão descritos os modelos analisados neste estudo. Os ensaios foram realizados em duas etapas, a primeira foi para os modelos com uma ligação utilizando o conector Crestbond (A, B, C, D, E e F) e a segunda para os modelos com duas ligações utilizando os conectores *Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped* (G e H, respectivamente). Os valores dos parâmetros de esbeltez local foram obtidos a partir das propriedades mecânicas do aço apresentados na Tabela 3-2, sendo esses valores iguais a: $\lambda_p = 120$; $\lambda_r = 152$; e $\lambda_{máx} = 248$.



Tabela 3-1 – Programa Experimental

<i>Modelos</i>	<i>Seção</i>	<i>Qtde (un)</i>	<i>Classificação</i>	<i>Dimensões (mm)</i>	<i>Aço do tubo</i>	<i>Altura (mm)</i>	λ^*	<i>Conector</i>	<i>Aço do conector</i>	<i>Configuração do Conector</i>	<i>Armadura</i>
A	Circular	1	Esbelto	380x1,50	SAE J403 1010	750	253	Crestbond	ASTM A1018	1D+F	CA-50**
B	Circular	1	Esbelto	230x1,50	SAE J403 1010	750	153	Crestbond	ASTM A1018	2D+E+EPS	Não
C	Circular	1	Esbelto	230x1,50	SAE J403 1010	750	153	Crestbond	ASTM A1018	2D+ISO	Não
D	Circular	1	Esbelto	230x1,50	SAE J403 1010	750	153	Crestbond	ASTM A1018	1D+ISO	Não
E	Circular	1	Esbelto	230x1,50	SAE J403 1010	750	153	Crestbond	ASTM A1018	1D+F	Não
F	Circular	1	Concreto	$\phi 290$	-	750	-	Crestbond	ASTM A1018	1D+F	CA-50**
G	Circular	2	Esbelto	230x1,50	SAE J403 1010	750	153	Clothoid	ASTM A1018	2D	Não
H	Circular	2	Esbelto	230x1,50	SAE J403 1010	750	153	Puzzle	ASTM A1018	2D	Não

λ^* : Índice de esbeltez da seção transversal do pilar misto;

CA-50**: Vide Apêndice A (correspondente ao projeto de armaduras dos respectivos modelos);

Legenda:

D: Dente(s) (*dowels*) interno(s) de concreto no conector; E: Conector Crestbond com chapa estendida; F: Dente (*dowel*) de concreto frontal do conector;

EPS: Isolamento do dente de concreto frontal do conector por um material de rigidez desprezável, neste caso, EPS.

O conector Crestbond utilizado nos modelos seguiu o padrão geométrico CR56b-R12 proposto por Verissimo (2007). Essa configuração geométrica foi utilizada nos conectores de dois ou três *dowels* de aço, conforme apresenta-se na Figura 3.1a e Figura 3.1b, respectivamente. Na segunda etapa de ensaios, foram utilizados os conectores *Clothoid-Shaped* e *Puzzle-Shaped* que seguiram o padrão geométrico apresentado na Figura 3.1c e Figura 3.1d, respectivamente.

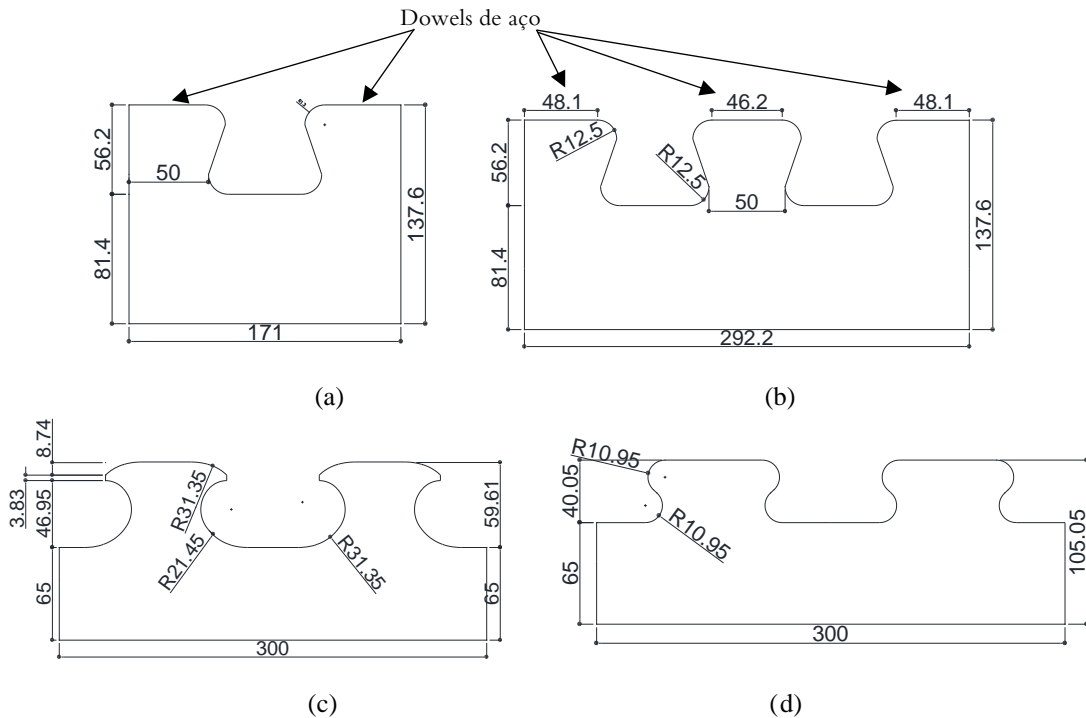


Figura 3.1 – Configuração geométrica dos conectores: (a) CR1 utilizado nos modelos A, D, E e F; (b) CR2 utilizado nos modelos B e C; (c) PZ2 utilizado no modelo G; (d) CL2 utilizado no modelo H.

A confecção das chapas dos conectores foi realizada através de uma máquina fresadora denominada como centro de usinagem vertical (CUV). Na direção do eixo Z, ao longo da espessura da chapa de aço, a profundidade do corte foi determinada pelo avanço do dente de aço da fresadora, e nas direções planares (eixos X e Y) a geometria era determinada pelo corte da fresadora sobre a chapa do conector apoiado sobre a mesa. Ao final, obtinha-se a chapa do conector conforme a geometria de projeto, porém, com algumas ranhuras na superfície do corte, sendo que cada ranhura estava relacionada à profundidade de avanço do corte.

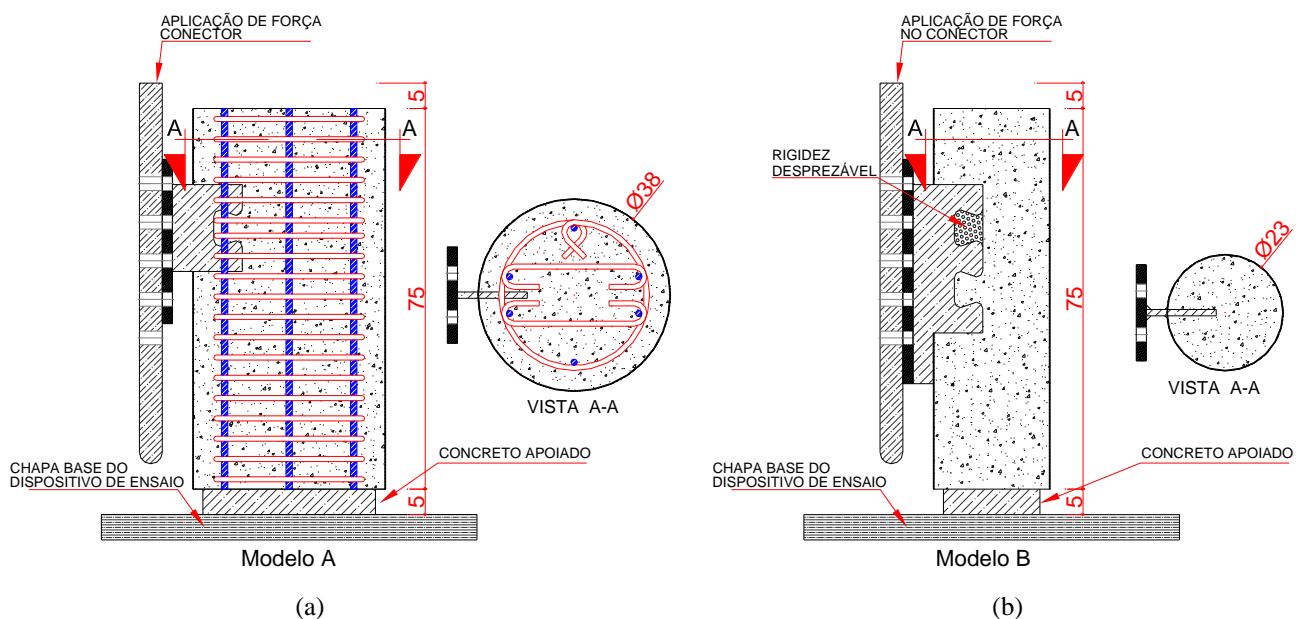
Todos os modelos de pilares possuíam altura de 750 mm com uma cota de arrasamento de 50 mm entre a extremidade inferior do núcleo de concreto com a chapa-base do dispositivo de ensaio de cisalhamento (Figura 3.2). Segundo a configuração de ensaio idealizada, o núcleo de concreto foi apoiado e o tubo de aço permaneceu livre para se deslocar em relação ao concreto.

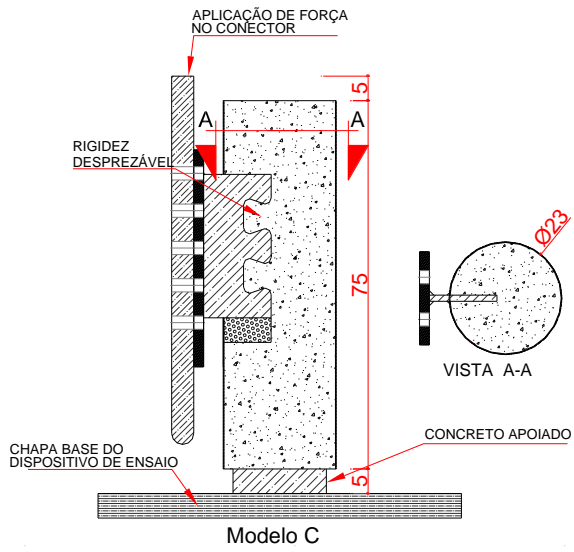
Os modelos A e F foram confeccionados com o uso de armaduras de reforço no concreto (Figura 3.2a e Figura 3.2f, respectivamente). Menciona-se que o uso destas armaduras pode contribuir para uma possível elevação da capacidade resistente do conector, conforme o grau de confinamento local.

Observa que o conector do modelo B apresenta um prolongamento de sua chapa externa na região logo abaixo do dente de aço inferior (Figura 3.2b). Deste modo, possível avaliar a influência do prolongamento da chapa no que tange a um possível aumento da capacidade resistente do conector, visto que esse prolongamento pode restringir a flambagem local externa do tubo de aço na região abaixo do conector.

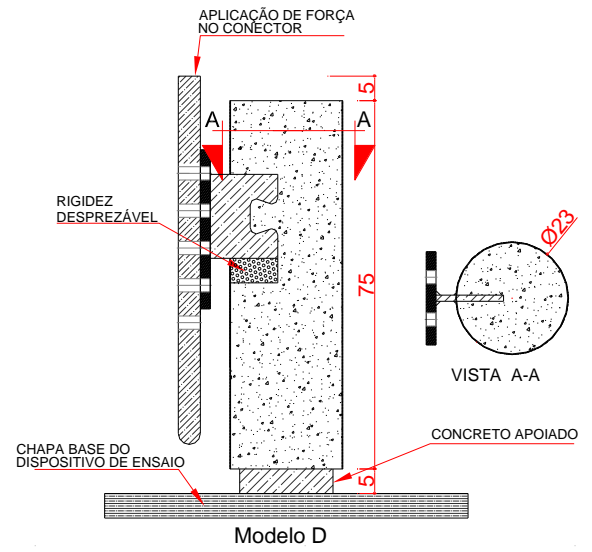
Os modelos experimentais D e E foram projetados com a mesma configuração geométrica. Entretanto, a diferenciação entre eles está em uma parcela de EPS que foi posicionada logo abaixo do conector do modelo D (Figura 3.2d). Este artifício possibilita analisar a influência da parcela frontal de resistência do *dowel* de aço durante o ensaio.

Para uma melhor caracterização da força transferida pelo conector, aplicou-se pintura e cera desmoldante na superfície interna dos perfis tubulares, minimizando, assim, a influência da aderência natural e do atrito na interface dos materiais.

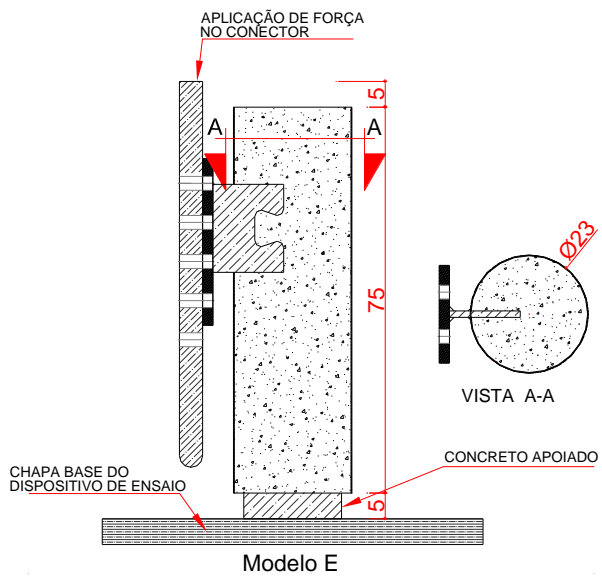




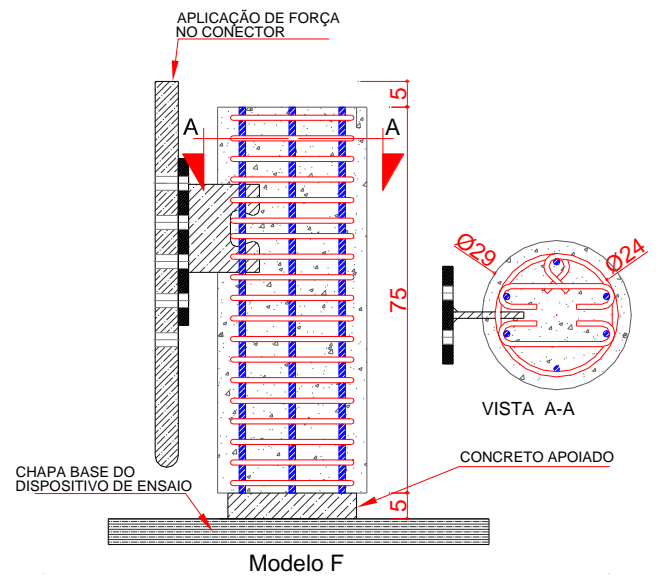
(c)



(d)



(e)



(f)

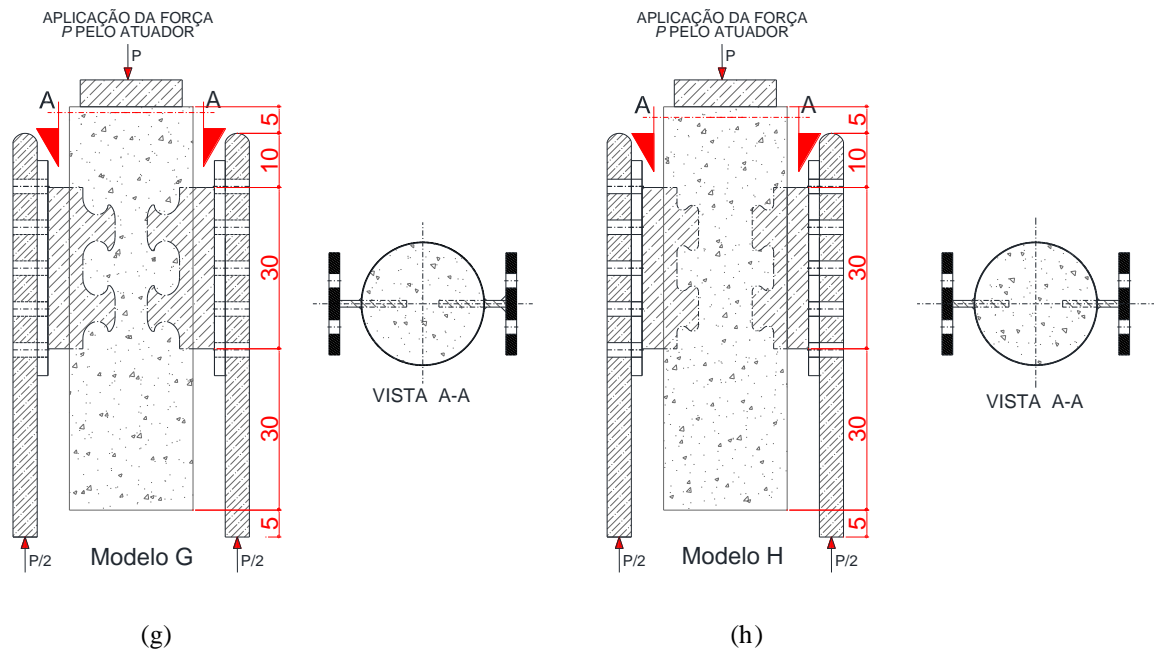


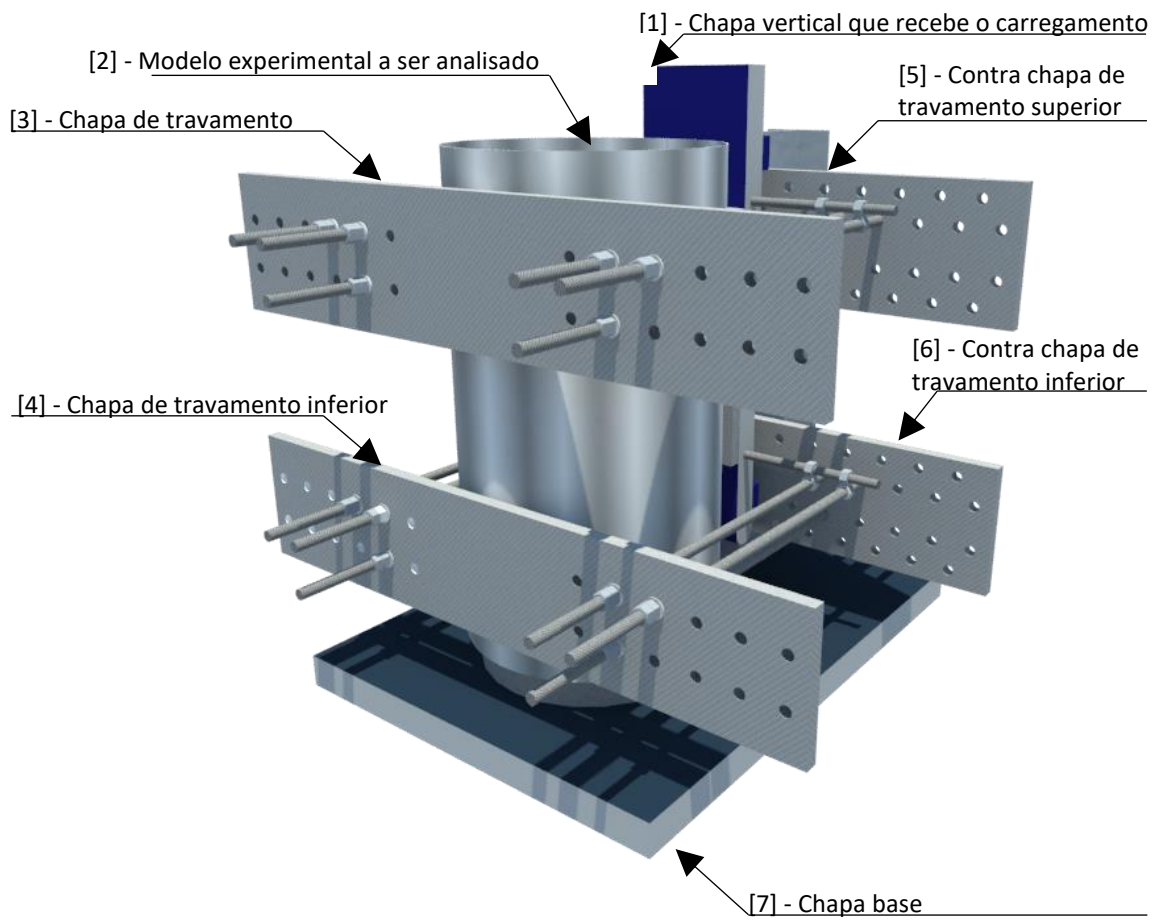
Figura 3.2 – Modelos experimentais analisados neste trabalho (dimensões em cm)

3.2.1 Desenvolvimento de um novo dispositivo de ensaio de cisalhamento

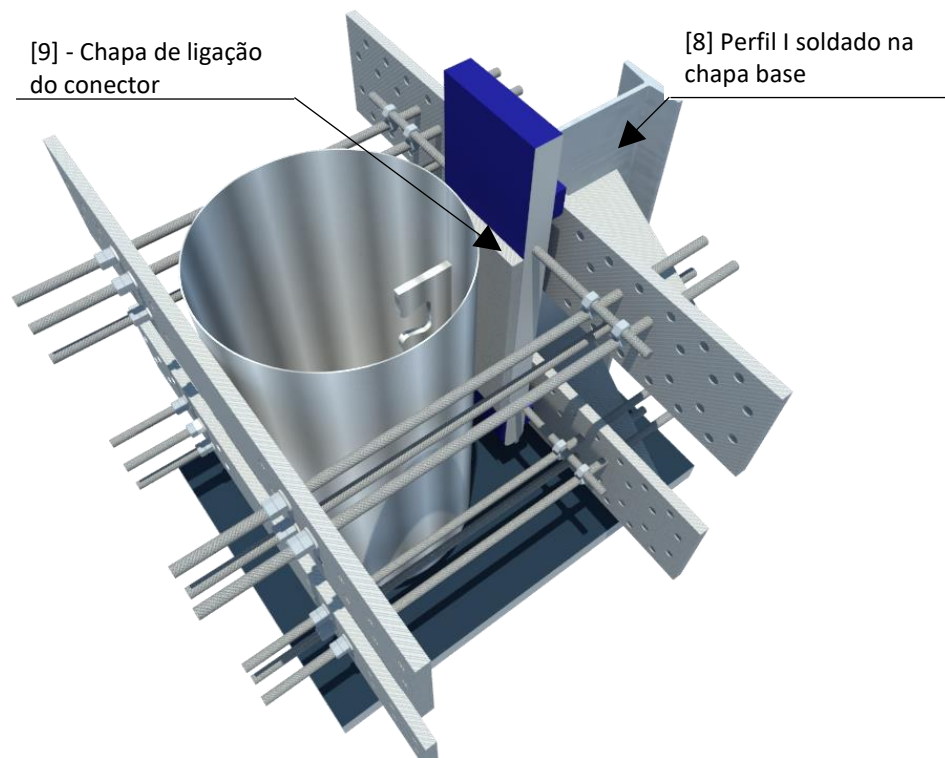
Conforme mencionado no subitem 2.7, o ensaio de cisalhamento padrão – *push-test* – é composto por um perfil I conectado a duas lajes de concreto. Essas lajes são apoiadas na parte inferior e o carregamento é aplicado no perfil de aço na parte superior. Contudo, esse ensaio é recomendado para a avaliação do comportamento dos conectores em vigas mistas.

O dispositivo de ensaio de cisalhamento proposto neste estudo visa oferecer uma melhor representação das condições de utilização dos conectores em chapa, reduzindo as diferenças de comportamento entre o ensaio de cisalhamento e a estrutural real, especialmente quando o carregamento é excêntrico, ou seja, tem-se apenas uma ligação da viga com o pilar. Na literatura, diversos pesquisadores propuseram ensaios de cisalhamento alternativos consoantes ao objetivo de suas pesquisas, ver subitem 2.7.1.

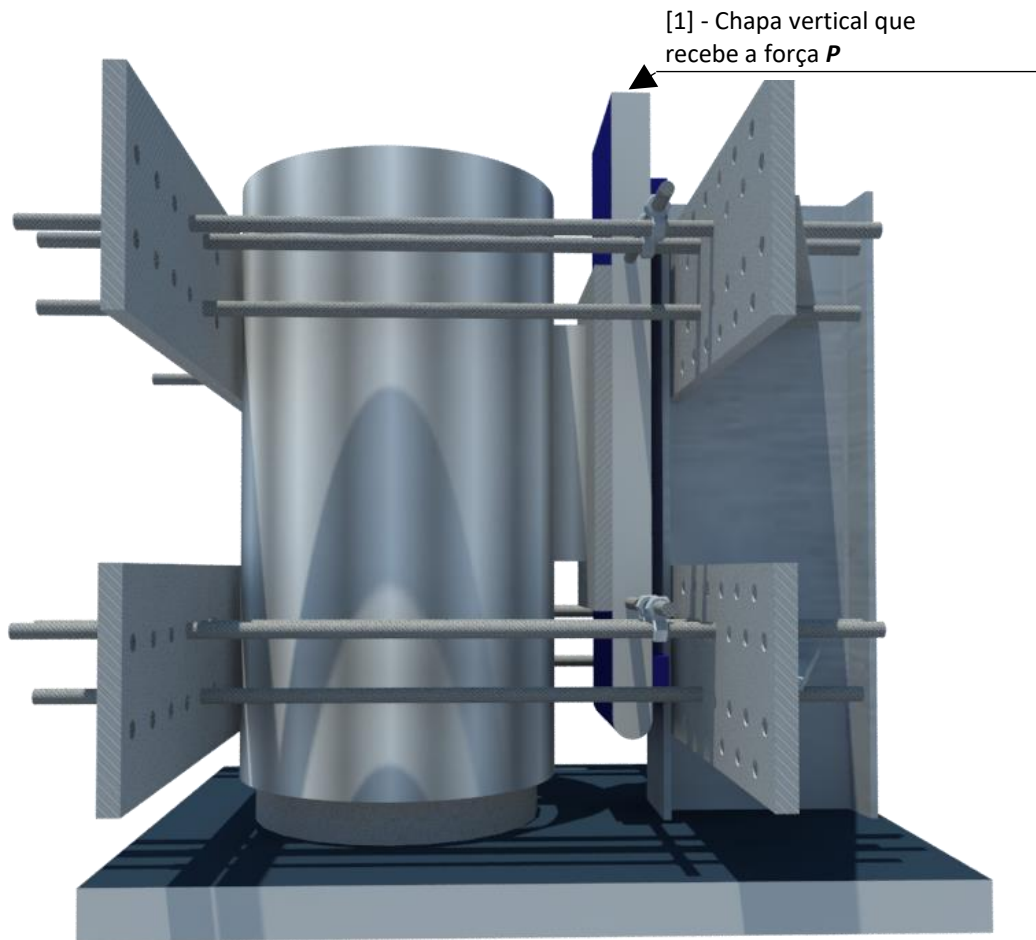
A Figura 3.3 apresenta a configuração final do dispositivo de ensaio de cisalhamento proposto. Para uma melhor visualização, adicionalmente estão ilustrados o perfil tubular sem o preenchimento de concreto e a chapa do conector Crestbond já posicionada no sentido de aplicação da força. O projeto do dispositivo de ensaio de cisalhamento encontra-se disponível no Apêndice C. Para facilitar a descrição das peças do dispositivo apresenta-se em cada uma das peças, o seu respectivo número de identificação.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.3 – Dispositivo de ensaio de cisalhamento proposto: (a) ilustração em perspectiva; (b) ilustração em perspectiva mais acentuada; (c) ilustração lateral esquerda.

Nota-se na Figura 3.3 que a configuração de ensaio proposta é muito simples: o dispositivo de ensaio consiste em uma chapa base (peça 7) com um perfil I soldado verticalmente na extremidade da chapa (peça 8), e na outra extremidade da chapa posiciona-se o elemento estrutural que possua uma conexão de cisalhamento a ser avaliada.

Entre o modelo experimental a ser analisado e o perfil I, tem-se uma chapa nivelada verticalmente (peça 1). Essa peça foi projetada para ser ajustada na chapa de ligação do conector (peça 9). Esse ajuste é realizado por meio de parafusos que asseguram o acoplamento das peças. Assim, a chapa vertical (peça 1) recebe a força incrementada pelo atuador e transfere essa força para a ligação da conexão que, no caso deste estudo, são os conectores Crestbond instalados nos pilares.

Mesmo com a possibilidade de o dispositivo de ensaio ser simétrico, reforça-se que uma das características principais do dispositivo proposto é a ausência de simetria na condição de ensaio, visto que o ensaio assimétrico possibilita analisar somente uma ligação, dispensando a realização de uma ligação diametralmente oposta. Por conseguinte, a assimetria do ensaio oferece a vantagem da redução de material nos modelos experimentais, economizando no aço referente aos conectores, parafusos e chapas de ligação. A assimetria do ensaio também facilita a execução do ensaio de cisalhamento nos casos de vigas mistas.

No entanto, tendo em vista a possibilidade de giro do modelo e da conexão, foram utilizados tirantes nas chapas de travamento (Figura 3.3 e Figura 3.4). O posicionamento dos tirantes foi estabelecido em locais apropriados para restringir o giro do conjunto de ensaio e da chapa de ligação do conector (peça 9) acoplada à chapa nivelada verticalmente (peça 1) que recebia o carregamento do atuador. A Figura 3.4 apresenta o dispositivo de ensaio de cisalhamento pré-montado após a fabricação.

No presente estudo, o dispositivo de ensaio foi proposto para se analisar os modelos assimétricos (modelos A até o F). Por outro lado, os modelos G e H que eram simétricos não foram analisados no dispositivo de ensaio. A instrumentação detalhada do ensaio apresenta-se no subitem 3.1.2, a seguir.

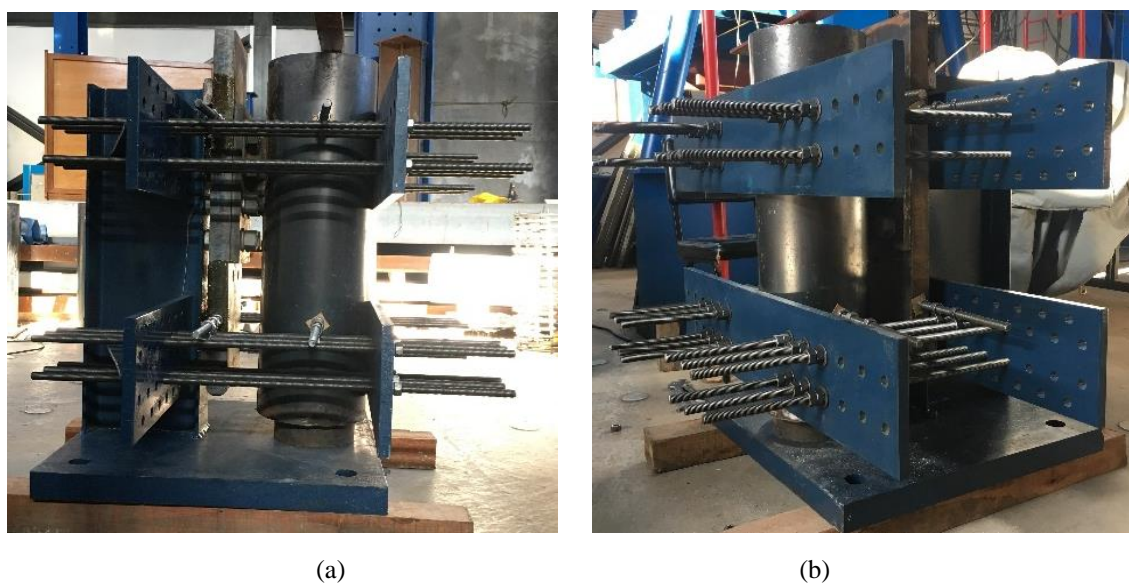


Figura 3.4 – Pré-montagem do dispositivo de ensaio de cisalhamento

3.2.2 Instrumentação e execução do ensaio de cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento do programa experimental foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEEs) da Escola de Engenharia da UFMG. Para realização do ensaio, utilizou-se um atuador de carga com capacidade de carga máxima igual a 1500kN. A Figura 3.5 ilustra o pórtico de reação com o atuador para os ensaios assimétricos.

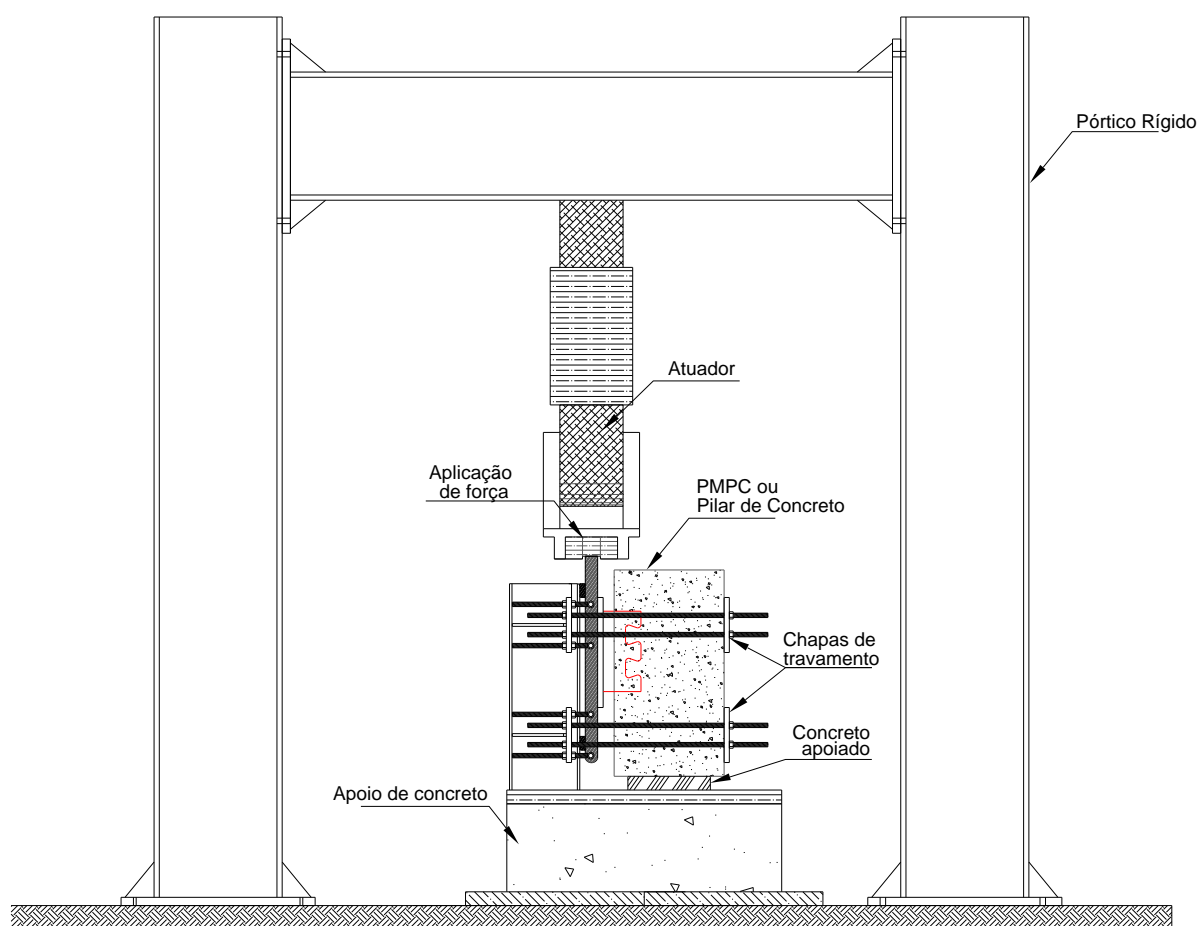


Figura 3.5 – Ilustração do pórtico de reação com o dispositivo de ensaio de cisalhamento assimétrico

A configuração do ensaio de cisalhamento dos modelos de uma ligação consistiu na aplicação de um carregamento alinhado ao eixo longitudinal da chapa vertical (peça 1) acoplada ao conector Crestbond (Figura 3.3). Deste modo, essa chapa recebia a força incrementada pelo atuador e transferia a grandeza de força para o conector.

Na base dos pilares mistos somente o núcleo foi apoiado por uma chapa metálica, enquanto o tubo de aço permaneceu livre para se deslocar em relação ao núcleo de concreto (Figura 3.6). No entanto, para os pilares de concreto, estes foram simplesmente apoiados na chapa base do dispositivo de ensaio (peça 7) e o carregamento foi realizado de igual modo ao que foi para os PMPC de seção esbelta.

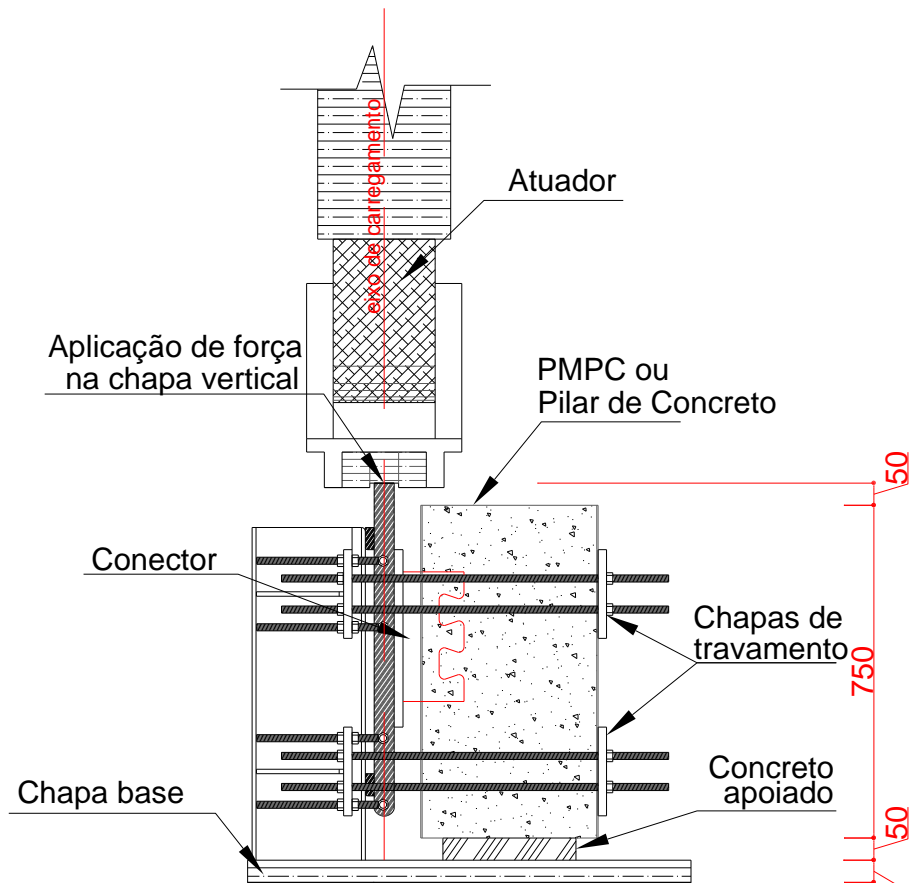
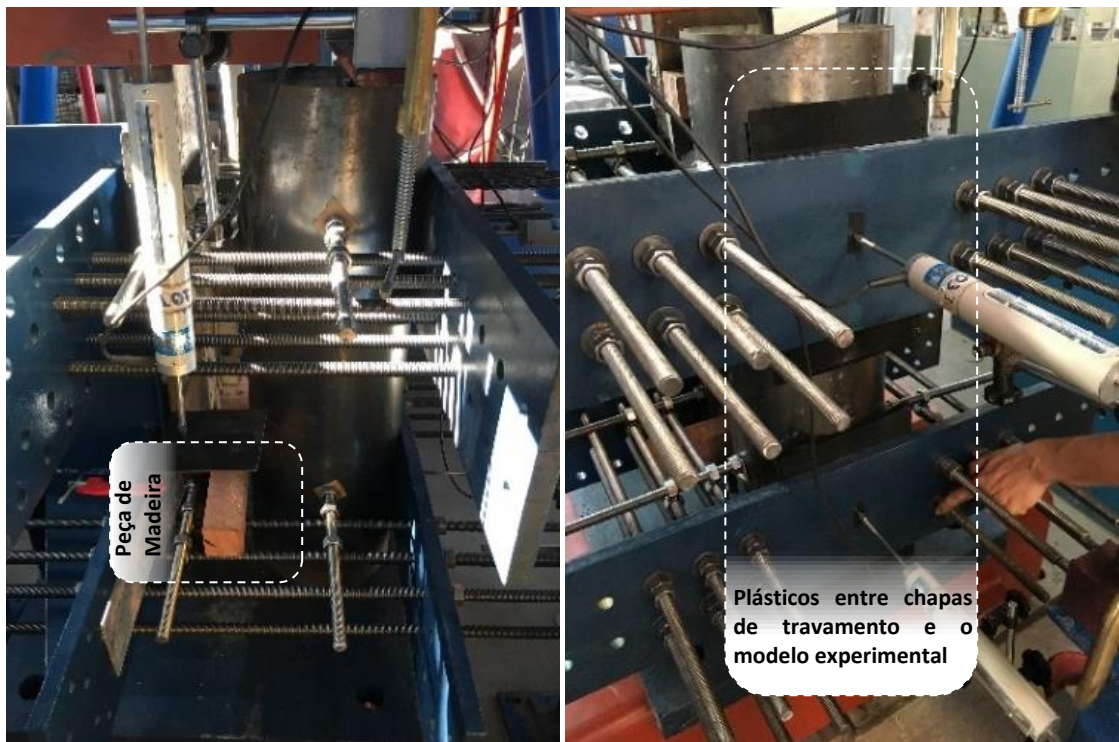


Figura 3.6 – Ilustração do dispositivo de ensaio de cisalhamento na posição de aplicação de carga

Com a força aplicada na chapa vertical e resistida na base pelo concreto, tem-se o ensaio de cisalhamento por meio do acionamento dos conectores. Os pilares foram influenciados, basicamente, pela resistência e rigidez do conector. Durante o ensaio, a chapa do conector começa a se deslizar lenta e progressivamente em relação ao núcleo de concreto. Esse deslizamento relativo foi medido pelos transdutores de deslocamentos (DTs) nivelados verticalmente, DT 01 e DT 02 (Figura 3.8).

Para uma menor interferência do dispositivo de ensaio no acionamento do conector, utilizou-se um lubrificante pastoso (do tipo “graxa”) para a redução do atrito na interface dos seguintes componentes: chapa que recebe o carregamento do atuador (peça 1) com o perfil I (peça 8); tirantes laterais que asseguram o posicionamento vertical da chapa que recebe o carregamento do atuador (peça 1). Além disso, duas folhas plásticas de tamanho A4 foram sobrepostas e posicionadas na interface das chapas de travamento com o tubo de aço, artifício esse que contribuiu para a redução do atrito na interface desses materiais, conforme se apresenta na Figura 3.7b.

Adicionalmente, no espaço compreendido entre a chapa que recebe o carregamento do atuador (peça 1) e o modelo experimental, foi posicionada uma peça de madeira apoiada horizontalmente na parte inferior dessa chapa, reduzindo, assim, qualquer possibilidade de rotação dessa chapa devido a assimetria do ensaio (Figura 3.7a).

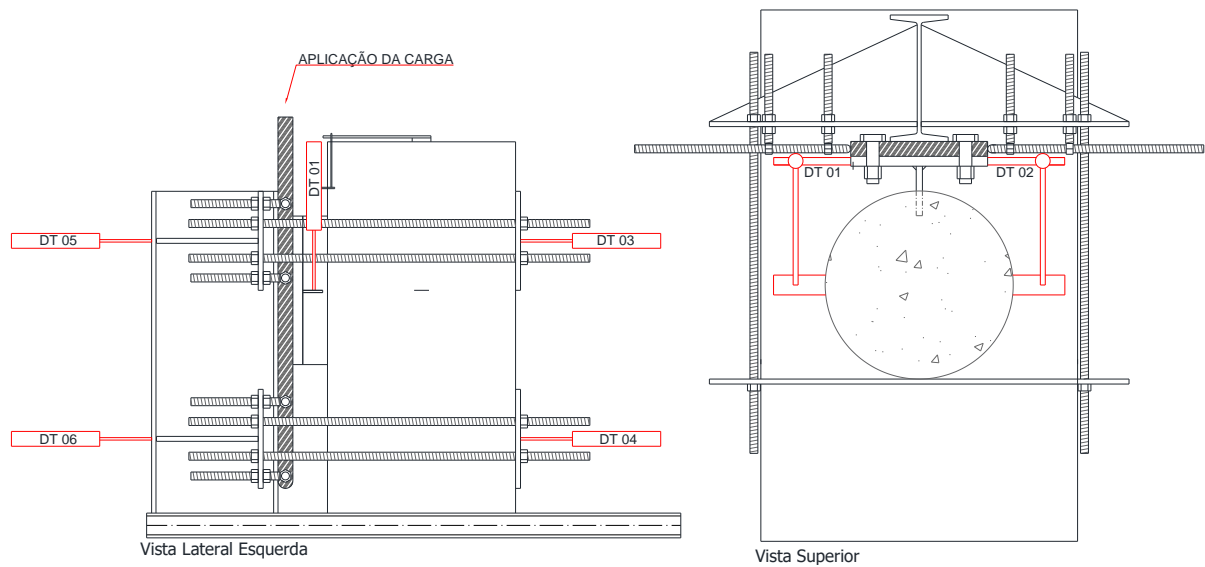


(a)

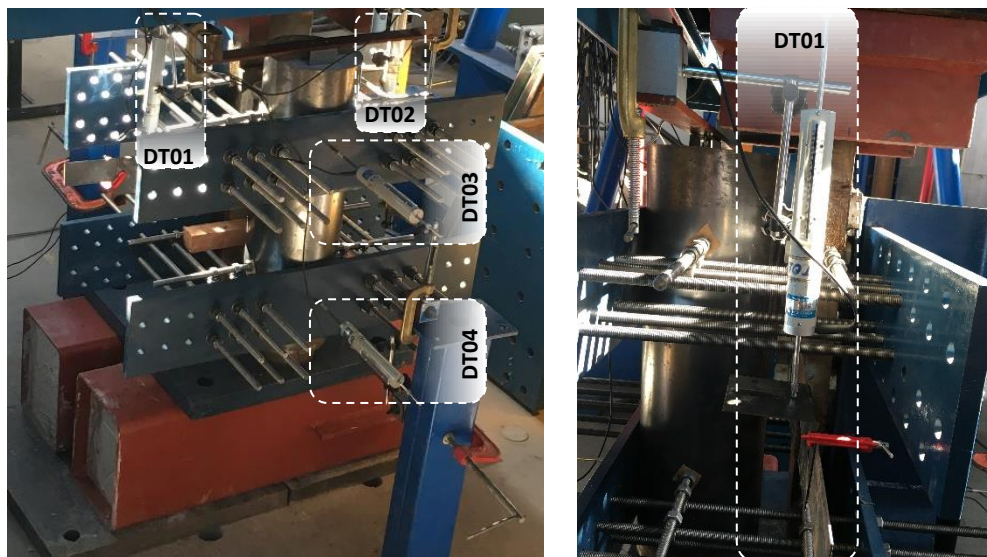
(b)

Figura 3.7 – Dispositivo de ensaio de cisalhamento com as adaptações: (a) peça de madeira entre o chapa que recebe o carregamento e o modelo experimental; (b) plásticos situados na *interface* entre as chapas de travamento e o modelo experimental

Nota-se na Figura 3.8 que foram instalados alguns DTs adicionais no dispositivo de ensaio de cisalhamento: na posição frontal as chapas de travamento foram instalados o DT 03 e DT 04 para as chapas de travamentos superior e inferior, respectivamente; na posição posterior ao perfil I do dispositivo, foram instalados o DT 05 e DT 06. Esses DTs foram instalados para monitorar possíveis deslocamentos horizontais no dispositivo de ensaio durante a fase de carregamento.



(a)



(b)

Figura 3.8 – Posicionamento dos DTs no dispositivo de ensaio de cisalhamento: Representação esquemática; (b) DTs instalados no dispositivo de ensaio

A Figura 3.9 apresenta a instrumentação de ensaio dos modelos da segunda etapa. Nota-se que às chapas dos conectores foram parafusadas às duas chapas verticais. Assim, no topo, o núcleo de concreto foi responsável por receber a aplicação de força pelo atuador e, na base, o modelo foi apoiado pelas duas chapas verticais.

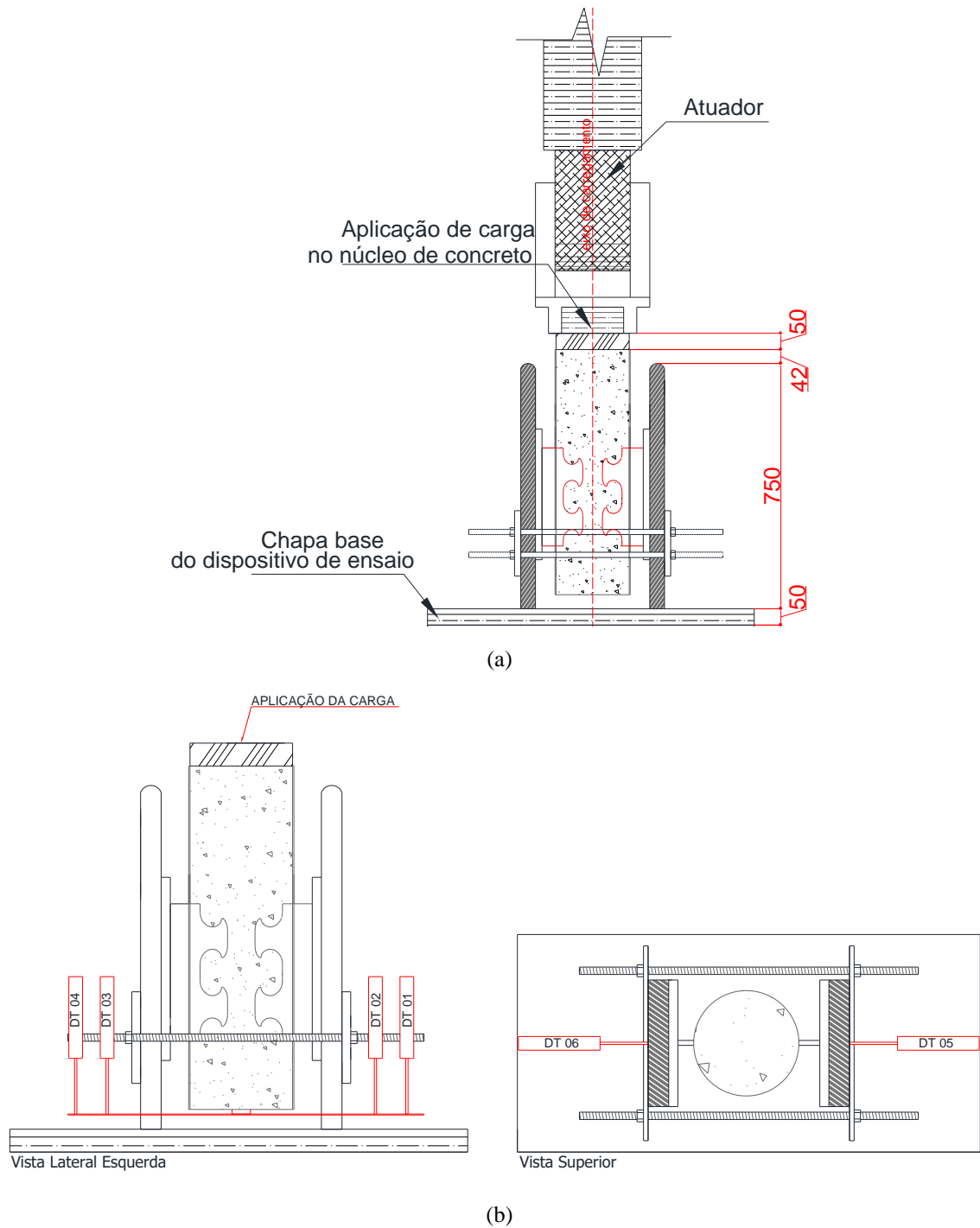


Figura 3.9 – Modelos G e H: (a) ilustração do ensaio simétrico; (b) Posicionamento dos DTs

A aferição das leituras do deslocamento vertical foi realizada com quatros DTs, enumerados como DT 01, DT 02, DT 03 e DT 04. O deslocamento final era obtido como função do valor médio de dois DTs por conexão. Observa-se que esses dispositivos foram posicionados de modo similar ao que foi proposto no ensaio assimétrico. Além destes, foram instalados os DTs adicionais DT 05 e DT 06, os quais possibilitaram monitorar possíveis deslocamentos horizontais na conexão durante a fase de carregamento.

O processo de execução do ensaio de cisalhamento foi realizado conforme as diretrizes do Anexo B norma europeia EN 1994-1-1:2004. Segundo essa norma, o ensaio de cisalhamento deve ser realizado em duas fases distintas e contínuas: a primeira fase consiste na aplicação de vinte e cinco ciclos de carga e descarga, variando entre 5% e 40% da carga máxima esperada; a segunda fase consiste na aplicação do carregamento monotônico de maneira que a falha no elemento estrutural não ocorra em um tempo inferior a 15 minutos. Segundo a norma europeia, o deslizamento relativo deve ser medido ininterruptamente durante o carregamento e, ao final do ensaio o deslizamento relativo deve ser medido até que a carga venha se reduzir a uma magnitude de 20% em relação à carga máxima. A Figura 3.10 ilustra o processo de execução do ensaio de cisalhamento conforme as duas fases preconizadas na norma.

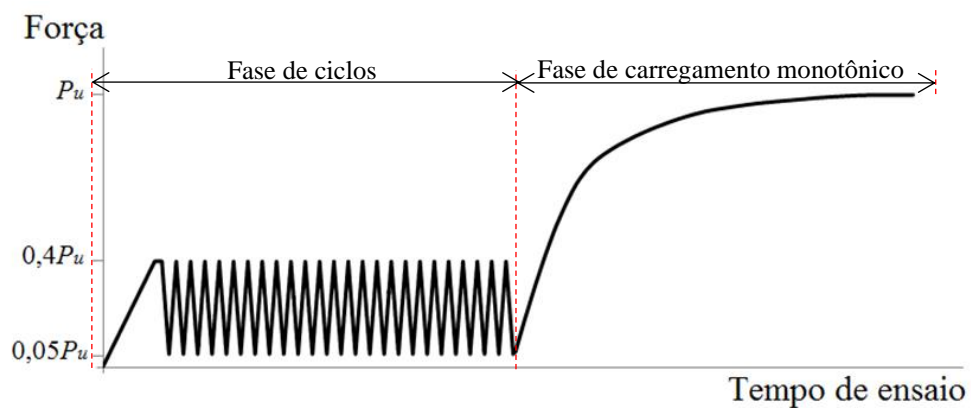


Figura 3.10 – Processo de execução do ensaio de cisalhamento conforme a norma europeia. (Cardoso, 2018)

3.3 Considerações gerais sobre os modelos de cálculo

Visando uma melhor compreensão do modelo de cálculo, neste subitem são apresentadas algumas constatações teóricas levantadas na literatura sobre as equações apresentadas no modelo de cálculo da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018).

As equações do modelo de cálculo foram validadas através de um ajuste estatístico baseado no Anexo D da norma EN 1990:2002. Essa metodologia foi utilizada por diversos autores (Zapfe, 2001; Seidl, 2009; Classen e Hegger, 2017; Heinemeyer, 2011; Z-26.4-56, 2013:2018; Classen, 2016) para ajustar as equações semiempíricas, convertendo os resultados médios (obtidos através de experimentos) em característicos. Assim, os resultados fornecidos por essas equações são conservadores quando comparados com os experimentais.

No entanto, para que as equações do modelo de cálculo da aprovação técnica sejam tomadas como referência na comparação com resultados experimentais, faz-se necessário utilizar as equações correspondentes aos valores médios, ou seja, antes da aplicação de qualquer tratamento estatístico, por exemplo, o tratamento estatístico da norma EN 1990:2002. Nos subitens a seguir apresenta-se a metodologia realizada por diversos autores na definição das equações do modelo de cálculo.

3.3.1 *Pry-out*

Para o mecanismo de falha por *pry-out*, a equação característica prescrita pela aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) baseou-se na equação proposta pela Heinemeyer (2011). Para uma melhor compreensão, a equação proposta é repetida a seguir (Eq. 2.45):

$$q_{cn,po} = \frac{k}{\eta} h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.45)$$

Segundo Classen *et al.* (2018), o coeficiente k pondera as considerações feitas para a construção do modelo levando em consideração as simplificações sobre a aproximação da resistência à tração do concreto, a área da superfície do cone de ruptura e, também, a influência da geometria e da forma do concreto para a determinação da força de arrancamento.

A partir dos resultados de Heinemeyer (2011), o valor médio do coeficiente k obtido experimentalmente foi igual a 42,44. Em uma etapa posterior, com o objetivo de converter o modelo de cálculo do nível médio ao nível característico, a autora aplicou a abordagem estatística da norma EN 1990:2002, retornando a um novo valor do coeficiente k , que em termos característicos, foi igual a 20,15.

No estudo de Classen e Hegger (2017), os autores consideraram o efeito do engrenamento dos agregados devido às fissuras recorrentes na laje de concreto. Para isso, eles propuseram um ajuste na equação da aprovação técnica alemã, no qual a equação do *pry-out* passou a contemplar tanto os concretos fissurados, quanto os não-fissurados. O ajuste realizado pelos autores foi baseado nos resultados de 87 modelos (52 modelos sem fissuras e 35 modelos fissurados), retornando o valor do coeficiente k , que em termos médios, foi igual a 41,00.

Em um estudo mais recente, Kopp *et al.* (2018) compilaram novos resultados de ensaio para avaliação do modelo de cálculo proposto pela aprovação técnica alemã. Neste caso, para a falha por *pry-out*, foram levantados 77 modelos ensaiados disponíveis na literatura. Os autores utilizaram destes resultados para realizar o reajuste do coeficiente k , do qual foi retornado um novo valor, igual a 40,44, em termos médios de resistência. Após a aplicação da abordagem estatística da EN 1990:2002, o valor do coeficiente k , ao nível característico, foi reduzido para 33,17.

3.3.2 Cisalhamento do Concreto

O cisalhamento do concreto é caracterizado por uma falha que se manifesta por meio de dois planos de corte no *dowel* de concreto coincidentes com as faces laterais do conector. Diversos autores propuseram equações de cálculo para determinar a resistência da conexão ao cisalhamento (Zapfe, 2001; Seidl, 2009; Z-26.4-56, 2018; Kopp *et al.*, 2018). Dentre esses estudos, a Equação 2.20 (repetida a seguir), apresentada na aprovação técnica em termos característicos baseou-se na formulação proposta por Zapfe (2001), que se baseou nos resultados experimentais de 13 modelos constituídos por conectores *Composite Dowels* que apresentaram falha por cisalhamento do concreto.

$$q_{cn,sh} = kA_D\sqrt{f_c}(1 + \rho_D)\left(1,2 - \frac{h_d}{180}\right) \quad (2.20)$$

A partir dos resultados experimentais, o autor encontrou um coeficiente k cujo valor médio foi igual a 29,97 e, após a aplicação da abordagem estatística, o valor deste coeficiente, ao nível característico, foi reduzido para 23,37. De modo similar, Kopp *et al.* (2018) compilou novos resultados experimentais da literatura, obtendo um novo valor para o coeficiente k , igual a 16,54, ao nível característico.

3.3.3 Falha no aço devido ao mecanismo de flexão e cisalhamento

A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) prescreve que a falha do aço do conector é governada pela Equação 2.48, repetida a seguir. A força resistente característica é atingida quando se manifesta o mecanismo combinado de flexão e cisalhamento na seção crítica do *dowel* de aço.

$$q_{cn,st} = \eta_s e_x t_{sc} f_y \quad (2.48)$$

Entretanto, para o caso dos pilares mistos, Cardoso (2018) verificou a partir de resultados experimentais e numéricos que a equação de cálculo apresentada na aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) era válida para o cálculo da resistência média a partir da substituição da resistência ao escoamento do conector ($f_{y,sc}$) pela sua resistência à ruptura ($f_{u,sc}$) e da introdução de um fator de correção denominado como η_P , que leva em consideração o grau de confinamento da seção transversal do pilar misto.

3.3.4 Considerações adotadas na aplicação dos modelos de cálculo

Com base nas informações apresentadas nos subitens 3.3.1, 3.3.2 e 3.3.3 algumas considerações no modelo de cálculo foram assumidas para estimativa dos resultados teóricos. Neste contexto, o presente estudo baseou-se na abordagem estatística de Kopp *et al.* (2018) para as falhas por *pry-out* e cisalhamento do concreto. O estudo Kopp *et al.* (2018) além de ser um dos mais recentes na literatura, baseou-se em um extenso banco de dados experimental para ajustar as equações dos modelos de cálculo. Portanto, para o nível médio de resistência, foram utilizados os valores do coeficiente k iguais a 40,44 e 16,54 para o *pry-out* e cisalhamento do concreto, respectivamente.

As equações da aprovação técnica alemã foram propostas para os conectores *Composite Dowels* aplicados a vigas mistas de maneira contínua. Assim, essas equações não contemplam os conectores instalados de modo intermitente, sendo então necessário considerar o acréscimo da capacidade resistente frontal do conector na força máxima teórica. A parcela de resistência frontal do conector pode ser determinada pelo conceito de uma chapa de aço que carrega parcialmente o núcleo de concreto confinado. Para tal, a tensão resistente do concreto foi determinada pela Equação 2.52, prescrita na norma europeia EN 1994-1-1:2004. Por conseguinte, a parcela de resistência frontal da chapa (F_{Fr}) é obtida multiplicando-se essa tensão pela área de contato da chapa no concreto.

O tubo de aço dos modelos experimentais apresenta a vantagem de restringir a ruptura do concreto por *pry-out* na região de ligação quando houver o acionamento do conector. Entretanto, tendo em vista o elevado índice de esbeltez local (λ) da seção transversal dos modelos, no estudo teórico considerou-se a falha por *pry-out* dos modelos (Tabela 3-2).

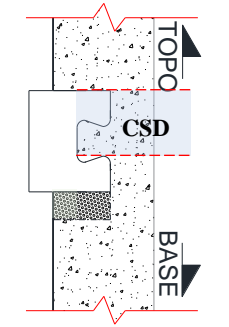
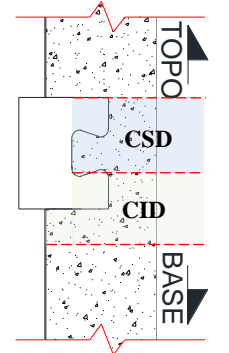
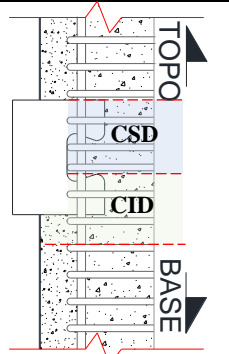
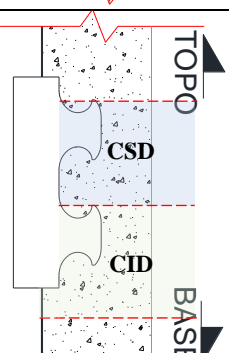
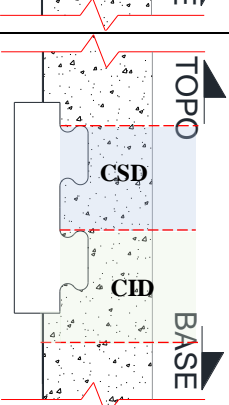
A influência das armaduras de reforço e do tubo de aço foi considerada no cálculo da falha por *pry-out*. Esta influência se deu por meio da contabilização destas áreas na formulação do fator ρ_{Di} (Eq. 2.36) que é um parâmetro adimensional definido pela razão entre as resistências das armaduras ($E_r A_{sf}$) pela resistência do concreto $E_{cm} A_{D,i}$. A área A_{sf} , neste caso, constituiu-se da área do tubo de aço e das armaduras de reforço. A área $A_{D,i}$ também foi ajustada para aplicação nos pilares mistos, seu valor foi obtido sendo a área da seção de concreto que é paralela à chapa do conector, dada como $e_x * (D - 2t)$ para os modelos de uma ligação, e $e_x * (D - 2t)/2$ para os modelos de duas ligações, respectivamente.

3.3.5 Estimativa das resistências analíticas

Na Tabela 3-2 apresenta-se a força máxima teórica ($P_{u,teo}$) dos modelos experimentais. Para simplificar os resultados, os *dowels* foram categorizados em conjuntos, denominados como Conjunto Superior de *Dowel* (CSD) e Conjunto Inferior de *Dowel* (CID). Assim, a resistência do *dowel* passa a ser determinada como a menor valor de força teórica em um determinado conjunto, que se pode constituir pelas seguintes falhas: *pry-out* do concreto ($F_{Pry-out}$); cisalhamento do concreto ($F_{Sh,Conc}$); e, a falha do aço do conector (F_{St}). Nota-se na tabela que em casos específicos considerou-se, adicionalmente, a área de concreto carregada pela chapa do conector, configurando a parcela de resistência frontal (F_{Fr}). A área carregada corresponde ao comprimento da chapa embutido no concreto, i.e., a soma do cobrimento inferior (“pescoço”) mais a altura do *dowel* de aço.

Tabela 3-2 - Forças teóricas calculadas nos modelos experimentais

Mod.	Configuração	CSD			CID				$P_{u,teo}$ (kN)
		F_{St} (kN)	$F_{Pry-out}$ (kN)	$F_{Sh,Conc}$ (kN)	F_{St} (kN)	$F_{Pry-out}$ (kN)	$F_{Sh,Conc}$ (kN)	F_{Fr} (kN)	
A		206,60	137,70	324,36	206,60	284,69	-	220,43	344,31
B		216,21	136,80	234,80	216,21	282,83	-	241,57	353,01
C		214,33	144,95	246,61	214,33	299,67	246,61	-	359,28

D		218,50	264,12	221,29	-	-	-	-	218,50
E		214,76	143,00	243,81	214,76	295,64	-	256,23	357,76
F		169,97	126,80	346,31	169,97	197,19	-	184,70	296,77
G		205,56	164,98	408,81	260,94	200,45	-	194,67	359,65
H		205,56	144,63	282,93	265,19	207,76	-	124,16	279,79

4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Generalidades

Nesta seção são apresentados os resultados experimentais obtidos no programa experimental apresentado na seção anterior. Ao longo deste capítulo também são detalhados alguns artifícios aplicados no dispositivo de ensaio de cisalhamento para a realização da análise experimental. A partir das curvas experimentais obtidas, foi possível caracterizar os conectores por meio dos parâmetros de rigidez, ductilidade e capacidade resistente. Menciona-se que os resultados obtidos nesta análise também foram comparados com alguns modelos de Cardoso (2018) que possuíam modos de falha e aplicações semelhantes à deste estudo.

4.2 Resultados Experimentais

Os modelos experimentais analisados nesta seção foram submetidos ao procedimento de execução do ensaio de cisalhamento conforme a metodologia apresentada no Capítulo 3. Os conectores foram caracterizados, principalmente, pelo comportamento das curvas força *versus* deslizamento relativo.

Como não havia resultados experimentais de ensaios de cisalhamento com conectores Crestbond aplicado nos modelos de pilares mistos de seções esbeltas, na fase de ciclos o intervalo de forças foi definido de modo que o concreto não fosse submetido a danos indesejáveis. Assim, de modo conservador, a força máxima experimental ($P_{u,Exp}$) prevista para o primeiro modelo experimental ensaiado – modelo D - foi assumida como a força máxima teórica ($P_{u,Teo}$) do respectivo modelo, apresentada na Tabela 3-2. Nos modelos experimentais ensaiados posteriormente, de modo conservador, os ciclos foram baseados nos valores da força última experimental ($P_{u,Exp}$) dos ensaios anteriores e/ou nos resultados teóricos, sendo o critério

de escolha aquele que apresentasse o menor valor de força. Ainda que o modelo D tenha sido o primeiro a ser ensaiado, nos subitens seguintes, os modelos estão apresentados em ordem alfabética.

A análise das curvas experimentais na fase de ciclos não foi possível de se realizar, devido aos valores reduzidos dos deslocamentos aferidos pelos DTs, inviabilizando a precisão dos resultados obtidos pelo sistema de aquisição de dados nesta fase. Contudo, é importante mencionar que as curvas do ensaio monotônico são as que definem e descrevem o comportamento estrutural dos modelos analisados.

4.2.1 Modelo A

Esse modelo era constituído por um modelo de pilar misto de seção esbelta com $\lambda = 253$ e concreto com resistência média à compressão f_{cm} igual a 34,94 MPa. Importante mencionar que, dentre os modelos avaliados, esse era o que possuía o maior diâmetro (e, conseqüentemente, o de maior relação de esbeltez da seção transversal). A Figura 4.1 apresenta o modelo A posicionado no dispositivo de ensaio.

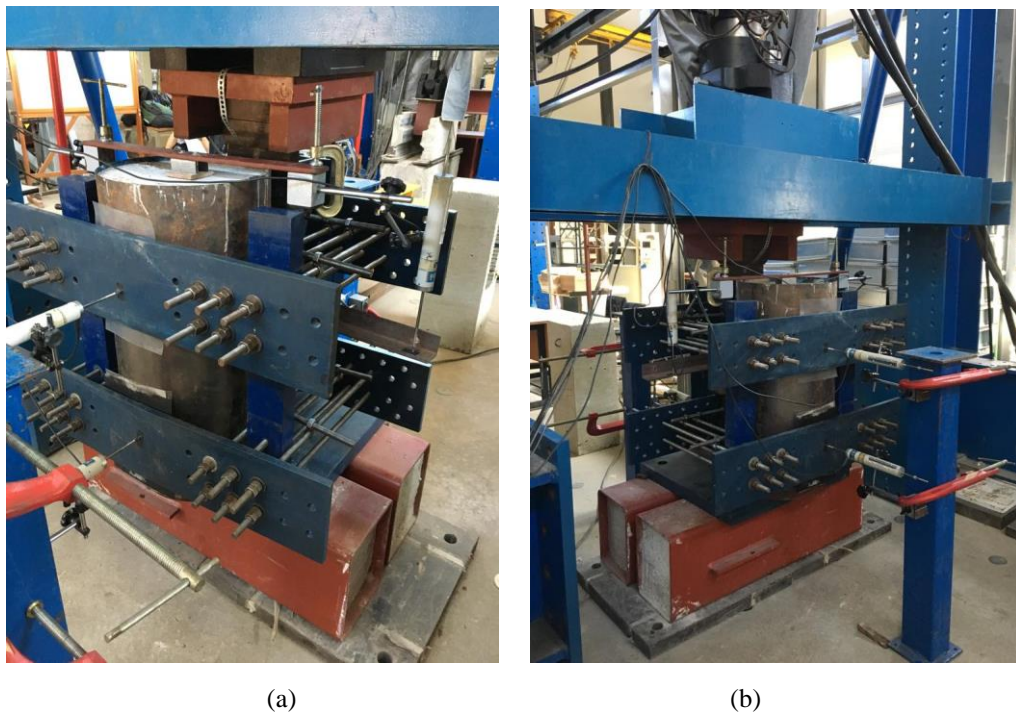


Figura 4.1 –Modelo A posicionado no dispositivo de ensaio

Na Figura 4.2 apresenta-se a curva força versus deslizamento relativo obtida do modelo A. O deslizamento relativo obtido é função do valor médio dos deslizamentos verticais aferidos pelos DT 01 e o DT 02. Na análise do gráfico, a força máxima experimental ($P_{u,Exp}$) foi definida como a força máxima obtida nas curvas.

Pela curva obtida, verifica-se que a conexão deste modelo apresentou um nível de rigidez elevado até alcançar um valor de força próximo de 360 kN. Após este patamar de força, houve uma redução na inclinação da curva com elevação do deslizamento. Esse padrão se manteve até alcançar o valor de 33,54 mm de deslizamento que foi correspondente à força máxima experimental ($P_{u,exp}$) igual a 643,44 kN. Após isso, próximo aos 39 mm de deslizamento a análise experimental foi finalizada.

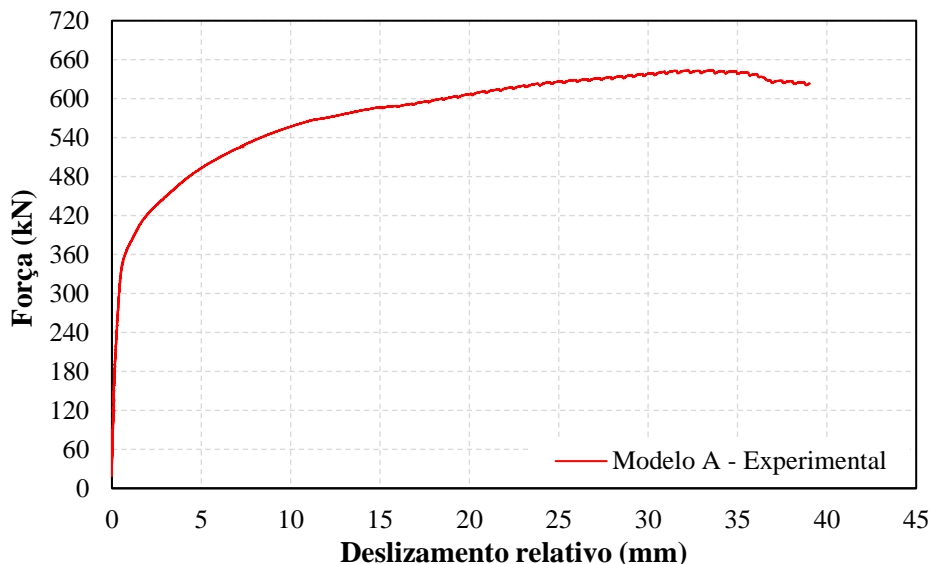


Figura 4.2 – Curva força *versus* deslizamento relativo do modelo A

Não foi possível realizar a abertura deste modelo após o ensaio, visto que havia presença de armadura no interior do núcleo de concreto. Portanto, as informações obtidas deste modelo foram limitadas às observações externas na configuração deformada.

4.2.2 Modelo B

O modelo B era constituído por um modelo de pilar misto de seção esbelta com $\lambda = 153$ e concreto com resistência média à compressão f_{cm} igual a 34,90 MPa. A Figura 4.3 apresenta o conjunto de ensaio instalado.



Figura 4.3 – Modelo B posicionado no dispositivo de ensaio

Na Figura 4.4 apresenta-se a curva força versus deslizamento relativo obtida para o modelo B. Pelo comportamento inicial da curva, observa-se que a conexão apresentou uma rigidez inicial elevada para um nível de força abaixo do 360 kN. A força máxima experimental $P_{u,Exp}$ foi igual a 582,74 kN e foi medida para um deslizamento relativo de 29,92 mm. O ensaio foi finalizado para um deslizamento próximo de 40 mm.

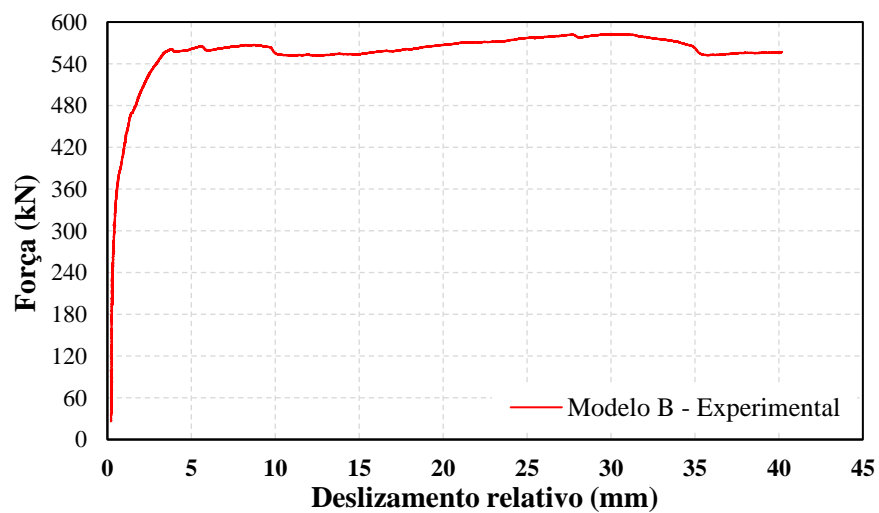


Figura 4.4 – Curva força *versus* deslizamento relativo do modelo B

Para se verificar a integridade da conexão, o modelo foi aberto no laboratório (Figura 4.5). Verificou-se que o concreto próximo à conexão estava degradado, inclusive, não foi necessário muito esforço para remoção de algumas partes do núcleo do concreto próximo ao conector (Figura 4.5b). Observa-se que a chapa do conector foi muito solicitada, a ponto de o *dowel* de aço inferior apresentar deformações em regime plástico e uma parcela do concreto ter sido contida por entre os *dowels* de aço (Figura 4.5a).

Pela configuração deformada da chapa, acredita-se que o cisalhamento do concreto ocorreu como falha no conjunto superior de *dowels*, e a falha no aço do conector devido aos mecanismos de flexão e cisalhamento ocorreu no conjunto inferior de *dowels* (Figura 4.5a). Isto foi verificado posteriormente no subitem 6.2.2, utilizando os resultados numéricos.



(a)



(b)

Figura 4.5 - Modelo B: (a) configuração deformada da chapa; (b) concreto próximo à conexão.

4.2.3 Modelo C

O modelo C era constituído por um modelo de pilar misto de seção esbelta com $\lambda = 153$. No modelo foi utilizado um conector Crestbond de geometria CR56b-R12 com dois *dowels* de concreto interno. A resistência média à compressão do concreto f_{cm} foi igual a 38,50 MPa. A Figura 4.6 apresenta o conjunto de ensaio instalado.



Figura 4.6 - Modelo C posicionado no dispositivo de ensaio

Na Figura 4.7 apresenta-se a curva força versus deslizamento relativo obtida para o modelo C.

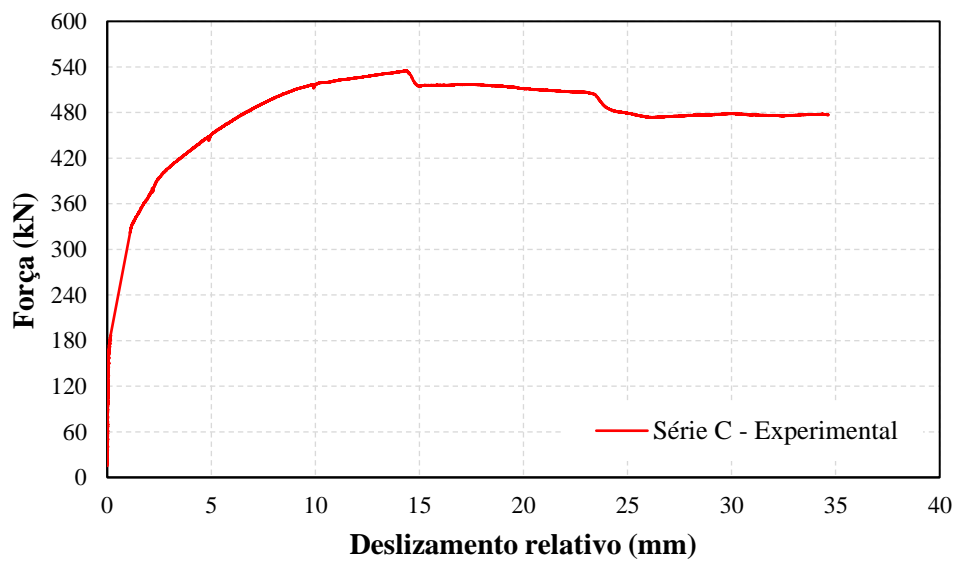


Figura 4.7 - Curva força versus deslizamento relativo do modelo C

Observa-se na Figura 4.7 que a curva apresentou uma rigidez praticamente linear de 180 kN até atingir 320 kN de força. Em seguida, a redução da rigidez foi mais pronunciada e os deslizamentos relativos começaram a ser mais notados até alcançar a força máxima $P_{u,Exp}$ igual a 535,24 kN caracterizada para um deslizamento relativo igual a 14,36 mm. Por fim, o ensaio foi finalizado para um deslizamento relativo próximo aos 35 mm. A Figura 4.8 apresenta a configuração deformada do modelo C após o ensaio.

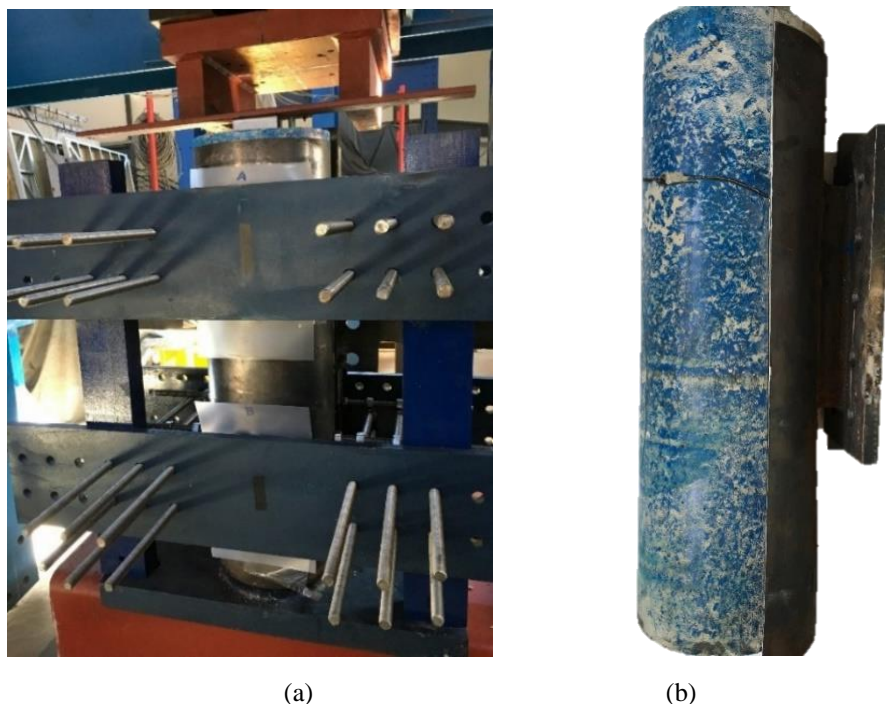


Figura 4.8 – Modelo C: (a) posicionado no dispositivo após o ensaio; (b) aberto em laboratório

Observa-se que o tubo de aço se deslocou de maneira uniforme, acompanhando o deslizamento do conector. Nota-se também que a tinta que foi aplicada no tubo de aço ficou impregnada no núcleo de concreto nas regiões de maior contato (Figura 4.8b). Além disto, visualiza-se uma ruptura no núcleo de concreto próximo à extremidade superior da conexão.

A Figura 4.9 apresenta a configuração deformada do conector e do concreto na abertura do modelo. Observa-se a formação de um mecanismo de flexão nos *dowels* de aço devido ao nível elevado de sollicitação do conector. Inclusive, o *dowel* inferior, ao se deformar, ocasionou um esmagamento localizado do concreto logo à sua frente (Figura 4.9a).

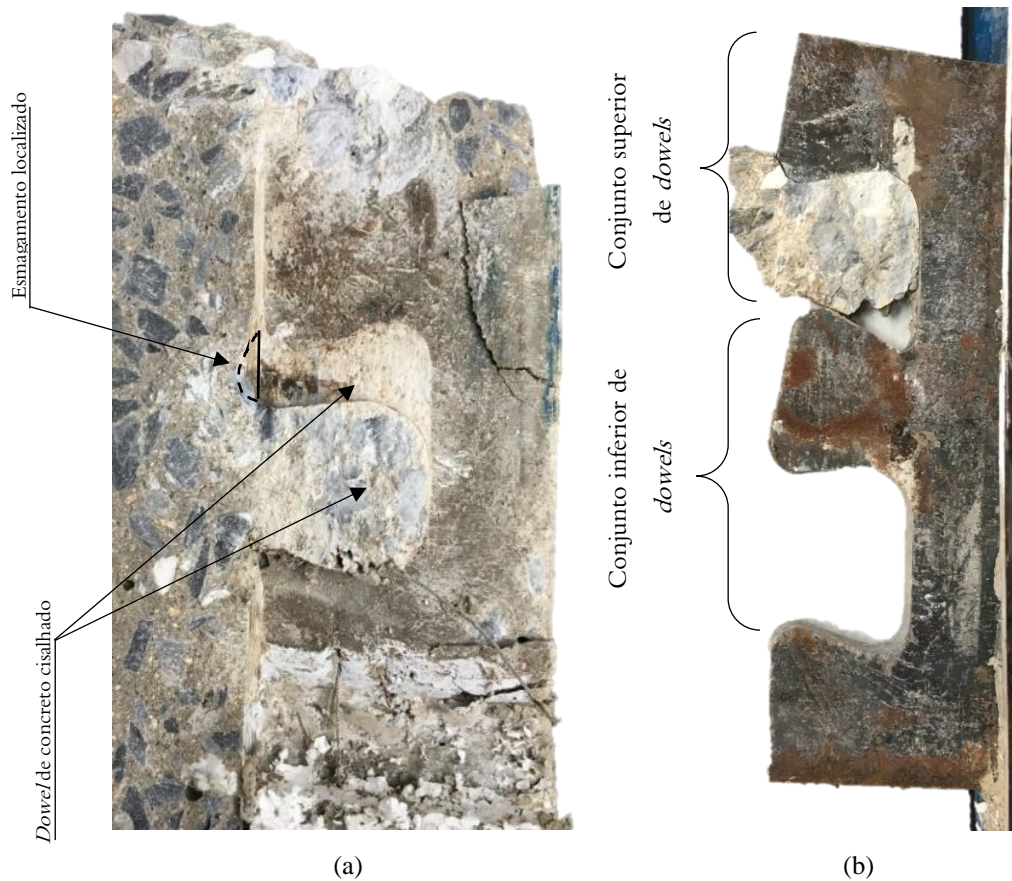


Figura 4.9 – Modelo C na configuração deformada: (a) concreto; (b) chapa do conector

Em relação as falhas, nota-se no conjunto superior de *dowels*, a flexão do *dowel* de aço com cisalhamento do *dowel* de concreto nos dois planos laterais. Para o conjunto inferior de *dowels*, nota-se a flexão no *dowel* de aço (Figura 4.9b) e o cisalhamento do *dowel* de concreto em um plano (Figura 4.9a). Isto foi verificado posteriormente no subitem 6.2.3, utilizando os resultados numéricos.

4.2.4 Modelo D

O modelo D era constituído por um modelo de pilar misto de seção esbelta com $\lambda = 153$ e concreto com resistência média à compressão f_{cm} igual a 31,00 MPa. A Figura 4.10 apresenta o conjunto de ensaio instalado.



Figura 4.10 - Modelo D posicionado no dispositivo de ensaio

A Figura 4.11 apresenta a curva força *versus* deslizamento relativo do modelo D. Verifica-se que a curva apresentou um comportamento praticamente linear até atingir um nível de força próximo de 180 kN. O valor de força máxima $P_{u,Exp}$ obtida foi igual a 348,30 kN que foi correspondente ao deslizamento relativo de 26,25 mm. Ao final, a curva muda sua inclinação, indicando a perda de força até o instante em que houve uma queda abrupta de força resistida.

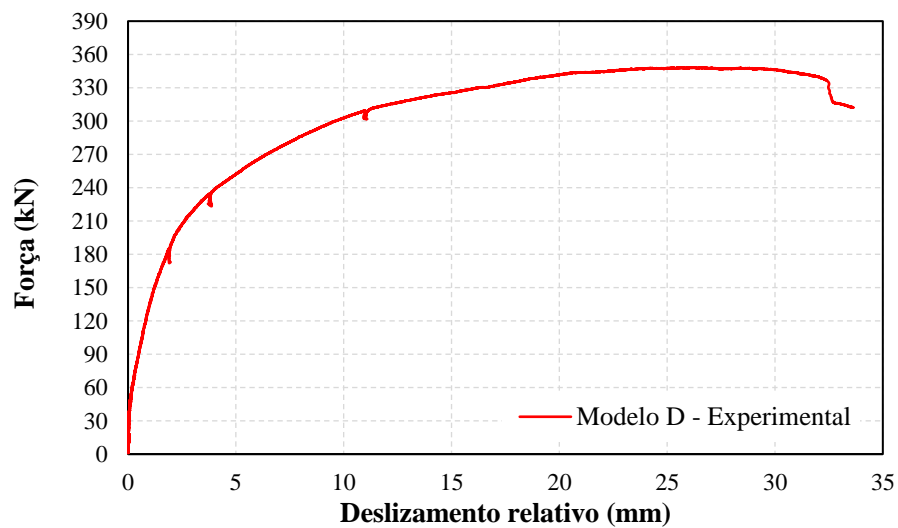


Figura 4.11 - Curva experimental força *versus* deslizamento relativo do modelo D

A configuração deformada do modelo ensaiado está apresentada na Figura 4.12. Para facilitar a visualização, foram retiradas as chapas de travamento superior e inferior. Observa-se que o perfil tubular acompanhou de modo uniforme o deslizamento vertical da chapa do conector. No

topo, especificamente ao núcleo de concreto, verifica-se uma parcela da tinta aderida à superfície do concreto, evidenciando a quebra da aderência natural entre o aço e concreto.



(a) (b)
Figura 4.12 – Modelo D após o ensaio

A Figura 4.13 mostra o concreto próximo do conector, após a abertura do modelo. Nota-se que o *dowel* de concreto não apresentou indícios de falhas por cisalhamento e/ou *pry-out*. Portanto, acredita-se que a falha se deu no *dowel* de aço devido aos mecanismos de flexão. Isto foi verificado posteriormente no subitem 6.2.4, utilizando os recursos numéricos.



Figura 4.13 – Modelo D aberto após o ensaio

4.2.5 Modelo E

O modelo E era constituído por um modelo de pilar misto de seção esbelta com $\lambda = 153$ e concreto com resistência média à compressão f_{cm} igual a 37,63 MPa. A Figura 4.14 apresenta o conjunto de ensaio montado.



Figura 4.14 – Modelo E posicionado para o ensaio

A Figura 4.15 apresenta a curva força versus deslizamento relativo obtida na análise experimental do modelo E.

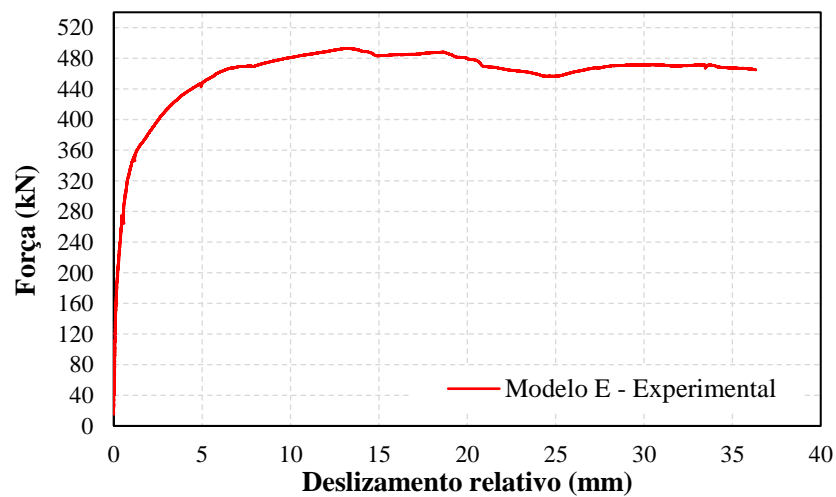


Figura 4.15 – Curva experimental força *versus* deslizamento relativo do modelo E

A força máxima $P_{u,Exp}$ alcançada foi igual a 493,00 kN e foi medida para um deslizamento relativo de 13,20 mm. Após isso, quando a força se reduziu para um valor próximo de 469 kN, na fase pós-pico, o tubo de aço começou a se enrugar lenta e continuamente na região abaixo do conector, enquanto a curva permanecia com uma rigidez quase nula. Esse fenômeno propiciou uma instabilidade na curva, ora com inclinação positiva, ora com inclinação negativa.

Observa-se na Figura 4.16 que o enrugamento se iniciou no tubo abaixo da chapa do conector e foi se estendendo em formato de “V” ao longo do perímetro do tubo. O enrugamento do tubo na região abaixo do conector foi pronunciado até o momento em que houve um rasgamento na região acima do conector, para uma força próxima de 471 kN. Após isso, o ensaio foi finalizado para um deslizamento relativo próximo aos 37 mm.



Figura 4.16 – Enrugamento do tubo do modelo E: (a) início; (b) enrugamento do tubo no final do ensaio

Pressupõe-se que o enrugamento do tubo seja devido a dois fatores. O primeiro, seria a influência das pequenas excentricidades observadas, visto que nos modelos experimentais há imprecisões dimensionais.

Na Figura 4.17b observa-se que a linha contínua vermelha do lado esquerdo possui um menor comprimento quando comparado com a linha contínua vermelha do lado direito, evidenciando a excentricidade da chapa do conector no modelo confeccionado.

Uma vez que o modelo fora confeccionado com essa excentricidade (Figura 4.17b), acredita-se que o tubo não foi capaz de acompanhar o deslocamento da chapa do conector, potencializando o mecanismo de enrugamento do tubo devido à expansão do concreto. Contudo, mesmo com a ocorrência da instabilidade local do tubo do modelo E, esse comportamento só veio a se manifestar após o valor da força $P_{u,Exp}$, não comprometendo, neste caso, a análise experimental.

O segundo fator que pode ter contribuído para o enrugamento do tubo seria a expansão lateral do núcleo de concreto que, em estágios avançados, torna-se mais significativa do que a deformação lateral do tubo de aço. Evidentemente, com o aumento da expansão radial do núcleo de concreto há um consequente aumento da tensão de contato na interface desses materiais, facilitando o processo de enrugamento do tubo nessa região.



Figura 4.17 – Configuração do modelo E na configuração deformada: (a) Vista lateral; (b) Vista superior.

Para uma melhor interpretação do comportamento da conexão, o modelo E foi aberto em laboratório, conforme apresenta-se na Figura 4.18.

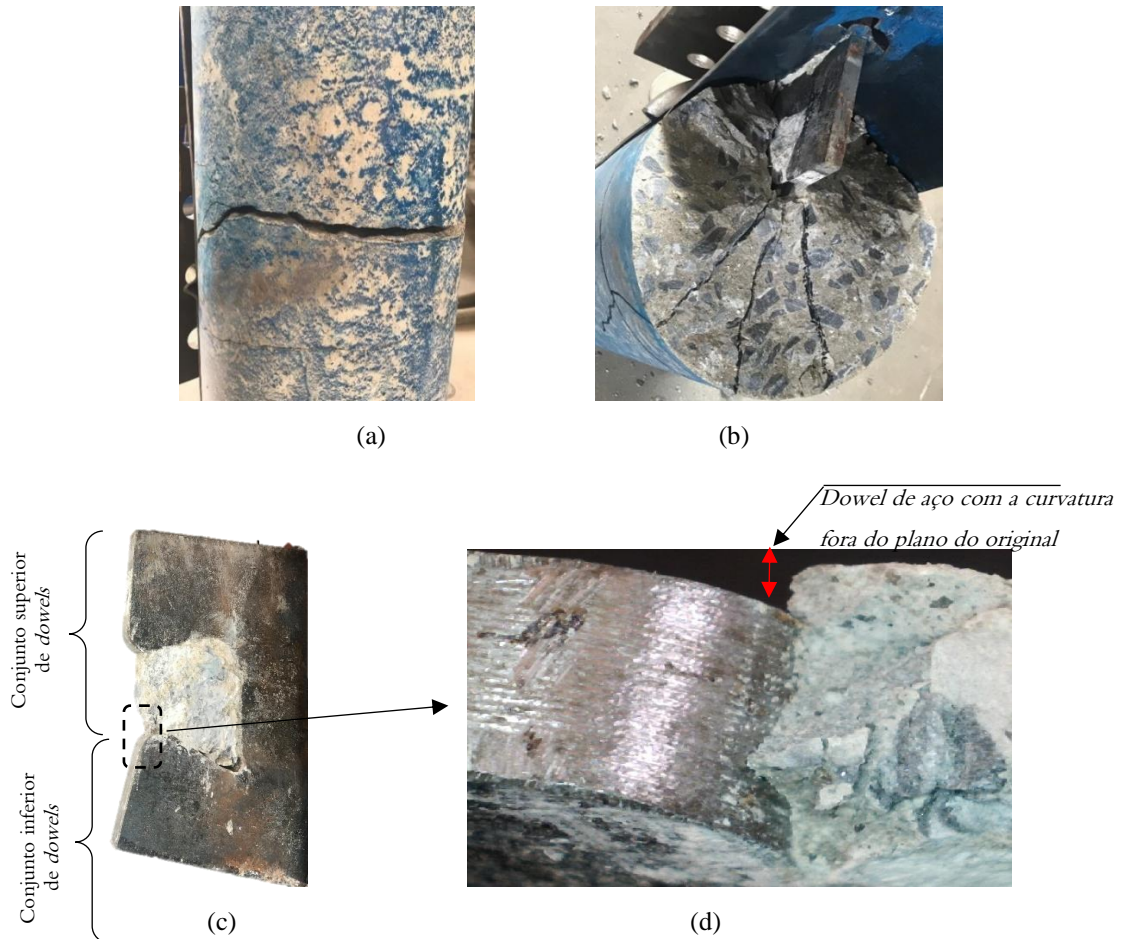


Figura 4.18 – Modelo E na configuração deformada: (a) vista frontal; (b) vista superior; (c) chapa do conector; (d) varredura por microscópio na chapa do conector

Observa-se na Figura 4.18 que o concreto ficou degradado de modo considerável após o ensaio, inclusive, não foi necessário muito esforço manual para que a parte de cima do núcleo de concreto pudesse ser retirada. Na Figura 4.18d observa-se que o *dowel* de aço inferior apresentou uma curvatura fora do plano original (configuração indeformada antes de o conector ser acionado), evidenciando o possível mecanismo de flexão.

De outra parte, para o conjunto superior de *dowels*, nota-se que houve a ocorrência de um modo de falha misto (Figura 4.18c), i.e., interação entre a falha do aço e cisalhamento do concreto. Este comportamento será novamente discutido no subitem 6.2.5, fazendo-se o uso dos recursos numéricos.

4.2.6 Modelo F

O modelo F era constituído por um pilar de concreto com armaduras de reforço no interior do núcleo. Como já mencionado, este modelo não possui tubo de aço e, portanto, possibilitava analisar o extremo de um pilar misto de seção esbelta. Foi utilizado um conector Crestbond de geometria CR56b-R12 com dois *dowels* de concreto, um interno e outro externo. A resistência média à compressão do concreto f_{cm} foi igual a 40,69 MPa. A Figura 4.19 apresenta o conjunto de ensaio montado.



Figura 4.19 – Modelo F posicionado no dispositivo de ensaio

A Figura 4.20 apresenta a curva força *versus* deslizamento relativo.

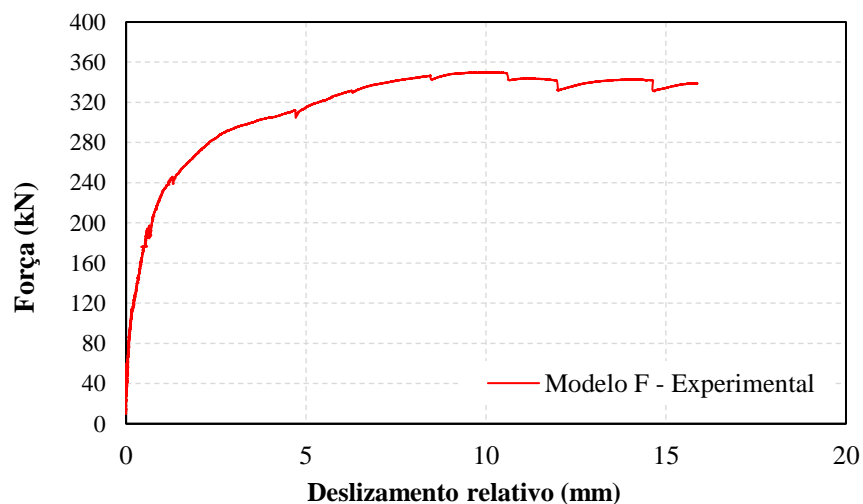


Figura 4.20 – Curva força *versus* deslizamento relativo do modelo F

Durante o ensaio, por volta dos 264 kN verificou-se a ruptura externa de uma porção do concreto abaixo do conector. Posteriormente, para um nível de carregamento próximo aos 343 kN houve um destacamento total do concreto próximo a conexão (Figura 4.21). A força máxima $P_{u,exp}$ alcançada foi de 349,92 kN para o deslizamento relativo de 9,43 mm. A análise experimental foi finalizada para um deslizamento relativo inferior aos 20 mm.

A Figura 4.21 apresenta a configuração do modelo F após o ensaio. Observa-se que uma parcela do núcleo de concreto se rompeu na região acima do cobrimento das armaduras. Para esse modelo, acredita-se que o destacamento do concreto de cobrimento das armaduras se deu devido ao esgotamento de sua resistência à tração, ocasionando à quebra de borda do concreto próximo ao conector. Há indicativos que a falha que melhor se aproximaria desse modelo seria aquela relacionada ao *pry-out*. No entanto, informações conclusivas sobre a mecânica desta falha foram exploradas posteriormente utilizando os recursos numéricos, conforme será apresentado no subitem 6.2.6.



Figura 4.21 – Modelo F após o ensaio

4.2.7 Modelos G1 e G2

Conforme já mencionado, os modelos G1, G2, H1 e H2 são pertencentes à segunda etapa de ensaios. Os modelos G1 e G2 possuíam um índice de esbeltez local λ igual a 153. Nos modelos G, utilizou-se o conector *Clothoid-Shaped* e concreto com resistência média à compressão f_{cm} igual a 40,97 MPa. A Figura 4.22 apresenta o conjunto de ensaio montado. Em relação aos modelos da primeira etapa de ensaios, verifica-se que a instrumentação utilizada na segunda etapa de ensaios foi mais simples.



Figura 4.22 – Modelo G1 posicionado no atuador

O carregamento foi introduzido diretamente no núcleo de concreto, permitindo-se acionar os conectores que estavam conectados às chapas verticais. Para impedir que essas chapas se deslocassem horizontalmente, foram instalados tirantes presos a cantoneiras (Figura 4.22).

Os resultados experimentais estão apresentados na Figura 4.23 por meio das curvas força *versus* deslizamento relativo. O primeiro modelo foi ensaiado até alcançar um deslizamento na conexão próximo de 35 mm, e o segundo modelo propositalmente fora finalizado a um nível de deslizamento relativo próximo aos 10 mm, após o nível de força máxima. Este procedimento visa avaliar o nível de degradação estrutural da conexão do modelo em um nível de deslocamento próximo ao da força máxima.

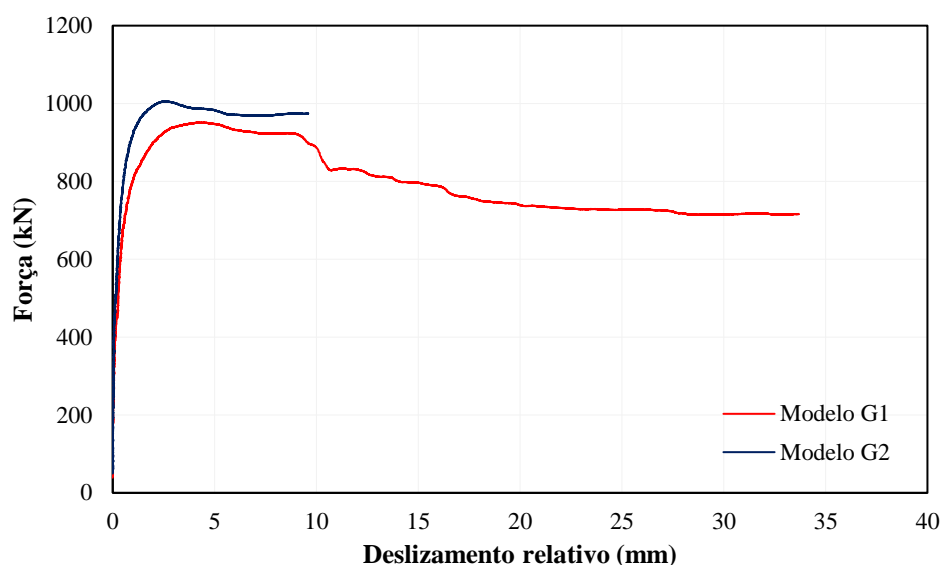


Figura 4.23 – Curva força *versus* deslocamento relativo dos modelos G1 e G2

Observa-se na Figura 4.23 que o modelo G2 apresentou uma rigidez maior que a do modelo G1. Este último, durante todo o ensaio, apresentou níveis de carga menores. Em termos de capacidade resistente, os modelos G1 e G2 alcançaram 951,40 kN e 1005,17 kN de força máxima, respectivamente. A média dos resultados foi igual a 978,29 kN e, ao se dividir este valor pela quantidade de conectores (dois conectores por modelo), a média dos resultados foi igual a 489,14 kN/conector, sendo este resultado próximo aos valores obtidos para o conector Crestbond em uma configuração similar, que é a do modelo E cuja força máxima foi igual a 493,00 kN.

Em uma etapa posterior, os modelos foram abertos visando uma melhor análise dos resultados. Foram tomados os devidos cuidados para que o processo de abertura dos modelos não interferisse no comportamento da conexão degradada. O modelo G1 foi aberto inicialmente. O núcleo de concreto mostrou-se danificado, inclusive, observa-se na Figura 4.24a que o núcleo ficou subdividido em partes menores. Por outro lado, o modelo G2 apresentou-se mais intacto, quando comparado ao G1 (Figura 4.24b).

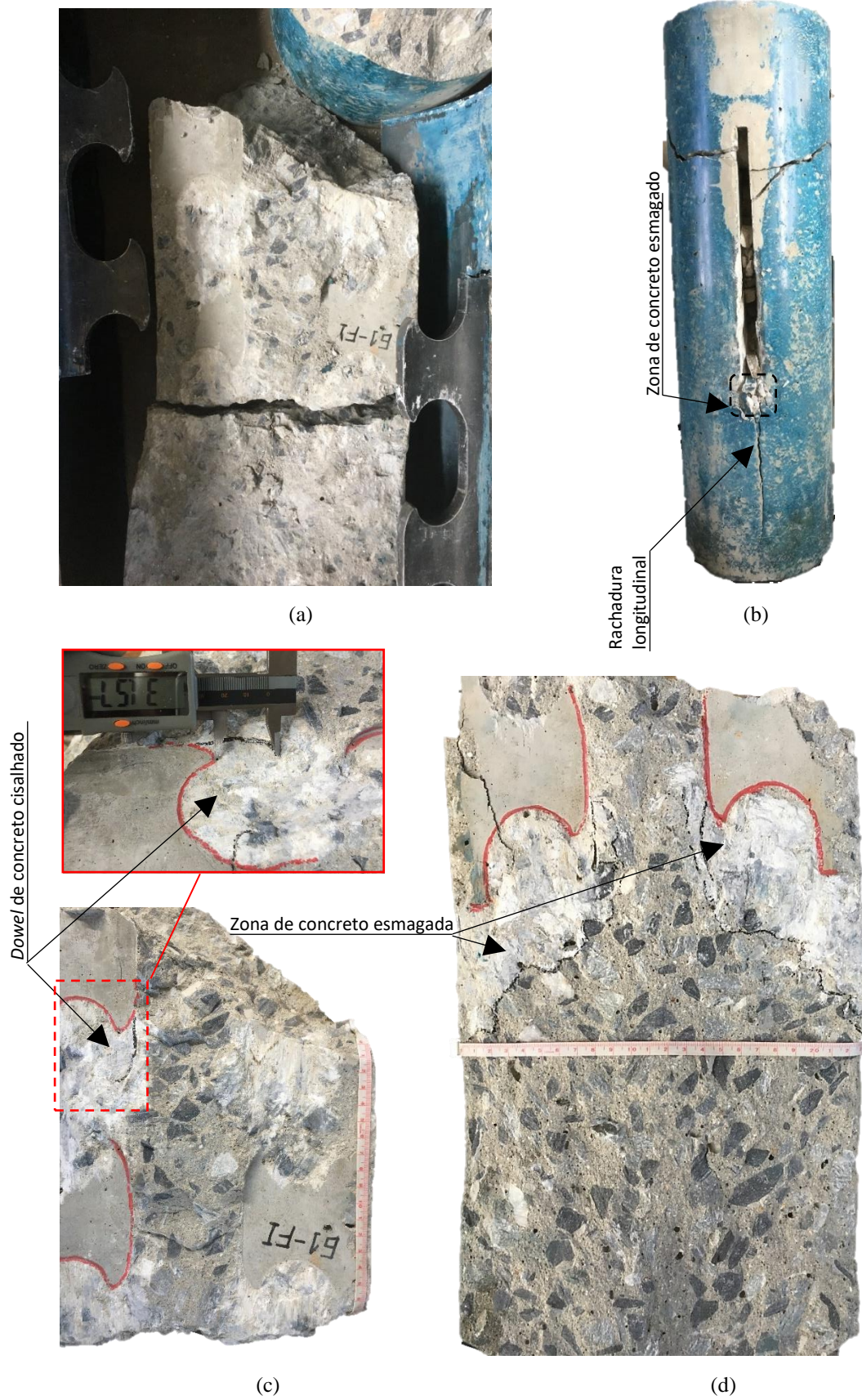


Figura 4.24 – Modelos G após o ensaio: (a) modelo G1; (b) modelo G2; (c) parte 1 do núcleo de concreto do modelo G1; (d) parte 2 do núcleo de concreto do modelo G1.

O modelo G1 apresentou um padrão de rachadura semelhante à do modelo G2, porém em um estágio mais avançado de degradação do concreto. No modelo G2, foi observado um esmagamento localizado do concreto na região em que a chapa do conector se apoiava no núcleo de concreto e, logo abaixo, observou-se a ocorrência de uma rachadura longitudinal, sendo que essa rachadura finalizava próxima a base do núcleo do concreto (Figura 4.24b).

As partes do núcleo de concreto apresentadas na Figura 4.24c e na Figura 4.24d são referentes ao modelo G1. Neste modelo, observou-se que o apoio da chapa do conector propiciou uma região de esmagamento localizado. Esta região apresenta uma tonalidade mais clara em relação ao concreto em torno e foi delimitada na figura pela demarcação em cor preta.

Na Figura 4.24c é possível verificar a marcação da chapa do conector antes do ensaio (na cor vermelha) e após o ensaio (na cor preta). Essa marcação possibilitou a medição de maneira aproximada do deslocamento do conector, igual a 31,57 mm, sendo este valor muito próximo ao deslocamento relativo final medido pelos DTs, igual a 33,63 mm. Devido ao acionamento do conector, o concreto ficou danificado, levando ao cisalhamento do *dowel* de concreto (Figura 4.24c).

Em relação à chapa do conector, por inspeção visual, não foram observados indícios de falha no aço (Figura 4.25). Por outro lado, o tubo de aço, na região em que o conector se apoiava, apresentou um pequeno ressalto em configuração abaulada (Figura 4.26).



Figura 4.25 – Configuração do conector *Clothoid-Shaped* (modelo G1) após o ensaio



Figura 4.26 – Configuração do tubo de aço do modelo G1 após o ensaio

4.2.8 Modelos H1 e H2

Os dois modelos H possuíam um índice de esbeltez local λ igual a 153. Nesses modelos utilizou-se o conector *Puzzle-Shaped* e concreto com resistência média à compressão f_{cm} igual a 34,17 MPa. Na Figura 4.27 apresenta-se o conjunto de ensaio montado.



Figura 4.27 – Modelo H1 posicionado no atuador

Os resultados experimentais estão apresentados na Figura 4.28 por meio das curvas força *versus* deslizamento relativo. O primeiro modelo foi ensaiado até alcançar um deslizamento elevado na conexão, próximo aos 37 mm; e, o segundo modelo, após atingir o nível de força máxima foi finalizado a um nível de deslizamento relativo próximo aos 10 mm

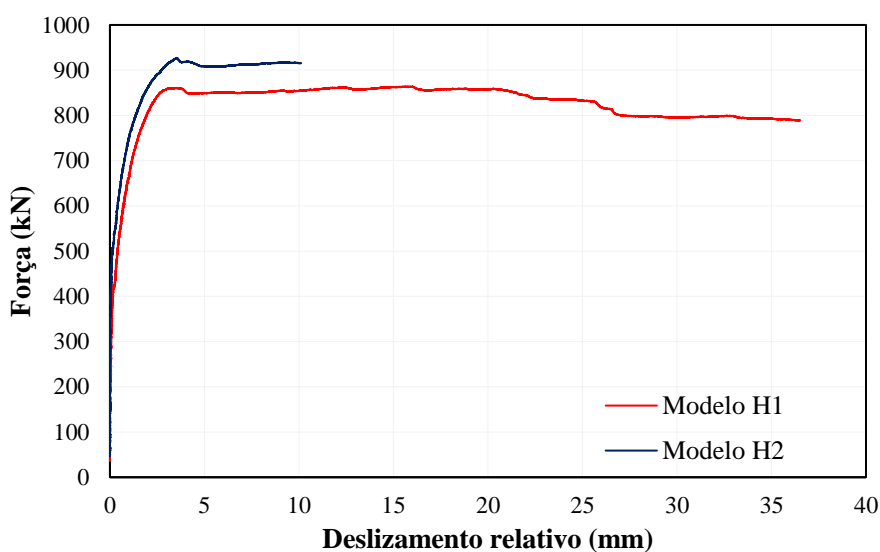


Figura 4.28 – Curva força *versus* deslocamento relativo dos modelos H1 e H2

Na Figura 4.28 nota-se a diferença de rigidez nas curvas dos modelos H1 e H2. Os resultados deste último foram acima do modelo H1 em toda a extensão da curva. Para o modelo H1, observa-se que a curva manteve um patamar até alcançar um deslizamento relativo próximo aos 37 mm. Em seguida, o ensaio foi finalizado dado o elevado deslizamento da conexão.

Em termos de capacidade resistente, os modelos H1 e H2 alcançaram 863,65 kN e 927,09 kN de força máxima, respectivamente. A média dos resultados foi igual a 895,37 kN que, ao se dividir pela quantidade de conectores (dois conectores por modelo), a média dos resultados foi igual a 447,69 kN/conector.

Em uma etapa posterior, os modelos foram abertos de maneira a facilitar a interpretação dos resultados. O núcleo de concreto mostrou-se danificado. O padrão de fissuração foi semelhante entre os modelos H1 e H2 com algumas fissuras na seção transversal na região em que os conectores foram instalados e, também, um padrão de rachadura longitudinal na região abaixo dos conectores (Figura 4.29a e Figura 4.29b).

Na região em que chapa do conector se apoiou, o concreto foi esmagado e, além disso, no interior da conexão, verifica-se que o *dowel* de concreto foi danificado de modo considerável (Figura 4.29e).

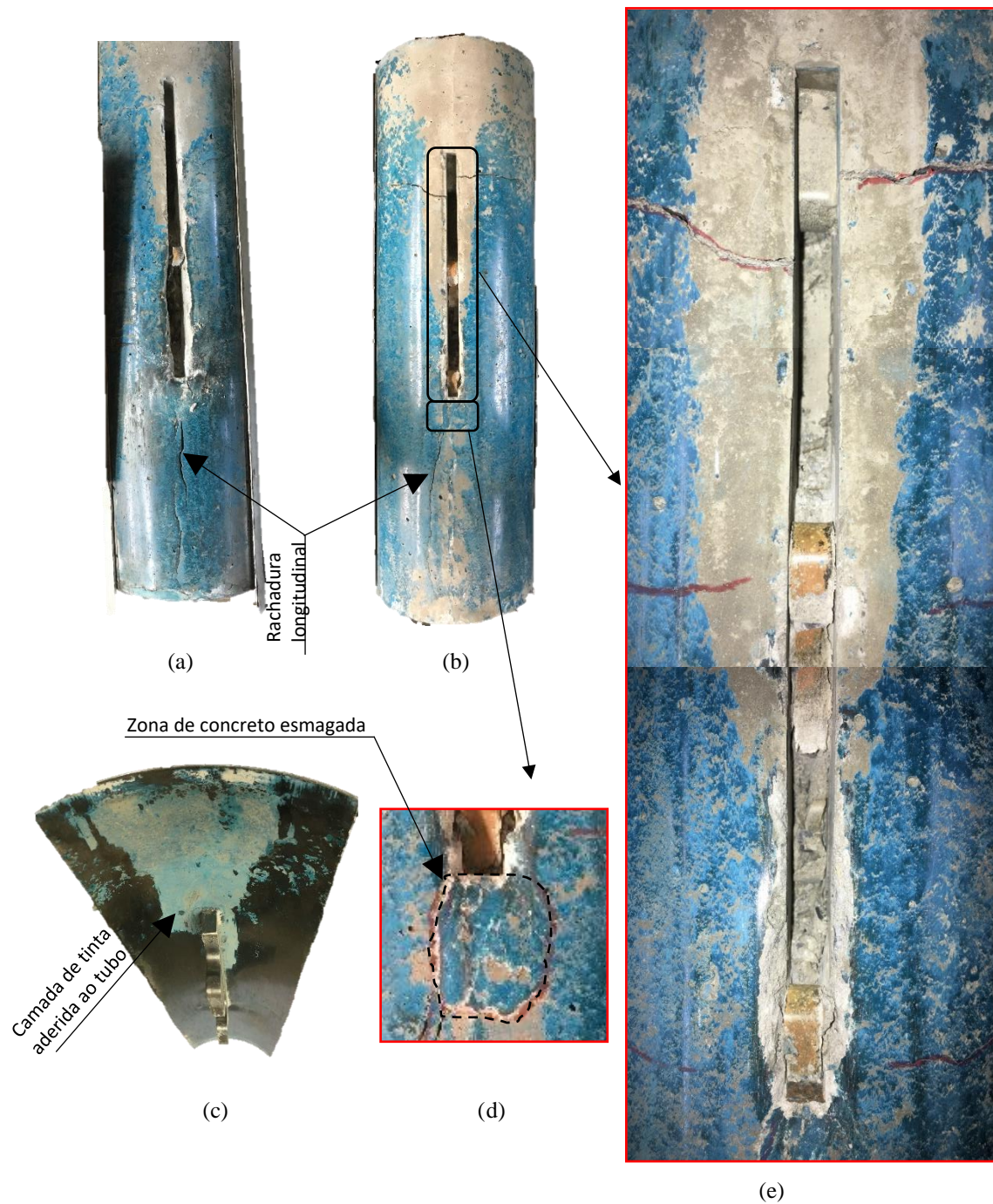


Figura 4.29 – Modelos H após o ensaio: (a) modelo H1; (b) modelo H2; (c) tubo de aço com camada de tinta aderida; (d) zona de concreto esmagada; (e) concreto no interior da conexão

A tinta que foi aplicada no tubo de aço desprende-se e ficou aderida à superfície do núcleo de concreto. Contudo, na região próxima à meia altura do conector até o topo do modelo, é possível observar uma estreita faixa em que a tinta não se aderiu ao núcleo, evidenciando uma possível separação do tubo da superfície do núcleo de concreto (Figura 4.29c).

A configuração deformada do conector *Puzzle-Shaped* está apresentada na Figura 4.30. Em relação à chapa, não foi possível observar indícios de falha neste elemento. Já, em relação ao concreto, verifica-se que uma pequena porção esmagada ficou contida entre a base e o *dowel* de aço do conector.



Figura 4.30 – Configuração do conector *Puzzle-Shaped* após o ensaio – modelo H1

De maneira similar ao que ocorreu no modelo G, o tubo de aço apresentou um pequeno ressalto na região em que o conector se apoiava, evidenciando o esmagamento do concreto nessa região (Figura 4.31).



Figura 4.31 – Configuração do tubo de aço do modelo H1 após o ensaio

4.3 Caracterização dos conectores

Os resultados obtidos na análise experimental foram analisados principalmente pelo comportamento das curvas da força *versus* deslizamento relativo. Nos tópicos a seguir, são apresentados os critérios adotados para a caracterização dos conectores:

- A capacidade resistente do conector na análise experimental $q_{cn,Exp}$ é igual ao próprio valor força máxima experimental $P_{u,Exp}$ no caso dos modelos com uma ligação e, dividido por dois, no caso dos modelos com duas ligações, respectivamente.
- A força característica P_{Rk} obtida nos ensaios de cisalhamento, conforme a norma EN 1994-1-1:2004 deve ser igual ao valor correspondente a 90% da força máxima experimental $P_{u,Exp}$;
- A rigidez do conector (k_{sc}), conforme a norma EN 1994-1-1:2004 deve ser medida a 70% de P_{Rk} , sendo essa rigidez definida como: $k_{sc} = 0,7P_{Rk}/\delta_{i(0,7)}$, onde $\delta_{i(0,7)}$ é o deslizamento relativo para $0,7P_{Rk}$.

A Tabela 4-1 fornece os principais resultados referentes ao comportamento dos conectores nos modelos ensaiados na primeira e segunda etapa. As informações apresentadas nessa tabela são o intervalo de forças na fase de ciclos, o deslizamento relativo correspondente a força máxima (δ_{ult}), a força máxima experimental ($P_{u,Exp}$), a força teórica de cálculo ($P_{u,Teo}$) calculada na Tabela 3-2 e a razão entre as forças máximas experimentais e teóricas ($P_{u,Teo}/P_{u,Exp}$).

Tabela 4-1 – Resultados experimentais dos modelos avaliados

<i>Modelo</i>	<i>Intervalo de Ciclos (kN)</i>	δ_{ult} (mm)	$P_{u,Exp} =$ $q_{Cn,Exp}$ (kN)	<i>Média</i>	$P_{u,Teo}$ (kN)	$P_{u,Teo}/P_{u,Exp}$
A	[18-140]	33,54	643,44	-	344,31	0,54
B	[26 - 197]	2,21	582,74	-	353,01	0,61
C	[15 – 140]	14,36	535,24	-	359,28	0,67
D	[10 – 18]	26,25	348,30	-	218,50	0,63
E	[15 – 140]	13,20	493,00	-	357,76	0,73
F	[10 - 59]	9,43	349,92	-	296,77	0,85
G1	[39 – 308]*	4,15	475,70	489,14	359,65	0,75
G2	[48 – 374]*	2,50	502,58			0,71
H1	[36 - 275]*	15,99	431,83	447,69	279,79	0,65
H2	[45 – 345]*	3,54	463,54			0,60

*Nos modelos da segunda etapa de ensaios, os valores de ciclo apresentados estão relacionados ao ensaio com duas ligações. Portanto, para uma aproximação por conector, o valor apresentado deve ser dividido por dois.

Na Figura 3.2d nota-se que a configuração do conector do modelo D consistia em apenas um conjunto de *dowel* atuante. Com essa configuração, a capacidade resistente do conector foi igual a 348,40 kN (Tabela 4-1). Cardoso (2018) utilizou na série C de sua análise experimental o conector Crestbond no PMPC de seção compacta com o ensaio realizado de modo simétrico. Isto posto, pode-se comparar o modelo D deste trabalho com os dois modelos da série C de Cardoso (2018). Ao todo, cada um desses modelos possuía seis *dowels* de aço (três de cada lado) e a capacidade resistente dos conectores foi igual a 2210 kN e 1982 kN. Portanto, ao se realizar a média desses valores com posterior divisão da grandeza de força obtida pela quantidade de *dowels*, obtém-se um valor de força igual a 349,33 kN.

Com o objetivo de reduzir as diferenças existentes entre o modelo D e a série C de Cardoso (2018), considerou-se, na comparação desses resultados, a influência do parâmetro f_y da espessura da chapa do conector que possuía valores distintos entre esses modelos com a falha no aço do conector, conforme apresenta-se na Equação 4.1.

$$q = \frac{q_{cn,exp,D}}{q_{cn,méd,C}} \cdot \frac{f_{y,D}}{f_{y,C}} = \frac{348,30}{349,33} \cdot \frac{348,96}{390,00} = 0,89 \quad (4.1)$$

A comparação resultou em uma razão igual a 0,89, evidenciando-se uma boa aproximação entre o resultado obtido para o modelo D em relação aos modelos da série C de Cardoso (2018). Acredita-se que este comportamento é previsto somente para o caso particular do modelo D, visto que a seção esbelta do tubo de aço – para um *dowel* de aço - pode ter fornecido um grau de confinamento adequado na região de conexão, propiciando uma elevação na capacidade resistente do conector, tanto quanto os tubos de seção compacta forneceram para os conectores com três *dowels* de concreto analisados por Cardoso (2018). Além disto, os resultados próximos entre o modelo D com a série C de Cardoso (2018) contribuíram para demonstrar que os resultados obtidos pelo ensaio com modelos de uma ligação (deste trabalho) foram coerentes com os resultados obtidos pelos ensaios com modelos de duas ligações realizados por Cardoso (2018).

Em relação aos modelos C e E, observa-se na Tabela 4-1 que os conectores forneceram resultados próximos, com uma razão igual a 1,085 e 1,087 para a capacidade resistente do conector e o deslizamento δ_{ult} , respectivamente, quando se comparou o modelo C em relação

ao modelo E. Era esperado que estes valores fossem próximos devido a igualdade de *dowels* atuantes nestes modelos experimentais.

Na Tabela 4-1 é possível comparar os valores de força máxima para os modelos da segunda etapa de ensaios. A razão encontrada para os modelos G1 e G2 foi igual a 0,946, e para os modelos H1 e H2 foi igual a 0,931, respectivamente. Diante disto, nota-se que os modelos-irmãos G e H, quando comparadas essas razões, apresentaram resultados muito próximos. Este comportamento retrata-se pela diferença inferior a 0,02, obtida pela razão entre 0,946/0,93.

Também foi possível comparar a capacidade resistente dos diferentes conectores avaliados em condições equivalentes de sollicitação, sendo eles: o modelo E – conector *Crestbond* com resistência $q_{cn,Exp}$ e comprimento do passo e_x , respectivamente, igual a 493,00 kN e 121,12 mm; os modelos G com conector *Clothoid-Shaped* com resistência $q_{cn,Exp,med}$ e comprimento do passo e_x , respectivamente, igual a 489,14 kN e 150 mm; e os modelos H com conector *Puzzle-Shaped* com resistência $q_{cn,Exp,med}$ e comprimento do passo e_x , respectivamente, igual a 447,69 kN e 150 mm (Tabela 4-1).

Excetuando-se o fato de o ensaio ser realizado de maneira distinta no modelo E (modelos com uma ligação) em relação aos modelos G e H (modelos com duas ligações) verifica-se, dentre eles, que o modelo E apresentou uma capacidade resistente pouco maior que os demais. Assim, os resultados obtidos permitem concluir que os conectores que apresentaram melhor eficiência (em termos de capacidade resistente) estão na seguinte ordem: *Crestbond* ~ *Clothoid-Shaped* > *Puzzle-Shaped*. Além disto, é importante lembrar que os conectores *Clothoid-Shaped* e *Crestbond* possuem a mesma relação h_d/e_x , sendo que os resultados obtidos para esses conectores mostraram uma diferença igual a 0,01 ao se comparar o modelo G em relação ao E.

A Tabela 4-2 apresenta as variáveis de caracterização dos conectores nos modelos experimentais, são elas: a força máxima experimental ($P_{u,Exp} = q_{Cn,Exp}$), a capacidade característica de deslizamento (δ_{uk}), a força característica do ensaio (P_{Rk}) e a rigidez dos conectores (k_{sc}), calculada conforme a norma europeia EN 1994-1-1:2004. Em relação à ductilidade, a norma EN 1994-1-1:2004 prescreve que um conector pode ser considerado dúctil, caso o deslizamento $\delta_{uk} \geq 6$ mm. A partir das análises realizadas, todos os conectores dos modelos analisados neste trabalho apresentaram um comportamento dúctil. Reforça-se que os

estudos conduzidos por Veríssimo (2007), Aguiar (2015) e Cardoso (2018) também mostraram o comportamento dúctil dos conectores Crestbond.

Tabela 4-2 - Caracterização dos conectores dos modelos avaliados

Modelo	$q_{Cn,Exp}$ (kN)	P_{Rk} (kN)	$0,7P_{Rk}$ (kN)	k_{sc} (kN/mm)
A	643,44	579,09	405,37	260,44
B	582,74	524,47	367,13	591,76
C	535,24	481,72	337,20	259,82
D	348,30	314,47	219,43	72,43
E	493,00	443,70	310,59	431,73
F	349,92	314,93	220,45	388,98
G1	475,70	428,13	299,69	1614,74
G2	502,58	452,32	316,63	2341,89
H1	431,83	388,64	272,05	1031,34
H2	463,54	417,19	292,03	1599,04

Em relação à rigidez, Almeida (2012) afirma que na literatura vigente não existe uma definição precisa para se classificar um conector como rígido ou flexível. Assim, o autor considera que os conectores que possuem rigidez secante (k_{sc}) medida a 60% de P_{Rk} , inferior a 200 kN/mm, poderão ser classificados como flexíveis, e os demais como rígidos. Portanto, com base na classificação do autor, todos os conectores, exceto o do modelo D, foram classificados como rígidos. É oportuno mencionar que Almeida (2012) propõe a avaliação da rigidez do conector ao nível de $0,6P_{Rk}$, diferentemente da norma europeia EN 1994-1-1:2004 que prescreve que essa rigidez deve ser medida ao nível de $0,7P_{Rk}$. Este último foi o critério utilizado neste trabalho.

Na Tabela 4-2 verifica-se que os modelos ensaiados com uma ligação (modelos da primeira etapa, A até o F) apresentaram um nível menor de rigidez na conexão quando comparado aos modelos de duas ligações (modelos da segunda etapa, G e H). Para o primeiro caso, a rigidez variou entre 72,43 até 591,76 e, para o segundo caso, a variação foi entre 1031,34 até 2341,89, respectivamente. Com essas informações, acredita-se que a configuração do ensaio possa ter influenciado na rigidez inicial das curvas, contudo, não alterando o nível de força máxima resistida pelo conector.

5

MODELAGEM NUMÉRICA

5.1 Generalidades

Nesta seção apresenta-se os procedimentos aplicados neste estudo sobre a modelagem numérica realizada por meio do método dos elementos finitos no programa ABAQUS - versão 6.14. Foram analisados e discutidos os parâmetros envolvidos nas análises numéricas com o objetivo de se alcançar uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Também são discutidas as definições de malha, condições de contorno, relações constitutivas dos materiais e interações de contato entre os materiais. Por fim, encerra-se com a apresentação dos resultados numéricos obtidos e a comparação destes com os experimentais.

5.2 Elaboração do modelo numérico

O estudo numérico foi realizado no programa de elementos finitos ABAQUS®. A modelagem do tubo de aço, concreto e conectores foi constituída por elementos de malha do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). Esse tipo de elemento possui oito nós com três graus de liberdade por nó.

Tendo em vista os estudos numéricos conduzidos por Santos (2017) e Cardoso (2018) que realizaram a calibração de modelos semelhantes ao que são analisados neste estudo, optou-se por assumir os parâmetros numéricos utilizados por esses autores.

Na Figura 5.1 tem-se uma visão geral da modelagem numérica desenvolvida neste estudo, sendo que o exemplo apresentado se refere ao modelo D que foi escolhido arbitrariamente. Para os modelos da primeira etapa de ensaios (A, B, C, D, E e F) aproveitou-se da simetria da seção transversal para que a modelagem fosse realizada para metade da seção transversal.

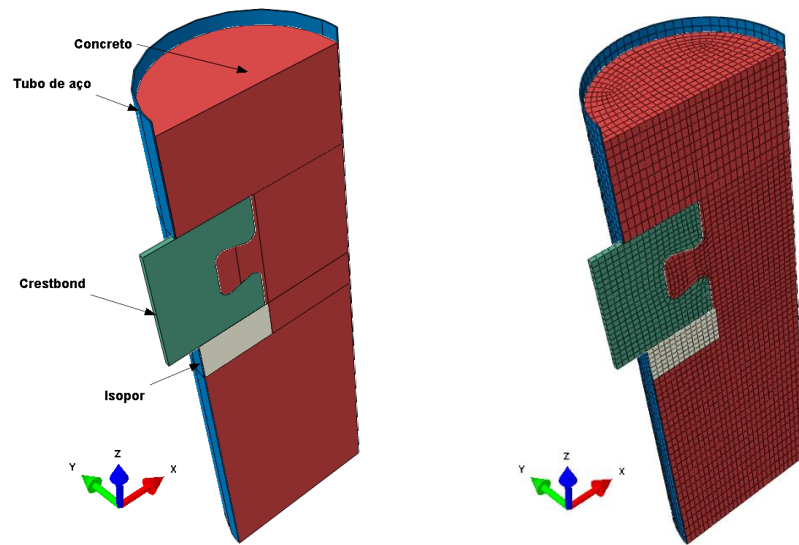


Figura 5.1 – Aspectos da geometria e da malha adotados para o modelo D

Como os modelos da segunda etapa de ensaios (modelos G e H) foram duplamente simétricos, aproveitou-se dessa configuração para que a modelagem fosse realizada com somente $\frac{1}{4}$ da seção transversal (Figura 5.2). Este procedimento, desde que aplicadas as devidas condições de contorno, permite otimizar o tempo de processamento dos modelos numéricos. Mais detalhes da condição de contorno estão apresentados no subitem 5.2.2.

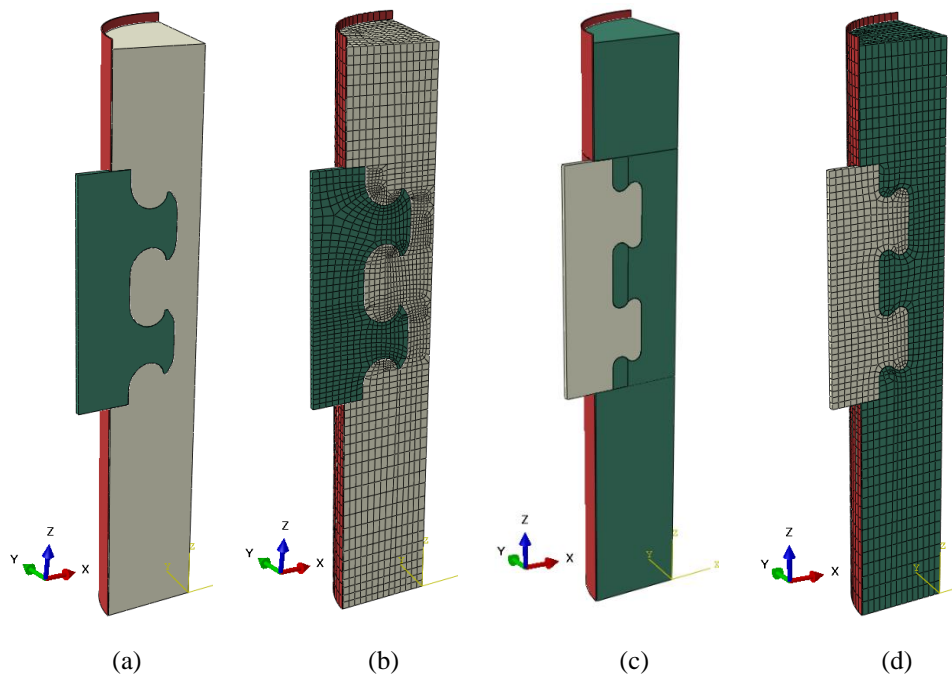


Figura 5.2 – Modelagem numérica: (a,b) modelo G; (c,d) modelo H

Na Figura 5.3 apresenta-se a configuração dos elementos de malha que foram utilizadas na calibração dos modelos.

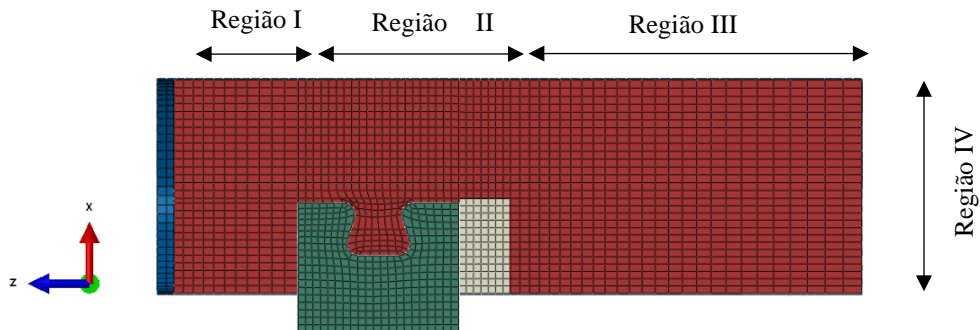


Figura 5.3 – Configuração da malha adotada nos modelos numéricos, exemplo do modelo D

No conector e nas regiões adjacentes – região II – foram utilizados elementos de malha com comprimento igual a 8 mm. Para o concreto situado na região superior – região I – foram utilizados elementos de malha com comprimento variando entre 10 mm e 15 mm. Para o concreto situado na região inferior – região III – foram utilizados elementos de malha com comprimento variando entre 10 mm e 30 mm.

A configuração dos elementos de malha apresentada na Figura 5.3 foi igualmente utilizada nos estudos de Santos (2017) e Cardoso (2018). No entanto, visando-se certificar se esta configuração seria a ideal no presente estudo, realizou-se um novo estudo de sensibilidade em um modelo aleatório do programa experimental.

Na Figura 5.4 apresentam-se os resultados obtidos da análise de sensibilidade. Nota-se que para a configuração de referência (Figura 5.3) utilizou-se um fator multiplicador - igual a 1,00 - que representa a quantidade total de elementos, igual a 13.870. A partir desta configuração foram realizadas outras variações, de onde avaliou-se, principalmente, o tempo gasto no processamento dos modelos, a configuração deformada, o poder de convergência até o deslocamento final imposto (37 mm) e a variação da força máxima.

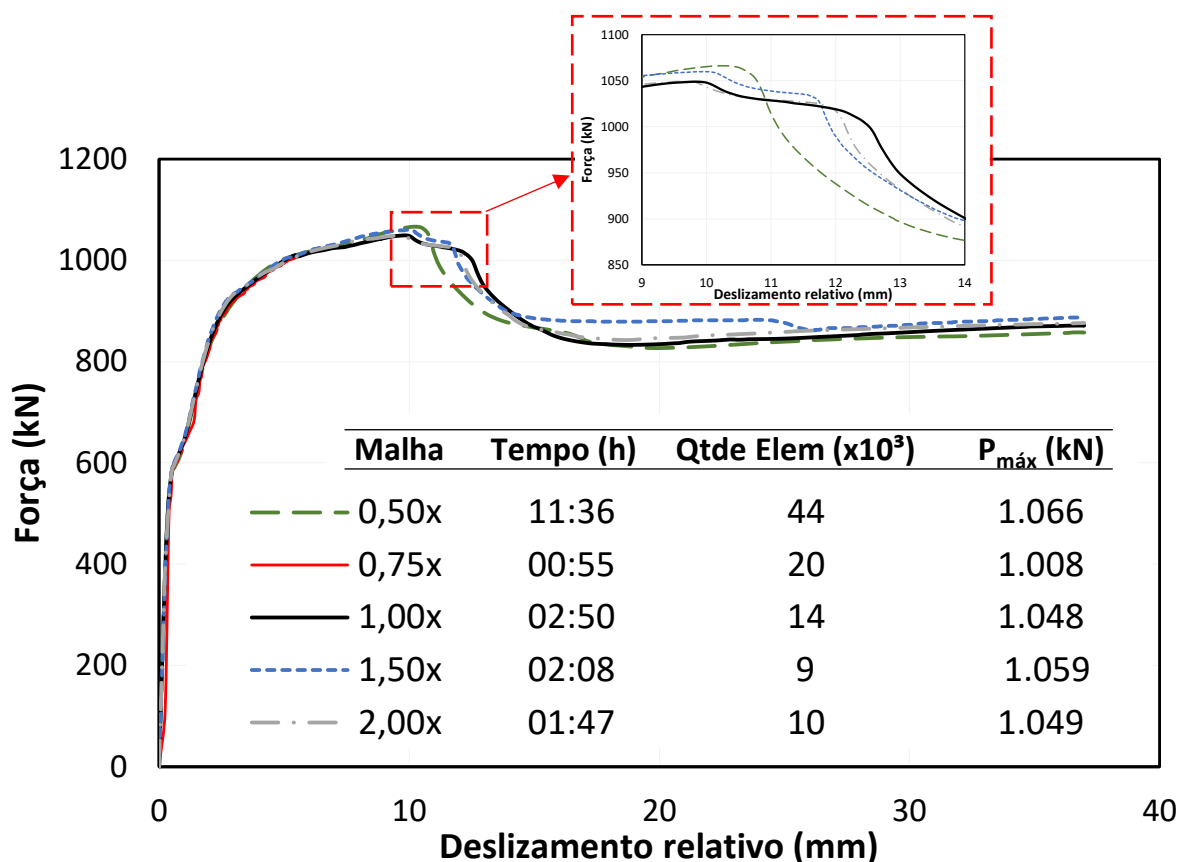


Figura 5.4 – Teste de sensibilidade de malha

Na malha 0,75x (representada pela curva na cor vermelha), nota-se que a análise numérica foi finalizada antes do deslocamento final imposto, inviabilizando a comparação desta com as demais. Para a malha com maior grau de refinamento – 0,50x - o tempo de 11:36 hs gasto no processamento do modelo foi quase 5x maior que a média do tempo de processamento dos demais, tornando-se inadequado assumir este grau de refinamento – com custo computacional elevado - para à análise pretendida neste trabalho.

A algoritmo do ABAQUS que realiza a varredura dos elementos não alcançou uma discretização efetiva no tamanho dos elementos finitos nas configurações de malhas entre 1,5x e 2,00x, sendo possível notar na Figura 5.4 que a quantidade de elementos finitos apresentou uma pequena elevação. Em relação ao consumo de horas-máquina, o tempo de processamento ficou em torno de 2 horas. Por fim, tem-se a configuração de referência – malha 1,00x – de onde é possível observar na Figura 5.4 que se gastou praticamente 3:00 hs para se processar este modelo e o valor da força máxima alcançada foi igual a 1.048 kN, valor este muito próximo da média dos demais.

Dentre os modelos avaliados, com exceção da malha 0,75x que foi finalizada prematuramente pelo ABAQUS, a configuração de malha 1,00x mostrou ser eficiente para a análise numérica pretendida neste trabalho. O grau de eficiência aqui é descrito pelo parâmetro tempo de processamento pela precisão do resultado obtido nas curvas forças *versus* deslizamento. Além do mais, ficou mantida a configuração de malha já utilizada por Santos (2017) e Cardoso (2018).

5.2.1 Definição dos pares de contato

Os pares de contato entre as superfícies dos materiais utilizados na modelagem numérica (aço do conector, aço do tubo, EPS e concreto) foram assumidos como interações de contato rígidas. No ABAQUS, os pares de contato são definidos no módulo *Interactions*, sendo que a busca pelas superfícies dos elementos pode ser realizada de duas formas: automática pela ferramenta *find contact pairs* ou manual, selecionando as superfícies dos elementos. A primeira opção foi utilizada neste estudo e, como exemplo, na Figura 5.5 estão apresentados os pares de contato do modelo D. Para este modelo pode-se observar que o programa definiu quatro pares distintos, sendo eles: superfície Crestbond-Concreto (Fig. 5.5a); superfície Crestbond-Tubo (Fig. 5.5b); superfície Concreto-EPS (Fig. 5.5c); e superfície Tubo-Concreto (Fig. 5.5d).

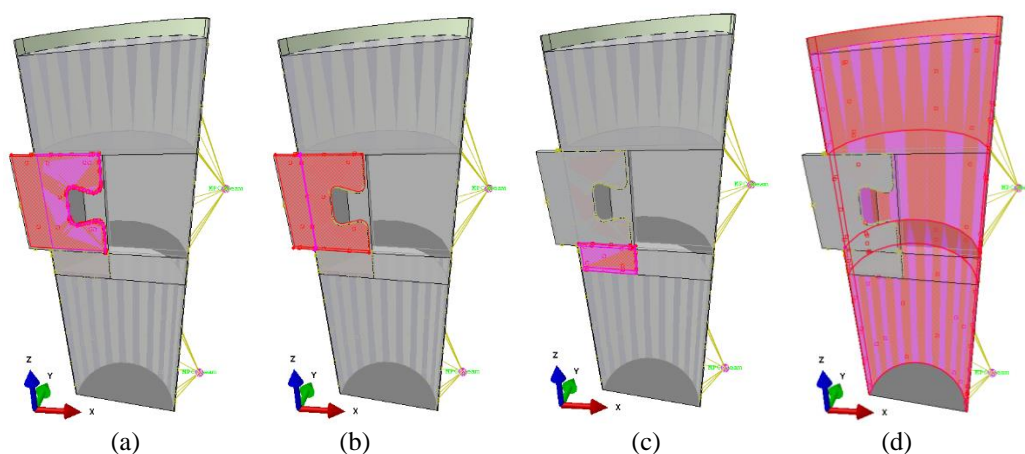


Figura 5.5 – Vista em perspectiva dos pares de contato formados pelo ABAQUS: (a) contato Crestbond-Concreto; (b) Crestbond-Tubo; (c) Concreto-EPS; (d) Tubo-Concreto

5.2.2 Condições de contorno

Visando simular as condições de contorno, foram avaliadas quais seriam as restrições necessárias para a fidelização do modelo numérico ao experimental da primeira e segunda etapa de ensaios. Neste contexto, os carregamentos simétricos e assimétricos necessitaram ser avaliados com o rigor necessário para uma calibração confiável, conforme apresenta-se a seguir.

De maneira simplificada, as seguintes restrições foram utilizadas: ao deslocamento horizontal devido à simetria (Fig. 5.6 – $U_y = 0$); e ao deslocamento vertical e rotação na base do concreto (Fig. 5.6). Ambas as restrições foram aplicadas para configuração assimétrica e simétrica, respectivamente.

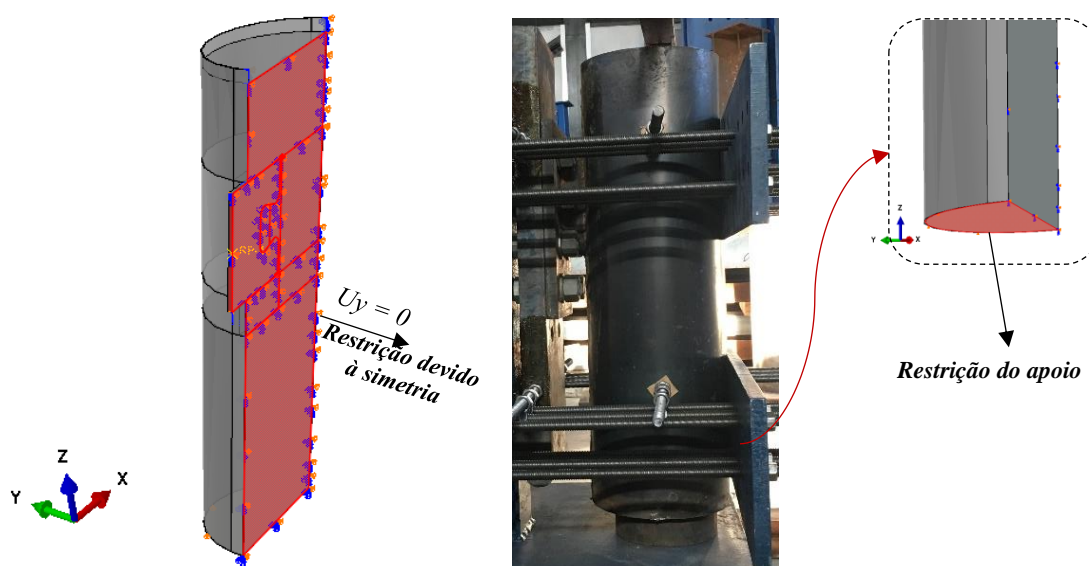


Figura 5.6 – Modelagem numérica relativa ao modelo D

As condições de contorno impostas pelas chapas de travamento do modelo experimental foram introduzidas no modelo numérico por meio de molas em posições semelhantes à dessas chapas. Nota-se na Figura 5.7 que as molas foram posicionadas na direção do Eixo X, e fornecem uma restrição equivalente à rigidez das chapas de travamento. Para determinação da rigidez das molas, com base nas propriedades mecânicas e geométricas das chapas, considerou-se uma viga biapoiada, sendo obtido o valor de rigidez, k_x , igual a 37560 N/mm.

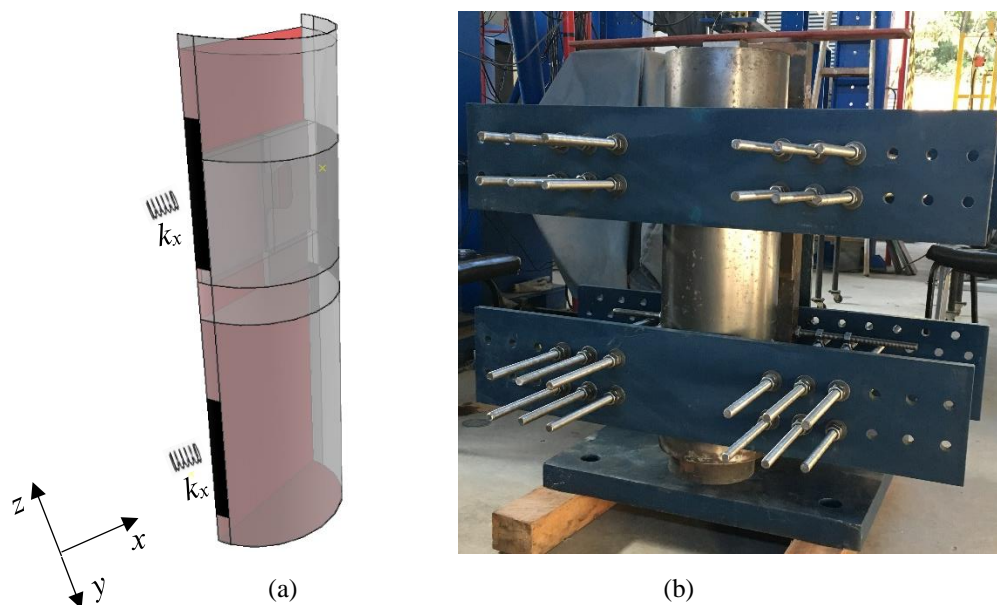


Figura 5.7 – Condições de contorno adicionais: (a) mola fictícia com rigidez k simulando a rigidez das chapas; (b) modelo D posicionado com as chapas de travamento

Para os modelos da segunda etapa de ensaios (modelos G e H), foi utilizado o recurso da dupla simetria para aplicar as condições de contorno ilustradas na Figura 5.8, que exemplifica o modelo H. Para simular a introdução do carregamento vertical à chapa do conector dos modelos numéricos, foi permitido o movimento livre de corpo rígido da chapa à translação vertical (eixo Z), e as considerações de contorno assumidas para o eixo horizontal (eixo X) foram apresentadas nos parágrafos a seguir.

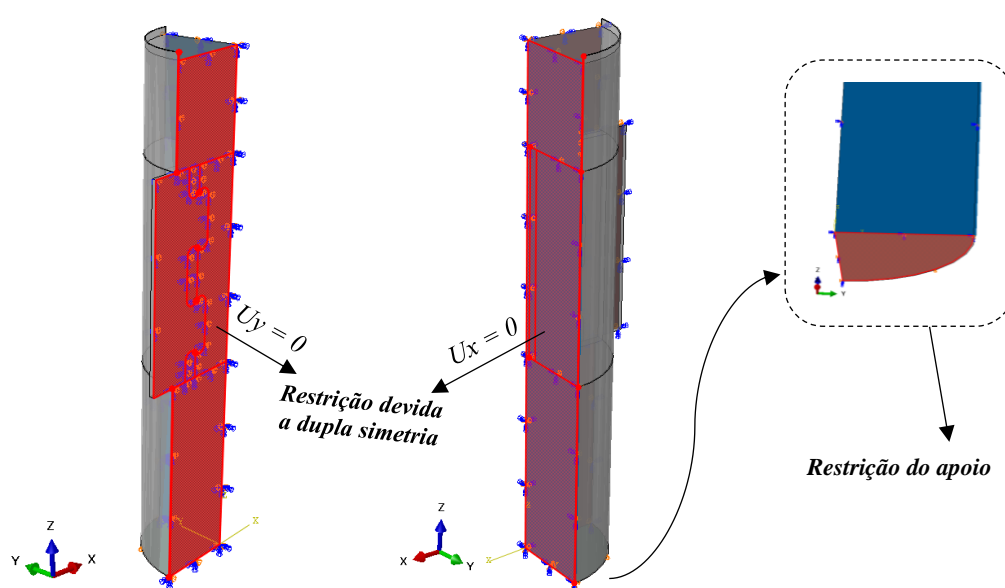


Figura 5.8 – Condições de contorno aplicadas no modelo H

Na análise experimental dos modelos da segunda etapa, as peças de chapas verticais, além de transmitir o carregamento aplicado pelo atuador às chapas dos conectores, também atuaram como elemento de apoio dos pilares durante a realização do ensaio (Figura 3.9). Deste modo, ainda que os modelos tenham sido travados por tirantes, elas poderiam estar susceptíveis a pequenos possíveis deslocamentos horizontais ocasionados pela tendência de rotação em torno da conexão. A intensidade de tais deslocamentos é diminuta e difícil de ser quantificada, pois depende do atrito do apoio da chapa com a laje de concreto do piso, do atrito entre esta chapa e o perfil I vertical, da acomodação dos tirantes e do modelo, das excentricidades de carregamento e do modelo, dentre outros fatores.

Visando simplificar os parâmetros acima mencionados, na simulação dos modelos da segunda etapa de ensaio, foram considerados dois extremos de rigidez da conexão. O primeiro extremo, com restrição, configura-se através do bloqueio do movimento da chapa na direção horizontal ($U_x = 0$ – Fig. 5.9). Já, o segundo extremo, sem restrição, permite o movimento livre de corpo rígido da chapa na translação horizontal ($U_x = Livre$ – Fig. 5.9).

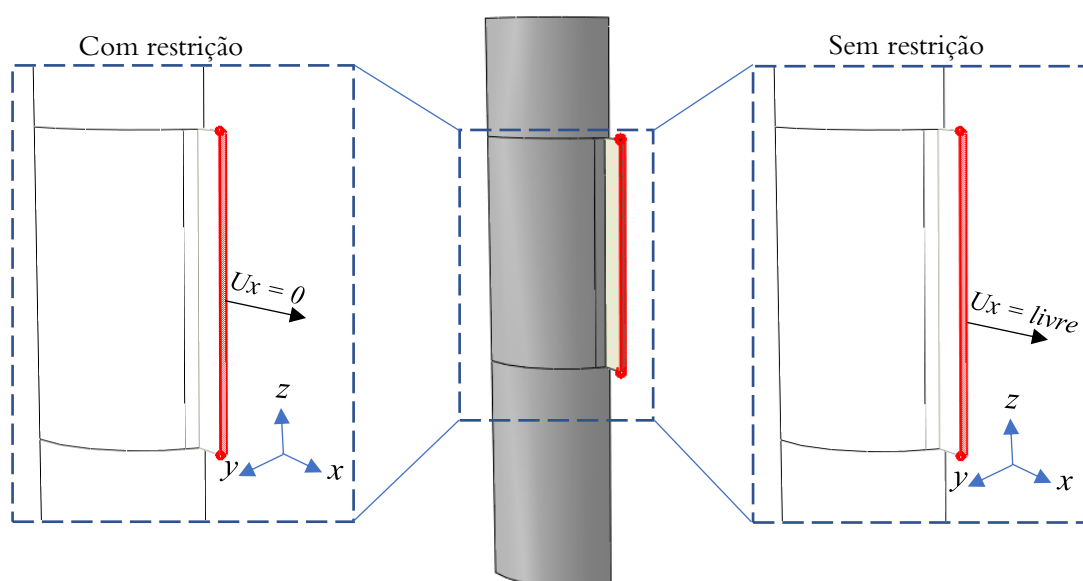


Figura 5.9 – Condição de contorno aplicada na conexão dos modelos da segunda etapa de ensaios

Acredita-se que os modelos experimentais venham apresentar uma conexão com rigidez intermediária à desses dois casos do modelo numérico. Esse procedimento foi aplicado nos modelos numéricos G e H, sendo eles diferenciados com as terminologias “com restrição” e “sem restrição” na Tabela 5-2.

5.2.3 Aquisição dos resultados

A superfície da chapa do conector Crestbond foi acoplada a um nó de referência posicionado à frente da chapa do conector, denominado como *Reference Point (RP)*, ilustrado no círculo em cor vermelha na Figura 5.10. Este acoplamento possibilita que as condições de contorno desta superfície sejam as mesmas daquelas configuradas para o *RP*. Desta forma, à medida que os deslocamentos controlados (U_z) foram incrementados no modelo numérico através do *RP*, a superfície da chapa hachurada em vermelho acompanhava os deslocamentos aplicados. Este artifício simulou a aplicação dos deslocamentos quase-estáticos realizados pelo atuador.

Importante mencionar que nos modelos numéricos da primeira etapa de ensaios, todos os demais movimentos de translação e giro nas direções dos eixos X e Y foram restringidos, possibilitando somente o deslocamento controlado U_z aplicado na direção do eixo Z por meio do *RP* (Figura 5.10). Para os modelos da segunda etapa de ensaios, os movimentos de translação e giro foram restringidos na direção do eixo Y, enquanto na direção do eixo X foi assumida a configuração apresentada na subseção anterior (Figura 5.9)

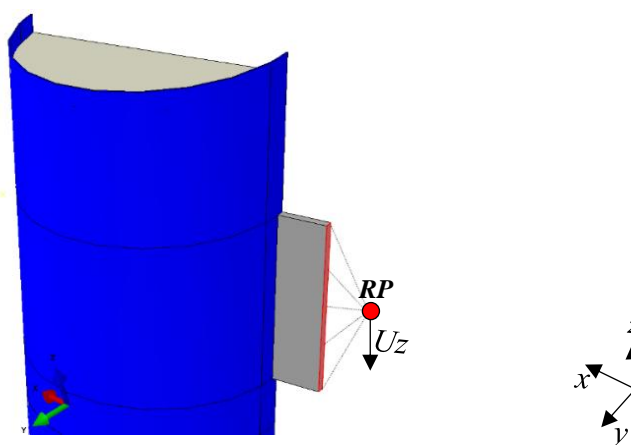


Figura 5.10 – Ponto de referência RP para aplicação do deslocamento controlado

5.3 Modelos constitutivos dos materiais

5.3.1 Concreto

O ABAQUS® apresenta a vantagem de possuir diversos modelos constitutivos na sua biblioteca para descrever o comportamento dos materiais. No caso do concreto, o modelo constitutivo adotado foi o modelo de dano com plasticidade denominado como *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Segundo a documentação do ABAQUS® (SIMULIA, 2014), o CDP apresenta a vantagem de simular a degradação da rigidez do concreto na compressão e na tração, além de simular o comportamento do material sob confinamento.

O CDP é constituído pelos seguintes parâmetros: ângulo de dilatância (ψ), razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (K_c), viscosidade (μ_{vis}) e a excentricidade (ϵ). Os valores desses parâmetros foram assumidos iguais aos utilizados por Santos (2017) e Cardoso (2018), sendo eles: $\psi = 36^\circ$, $\epsilon = 0,00005$, $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$, $K_c = 2/3$ e $\mu_{vis} = 0,1$.

Investigações numéricas a respeito da influência das relações constitutivas do concreto à compressão e à tração foram realizadas nos estudos conduzidos por Cardoso (2018) em situações semelhantes à deste estudo. Portanto, para se manter a compatibilização da calibração numérica, foram utilizadas neste estudo as mesmas relações constitutivas aplicadas no estudo do autor. Assim, para representar o comportamento do concreto à compressão utilizou-se do diagrama apresentado na Figura 5.11.

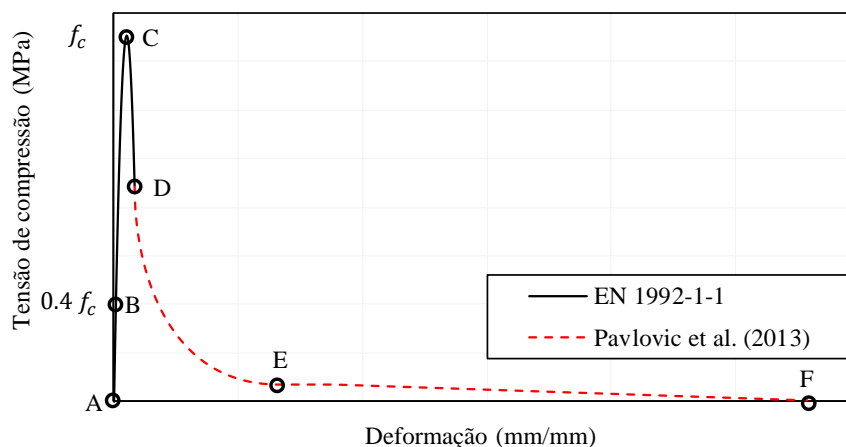


Figura 5.11 – Diagrama tensão de compressão versus deformação utilizado na validação dos modelos

Nota-se que Cardoso (2018) utilizou duas curvas para representar o comportamento do concreto à compressão, sendo elas assim descritas: do trecho A-D utilizou-se a proposta da norma europeia, em que se considera que o comportamento do concreto é linear até alcançar 40% do valor da tensão de compressão máxima f_c , da qual é definida no ponto C e, por fim, o ponto D é equivalente ao último ponto de deformação por esta curva; em seguida, o trecho D-G refere-se a uma extensão de curva proposta por Pavlovic *et al.* (2013). Esta extensão de curva foi proposta pelos autores nas situações em que as deformações do concreto são elevadas (além do ponto D), como no caso do concreto próximo dos conectores que fica submetido a elevadas deformações de compressão. As equações 5.1 e 5.2, apresentadas a seguir, definem as curvas da norma europeia EN 1992-1-1:2004 e Pavlovic *et al.* (2013), respectivamente.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (5.1)$$

onde ε_c é a deformação do concreto à compressão; ε_{c1} e ε_{cu1} são as deformações do concreto obtidas conforme a Tabela 3.1 da norma europeia EN 1992-1-1:2004; E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto, o qual é definido pela tangente à curva compreendido entre os valores $0 \leq \sigma_c < 0,4f_{cm}$; e $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ e $k = 1,05E_{cm}(\varepsilon_{c1}/f_{cm})$.

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} + \frac{\mu}{\alpha} - \frac{\sin(0.5 \pi \alpha_{tE} \mu^{\alpha_{tD}})}{\beta \sin(0.5 \pi \alpha_{tE})} \right]; & \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ [f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})] / (\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE}); & \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (5.2)$$

com

$$\mu = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE}}{\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}} \quad (5.3)$$

onde ε_{cuD} , ε_{cuE} , e ε_{cuF} são as deformações nos pontos E, F e G, respectivamente, iguais a ε_{cu1} , 0,03; e 0,10; f_{cuD} é a tensão no ponto D, correspondente a ε_{cuD} ; f_{cuE} é igual a (f_{cm}/α) ; e α , α_{tD} , α_{tE} e β são iguais a 20; 0,5; 1,0 e (f_{cm}/f_{cuD}) , respectivamente; f_{cuF} é igual a $(f_{cm}/100)$.

O comportamento à tração do concreto foi representado por meio da curva tensão versus abertura de fissura fictícia, conforme apresenta-se na Figura 5.12. No trecho A-B a curva apresenta um comportamento linear até alcançar a resistência máxima à tração (f_{ct}) e, em seguida, utilizou-se de uma extensão de curva proposta no estudo de Kim e Nguyen (2010) para se definir o amolecimento do concreto à tração.

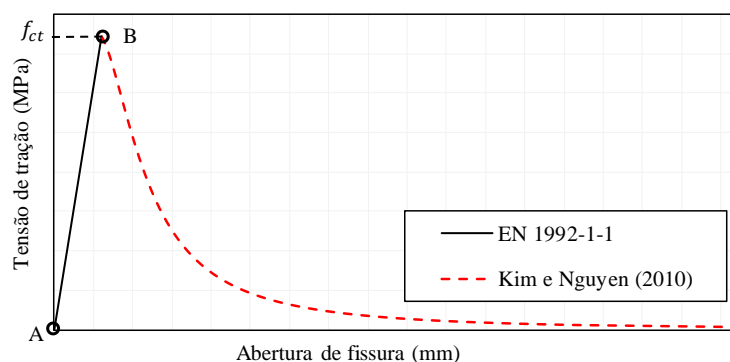


Figura 5.12 – Diagrama tensão de tração *versus* abertura de fissuras

5.3.2 Aço do tubo e conector

Para simular o comportamento do aço dos conectores e dos tubos de aço utilizou-se de um modelo elasto-plástico, apresentado na Figura 5.12. Os pares de tensão *versus* deformação, com exceção do trecho de descarregamento (trecho G-H), foram baseados no diagrama teórico multilinear para ensaios de chapas apresentadas no estudo de Cardoso (2018).

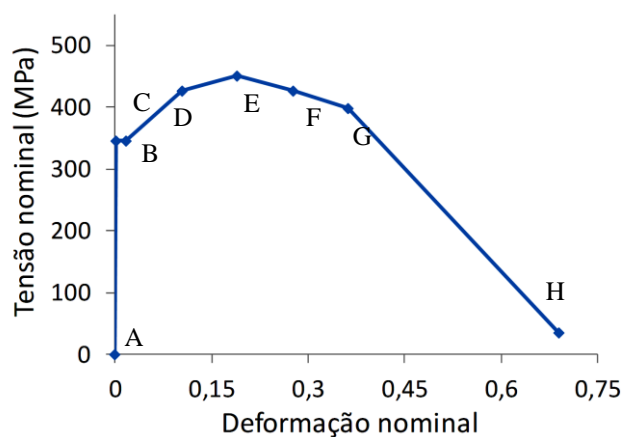


Figura 5.13 – Curva tensão *versus* deformação do aço para os conectores e tubo de aço. (Cardoso, 2018)

Tabela 5-1 – Pares tensão-deformação do aço para os conectores e tubo de aço (Cardoso, 2018)

Ponto	Tensão (σ)	Deformação	Ponto	Tensão (σ)	Deformação
A	0	0	E	f_u	$110\varepsilon_y$
B	f_y	ε_y	F	$0,95f_u$	$160\varepsilon_y$
C	f_y	$10\varepsilon_y$	G	$f_y + 0,5(f_u - f_y)$	$210\varepsilon_y$
D	$0,95f_u$	$60\varepsilon_y$	H	$0,1f_y$	$400\varepsilon_y$

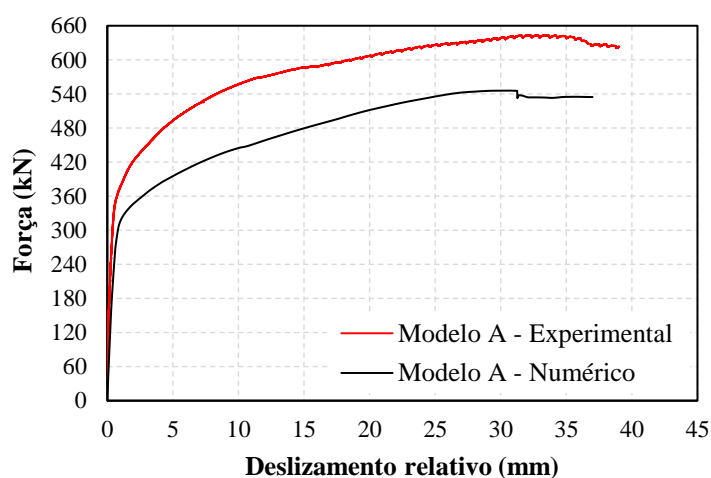
5.4 Resultados Numéricos

Neste subitem são apresentados os resultados numéricos que foram obtidos por meio dos parâmetros de modelagem numérica fornecidos nos subitens 5.2 e 5.3. Os resultados são apresentados por meio das curvas força *versus* deslizamento relativo (Figura 5.14) e, também são comparados os valores de força máxima obtidas numérica ($P_{u,Num}$) e experimentalmente ($P_{u,Exp}$). na Tabela 5-2.

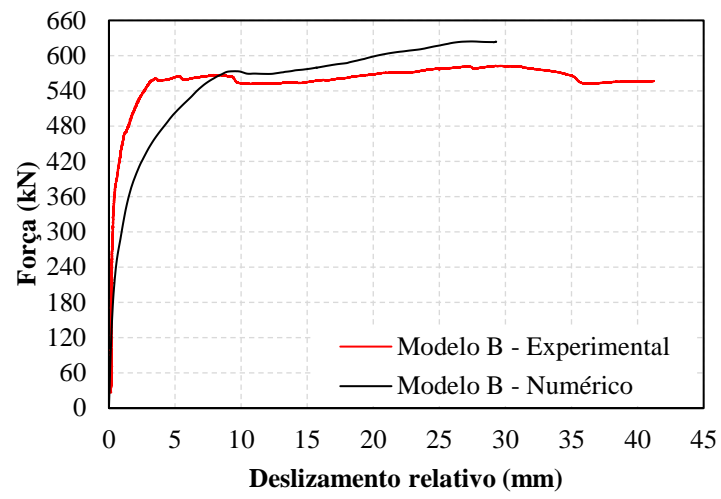
Tabela 5-2 – Comparação entre os valores de força numérica e experimental

<i>Modelo</i>	$P_{máx,num}$ (kN)	$P_{máx,exp}$ (kN)	$\frac{P_{máx,num}}{P_{máx,exp}}$	<i>Média</i>
A	545,76	643,44	0,85	0,96
B	624,19	582,74	1,07	
C	529,08	535,24	0,99	
D	312,56	348,30	0,90	
E	452,46	493,00	0,92	
F	364,93	349,92	1,04	
G – com restrição	1048,86	978,29*	1,07	1,00
G – sem restrição	965,44		0,99	
H – com restrição	900,48	895,37*	1,01	
H – sem restrição	851,85		0,95	
* O valor apresentado refere-se a média dos resultados experimentais				0,98

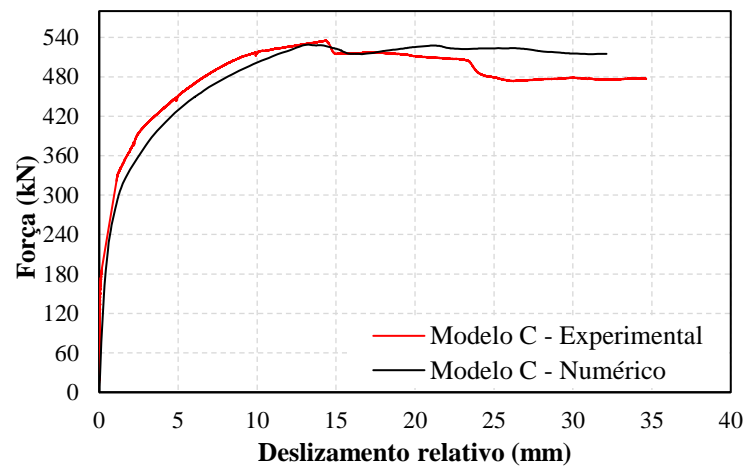
De modo geral, a razão $P_{u,Num}/P_{u,Exp}$ foi igual a 0,96 e 1,00 para os modelos da primeira e segunda etapa de ensaios. Em suma, pela média, a razão dos resultados numéricos mostrou-se confiável, igual a 0,98 em relação aos experimentais, em termos de força máxima. As comparações entre as curvas numéricas e experimentais são apresentadas na Figura 5.14.



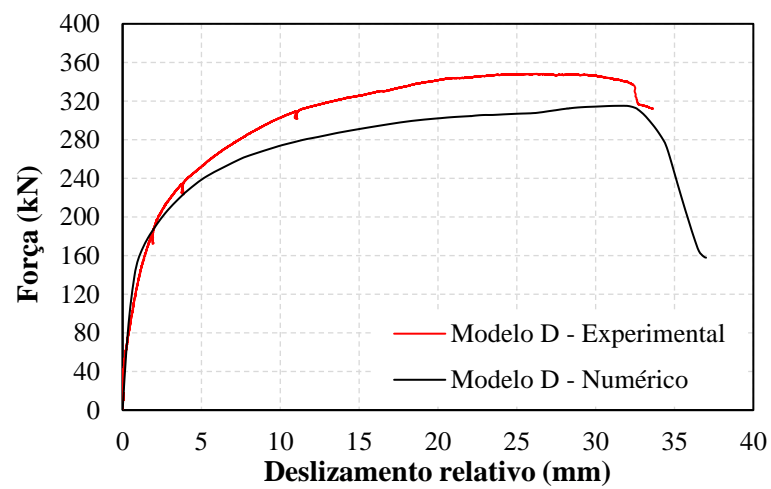
(a)



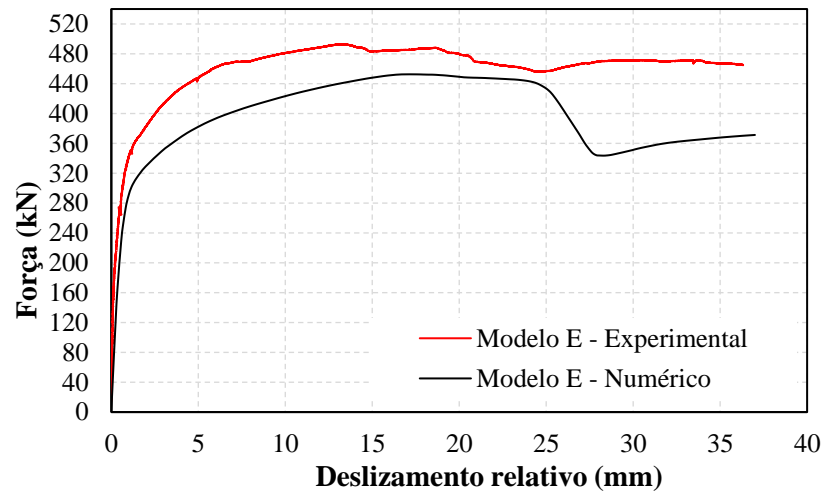
(b)



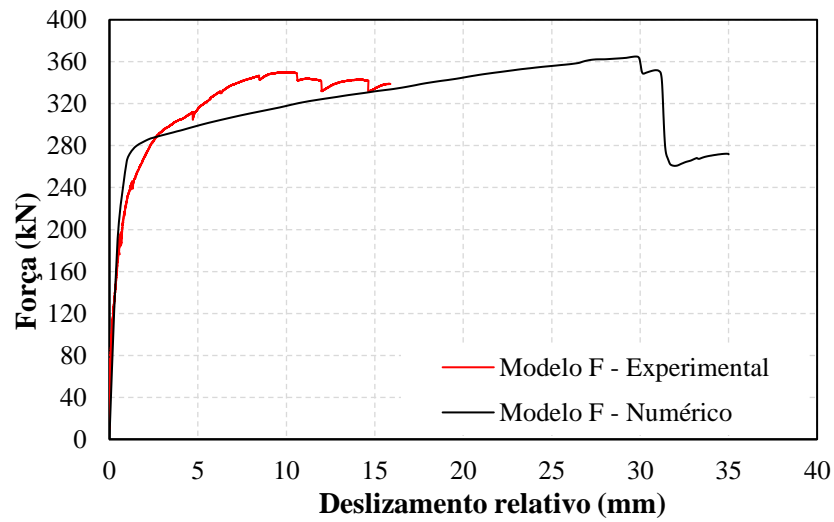
(c)



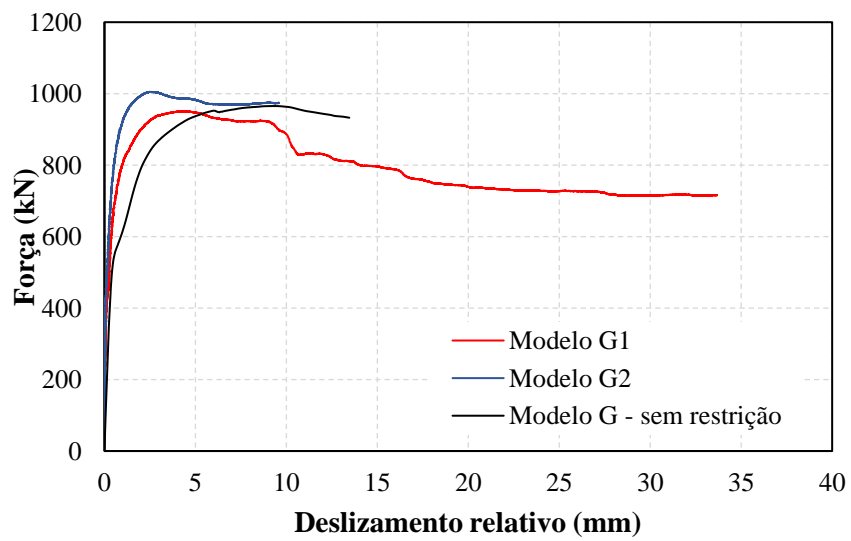
(d)



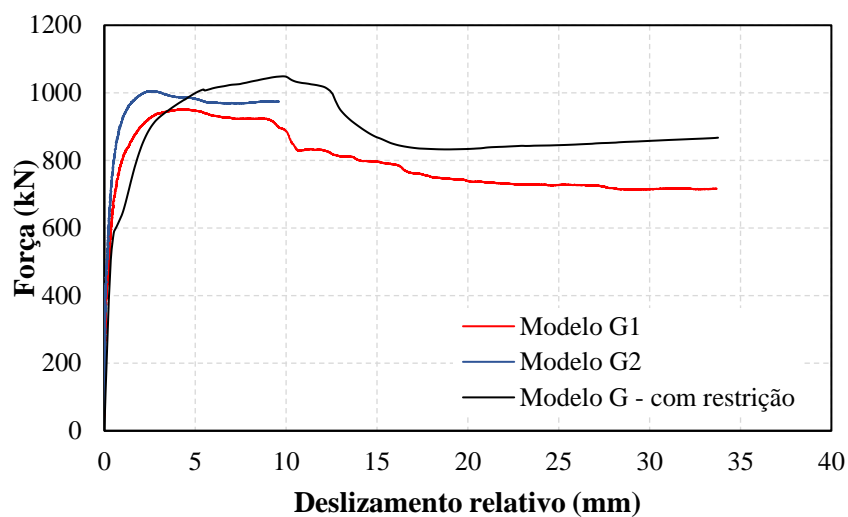
(e)



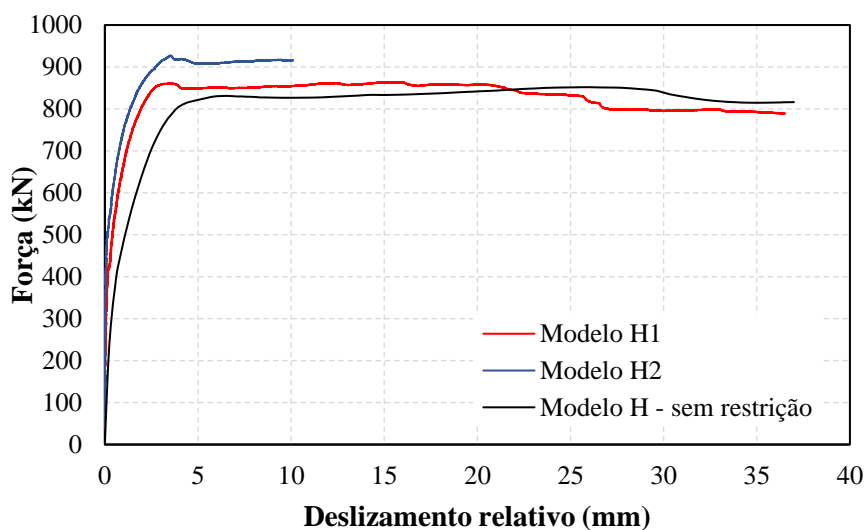
(f)



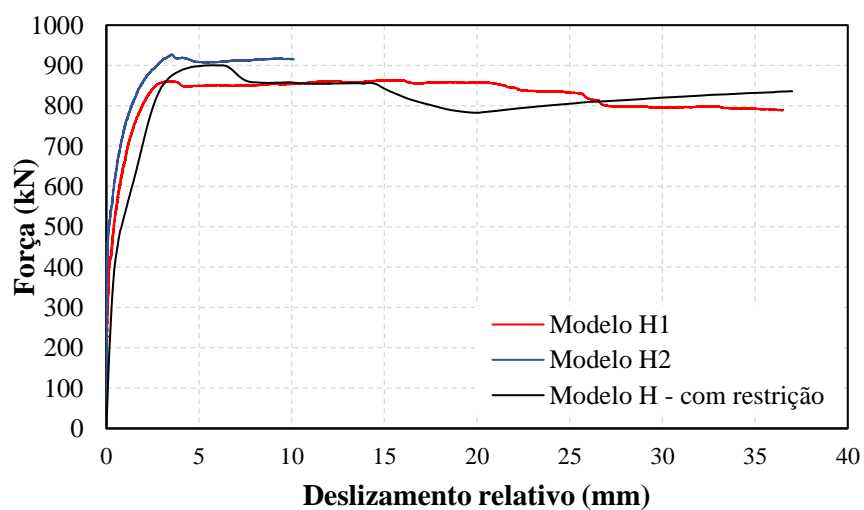
(g)



(h)



(i)



(j)

Figura 5.14 – Comparação das curvas força *versus* deslocamento dos modelos experimentais e numéricos: (a) Modelo A; (b) Modelo B; (c) Modelo C; (d) Modelo D; (e) Modelo E; (f) Modelo F; (g) Modelo G na configuração “sem restrição”; (h) modelo G na configuração “com restrição”; (i) modelo H na configuração “sem restrição”; (j) modelo H na configuração “com restrição”

O formato das curvas dos modelos A, C, D e E foi muito similar às respectivas curvas experimentais. Do programa experimental da primeira etapa de ensaios, somente os modelos B e F apresentaram valores de força máxima $P_{m\acute{a}x,num}$ superior ao valor de $P_{m\acute{a}x,exp}$. Contudo, a dispersão desses resultados foi inferior a 8%, conforme se observa na Tabela 5-2.

Para os modelos da segunda etapa de ensaios, na configuração “sem restrição”, nota-se que as curvas numéricas ficaram abaixo das experimentais para deslocamentos máximos na ordem de 5 mm e 22 mm para as curvas G e H, respectivamente. Após isso, as curvas experimentais e numéricas se interceptam.

Por outro lado, na configuração “com restrição”, as curvas numéricas mostraram-se com uma rigidez levemente superior, de maneira que para deslocamentos abaixo dos 4 mm essas curvas numéricas interceptaram as experimentais, fornecendo resultados acima dos experimentais. Contudo, conforme já fora mencionado anteriormente, essa metodologia aplicada na calibração apresenta os resultados nos extremos de rigidez da conexão – entre a configuração “sem restrição” e “com restrição” -, sendo que a configuração ideal é que os modelos possuam uma rigidez de conexão intermediária a esses dois extremos.

Pelos resultados apresentados na Tabela 5-2, nota-se que a razão entre os valores numéricos e experimentais variou entre 1,07 e 0,99 para o modelo G e, 1,01 e 0,95 para o modelo H, respectivamente. Assim, acredita-se que na configuração ideal, os modelos numéricos apresentaram uma razão intermediária entre os valores obtidos pela variação, levando a concluir que, em termos de força máxima, a calibração mostrou-se confiável.

6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Generalidades

O conhecimento sobre as possíveis falhas dos conectores em chapa - *Composite Dowels* - é de fundamental importância para o desenvolvimento de um modelo de cálculo consistente para a aplicação proposta neste trabalho. Deste modo, este capítulo apresenta uma análise dos modelos numéricos calibrados na seção anterior. A análise é voltada para o estado de deformações e tensões nos conectores, na evolução do dano à compressão e à tração do concreto, no comportamento das curvas numéricas obtidas e nas comparações das configurações deformadas numéricas e experimentais.

6.2 Modelos analisados

6.2.1 Modelo A

A Figura 6.1 apresenta o modelo A no incremento de força máxima com a escala das tensões do critério de *von Mises* limitada à resistência ao escoamento do aço do conector (f_y), de 349,57 kN. Avaliando-se o conector, no incremento de força máxima, evidencia-se um escoamento pronunciado na chapa (representado pelos elementos finitos na cor cinza).

Visando facilitar a interpretação dos resultados, os *dowels* da conexão possuem uma nomenclatura definida em cada um dos modelos numéricos. No modelo A, por exemplo, tem-se os *dowel* de aço D1 e o de concreto D2 referentes ao conjunto superior de *dowels*; e o *dowel* de aço D3 e o apoio de concreto D4 referentes ao conjunto inferior de *dowels* (Figura 6.1).

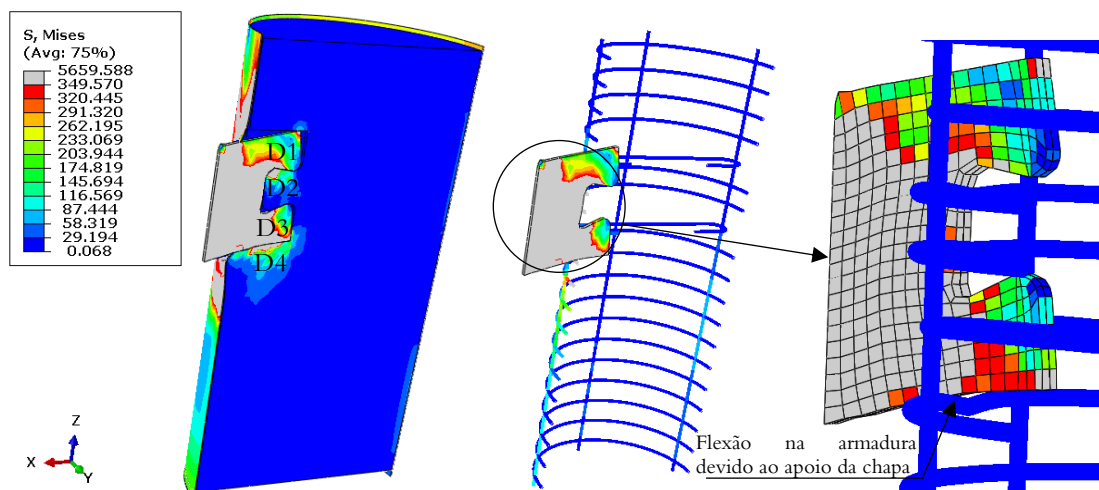


Figura 6.1 –Modelo numérico A na configuração deformada

Na Figura 6.2 os resultados numéricos são novamente apresentados, porém, destacando o estado de deformação do aço dos conectores por meio da variável PEEQ em alguns incrementos julgados importantes. A variável PEEQ representa as deformações plásticas equivalentes. Por definição, se o valor da variável é zero, o material não entrou em regime plástico, se o valor é maior que zero o material iniciou o escoamento. Além disto, com base na lei constitutiva assumida para o aço do conector, se $PEEQ > 0,015$, o material iniciou o processo de encruamento (final do regime de escoamento do material). Esses incrementos possuem uma nomenclatura definida com as seguintes letras:

- “a” - Refere-se ao ponto de início do escoamento do conector, i.e., $PEEQ > 0$;
- “b” - Refere-se ao incremento em que o conector alcança a força máxima numérica;
- “c” - Refere-se ao incremento em que a análise numérica é finalizada.

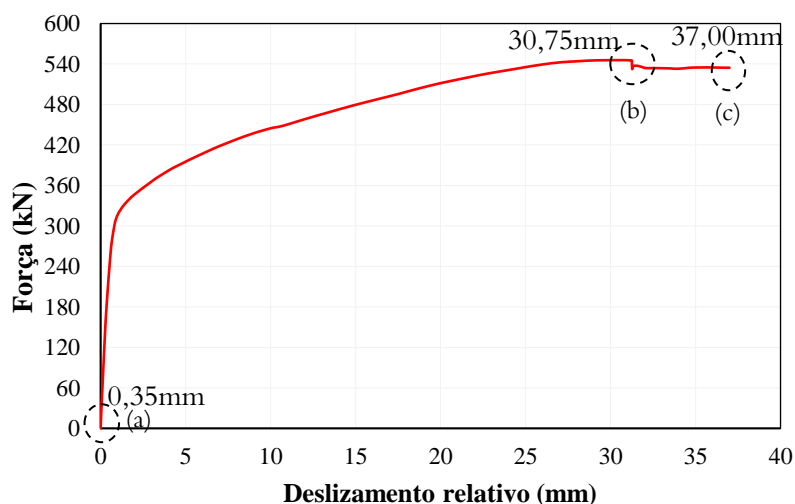


Figura 6.2 – Curva força *versus* deslizamento do modelo A com os incrementos

A Tabela 6-1 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”.

Tabela 6-1 - Variável PEEQ para o conector do Modelo A

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	<i>Incremento (a)</i>	<i>Incremento (b)</i>	<i>Incremento (c)</i>

A Figura 6.3 apresenta a degradação da rigidez do concreto à compressão próximo ao conector, representada pela variável *DAMAGEC* do ABAQUS. Duas vistas são apresentadas nessa figura, a primeira mostra uma visualização frontal do núcleo de concreto com o conector (Figura 6.3a), e a segunda mostra uma visualização lateral do núcleo de concreto com o conector (Figura 6.3b). Além disto, na figura, a variável *DAMAGEC* é plotada no incremento relativo à força máxima alcançada no modelo A e a cor vermelha dos elementos finitos indica que nestes locais houve uma total perda da rigidez à compressão no concreto.

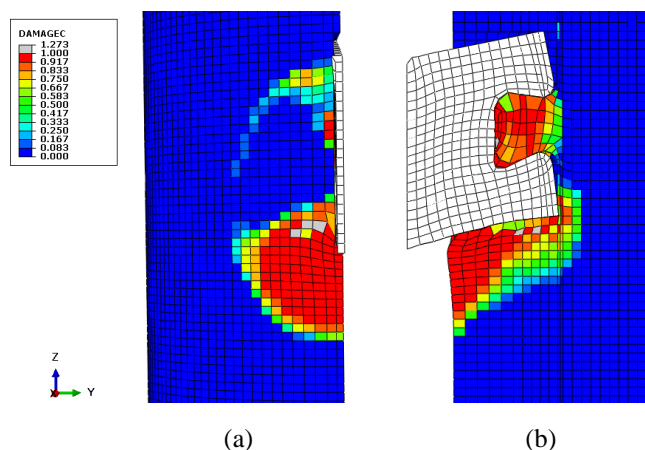


Figura 6.3 – Dano à compressão no concreto do Modelo A

Nota-se na Figura 6.3 que o concreto foi muito danificado na região de apoio da chapa do conector. Contudo, acredita-se que o dano poderia ser ainda maior, caso não se utilizasse as armaduras de reforço no interior do *dowel* de concreto, dado que o uso dessas armaduras pode fornecer um certo grau de confinamento local na conexão.

A Figura 6.4 apresenta o dano à tração relacionado degradação da rigidez do concreto no incremento relativo à força máxima. Esse tipo de dano, no modelo numérico, é representado pela variável *DAMAGET*. Observa-se na Figura 6.4 que o concreto foi pouco solicitado à tração quando comparado à compressão.

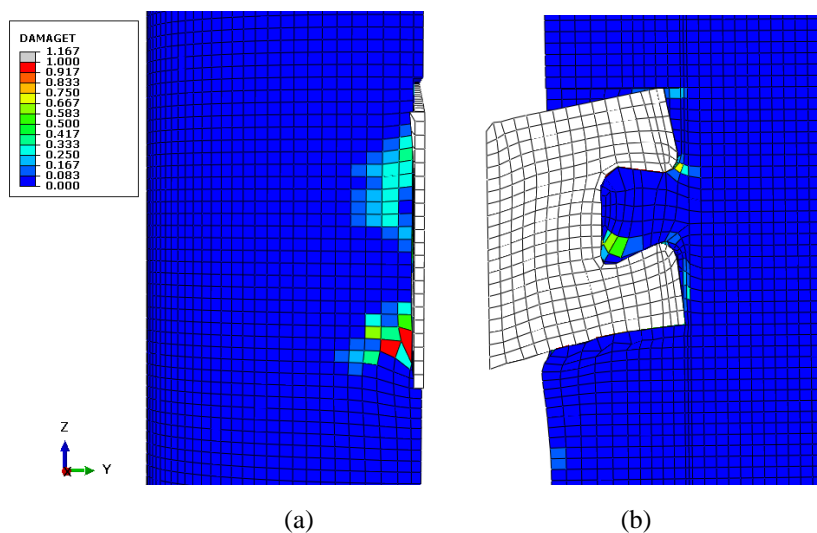


Figura 6.4 – Dano à tração do concreto no Modelo A

Acredita-se que as armaduras de reforço e o tubo de aço contribuíram para elevar a resistência do concreto à tração. Além disto, o padrão de degradação do concreto não permitiu identificar um padrão de falha por cisalhamento e/ou *pry-out*.

A Figura 6.5 apresenta a configuração deformada do conector com a distribuição das tensões normais na chapa do conector relativo ao incremento da força máxima numérica. Com base nos resultados obtidos, verificou-se que no incremento de força máxima (incremento “b”) o conector apresentou um nível pronunciado de deformação plástica (Tabela 6-1b) e um dano reduzido à tração no concreto (Figura 6.4) sem um padrão de falha específico de cisalhamento do concreto e/ou *pry-out*. Em relação ao *pry-out*, acredita-se que o perfil tubular e as armaduras de reforço contribuíram para minimizar a possibilidade deste tipo de falha. Por fim, nota-se na Figura 6.5 a formação do mecanismo de flexão no *dowel* superior D1, confirmando que a falha ocorreu no aço do conector.

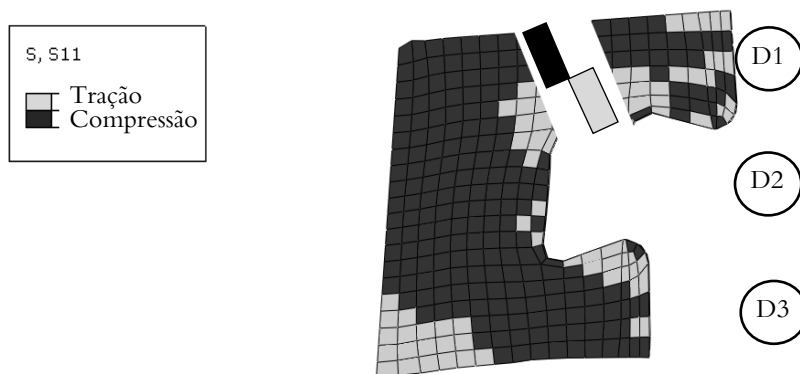


Figura 6.5 – Distribuição das tensões normais na chapa do conector

6.2.2 Modelo B

A Figura 6.6 apresenta o modelo B numérico com o dano gerado no concreto por tensões de tração (Figura 6.6a) e na configuração deformada após o ensaio (Figura 6.6b). Nota-se que o modelo numérico conseguiu representar as regiões de fissuração que ficaram mais pronunciadas no modelo experimental, sinalizando que a calibração foi adequada para representar o comportamento deste modelo.

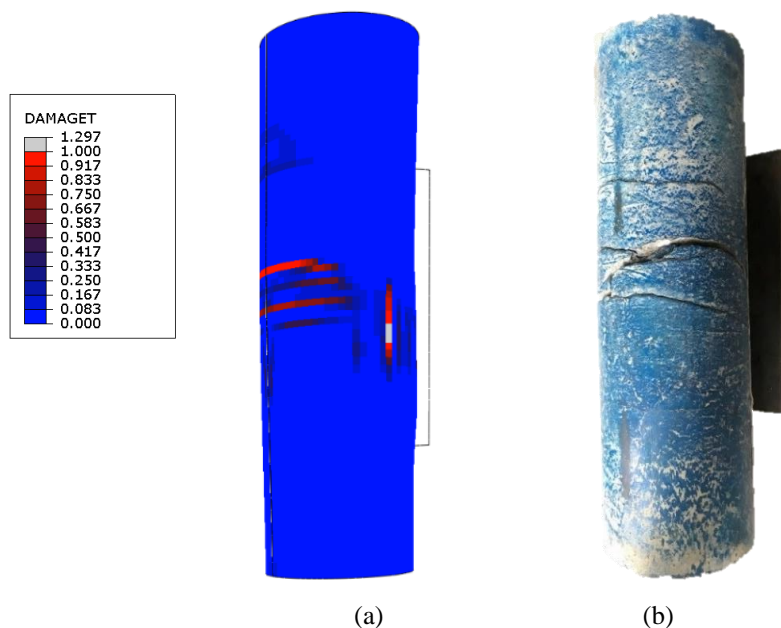
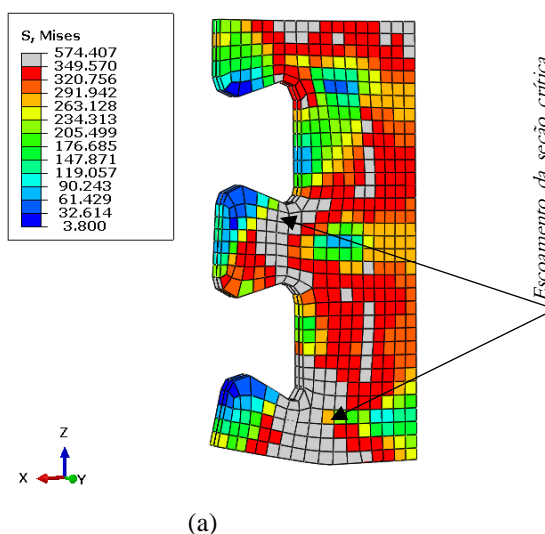


Figura 6.6 – Modelo B na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio

A Figura 6.7 apresenta a chapa do conector na configuração deformada do modelo experimental após o ensaio, e apresenta o modelo o numérico pelo critério de escoamento de *von Mises*. Nota-se que houve uma boa correlação entre esses modelos. No modelo numérico pode-se observar o escoamento da seção crítica dos *dowels* D3 e D5 do conector (Figura 6.7a). Por outro lado, para o conector do modelo experimental verificou-se que o *dowel* D4 ficou contido pelos *dowels* circundantes (Figura 6.7b). O *dowel* D2, por sua vez, foi isolado por meio de uma camada de EPS.





(b)

Figura 6.7 – Configuração deformada da chapa do conector: (a) Critério de *von Mises* no incremento de força máxima; (b) modelo experimental

A Figura 6.8 apresenta os resultados numéricos obtidos para o modelo B com os incrementos (“a” até o “c”).

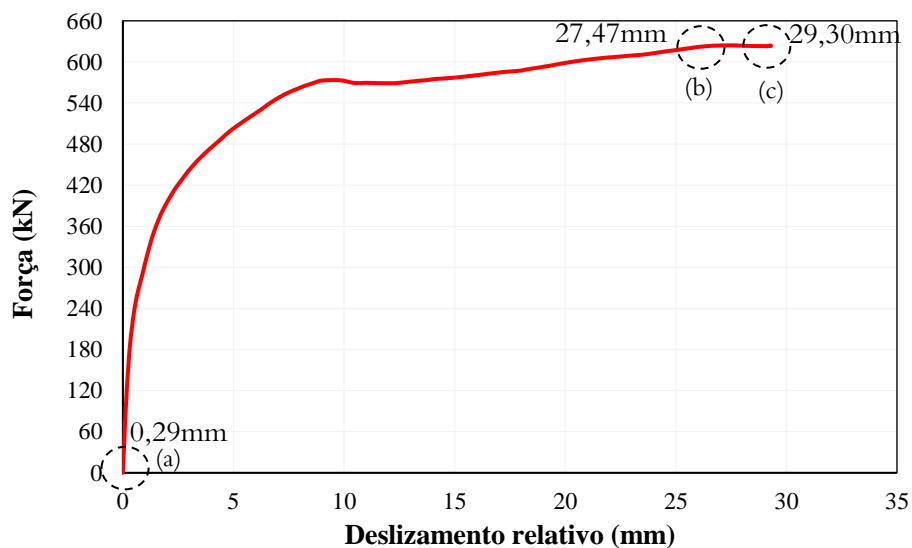
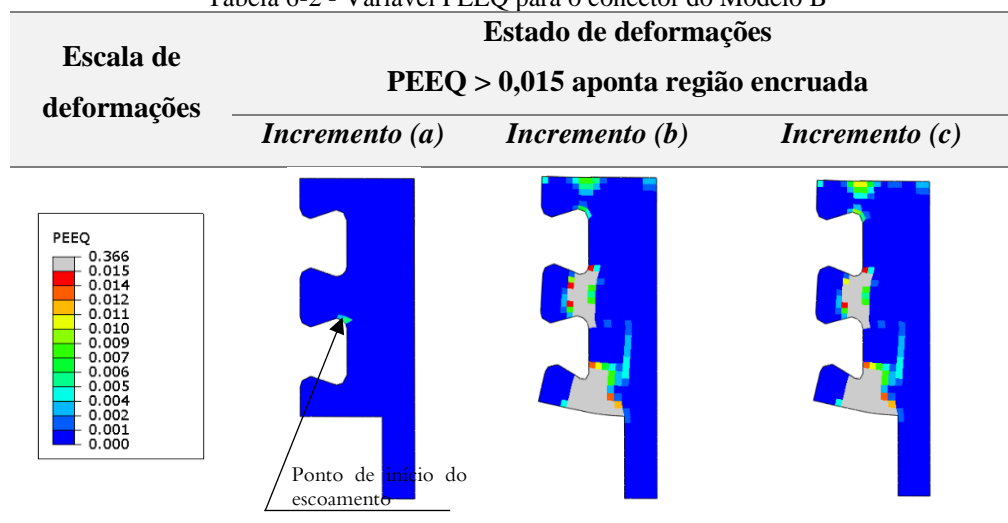


Figura 6.8 – Curvas força *versus* deslizamento do modelo B com os incrementos

A Tabela 6-2 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”.

Tabela 6-2 - Variável PEEQ para o conector do Modelo B



A Figura 6.9 apresenta a degradação da rigidez do concreto à compressão. Observa-se que a zona de concreto comprimida em torno da conexão foi considerável, especialmente na parte inferior do conector. Acredita-se que este comportamento foi devido à extensão da chapa na parte inferior do conector, de maneira que o concreto, localmente, ficou mais restringido às deformações radiais. Com um maior nível de contenção local, a zona de concreto a ser comprimida se estendeu para a região entorno.

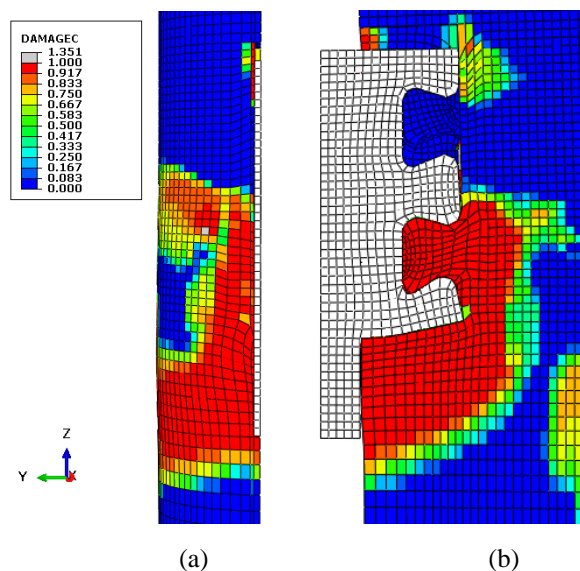


Figura 6.9 – Dano à compressão no concreto do Modelo B

A Figura 6.10 apresenta a degradação da rigidez do concreto à tração. Verifica-se que o concreto apresentou um menor nível de degradação quando comparado à compressão. Contudo, nota-se que o dano à tração foi mais acentuado no *dowel* D4 e na região entorno. Além disso, o padrão de degradação de rigidez não possibilitou concluir que houve um padrão de falha por *pry-out*.

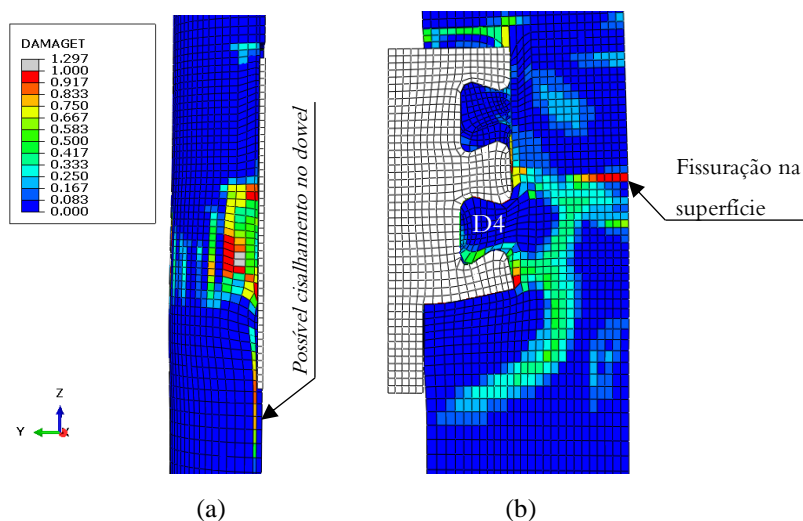


Figura 6.10 – Dano à tração no concreto do Modelo B

Na Figura 6.11 é possível comparar o modelo B na configuração deformada numérica e experimental. Logo abaixo dos conectores na região delimitada pela linha contínua laranja, nota-se que há uma zona altamente confinada e sujeita a um estado triaxial de tensões de compressão (Figura 6.9). Contudo, no limiar da região confinada há locais submetidos ao dano à tração (Figura 6.10). Essa região é delimitada pela linha contínua vermelha abaixo e em frente do conector. O resultado disso foi que, no modelo experimental essa região se desprendeu do núcleo de concreto (Figura 6.10b).

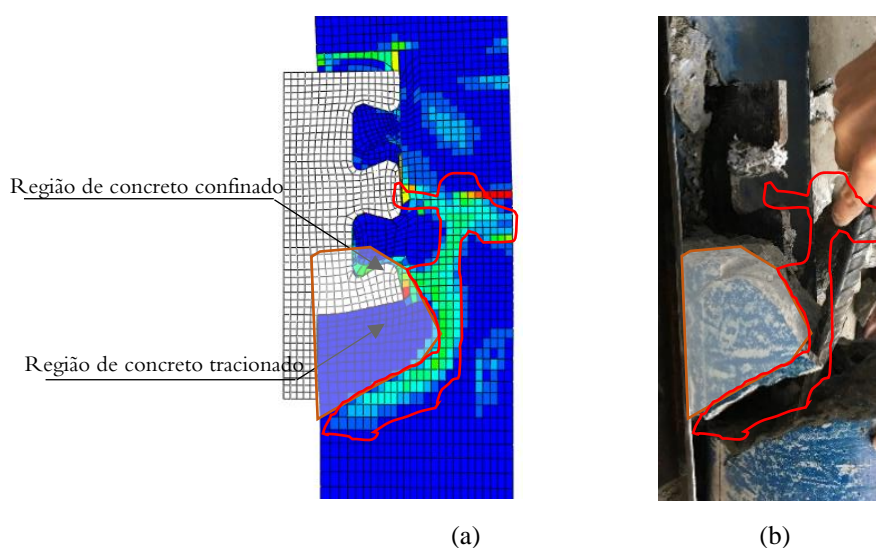


Figura 6.11 – Comparação entre o modelo numérico e experimental: (a) Representado pela variável DAMAGET; (b) Modelo aberto no laboratório

Na Figura 6.7 foi possível notar que os *dowels* D3 e D5 apresentaram escoamento na seção crítica, inclusive, pela Tabela 6-2 no incremento “c” relativo a força máxima alcançada no modelo, toda a seção crítica do conector já apresentava deformações no regime plástico. Deste modo, numericamente se confirma que o *dowel* de aço D5 teve sua eficiência reduzida a partir do escoamento de sua seção crítica.

Assim, à medida que as deformações plásticas foram aumentando, o cisalhamento nos dois planos laterais paralelos a espessura da chapa do conector se manifestou no *dowel* de concreto D4 devido a contenção propiciada pelos *dowels* de aço, D3 e D5 (Figura 6.7b). Acredita-se que este mecanismo veio a ocorrer de maneira secundária, uma vez que a falha do *dowel* de aço já havia se manifestado. Os resultados teóricos também ajudam a confirmar tal hipótese, em que a falha do aço antecede a falha por cisalhamento.

A Figura 6.12 ilustra a distribuição das tensões normais na chapa do conector relativo ao incremento da força máxima. As regiões em cores pretas e cinzas indicam que as tensões são de compressão e tração, respectivamente. Através da distribuição de tensões normais, nota-se a ocorrência do mecanismo de flexão nos *dowels* D3 e D5. Além disto, no modelo experimental (subitem 4.2.2) observou a ocorrência de cisalhamento no *dowel* de concreto devido ao efeito de contenção fornecido pelos *dowels* D3 e D5. Assim, acredita-se que o conjunto *dowels* D3 e D4 apresentou um modo de falha misto, ou seja, flexão do *dowel* de aço seguido pelo cisalhamento do *dowel* de concreto, enquanto que o *dowel* D5 apresentou falha no aço.

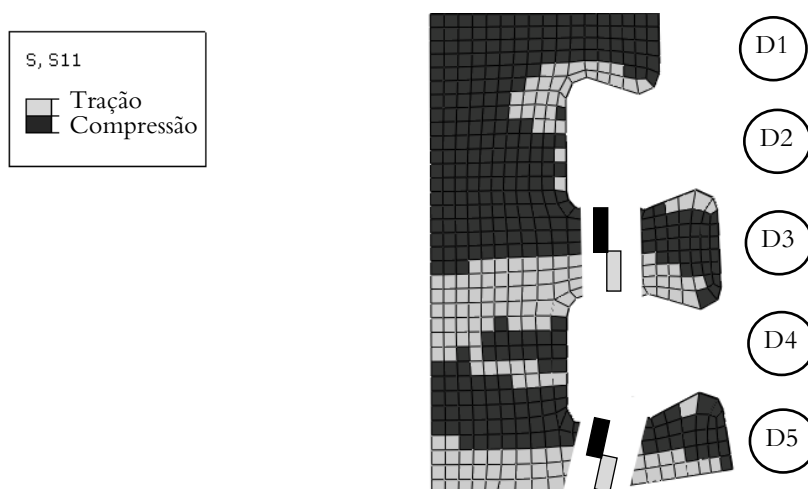


Figura 6.12 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector

6.2.3 Modelo C

A Figura 6.13 apresenta uma comparação entre o modelo numérico representado pela variável *DAMAGET*, e experimental na configuração deformada. A região em cor vermelha indica uma completa perda de rigidez à tração que resultou na separação do núcleo de concreto. Conforme esperado, o modelo numérico reproduziu o padrão de fissuração da análise experimental.

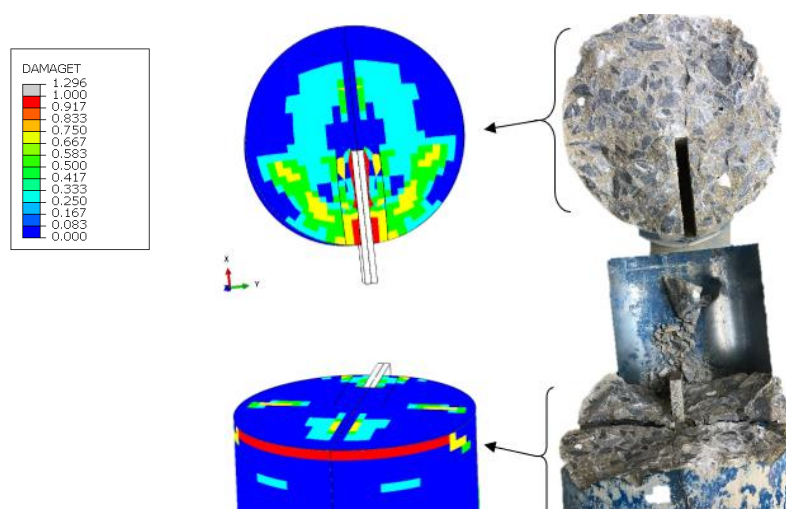


Figura 6.13 – Modelo C na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio

A Figura 6.14 apresenta a chapa do conector do modelo numérico e experimental. Na Fig. 6.14a o conector é apresentado no incremento relativo à força máxima do modelo C e na Fig. 6.14b o conector é apresentado para o último incremento numérico.

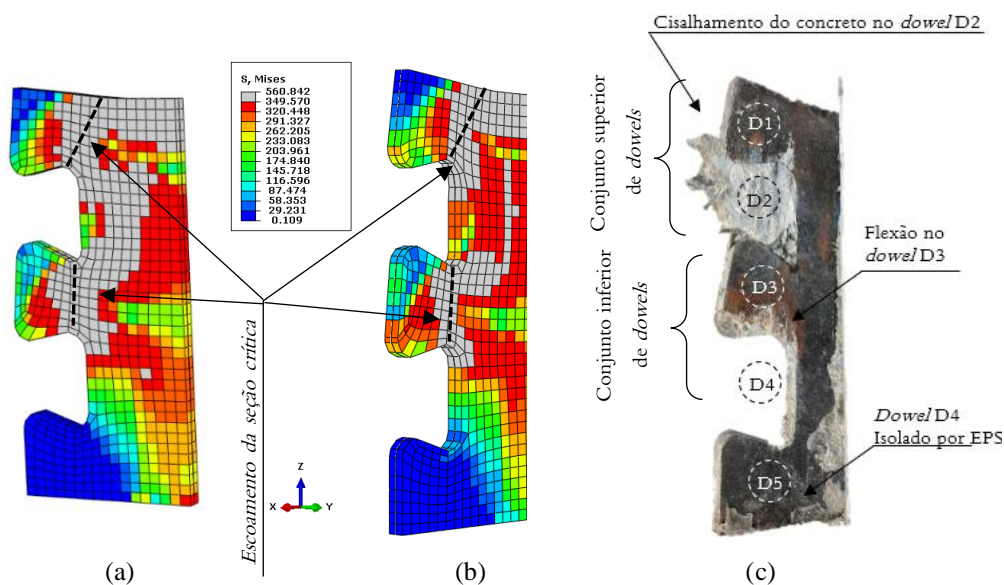


Figura 6.14 – Chapa do conector: (a) critério de *von Mises* no incremento de força máxima; (b) critério de *von Mises* no último incremento numérico; (c) Chapa do conector após o ensaio

O escoamento da seção crítica dos *dowels* D1 e D3 pode ser observado na Figura 6.14, em ambos os casos, tanto no incremento relativo à força máxima, quanto no último incremento. O *dowel* D5 não teve solicitação ativa por ter sido isolado por uma camada de EPS. Além disto, observa-se que houve uma estreita correlação entre a chapa do conector do modelo numérico e experimental na configuração deformada após o ensaio (Fig. 6.14b e Fig. 6.14c).

A Figura 6.15 apresenta os resultados numéricos obtidos para o modelo C com os incrementos “a” até o “c”.

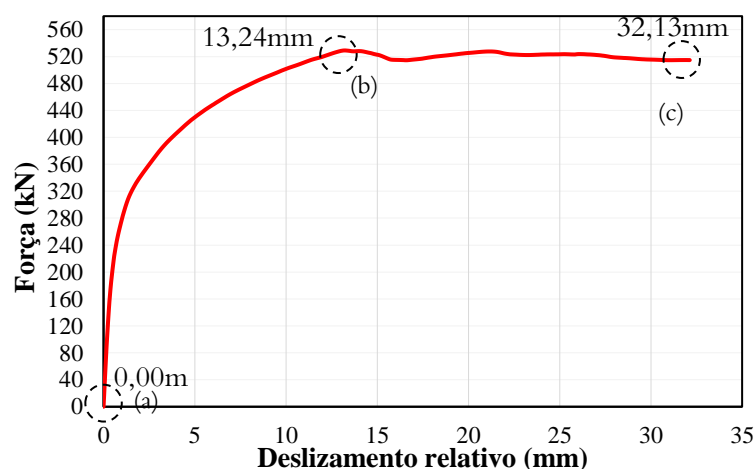


Figura 6.15 – Curva força *versus* deslizamento do modelo C com os incrementos

A Tabela 6-3 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”.

Tabela 6-3 - Variável PEEQ para o conector do Modelo C

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	Incremento (a)	Incremento (b)	Incremento (c)

A Figura 6.16 apresenta o dano à compressão no concreto no incremento relativo à força máxima. Nota-se a perda de rigidez à compressão no interior dos *dowels* de concreto D2 e D4.

Inclusive, neste último se manifestou uma estreita faixa de degradação do concreto na lateral da chapa do conector (Figura 6.16a), delimitada pelas linhas pretas tracejadas.

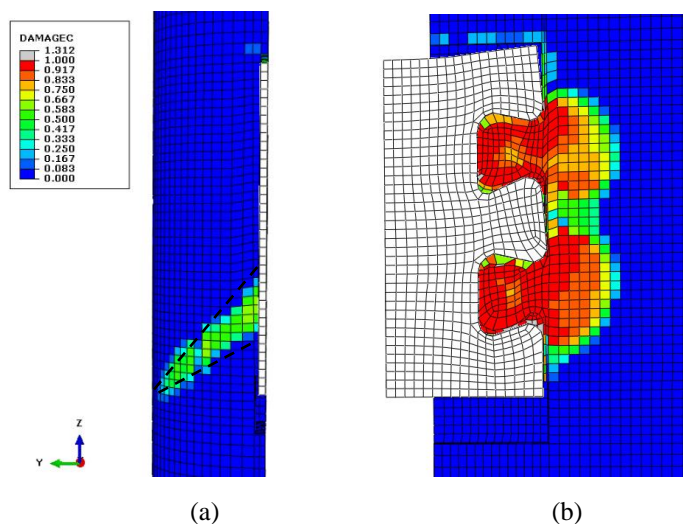


Figura 6.16 – Dano à compressão no concreto do Modelo C

Em relação a degradação do concreto à tração, não se observou entorno da região da conexão níveis de degradação da rigidez tão acentuados quanto aqueles observados na compressão. Além disso, o padrão de degradação da rigidez não possibilitou identificar uma incidência de falha por *pry-out* (Figura 6.17).

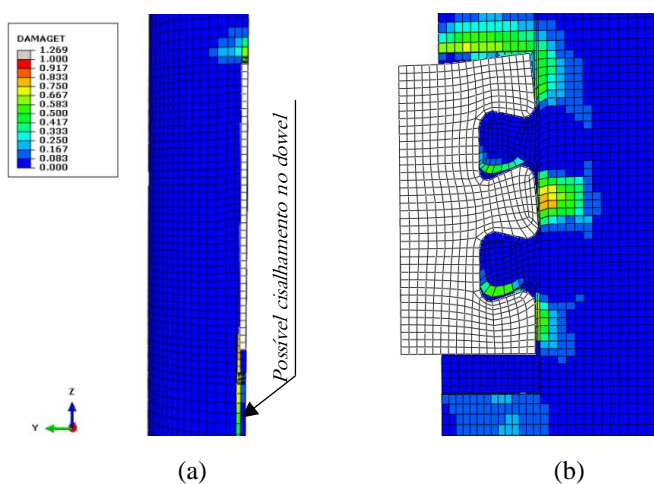


Figura 6.17 – Dano à tração no concreto do Modelo C

A Figura 6.18 ilustra a distribuição das tensões normais na chapa do conector relativo ao incremento da força máxima numérica. Nessa figura, as regiões em cores pretas e cinzas indicam que as tensões são de compressão e tração, respectivamente.

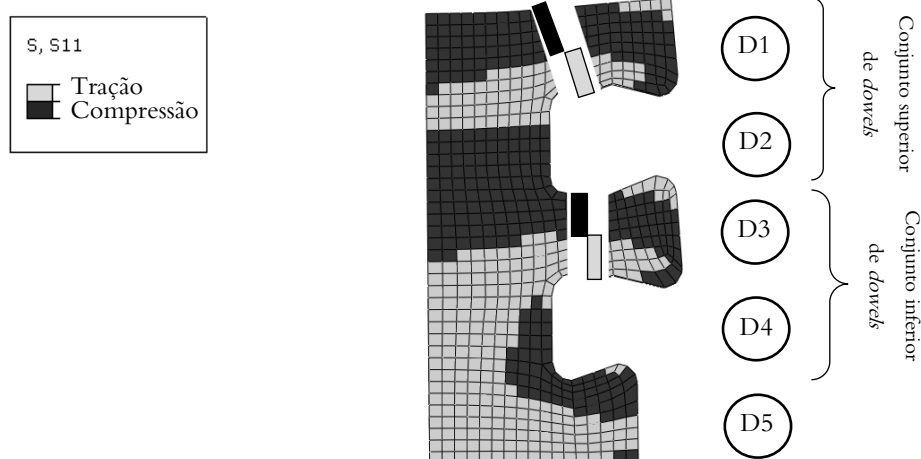


Figura 6.18 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector

Verifica-se na Figura 6.18 um padrão de falha coerente ao mecanismo de flexão na seção crítica dos *dowels* D1 e D3. De modo similar ao modelo B, o *dowel* de concreto D2 ficou contido entre os *dowels* de aço D1 e D3. Assim, acredita-se que este efeito de contenção potencializou o cisalhamento no *dowel* de concreto D2 nos dois planos laterais paralelos à chapa do conector. Já, para o *dowel* inferior de concreto D4, notou-se também a ocorrência do cisalhamento neste sem, contudo, ficar contido entre os *dowels* de aço (Figura 4.9). Deste modo, evidencia-se que o conjunto superior e inferior desta ligação apresentou um modo de falha misto (falha no aço e cisalhamento do concreto).

6.2.4 Modelo D

A Figura 6.19 compara a configuração deformada do conector no modelo numérico e experimental. Nota-se que houve uma estreita correlação entre esses modelos. Importante mencionar que o *dowel* D3 foi isolado por uma camada de EPS no modelo experimental. Na Figura 6.19c é mostrado um detalhe do conector na configuração deformada após o ensaio, onde, observa-se o ponto de propagação de uma trinca iniciada na seção crítica do *dowel* de aço.

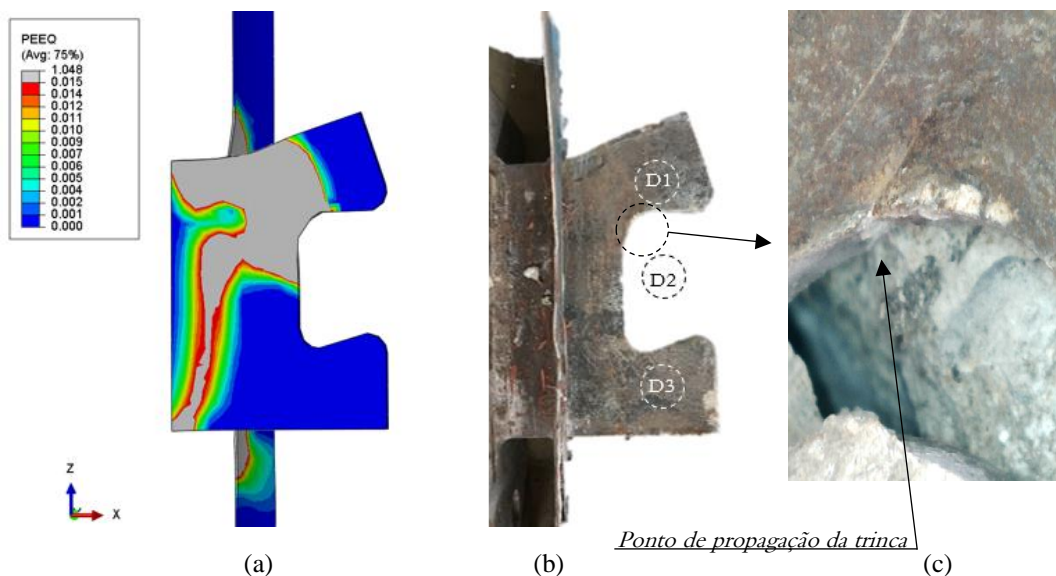


Figura 6.19 – Modelo D na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio; (c) varredura de microscópio no ponto de propagação da trinca

Na Figura 6.20 apresenta a configuração deformada do Modelo D no incremento relativo à força máxima. Nota-se que houve um escoamento pronunciado do conector (elementos finitos em cor cinza) na região introdução de força e na seção crítica do *dowel* D1. A Figura 6.21 apresenta os resultados numéricos obtidos para o modelo D com os incrementos “a” até o “c”.

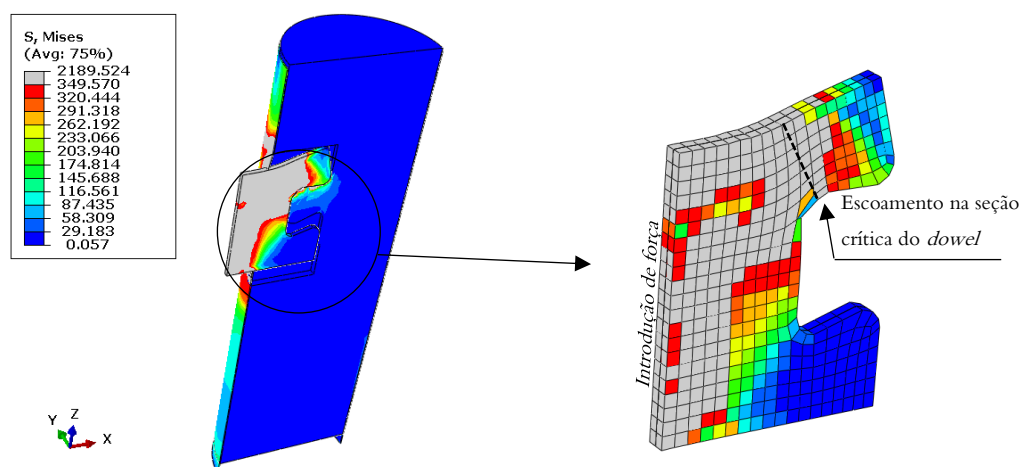


Figura 6.20 – Modelo numérico D na configuração deformada

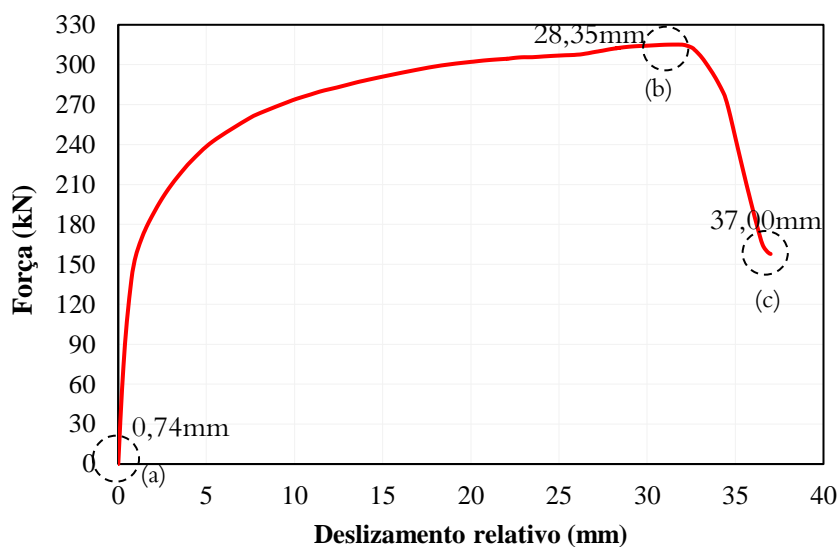


Figura 6.21 – Curva força *versus* deslocamento do modelo D com os incrementos

A Tabela 6-4 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”.

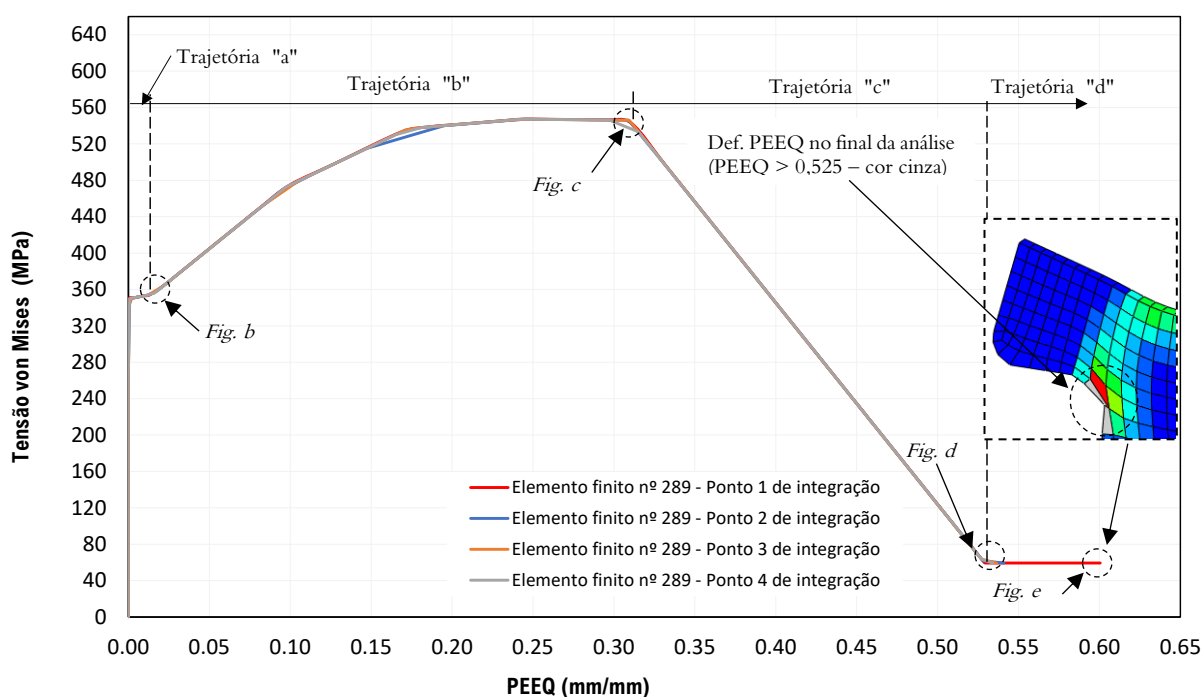
Tabela 6-4 - Variável PEEQ para o conector do Modelo D

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	Incremento (a)	Incremento (b)	Incremento (c)
<p>PEEQ</p> <ul style="list-style-type: none"> 1.289 0.015 0.014 0.012 0.011 0.010 0.009 0.007 0.006 0.005 0.004 0.002 0.001 0.000 	<p>Início do escoamento no local de propagação da trinca</p>		

Conforme visualiza-se na Figura 6.21, para um deslocamento de 0,74 mm, havia o início do escoamento no local de propagação da trinca (Tabela 6-4 – incremento “a”). Neste sentido, visando uma melhor interpretação do critério de *von Mises* nesta região, elaborou-se uma curva numérica da tensão de *von Mises* em relação à deformação plástica PEEQ em um elemento finito localizado na região de propagação da trinca (Figura 6.22a). Deste modo, nos passos numéricos julgados importantes também se apresenta a configuração deformada dos conectores, conforme verifica-se na Figura 6.22a-e. A trajetória de passos é detalhada na curva numérica.

Portanto, na Figura 6.22a, quatro curvas numéricas foram elaboradas, sendo cada uma delas referente a um ponto de integração do elemento finito escolhido. De início, nota-se que o patamar de escoamento, f_y igual a 349,57 kN, se manteve até alcançar o valor de deformação plástica (PEEQ) próxima de 0,02. Nesta etapa descreve-se a trajetória “a” da Figura 6.22a, e o conector ao final dela é mostrado Figura 6.22b. Em seguida, a trajetória “b” iniciou-se com o processo de encruamento que foi caracterizado pelo avanço das deformações plásticas seguido pelo aumento das tensões, até alcançar um valor de tensão limite de resistência, igual a 547,06 kN. O conector ao final desta trajetória é mostrado na Figura 6.22c. A trajetória “c” inicia-se na situação convencional que mostra uma redução da tensão no aço devido ao encruamento não-uniforme até alcançar o valor da tensão de ruptura, f_u , igual a 59,25 kN. O conector ao final desta trajetória é mostrado na Figura 6.22d.

Por fim, a trajetória “d” descreve a continuidade da simulação até o final da análise numérica. Como o elemento finito da trajetória “d” já não apresentava mais resistência significativa, considera-se a ruptura de tal elemento, bem como também a propagação do escoamento para as regiões circunvizinhas (e, no caso mais crítico, a redução da tensão no aço após o pico de encruamento), conforme mostra-se nos elementos finitos em cor vermelha e verde claro na Figura 6.22a (PEEQ) e Figura 6.22e (von Mises), respectivamente.



(a) Curva tensão de *von Mises* versus deformações PEEQ

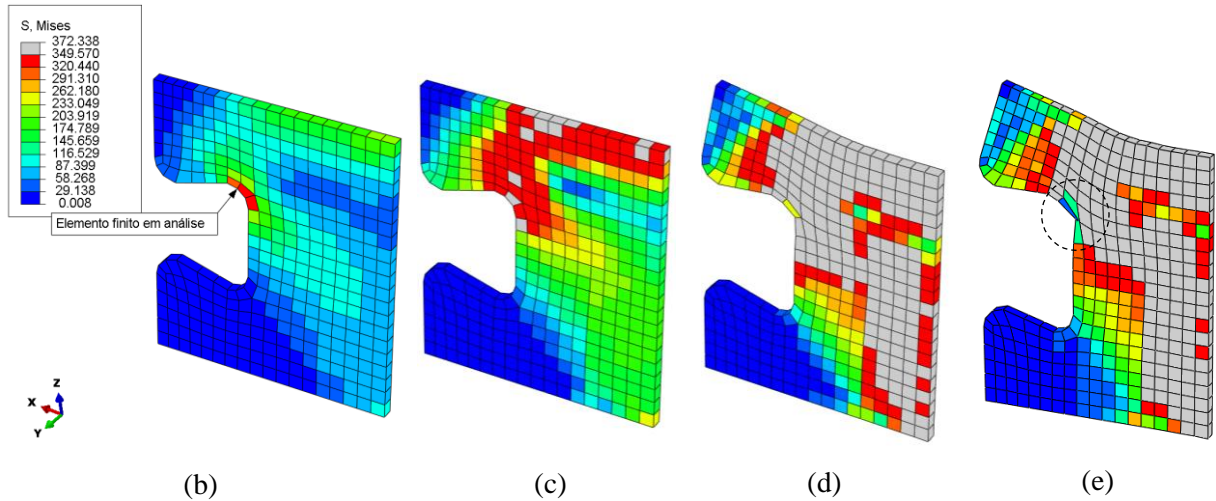


Figura 6.22 – Falha pelo critério de *von Mises* na região de propagação da trinca

Neste modelo numérico, caso a simulação numérica não tivesse sido finalizada para um deslocamento de 37 mm, após a configuração da Figura 6.22e, ter-se-ia uma simulação do processo de avanço da trinca nesta região.

A Figura 6.23 apresenta o dano à compressão no concreto no incremento relativo à força máxima. Observa-se que a degradação da rigidez do concreto ocorreu no interior do *dowel* D2 e na lateral a chapa do conector.

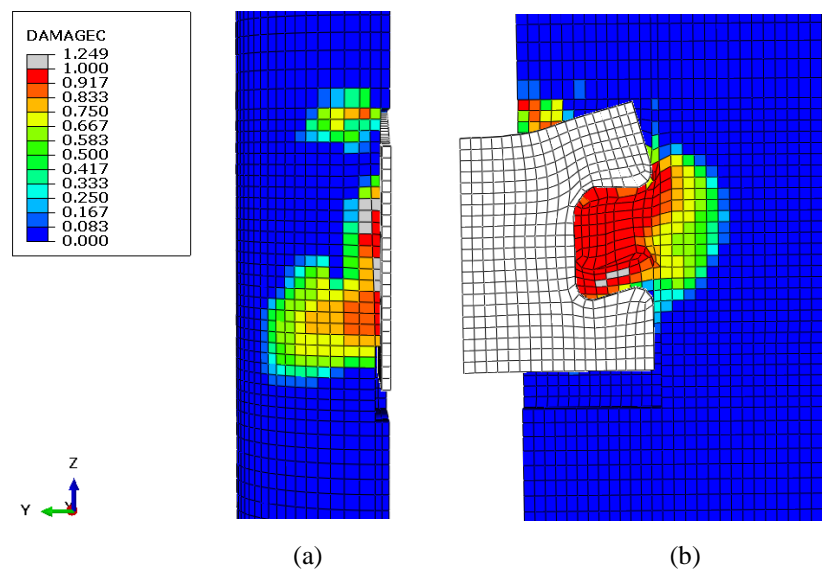


Figura 6.23 – Dano à compressão no concreto do Modelo D

Na Figura 6.24 é possível verificar que o dano à ocorreu localmente nas laterais e acima da chapa do conector. O padrão de degradação não permitiu identificar que a falha ocorreu por *pry-out* e/ou cisalhamento do concreto.

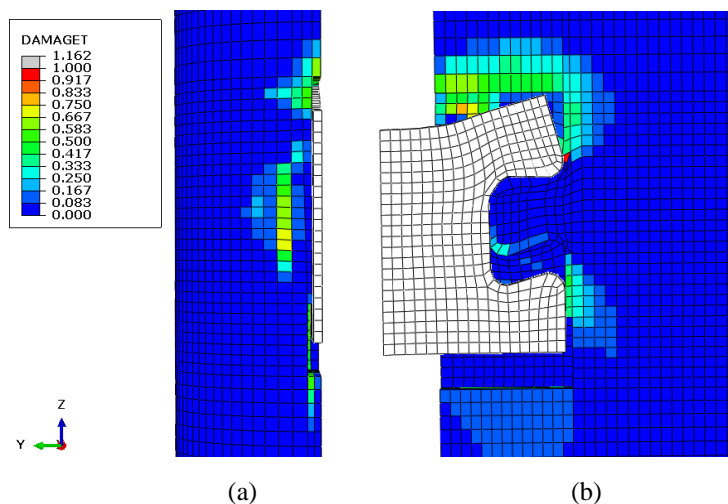


Figura 6.24 – Dano à tração no concreto do Modelo D

A Figura 6.25 ilustra a distribuição das tensões normais na chapa do conector relativo ao incremento da força máxima numérica. Através da distribuição de tensões normais, nota-se um padrão de falha coerente ao mecanismo de flexão na seção crítica dos *dowels* D1. Confrontando-se essa observação com àquela do ponto de propagação de trinca (Figura 6.19b) é plausível afirmar que a falha ocorreu no aço do conector.

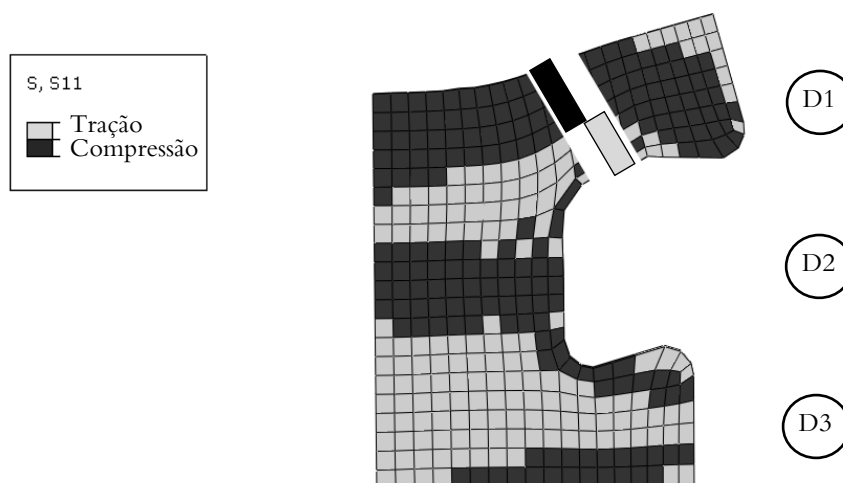


Figura 6.25 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector do modelo D

6.2.5 Modelo E

A Figura 6.26 apresenta a configuração deformada do Modelo E no incremento relativo à força máxima. Observa-se a ocorrência de um escoamento generalizado no aço do conector ao longo de toda altura da região em que a força foi introduzida.

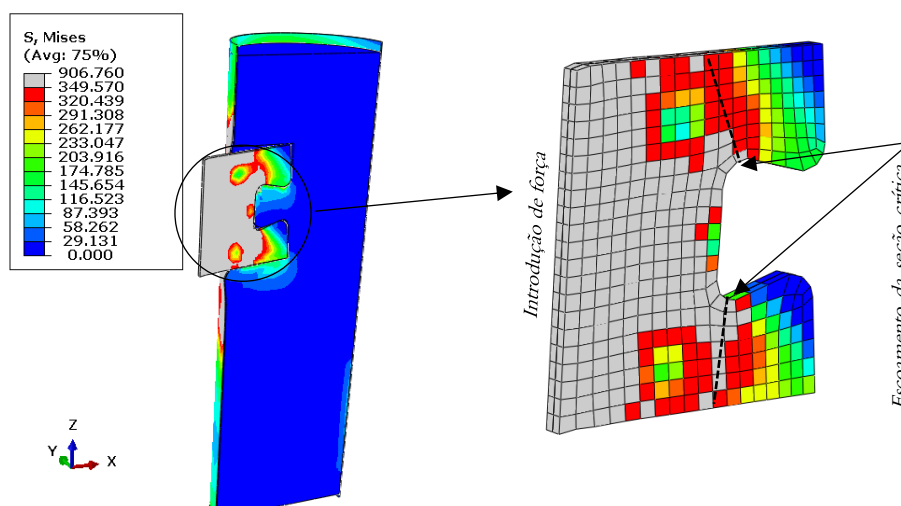


Figura 6.26 – Modelo numérico E na configuração deformada

A Figura 6.27 compara a configuração deformada do conector no modelo numérico e experimental. No modelo experimental verifica-se que o *dowel* de concreto D2 foi contido pelos *dowels* D1 e D3, possibilitando o cisalhamento no concreto. Este comportamento é similar ao que ocorreu nos modelos B e C.

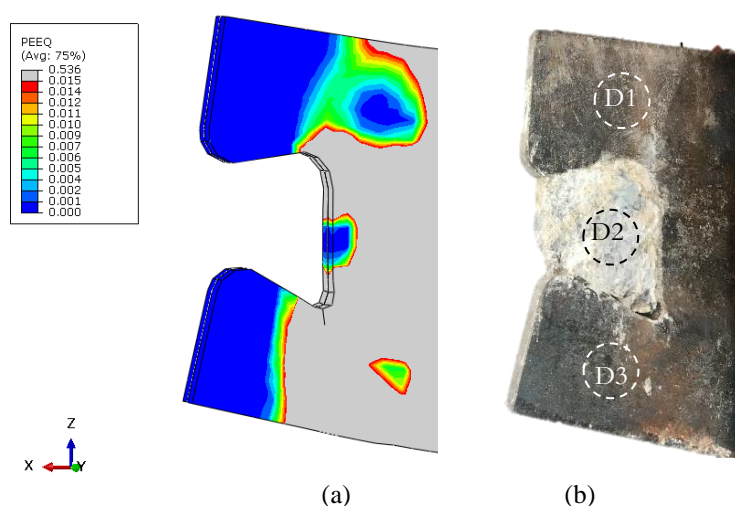


Figura 6.27 – Modelo E no último incremento numérico: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio

A Figura 6.28 apresenta os resultados numéricos obtidos para o modelo D com os incrementos “a” até o “c”.

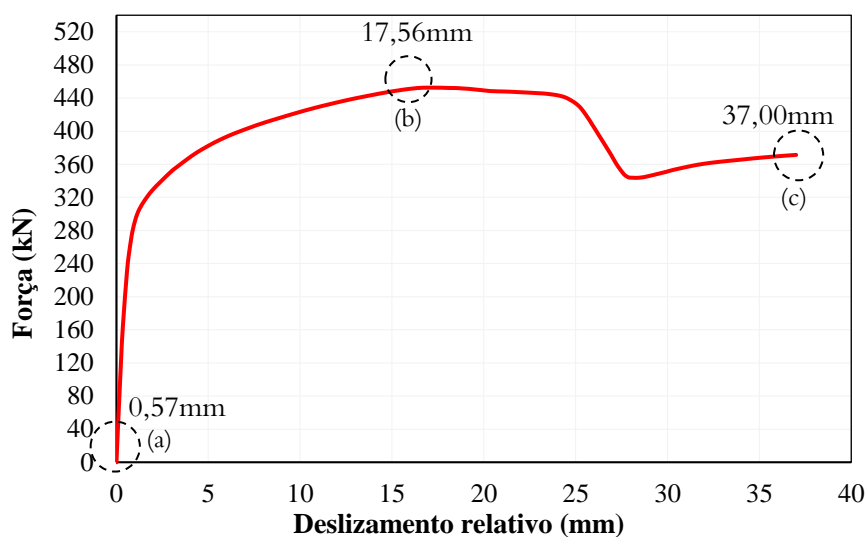


Figura 6.28 – Curva força *versus* deslizamento do modelo E com os incrementos

A Tabela 6-5 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”.

Tabela 6-5 - Variável PEEQ para o conector do Modelo E

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	<i>Incremento (a)</i>	<i>Incremento (b)</i>	<i>Incremento (c)</i>
	<p>Ponto de início do escoamento</p>		

A Figura 6.29 apresenta a degradação da rigidez do concreto à compressão no incremento relativo à força máxima. Nota-se que o *dowel* de concreto D2 foi danificado de modo considerável na conexão, tanto no interior do núcleo, quanto na lateral da chapa.

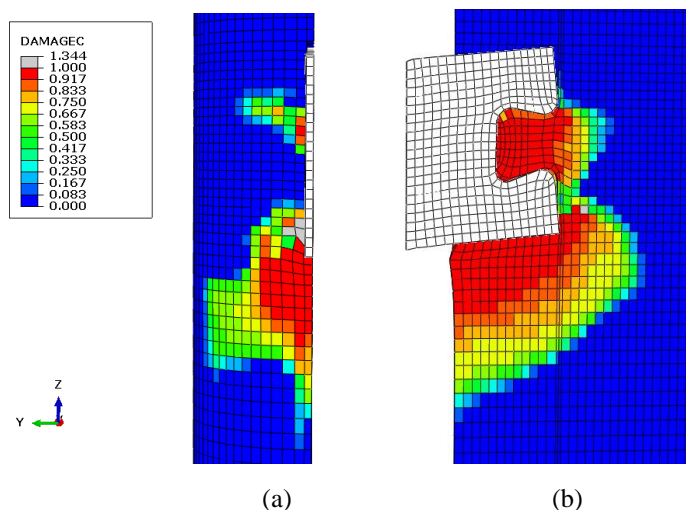


Figura 6.29 – Dano à compressão do concreto no Modelo E

Observa-se na Figura 6.30 que o núcleo de concreto próximo ao conector apresentou um nível elevado de degradação da rigidez à tração, inclusive, com a possibilidade de formação de uma linha de fissuração na superfície do concreto mostrada na Figura 6.30b.

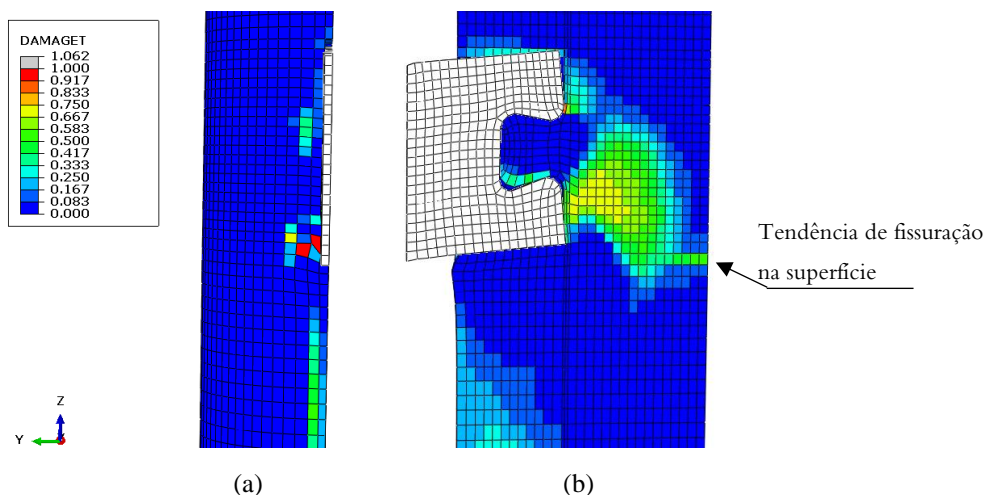


Figura 6.30 – Dano à tração do concreto no Modelo E

Na Figura 6.31 ilustra-se a distribuição das tensões normais no conector relativo ao incremento da força máxima. Por essa figura, nota-se a ocorrência do mecanismo de flexão na seção crítica dos *dowels* D1 e D3. Além disto, a curvatura formada fora do plano original do conector na análise experimental confirma o mecanismo de falha (Figura 4.18c). No entanto, no conjunto superior de *dowels* (D1 e D2), os resultados numéricos mostraram que a falha do aço ocorria primeiro e, posteriormente, o cisalhamento do concreto se manifestava, resultando em um modo de falha misto. Esse comportamento foi similar ao que ocorreu nos modelos B e C.

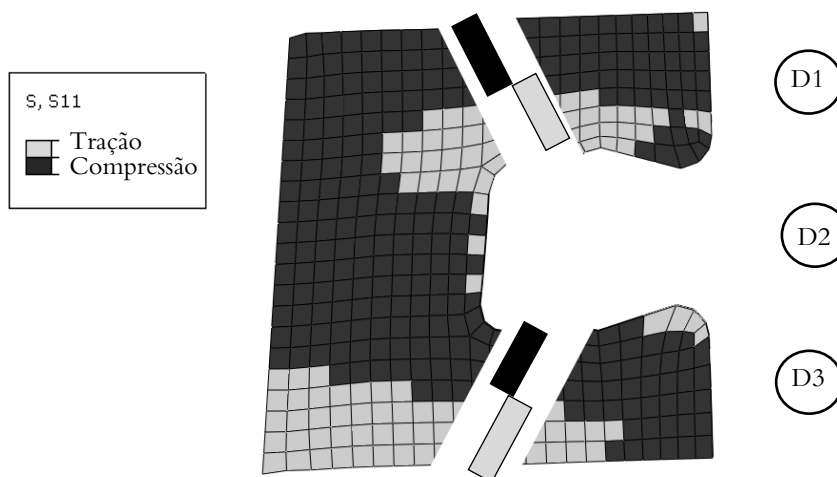


Figura 6.31 – Distribuições das tensões normais na chapa do conector

6.2.6 Modelo F

A Figura 6.32 apresenta a configuração deformada do Modelo F no incremento relativo à força máxima. Esse modelo foi confeccionado com a ausência do tubo de aço, porém utilizando-se armaduras de reforço no núcleo de concreto.

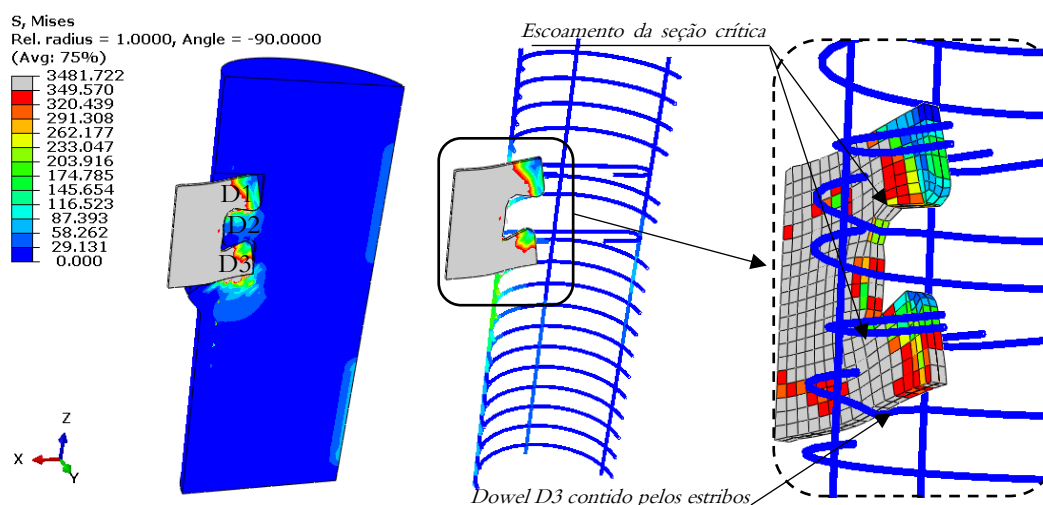


Figura 6.32 – Modelo numérico F na configuração deformada

Observa-se que praticamente toda a chapa do conector apresentou escoamento. Além disto, é possível observar no final da análise numérica que o conector apoiou sobre a armadura promovendo um mecanismo de flexão sobre ela. Por outro lado, a armadura ajudou a conter parcialmente o *dowel* D3. A Figura 6.33 apresenta os resultados numéricos obtidos para o modelo D com os incrementos “a” até o “c”.

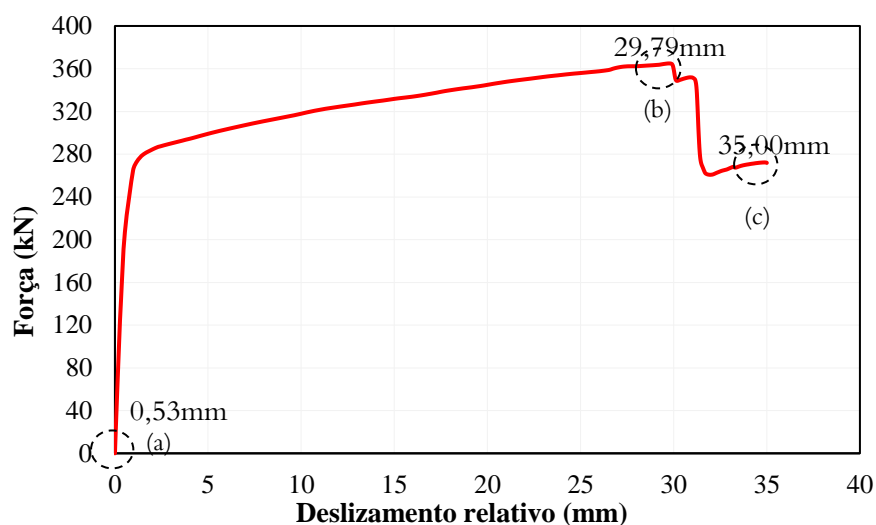


Figura 6.33 – Curva força *versus* deslizamento do modelo F com os incrementos

A Tabela 6-6 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”.

Tabela 6-6 - Variável PEEQ para o conector do Modelo F

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	<i>Incremento (a)</i>	<i>Incremento (b)</i>	<i>Incremento (c)</i>
	<p>Ponto de início do escoamento</p>		

A Figura 6.34 apresenta a degradação da rigidez do concreto à compressão no incremento relativo à força máxima. Para esse modelo, observa-se que o dano foi mais pronunciado entorno da conexão, tanto no interior do núcleo, quanto na lateral da chapa do conector. Verifica-se ainda que abaixo da chapa do conector, o concreto apresentou deformação excessiva, de modo que às solicitações devido às tensões de compressão foram bem elevadas. No modelo real, o comportamento frágil do concreto, sinalizou que houve um esmagamento local do concreto.

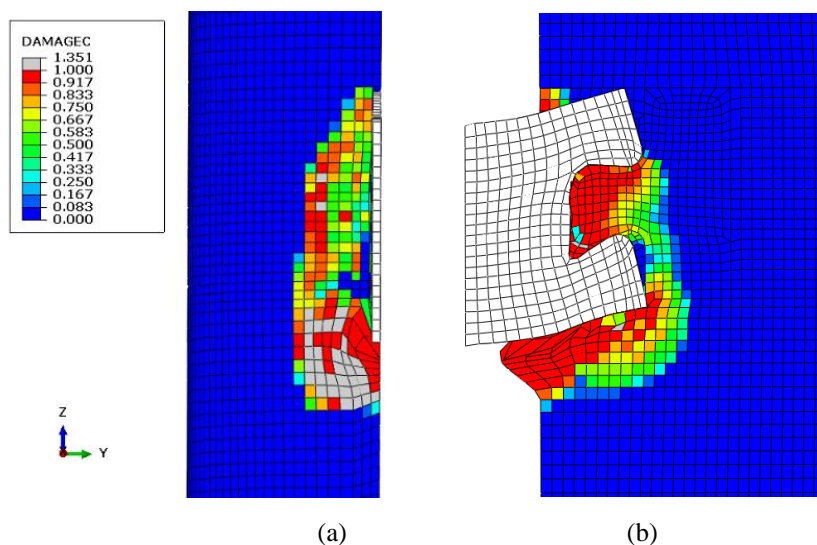


Figura 6.34 – Dano à compressão do concreto no Modelo F

Para o dano a tração, observa-se na Figura 6.35 que no *dowel* de concreto D2 praticamente não ocorreu degradação da rigidez. Tal fato pode ser explicado pela melhora da resistência do concreto à tração devido ao uso das armaduras de reforço. Lateral à chapa do conector, para o concreto, evidencia-se que alguns locais próximos à superfície apresentaram degradação da rigidez à tração, levando a acreditar que acima do cobrimento das armaduras, a resistência a tração do concreto é menor. Abaixo da chapa, nota-se ainda que o concreto apresentou degradação muito excessiva.

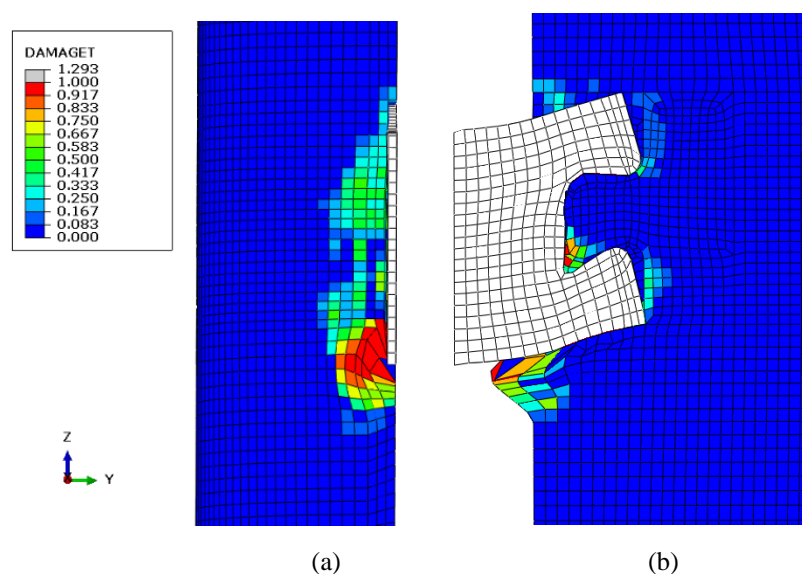


Figura 6.35 – Dano à tração do concreto no Modelo F

A Figura 6.36 apresenta o modelo numérico no incremento relativo à força de 307 kN no qual se refere ao instante em que há a falha do aço devido ao escoamento da seção crítica

(letra a). Além disto, a figura ilustra os parâmetros de dano *DAMAGEC* e *DAMAGET*; para uma melhor ilustração o conector foi omitido nessas figuras (letras b e c, respectivamente). A partir disto, nota-se que o concreto já apresentava um dano à compressão mais acentuado que o à tração, especialmente no *dowel* de apoio da chapa (frontal). Acredita-se que a presença das armaduras de reforço possibilitou o concreto suportar níveis de compressão (localmente) muito maiores. Como consequência, o concreto passou a apresentar um dano mais expressivo à compressão. Tem-se ainda que o valor de 307 kN é inferior aos 343 kN da análise experimental quando se verificou (externamente) o destacamento de boa parte do concreto de cobrimento das armaduras na região próxima do conector. Acredita-se este fenômeno possui intrínseca relação com a baixa resistência à tração do concreto de cobrimento das armaduras, conforme nota-se na Figura 6.37, na qual os modelos experimental e numérico com a variável *DAMAGET* estão sobrepostos.

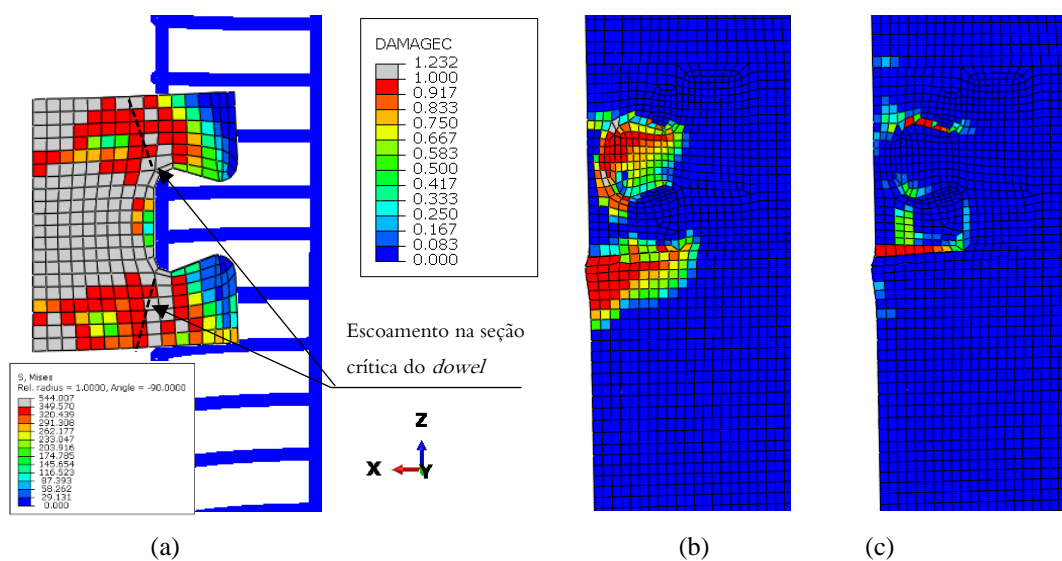


Figura 6.36 – Modelo F no incremento de força numérica próximo de 307 kN: (a) critério de tensões de *von Mises*; (b) *DAMAGEC*; (c) *DAMAGET*

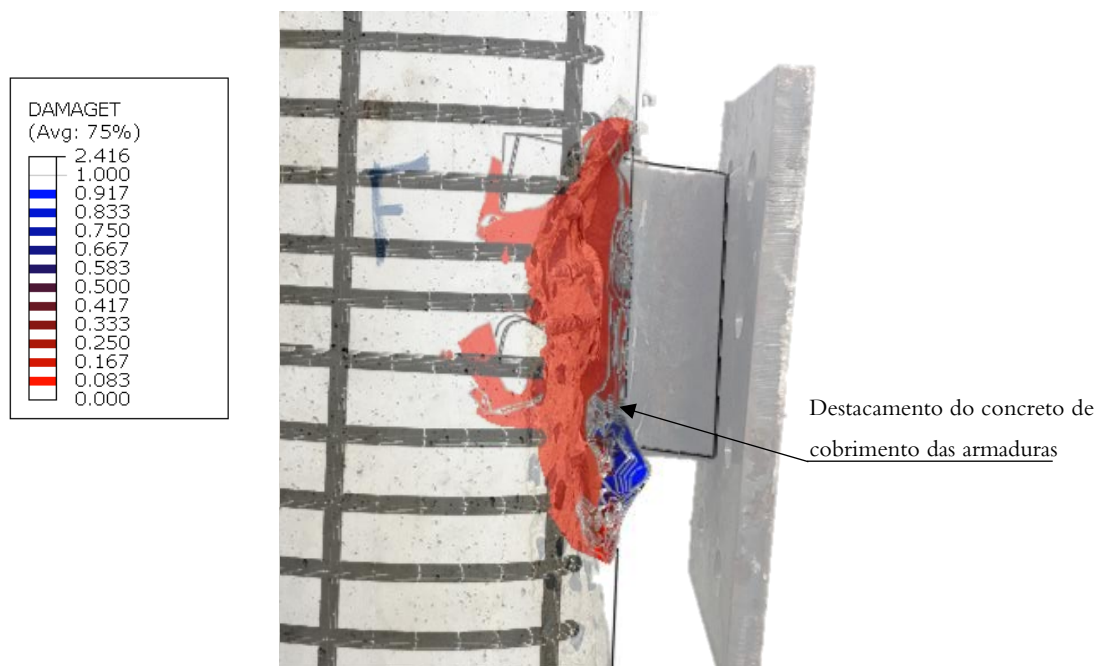


Figura 6.37 – Sobreposição numérico-experimental para o instante do destacamento do concreto

6.2.7 Modelo G

O modelo experimental G2 na configuração deformada está apresentado na Figura 6.38b e os modelos numéricos na configuração “com restrição” e “sem restrição” com o dano gerado no concreto por tensões de tração, representando os locais de fissuração do núcleo de concreto no incremento de força máxima estão apresentados na Figura 6.38a e Figura 6.38c, respectivamente. Nota-se que tais modelos numéricos apresentaram um padrão de fissuração aproximado com o que foi observado na análise experimental

Conforme detalhado no subitem 5.2.2, para a configuração “com restrição” aplicou-se uma total restrição ao deslocamento horizontal da chapa - *Eixo X*; e na configuração “sem restrição” a chapa ficou livre para se deslocar na direção horizontal- *Eixo X*. Tendo em vista que o modelo experimental deve apresentar uma situação de restrição intermediária, neste estudo optou-se em apresentar as duas configurações.

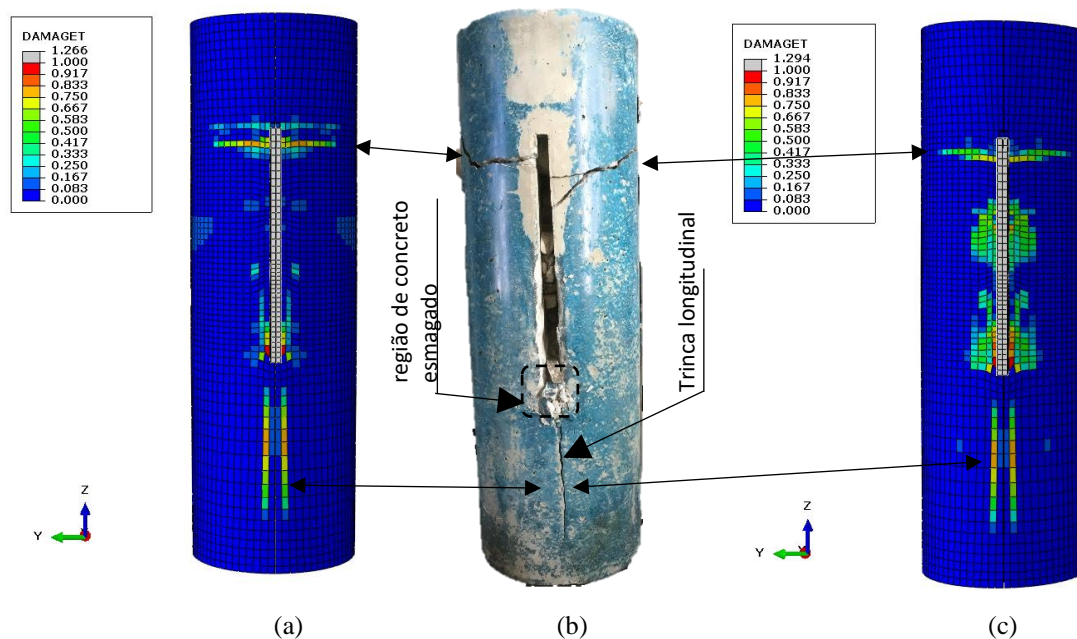
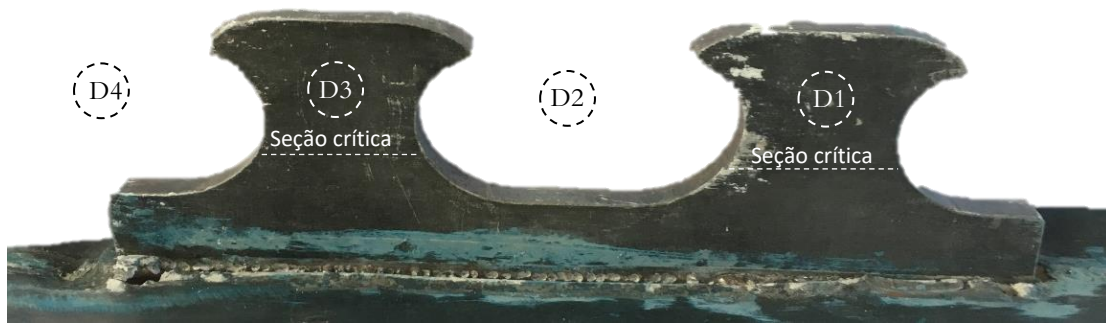


Figura 6.38 – Modelo G: (a) dano à tração do concreto na configuração “com restrição”; (b) modelo G2 após o ensaio; (c) dano à tração do concreto na configuração “sem restrição”.

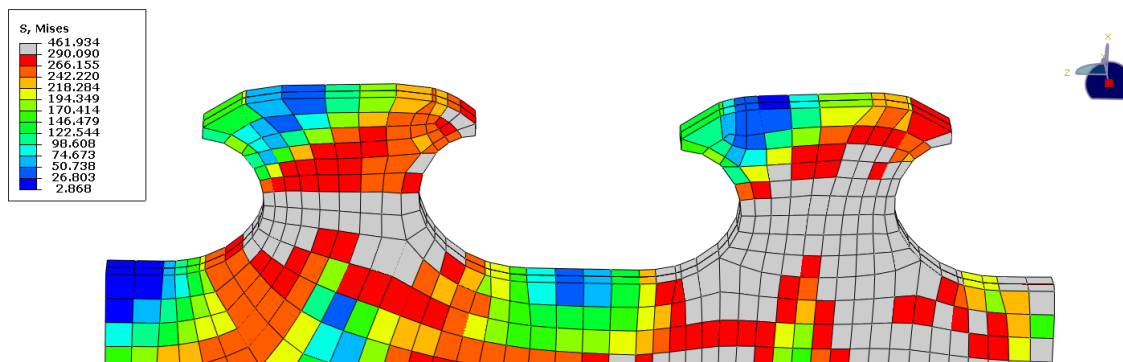
Verifica-se que abaixo da chapa do conector do modelo experimental formou-se uma região de esmagamento localizado devido às tensões de compressão que foram suficientemente elevadas (Figura 6.38b). Este comportamento foi observado numericamente pela perda de rigidez à compressão do concreto (Figura 6.41).

Na Figura 6.39 realiza-se uma comparação da chapa do conector do modelo experimental e numérico nas configurações “sem restrição” e “com restrição”, respectivamente, no incremento de força máxima. Para o modelo numérico, as figuras foram plotadas com a escala de tensões de *von Mises* limitada ao valor do escoamento do aço da chapa do conector. Essas duas configurações foram plotadas visando uma melhor interpretação do comportamento estrutural a partir das restrições ausentes ou não, no conector.

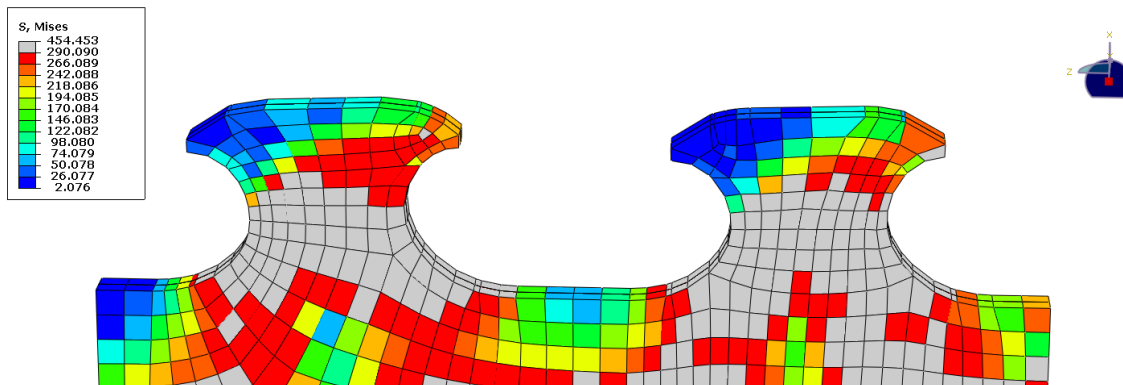
Nota-se na Figura 6.39b e Figura 6.39c que a seção crítica do conector apresentou escoamento nos *dowels* D1 e D3. Entretanto, numericamente foi verificado que as deformações plásticas não foram significativas.



(a)



(b)



(c)

Figura 6.39 – Chapa do conector *Clothoid-Shaped* na configuração deformada: (a) modelo experimental; (b) modelo numérico na configuração “sem restrição”; (c) modelo numérico na configuração “com restrição”.

A Figura 6.40 apresenta os resultados numéricos do modelo G “com restrição” e “sem restrição”. Conforme se observa na figura, o modelo “com restrição” alcançou um nível maior de deslizamento relativo na convergência, e, para este modelo analisa-se o comportamento da curva com os incrementos “a” até o “c”.

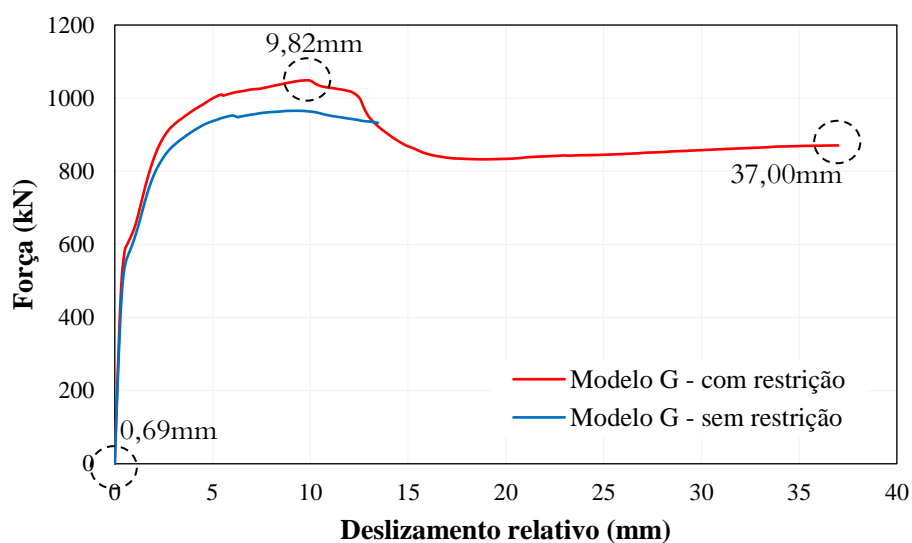


Figura 6.40 – Curvas numéricas força *versus* deslizamento do modelo G

A Tabela 6-7 apresenta o estado de deformações plásticas no conector (variável PEEQ) para o incremento “a” até o “c”.

Tabela 6-7 - Variável PEEQ para o conector do Modelo G

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	<i>Incremento (a)</i>	<i>Incremento (b)</i>	<i>Incremento (c)</i>

A Figura 6.41 apresenta a degradação da rigidez do concreto à compressão no incremento relativo à força máxima. Observa-se que o dano foi muito pronunciado no interior da conexão.

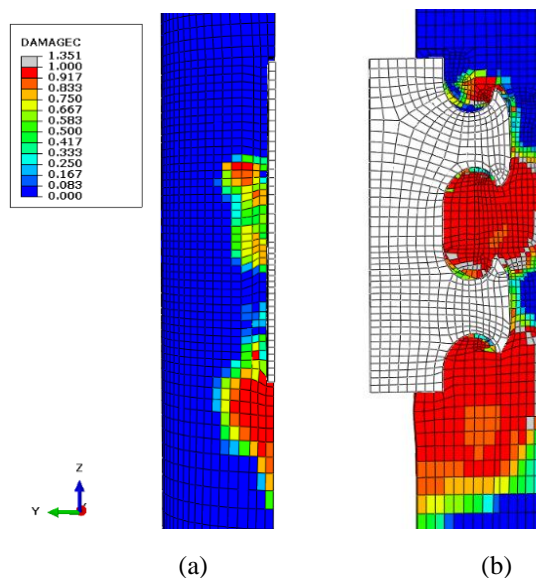


Figura 6.41 – Dano à compressão do concreto no Modelo G

Na Figura 6.42b e Figura 6.42c nota-se que o dano a tração do concreto foi pronunciando à frente e abaixo da chapa do conector, formando um plano longitudinal de degradação da rigidez do concreto, sendo caracterizado pelo cisalhamento do concreto.

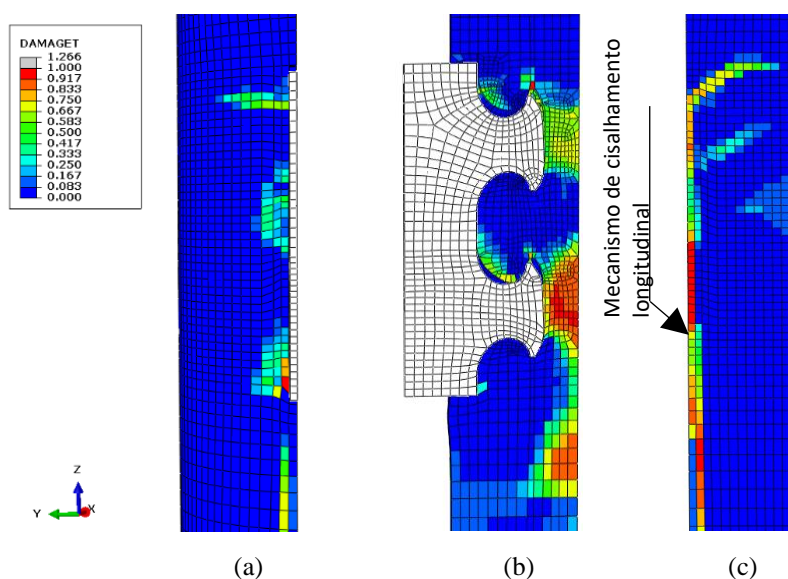


Figura 6.42 – Dano à tração do concreto no Modelo G

Pela Figura 6.43 é possível analisar a influência do contato entre o tubo de aço e o núcleo de concreto no modelo numérico e experimental. Em relação ao modelo numérico utilizou-se a variável CPRESS (com valores em MPa) para se quantificar as tensões de contato que atuam numa superfície de uma dada instância. Assim, para a Figura 6.43 ela foi utilizada no modelo G na configuração “sem restrição” no último incremento da análise numérica, da qual, à

esquerda e à direita foram plotadas duas imagens com escalas distintas de tensões máximas. Para a primeira, a tensão foi limitada a 1 MPa e, para a segunda, foi limitada a 10 MPa, respectivamente. Esses valores foram adotados arbitrariamente.

Com o objetivo de se realizar uma inspeção visual, o modelo G foi aberto no laboratório. Por meio disto foi possível avaliar que a superfície do núcleo de concreto apresentava variações de camadas de tintas impregnadas. Neste sentido, quanto mais forte a tinta, maior foi a tensão de contato do tubo de aço no concreto. Assim, nota-se na Figura 6.43b que em alguns locais houve ausência de adesão da tinta no núcleo. Esses locais foram delimitados por uma estreita faixa próximo à meia altura do conector até o topo do modelo experimental. Conseqüentemente, nestes locais têm-se que o contato entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi reduzido ou inexistente.

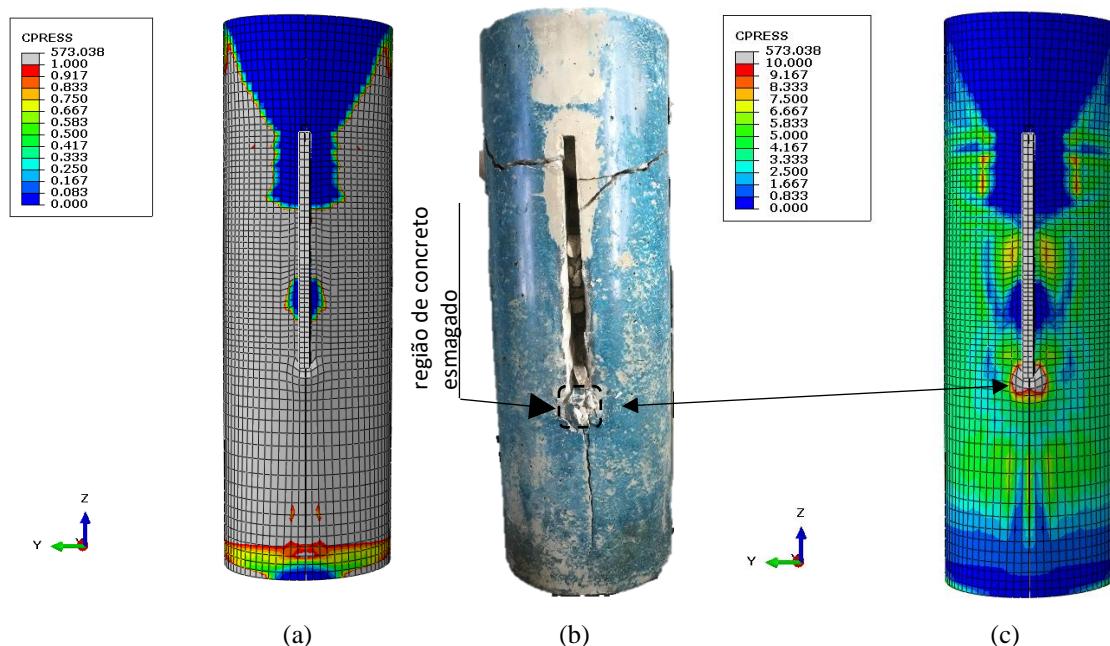


Figura 6.43 – Modelo G: (a) variável CPRESS limitada a 1,00 MPa; (b) modelo experimental G2; (c) variável CPRESS limitada a 10,00 MPa;

Na Figura 6.43a observa-se que as tensões de contato na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi, em sua grande maioria, com valores acima de 1 MPa (a cor cinza nos elementos finitos comprova tal afirmação). A exceção se observa próxima à meia altura do conector até o topo e, também, na base do núcleo de concreto em uma faixa. Para essas regiões, as demais cores da escala de tensões são observadas no modelo numérico, sinalizando que as tensões de

contato apresentaram valores abaixo de 1 MPa. Por conseguinte, ao se comparar essa figura com a do modelo experimental (Figura 6.43b), depreende-se que há uma estreita correlação entre os locais em que a tinta foi forte e fracamente aderida na superfície de concreto.

Como já se sabe, o acionamento do conector promoveu o esmagamento localizado do concreto na região inferior a chapa (subitem 4.2.7). Neste sentido, a variável CPRESS também possibilitou verificar a magnitude das tensões que contato na região de esmagamento do concreto (Figura 4.24) seguido pelo abaulamento do tubo de aço (Figura 4.26). Assim, pela Figura 6.43c verifica-se que nesta região, as tensões de contato apresentaram valores acima dos 10 MPa (confirmado pela cor cinza dos elementos finitos), sinalizando o forte contato que houve na interface do concreto esmagado e o tubo de aço, localmente.

Para o aço dos conectores, verificou-se a necessidade de avaliar as resultantes das componentes de força na seção crítica dos *dowels* nos modelos. Tal investigação forneceu as magnitudes das forças de cisalhamento e horizontal. Em condições ideais, espera-se que essa última força apresente um valor bem inferior quando comparada à de cisalhamento, sendo tal constatação confirmada a seguir na Figura 6.44 em ambos os modelos “com restrição” e “sem restrição”.

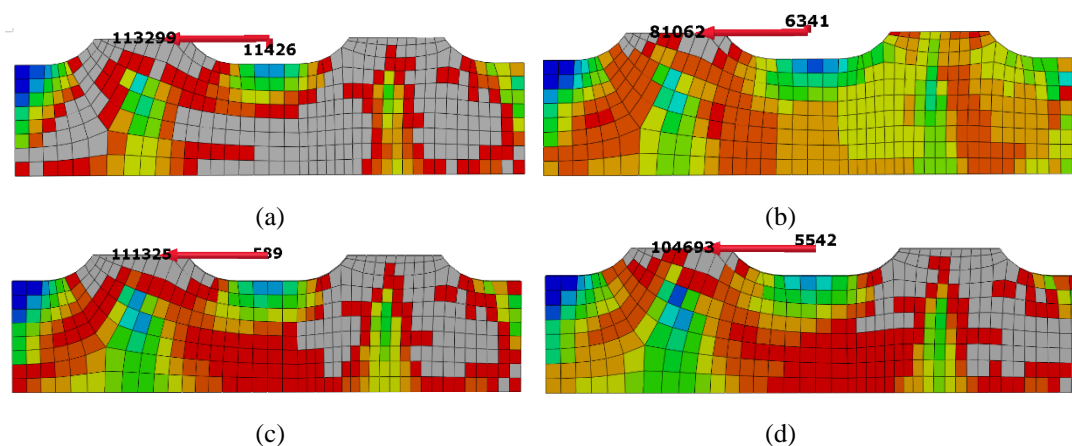


Figura 6.44 – Resultantes das componentes de forças (em Newton) na seção crítica do conector do modelo G: (a) “com restrição” no incremento de força máxima; (b) “com restrição” no último incremento numérico; (c) “sem restrição” no incremento de força máxima; (d) “sem restrição” no último incremento

Para os modelos “com restrição” a componente de força de cisalhamento ao plano de corte foi muito elevada em relação a força horizontal. Em valores absolutos, no incremento de força máxima, a razão entre a componente de força horizontal e de cisalhamento foi igual a 0,10 (11426/113299).

Os modelos “sem restrição”, por sua vez, mostraram um nível maior de flexibilidade no que se refere ao deslocamento horizontal quando comparado ao modelo “com restrição”. Essa afirmação é melhor explicada a partir da Figura 6.44c, de onde se verifica que a razão entre a componente horizontal sobre a de cisalhamento foi de 0,05 (589/11325) no incremento de força máxima na análise numérica.

Com as informações acima apresentadas, evidencia-se a ocorrência de um modo de falha misto, tanto no conjunto superior, quanto no conjunto inferior de *dowels*. Numericamente verificou-se a ocorrência do mecanismo de cisalhamento do concreto (Figura 6.42) e experimentalmente esta constatação se deu através da formação de uma trinca longitudinal no concreto paralelo ao conector (Figura 6.38). Além disto, observou-se o escoamento da seção crítica do conector (Figura 6.39).

6.2.8 Modelo H

De maneira similar ao modelo G, o modelo H foi simulado na configuração “sem restrição” e “com restrição”. A Figura 6.45 permite comparar tais modelos e correlacioná-los com o experimental. Nota-se que o padrão de fissuração dos modelos foi próximo ao que foi observado na análise experimental.

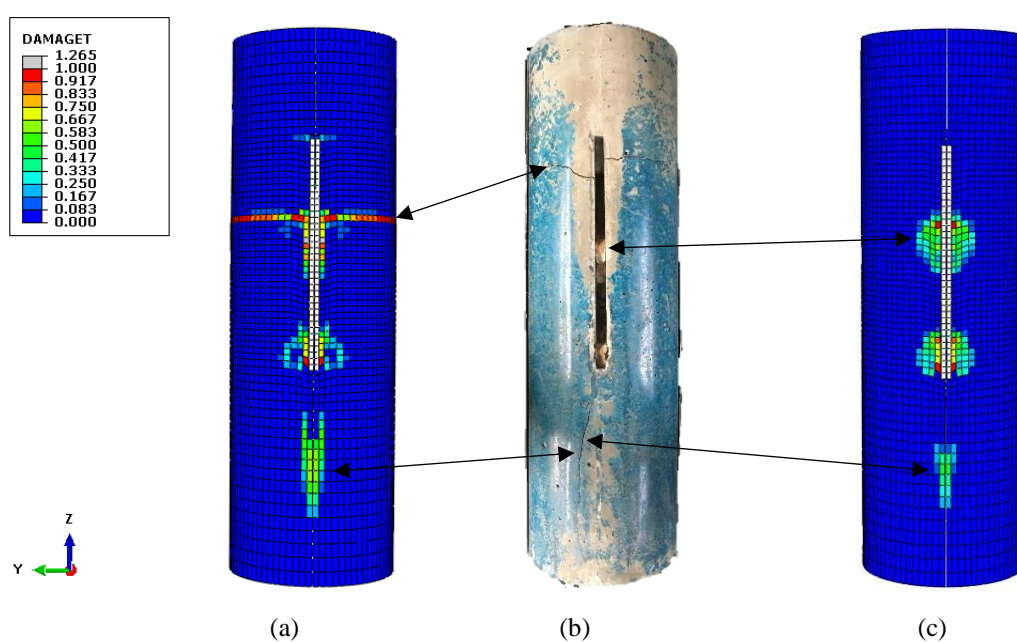
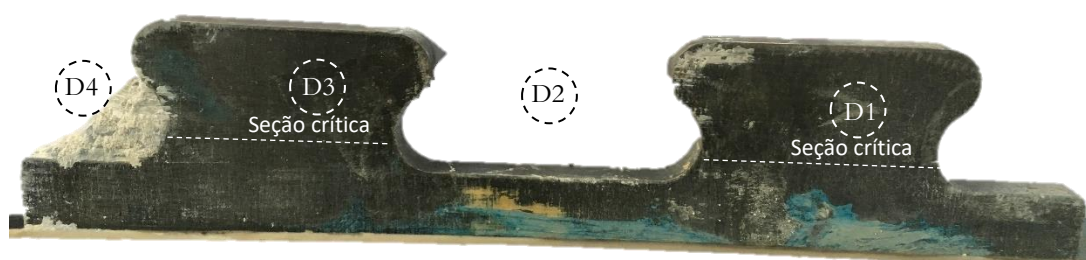


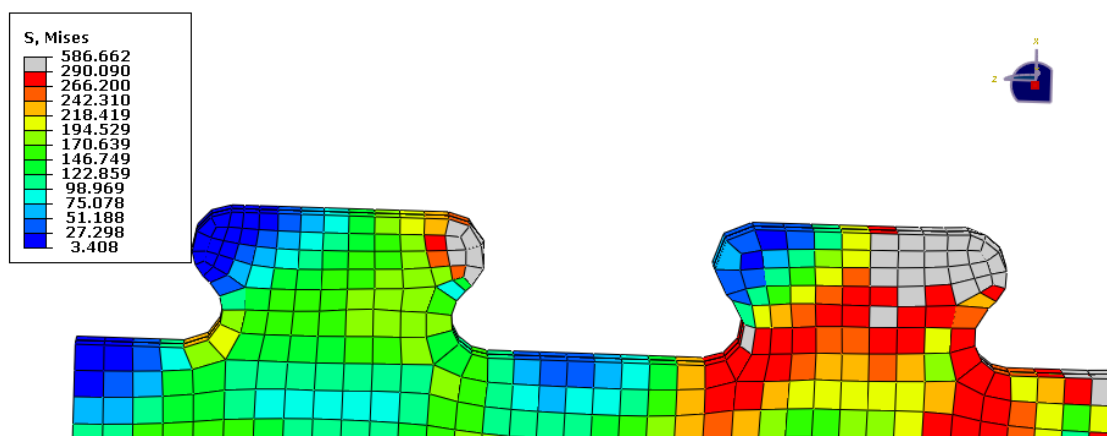
Figura 6.45 – Modelo H: (a) dano à tração do concreto na configuração “com restrição”; (b) modelo H2 após o ensaio; (c) dano à tração do concreto na configuração “sem restrição”.

Na Figura 6.46 realiza-se uma comparação na configuração deformada da chapa do conector do modelo experimental e numérico nas configurações “sem restrição” e “com restrição”, respectivamente, no incremento de força máxima. Para o modelo numérico, as figuras foram plotadas com a escala de tensões de *von Mises* limitada ao valor do escoamento da chapa do conector no incremento de força máxima.

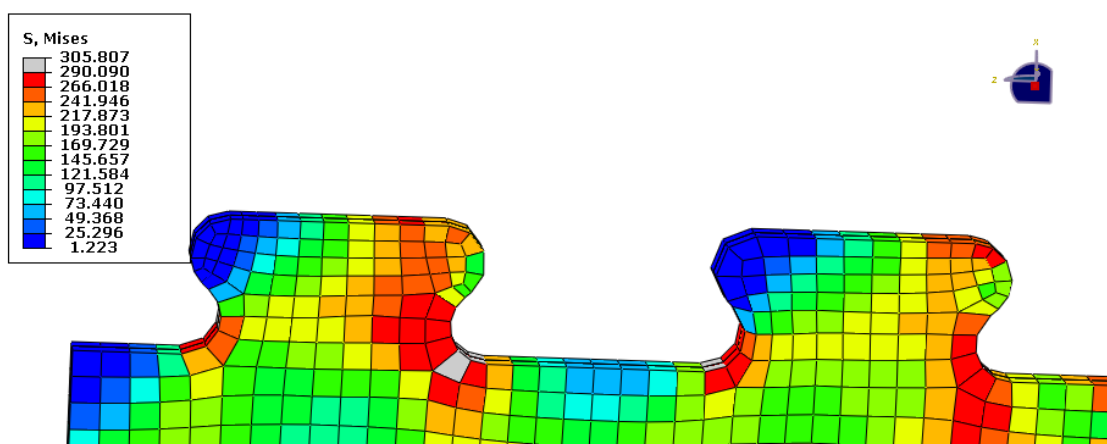
Observa-se que na configuração “sem restrição”, o escoamento da chapa ocorreu de maneira localizada no canto superior direito do *dowel* D3 e D1. Por outro lado, na configuração “com restrição” não houve indicativo de escoamento nos *dowels* de aço. Assim, ao se comparar numericamente os modelos H com os modelos G, verifica-se que os conectores do modelo G ficaram mais solicitados. Acredita-se que essa influência se deu, dentre outros fatores, pela geometria do conector.



(a)



(b)



(c)

Figura 6.46 – Chapa do conector *Puzzle-Shaped* na configuração deformada no incremento de força máxima: (a) modelo experimental; (b) modelo numérico na configuração “sem restrição”; (c) modelo numérico na configuração “com restrição”

A Figura 6.47 apresenta os resultados numéricos obtidos para o modelo H com os incrementos “a” até o “c” para os modelos “com restrição” e “sem restrição”. De maneira similar ao modelo G, os resultados numéricos apresentados a seguir são referentes ao modelo H na configuração “com restrição”.

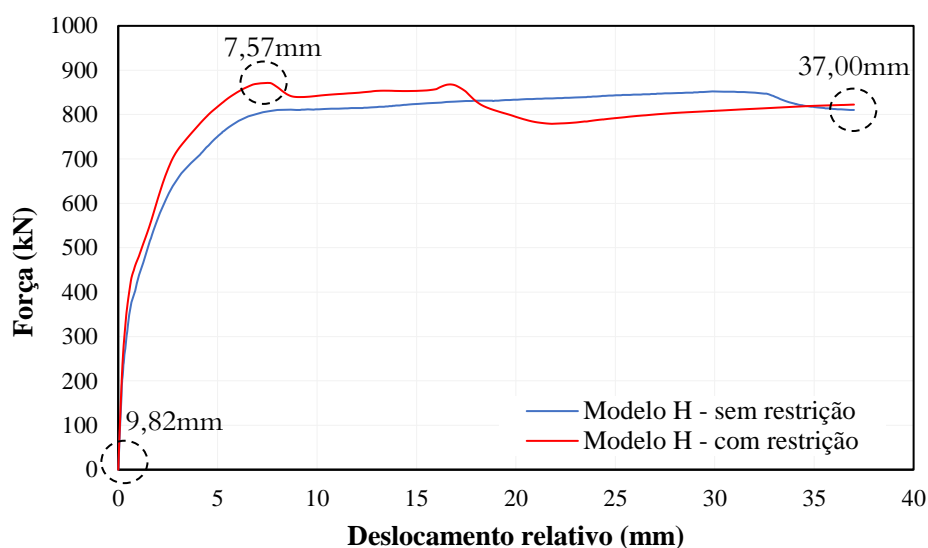


Figura 6.47 – Curvas numéricas força *versus* deslizamento do modelo H

A Tabela 6-8 apresenta o estado de deformações no conector (variável PEEQ) para os incrementos “a” até o “c”. Verifica-se que no incremento “b”, relativo à força máxima do modelo, o aço do conector não atingiu um nível de deformação correspondente ao encruamento do aço na seção crítica da chapa. Por fim, no incremento “c”, relativo ao último incremento numérico (no deslocamento de 37 mm), o comportamento do conector foi praticamente igual ao incremento de força máxima.

Tabela 6-8 - Variável PEEQ para o conector do Modelo H

Escala de deformações	Estado de deformações		
	PEEQ > 0,015 aponta região encruada		
	<i>Incremento (a)</i>	<i>Incremento (b)</i>	<i>Incremento (c)</i>
<p>PEEQ</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.015 0.014 0.012 0.011 0.010 0.009 0.007 0.006 0.005 0.004 0.002 0.001 0.000 			

A Figura 6.48 apresenta a degradação da rigidez do concreto à compressão no incremento relativo à força máxima. Nota-se que o *dowel* de concreto D2 mostrou-se muito danificado no interior da conexão (Figura 6.48b). Porém, na lateral, o dano do concreto foi mais reduzido (Figura 6.48a).

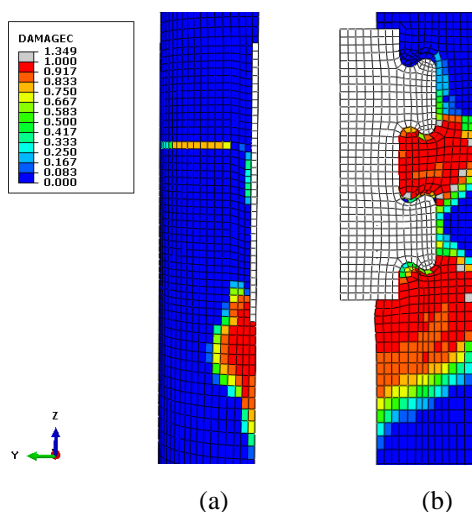


Figura 6.48 – Dano à compressão do concreto no Modelo H

A Figura 6.49 apresenta a degradação da rigidez do concreto à tração no incremento relativo à força máxima. De modo similar ao que ocorreu no modelo G, o dano foi mais pronunciado no interior da conexão (em frente aos *dowels* D1 e D3) do que nas laterais. Além disto, nota-se a ocorrência do cisalhamento do concreto imediatamente à frente e abaixo da chapa do conector.

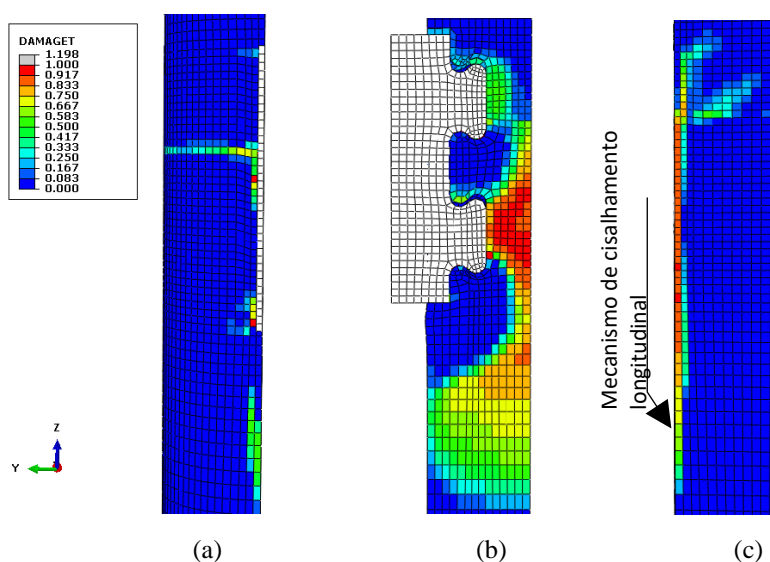


Figura 6.49 – Dano à tração do concreto no Modelo H

Na Figura 6.50 apresenta-se a variável CPRESS (com valores em MPa) no modelo H com configuração “sem restrição” no último incremento da análise numérica, da qual, à esquerda e

à direita foram plotadas duas imagens com escalas distintas de tensões máximas. Para a primeira, a tensão foi limitada a 1 MPa e, para a segunda, foi limitada a 10 MPa. Esses valores foram adotados arbitrariamente.

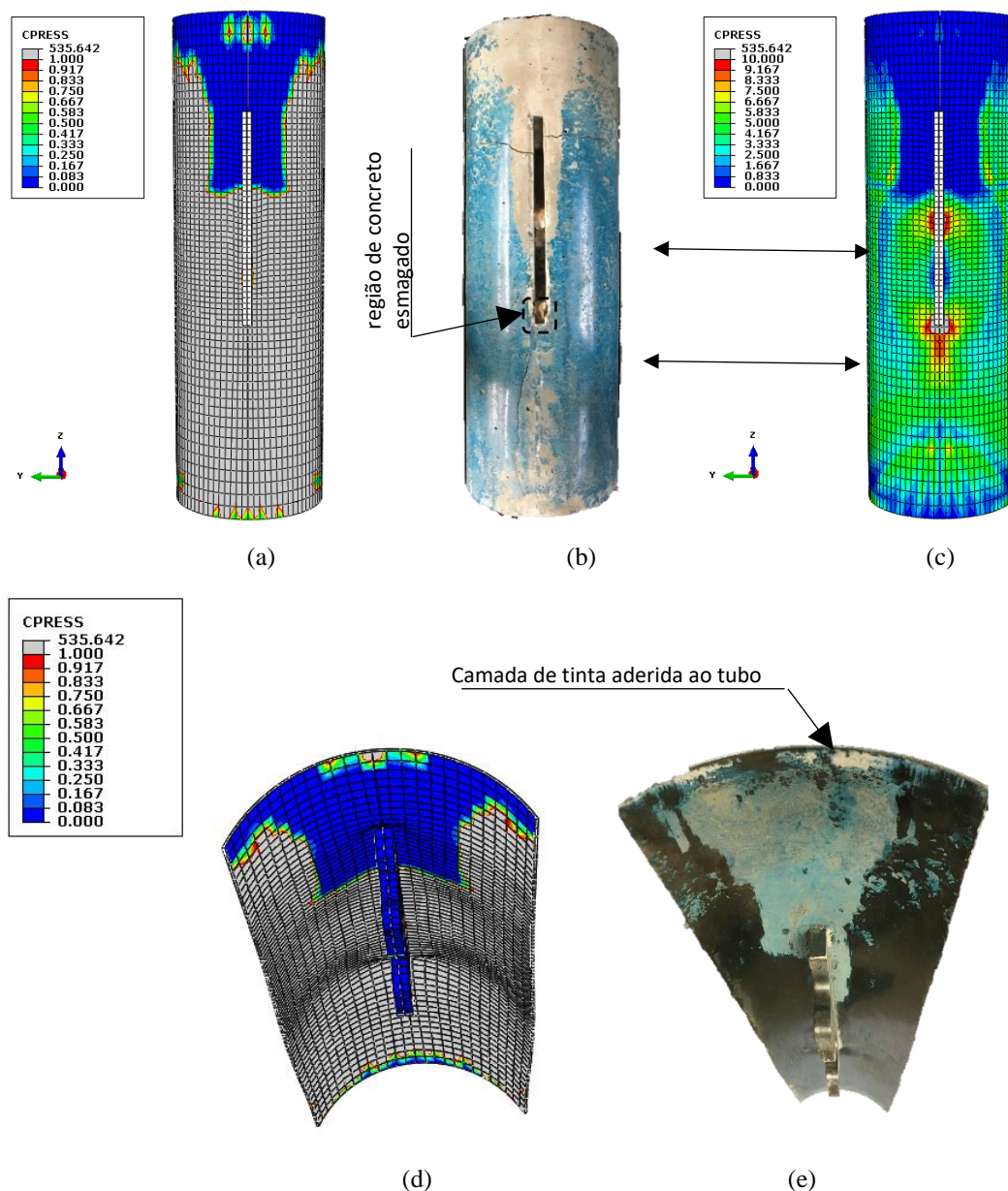


Figura 6.50 – Modelo H: (a) variável CPRESS limitada a 1,00 MPa; (b) modelo experimental H2; (c) variável CPRESS limitada a 10,00 MPa; (d) variável CPRESS limitada a 1,00 MPa no tubo de aço; (e) tubo de aço com camada de tinta aderida

De modo similar ao que ocorreu no modelo G, verifica-se que as tensões de contato na interface entre o tubo de aço e núcleo de concreto foram, em grande maioria, com valores acima de 1 MPa (representado pela cor cinza nos elementos finitos). Contudo, a exceção se deu próxima à meia altura do conector. Por conseguinte, ao se comparar o concreto (Figura 6.50a) e o tubo

de aço do modelo numérico (Figura 6.50d) com o concreto e o tubo do modelo experimental (Figura 6.50b e Figura 6.50e, respectivamente), depreende-se que há uma estreita correlação entre os locais em que a tinta foi forte e fracamente aderida na superfície de concreto. Além disso, os locais em que a tensão de contato apresentou valores acima dos 10 MPa (confirmado pela cor cinza dos elementos finitos) mostraram-se equivalentes as observações experimentais. Tal constatação é confirmada ao se comparar o modelo experimental (Figura 6.50b) com o numérico (Figura 6.50c).

De modo similar ao modelo G, avaliou-se as resultantes das componentes de força na seção crítica dos *dowels* nos modelos numéricos H. A Figura 6.51 apresenta as resultantes dessas componentes nas duas configurações: “com restrição” e “sem restrição”.

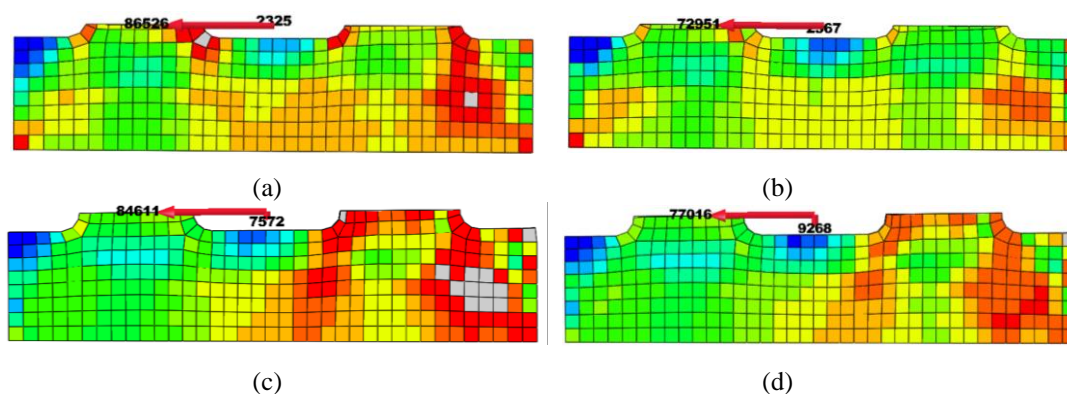


Figura 6.51 – Resultantes das componentes de força na seção crítica do conector do modelo H: (a) “com restrição” no incremento de força máxima; (b) “com restrição” no último incremento numérico; (c) “sem restrição” no incremento de força máxima; (d) “sem restrição” no último incremento numérico.

Observa-se no modelo H “com restrição” (Figura 6.51a) que a componente de força horizontal no plano de corte em relação a de cisalhamento apresentou uma razão igual a 0,03 ($2325/86526$), enquanto que para o modelo “sem restrição” (Figura 6.51c), o valor dessa razão foi igual a 0,08 ($7572/84611$), ambos no incremento de força máxima. Nota-se que essas razões apresentaram valores reduzidos, atendendo a expectativa de que a componente horizontal seja muito inferior à de cisalhamento.

Os resultados experimentais e numéricos mostraram que o modo de falha deste modelo deu-se por cisalhamento nos *dowels* de concreto (Figura 4.29 e Figura 6.49). Além disto, nos *dowels* de aço não se observou flexão e escoamento da seção crítica (Figura 4.30 e Figura 6.46).

A Figura 6.52 apresenta, de maneira simplificada, uma comparação entre as configurações deformadas do tubo de aço do modelo numérico e experimental. Para o modelo numérico, foi utilizada a escala de tensões de *von Mises* limitada ao valor do escoamento do tubo de aço.

Verifica-se que próximo à chapa do conector, o tubo de aço apresentou um escoamento generalizado, inclusive, imediatamente abaixo da chapa o abaulamento do tubo também é representado numericamente. Por fim, nota-se que há uma estreita correlação entre a configuração deformada destes modelos.

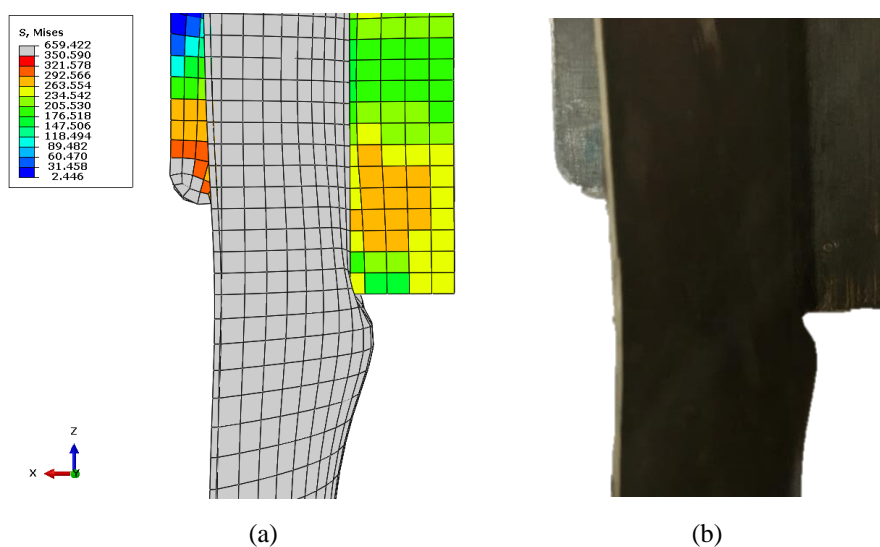


Figura 6.52 –Modelo H: (a) numérico na configuração “sem restrição”; (b) modelo experimental

6.3 Considerações Finais

A Tabela 6-9 apresenta de modo resumido os modos de falha observados a partir dos resultados teóricos (subitem 3.3.5), experimentais (subitem 4.2) e numéricos (subitem 6.2). Dada a complexidade do problema fez-se necessário cruzar essas análises para uma melhor interpretação do comportamento dos conectores nos modelos.

Tabela 6-9 – Modos de falha observados nas análises experimental, numérica e teórica

<i>Modelo</i>	<i>Experimental</i>		<i>Numérico</i>		<i>Teórico</i>	
	<i>Superior</i>	<i>Inferior</i>	<i>Superior</i>	<i>Inferior</i>	<i>Superior</i>	<i>Inferior</i>
A	*	*	Aço	Aço	<i>Pry-out</i>	Aço
B	Cisalhamento	Aço	Aço + Cis.	Aço	<i>Pry-out</i>	Aço
C	Aço + Cis.	Aço	Aço + Cis.	Aço+Cis.	<i>Pry-out</i>	Aço
D	Aço	-	Aço	-	Aço	-
E	Aço + Cis.	Aço	Aço + Cis.	Aço	<i>Pry-out</i>	Aço
F	<i>Pry-out</i> *	<i>Pry-out</i> *	Aço	Aço	<i>Pry-out</i>	Aço
G1	Cisalhamento	Cisalhamento	Aço + Cis.	Aço + Cis.	<i>Pry-out</i>	Frontal**
G2	Cisalhamento	Cisalhamento	Aço + Cis.	Aço + Cis.	<i>Pry-out</i>	Frontal**
H1	Cisalhamento	Cisalhamento	Cisalhamento	Cisalhamento	<i>Pry-out</i>	Frontal**
H2	Cisalhamento	Cisalhamento	Cisalhamento	Cisalhamento	<i>Pry-out</i>	Frontal**

*Dado que esse modelo possuía armaduras no núcleo de concreto, não foi possível sua abertura após o ensaio.
 **Refere-se a parcela de resistência frontal do concreto abaixo da chapa, dada pelo esmagamento do concreto.

As análises experimentais e numéricas possibilitaram uma maior assertividade na previsão das falhas dos modelos, quando comparada à teórica. Na análise experimental, o desafio foi o de extrair dos modelos informações claras sobre a evolução da mecânica da falha no interior da conexão durante o acionamento do conector. Essa lacuna foi preenchida a partir das simulações numéricas. Para o teórico, os resultados que obtidos a partir das equações do modelo de cálculo foram conservadores, contudo, ainda se faz necessário ajustar tais equações, de modo que elas possam representar com mais assertividade os modos de falha previstos. Por fim, o numérico possibilitou cruzar todas as informações obtidas para o modelo em cada incremento da simulação, destacando-se, dentre outros resultados, as tensões solicitantes, as deformações, deslocamentos e as forças resultantes.

Nos parágrafos seguintes são discutidos e confrontados os resultados obtidos com a metodologia de Seidl (2009), Lorenc (2014a) e Lorenc (2016) que avaliaram experimental e numericamente os conectores em formato de chapa aplicados a vigas mistas. Além destes, são discutidos os critérios normativos da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018).

Lorenc (2014a) baseando-se em seus resultados experimentais, concluiu que nos conectores *composite dowels* constituídos por espessura de chapa próxima de 10 mm, a falha da conexão era governada pelo aço devido aos mecanismos de flexão. Por outro lado, para os conectores que possuíam espessura entre 10 mm e 20 mm, a tendência do colapso da conexão era a ocorrência de um modo de falha misto com interação entre o aço (flexão e cisalhamento na seção crítica) e o concreto (cisalhamento ou *pry-out*); e, se a espessura era acima de 20 mm e até 30 mm, a tendência era que o colapso da conexão fosse governado pelo concreto.

Se, por um lado, Lorenc (2014a) obteve a conclusão acima baseado em modelos de ensaios *push-test* com armaduras, porém sem tubos de aço, i.e., a resistência do concreto só apresentava influência do confinamento local propiciado pelas armaduras, por outro lado, este trabalho contabiliza a mecânica da falha na conexão com maior restrição ao núcleo de concreto devido ao confinamento exercido pelo tubo. Portanto, espera-se que a metodologia utilizada pelo autor em caracterizar as falhas a partir das espessuras de chapa seja apenas um indicativo do comportamento da conexão em função destas espessuras. Por conseguinte, a mecânica da falha nos modelos do presente estudo pode (ou não) se diferenciar das observações Lorenc (2014a), visto que os modelos são pilares mistos de seção esbelta.

Os modelos experimentais C e E apresentaram uma incerteza de qual mecanismo de falha ocorreria primeiro no conjunto superior de *dowels*, visto que tais modelos, quando foram abertos, apresentaram uma interação entre a falha no *dowel* de aço e cisalhamento do concreto. Contudo, a partir dos resultados numéricos comprovou-se que a falha no *dowel* de aço ocorreu em caráter primário com posterior cisalhamento do *dowel* de concreto. Por conseguinte, o *dowel* de concreto manteve-se contido entre os *dowels* de aço, possibilitando o cisalhamento nos dois planos laterais paralelos a chapa. Como a falha do *dowel* de aço já havia ocorrido, o cisalhamento do concreto ficou caracterizado como um critério secundário de falha. Os resultados teóricos também ajudam a confirmar tal hipótese, em que a falha do aço antecedia a falha por cisalhamento (Tabela 3-2).

Além disto, enfatiza-se que os deslocamentos relativos dos conectores nos modelos C e E já eram elevados (acima do convencionalmente prescrito pela norma europeia, 6 mm) quando toda a seção crítica dos conectores apresentava deformações no regime plástico. Este mesmo comportamento foi observado em alguns modelos de Lorenc (2014a): a falha iniciava-se pelo aço do conector devido aos mecanismos de flexão e cisalhamento na seção crítica e, após isto,

havia uma interação entre a falha do aço e concreto. Por fim, o autor considera que a falha era inicialmente governada pelo aço. Seidl (2009) também afirma que o concreto em torno da conexão pode sofrer danos devido a falha do aço.

Na Tabela 6-9 nota-se que nas três metodologias de análise (experimental, numérica e teórica) a falha na conexão do modelo D ocorreu no aço do conector. Em particular na análise experimental foi verificado um ponto de propagação de trinca na base do *dowel* devido a plastificação do conector sob o mecanismo de flexão (Figura 6.19c). Já, para o modelo E as análises experimental e numérica demonstraram a falha do aço no *dowel* inferior (Tabela 6-9).

No modelo F devido à presença de armadura de reforço no núcleo de concreto, a sua abertura foi inviabilizada. No entanto, no modelo experimental havia indício de uma possível caracterização da falha do modelo por *pry-out*. Contudo, na análise numérica foi possível concluir que a falha foi governada inicialmente pelo aço do conector e, em seguida, o concreto teve sua resistência à tração excedida no cobrimento acima das armaduras. Além disto, as equações teóricas demonstraram a necessidade ajuste para uma previsão mais assertiva das falhas (Tabela 6-9).

Em todos os modelos, exceto o D, as equações da análise teórica sinalizaram a falha por *pry-out* nos *dowels* superiores (Tabela 6-9). Assim, acredita-se que tal discrepância na previsão das falhas se deu pela presença do perfil tubular de aço. Em outras palavras, ainda que o perfil possua espessura muito reduzida, ele exerceu contribuição para a elevação do confinamento do concreto, alterando as possíveis falhas. Além disto, naqueles modelos que possuíam armaduras de reforço, foi verificado que, além delas propiciarem aumento da tensão de confinamento local no *dowel* de concreto, outras características, como a resistência ao cisalhamento do *dowel* de concreto apresentaram um grau maior de dificuldade para se manifestar na conexão.

A abertura dos modelos G1, G2, H1 e H2 (ensaiados na segunda etapa) possibilitou observar a falha por cisalhamento do concreto, sendo esta falha também confirmada numericamente. Contudo, nos modelos G notou-se a ocorrência de um modo de falha misto com interação entre a falha do aço do conector e cisalhamento do concreto.

7

ANÁLISE PARAMÉTRICA

7.1 Generalidades

O estudo paramétrico apresentado nesta seção tem por finalidade analisar os parâmetros que influenciaram diretamente na capacidade resistente dos conectores *Composite Dowels*, especialmente o Crestbond.

Menciona-se que a validação dos modelos numéricos apresentados no capítulo 5 foi realizada utilizando os mesmos parâmetros de calibração definidos no estudo de Cardoso (2018) que investigou a aplicação dos conectores Crestbond em pilares mistos de seções compactas. Neste sentido, ao estender a aplicação dos parâmetros numéricos utilizados por Cardoso (2018) para pilares mistos de seções esbeltas e pilares de concreto, tornou-se possível incluir no estudo paramétrico, os modelos de seções compactas, semicompactas e esbeltas. Portanto, a partir de um modelo numérico de referência, validado conforme o capítulo 5, os modelos numéricos foram parametrizados variando as propriedades geométricas e mecânicas do tubo de aço, concreto e conectores.

Em particular ao parâmetro de esbeltez local da seção transversal, foram analisados modelos numéricos com seção compacta, semicompacta e esbelta e, também, alguns modelos sem o tubo de aço (pilares de concreto).

A partir do banco de dados gerado, os modelos foram avaliados individualmente, inferindo-se sobre os estados-limites que governaram a falha dos conectores. Os resultados obtidos foram comparados e discutidos em face as formulações apresentadas no modelo de cálculo da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) e de Cardoso (2018).

Dadas as limitações observadas nas equações existentes, foram propostas novas equações para a predição da capacidade resistente dos conectores em função do modo de falha observado. Essas equações foram elaboradas por meio de uma linearização logarítmica multivariada.

7.2 Modelagem paramétrica

7.2.1 Considerações gerais sobre a construção do modelo de elementos finitos

A construção dos modelos paramétricos baseou-se na modelagem apresentada no Capítulo 5. A altura dos modelos paramétricos e do posicionamento do conector foi mantida igual à dos experimentais.

Exceto os parâmetros que serão justificados neste subitem, todos os demais foram fidelizados aos do modelo de elementos finitos validado no Capítulo 5. Tendo por objetivo uma análise mais conservadora, no que se refere aos componentes de aço do perfil tubular e conector, nos modelos paramétricos considerou-se um diagrama elasto-plástico perfeito, eliminando, assim, a influência da resistência adicional que seria propiciada pelo encruamento destes aços.

O estudo de sensibilidade conduzido por Pereira (2020) abarcou o processo de transição dos modelos numéricos calibrados para os modelos paramétricos. Esse estudo foi realizado pela autora visando uma análise mais conservadora e com menor tempo de processamento numérico. A análise de sensibilidade se deu pela alteração da simetria de um lado da seção para a dupla simetria, transformando os modelos de $\frac{1}{2}$ seção para modelos em $\frac{1}{4}$ de seção transversal, conforme visualiza-se na Figura 7.1 a e b, respectivamente. Para viabilizar esse recurso, primeiro a autora teve que retirar a influência da rigidez das molas nos conectores, liberando-se o movimento de translação horizontal nestas chapas (Figura 7.1c). Nessa etapa, a autora verificou que, em termos de força máxima, a redução média foi de 14%. Em seguida, a análise de transição de geometria, de seção $\frac{1}{2}$ para $\frac{1}{4}$, foi realizada. Graficamente, a redução da força resistente dos conectores devido à transição da geometria dos modelos pode ser visualizada na Figura 7.1d que compara as curvas obtidas nas duas séries analisadas pela autora.

Pereira (2020), através dos seus resultados, verificou que não somente houve uma redução média de 10h no tempo de processamento numérico, mas que também houve uma redução mais significativa na força máxima numérica alcançada, de 14% (nos modelos sem molas e $\frac{1}{2}$ seção) para 23% nos (modelos sem molas e $\frac{1}{4}$ seção), quando comparados aos modelos com molas e $\frac{1}{2}$ seção, indo a favor da segurança e com menor custo computacional.

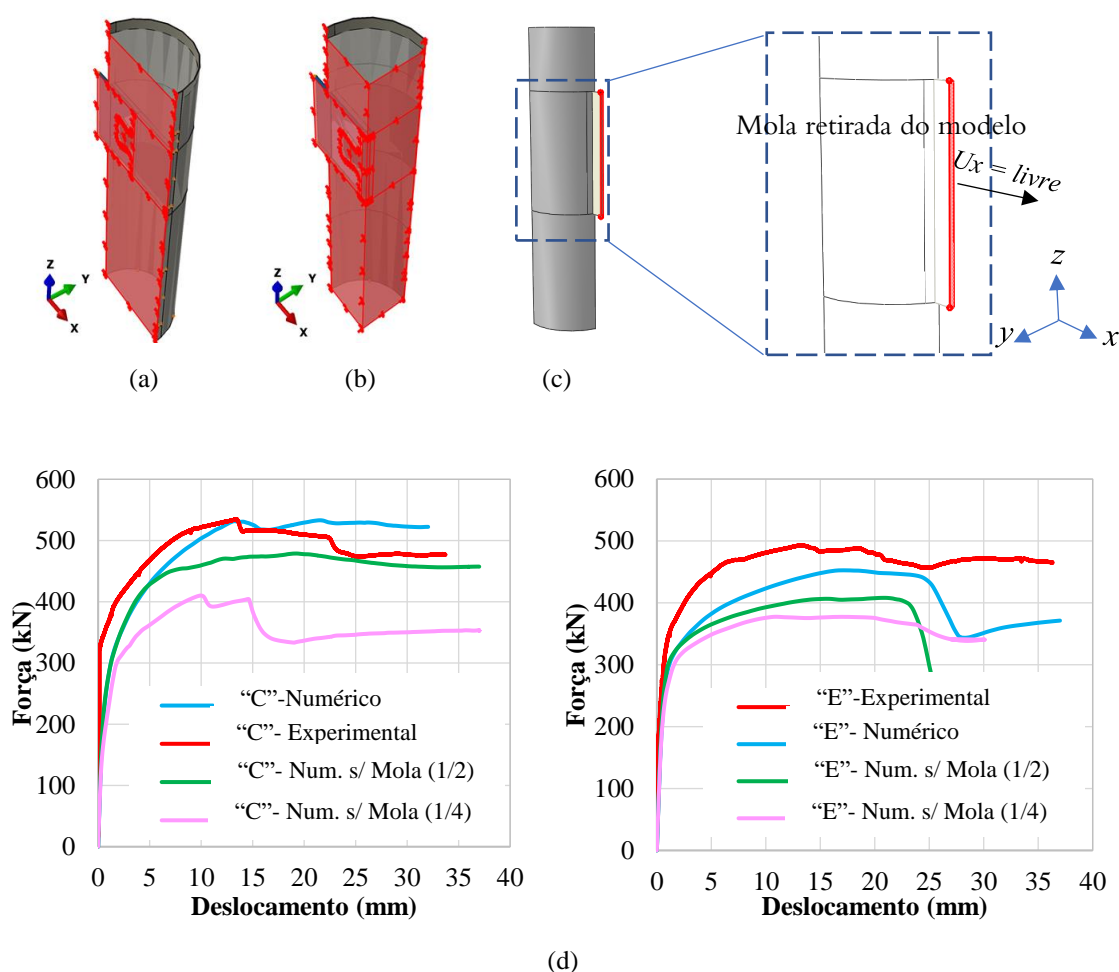


Figura 7.1 – Transição da geometria: (a) $\frac{1}{2}$ seção; (b) $\frac{1}{4}$ de seção; (c) mola retirada; (d) resultado das simplificações nos modelos “C” e “E” (Pereira, 2020)

Isto posto, devido ao presente estudo ser de condição similar ao de Pereira (2020) no que se refere a transição do numérico para o paramétrico, introduziu-se a mesma metodologia da autora no estudo paramétrico. Portanto, para os modelos de uma ligação (primeira etapa de ensaios), considerou-se a ausência de molas e somente $\frac{1}{4}$ da seção transversal e, para os modelos de duas ligações (segunda etapa de ensaios), considerou-se a ausência de molas. Sendo assim, em todos os modelos paramétricos, utilizou-se apenas $\frac{1}{4}$ de seção transversal e com ausência de molas.

Baseando-se na classificação apresentada pela norma americana ANSI AISC 360-16, foram elaborados modelos com seções transversais esbeltas (escopo deste trabalho), semicompactas e compactas. Assim, com base nos diâmetros e espessura de perfis tubulares apresentados na Tabela 7-1, pode-se observar que a relação $\lambda = D/t$ foi limitada entre 20 (= 250/12,50) no valor mínimo até 1600 (= 400/0,25) no valor máximo. A descrição e classificação completa dos modelos está apresentada na Tabela 7-2.

A geometria dos modelos foi parametrizada utilizando o *software* de modelagem tridimensional *Rhinoceros 3D*[®], fazendo-se uso do *plugin* de linguagem de programação *Grasshopper 3D*[®]. O apoio desses *softwares* facilitou o processo de parametrização dos modelos.

Para a parametrização dos modelos de elementos finitos no ABAQUS v6.14, foram desenvolvidos *scripts* em linguagem *Python*, de onde permitiu-se a geração automática dos carregamentos, das condições de contorno, do contato entre os componentes, da malha e do processamento sincronizado dos modelos.

7.2.2 Considerações sobre o comportamento do aço do conector

De acordo Lorenc (2016), o dimensionamento do aço dos conectores em chapa, em ELU, baseia-se em uma abordagem plástica, utilizando a resistência ao escoamento do aço (f_y). Essa abordagem é diferente daquela utilizada para os conectores pinos com cabeça (*studs*) que faz uso da resistência última do aço (f_u). Segundo os autores, isso decorre das diferenças observadas nas geometrias e das respostas estruturais dos conectores, quando acionados. Por isso, o modelo mecânico associado ao aço dos conectores é diferente daquele que foi desenvolvido para o aço dos pinos com cabeça. Nos parágrafos a seguir, explica-se com mais detalhes a abordagem utilizada nos conectores em chapa, bem como sua harmonização com a análise paramétrica.

Segundo Fieldman *et al.* (2016) as solicitações aplicadas ao aço do conector levam a ocorrência da combinação de flexão e cisalhamento na seção crítica destes *dowels*. Assim, o modelo analítico desenvolvido para a falha do aço do conector utilizou do critério de escoamento de *von Mises* adaptado para o mecanismo combinado (Equação 2.48).

Fieldman *et al.* (2016) e Kopp *et al.* (2018) mencionam ainda que o modelo teórico, em ELU, não contabiliza o ganho de resistência adicional na fase de encruamento do conector, i.e., as solicitações ficam limitadas ao escoamento da chapa (f_y). Neste contexto, Kopp *et al.* (2018) elaboraram uma base de dados com sessenta modelos experimentais que apresentaram falha no aço do conector e analisaram a possibilidade de um novo ajuste teórico na formulação da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018). Com o uso do recurso estatístico apresentado no Anexo D da norma EN 1990:2002, os autores certificaram que não havia a necessidade de alterar a formulação da norma para aplicação em sistemas de vigas mistas, dado que os resultados obtidos eram conservadores.

Assim, acredita-se que para a aplicação em pilares mistos, o modelo teórico referente a falha do aço continue apresentando um certo grau de correlação direta entre os parâmetros, similar ao comportamento das vigas mistas. Contudo, alguns novos parâmetros, como o confinamento do concreto, poderão ser incluídos com uma nova formulação que deverá ser proposta.

7.2.3 Descrição dos parâmetros avaliados

Conforme já mencionado, foi explorada uma gama de parâmetros geométricos e mecânicos que influenciam na capacidade resistente dos conectores. Os parâmetros avaliados neste estudo estão apresentados na Tabela 7-1. Nota-se nessa tabela o intervalo de variação considerado em cada um dos parâmetros, isoladamente.

Tabela 7-1 – Parâmetros avaliados no programa paramétrico

Parâmetro	Designação	Unidade	Intervalo
Diâmetro	D^*	mm	250;400;600
Espessura do tubo de aço	t	mm	0,25;0,50;1,00;1,50;4,00;8,00
Espessura do conector	t_c	mm	6,00;12,50;19,00
Resistência ao escoamento do tubo	$f_{y,t}$	MPa	250;350;450
Resistência ao escoamento do conector	$f_{y,c}$	MPa	250;350;450
Resistência do concreto	f_c	MPa	30;40;50
Comprimento do pescoço	c_p	mm	20;30;40
Passo do conector	e_x	mm	121;150;200
Número de <i>dowels</i> de aço	n	-	2;3;4
Diâmetro das armaduras	ϕ_a	mm	6;10;12,5
Tipo de conector**	-	-	CR; PZ; CL**
<p>D^*: Designação de diâmetro aplicável tanto aos pilares mistos, quanto aos pilares de concreto; Tipo de conector**: Os tipos de conectores avaliados no estudo paramétrico foram o Crestbond (CR), <i>Puzzle-Shaped</i> (PZ) e o <i>Clothoid-Shaped</i> (CL).</p>			

Para uma melhor estruturação dos dados, os modelos parametrizados obedecem a uma nomenclatura padrão, conforme apresentada na Figura 7.2. Observa-se que em cada nomeação das colunas há a definição dos parâmetros da modelagem. Portanto, para os modelos paramétricos consoantes aos pilares mistos (Figura 7.2), tem-se as seguintes descrições das colunas: “1” – refere-se as seções empregadas no perfil tubular, descrevendo-se os parâmetros de diâmetro (D) e espessura (t); “2” – refere-se as características geométricas do conector adotado, descrevendo-se o tipo de conector e os parâmetros de espessura (t_{sc}), número de *dowels* de aço (n), comprimento do passo (e_x) e do pescoço (c_p), respectivamente; “3” – refere-se a propriedade mecânica de resistência (f_c) do concreto; “4” – refere-se a propriedade mecânica de resistência ao escoamento ($f_{y,t}$) do tubo; “5” – refere-se a propriedade mecânica de resistência ao escoamento ($f_{y,c}$) do conector; “6” – refere-se ao diâmetro da armadura de reforço adotada.

De modo similar, para os modelos paramétricos de pilares de concreto (Figura 7.2), tem-se as seguintes descrições de colunas: “1” – descreve o diâmetro (D) avaliado; “2” e “3” – idem a descrição da colunas “2” e “3” para os pilares mistos, respectivamente; “4” - refere-se a propriedade mecânica de resistência ao escoamento ($f_{y,c}$) do conector; “5” – refere-se ao diâmetro da armadura de reforço adotada. Enfatiza-se que as colunas “5” e “6” dos pilares de concreto e mistos só serão apresentadas na descrição dos modelos, caso eles possuam armaduras de reforço.

Colunas:	01	02	03	04	05	06
T400t4	CR12n3e150p20	f_c40	$f_{yt}350$	$f_{yc}350$	- 06 (pilares mistos)	
C600	CR12n3e150p20	f_c40	$f_{yc}350$	06	(pilares de concreto)	

Figura 7.2 – Nomenclatura utilizada nos modelos paramétricos

7.3 Modelos Paramétricos

A Tabela 7-2 apresenta a descrição completa dos modelos. Para determinação dos limites de esbeltez λ_p , λ_r e $\lambda_{m\acute{a}x}$, utilizou-se da classificação da norma ANSI AISC 360-16, considerando-se o m\u00f3dulo de Elasticidade do tubo (E) igual a 200.000 MPa. O modelo de refer\u00eancia \u00e9 apresentado na primeira linha e, nas linhas que se seguem, os campos em cor azul, indica o(s) par\u00e2metro(s) variado(s) a partir do modelo de refer\u00eancia.

Tabela 7-2 – Programa param\u00e9trico

<i>Modelo</i>	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>t_c</i> (mm)	<i>f_{y,t}</i> (MPa)	<i>f_{y,c}</i> (MPa)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>c_p</i> (mm)	<i>e</i> (mm)	<i>n</i>	<i>Con.</i>	λ	λ_p	λ_r	$\lambda_{m\acute{a}x}$	<i>Classifica\u00e7\u00e3o</i>
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T200t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	63	86	109	177	Compacta
T600t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	150	86	109	177	Esbelta
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	1,50	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	267	86	109	177	>Esbelta
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	8,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	50	86	109	177	Compacta
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	6,00	350	350	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	19,00	350	350	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	400	4,00	12,50	250	350	40	20	150	3	CR	100	120	152	248	Compacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	400	4,00	12,50	450	350	40	20	150	3	CR	100	67	84	138	Esbelta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	400	4,00	12,50	350	250	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	400	4,00	12,50	350	450	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p30-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	30	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p40-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	40	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	121	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	200	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	2	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	4	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CL12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CL	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CL12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	200	3	CL	100	86	109	177	Semicompacta

Tabela 7-2 (continuação) – Programa paramétrico

<i>Modelo</i>	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>t_c</i> (mm)	<i>f_{y,t}</i> (MPa)	<i>f_{y,c}</i> (MPa)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>c_p</i> (mm)	<i>e_x</i> (mm)	<i>n</i>	<i>Con.</i>	<i>λ</i>	<i>λ_p</i>	<i>λ_r</i>	<i>λ_{máx}</i>	<i>Classificação</i>
T400t4-PZ12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	200	3	PZ	100	86	109	177	Semicompacta
T400t1-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	1,50	6,00	350	350	40	20	150	3	CR	267	86	109	177	>Esbelta
T400t1-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	1,50	19,00	350	350	40	20	150	3	CR	267	86	109	177	>Esbelta
T400t8-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	8,00	6,00	350	350	40	20	150	3	CR	50	86	109	177	Compacta
T400t8-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	8,00	19,00	350	350	40	20	150	3	CR	50	86	109	177	Compacta
T250t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	40	20	121	3	CR	63	86	109	177	Compacta
T600t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	40	20	121	3	CR	150	86	109	177	Esbelta
T250t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	40	20	200	3	CR	63	86	109	177	Compacta
T600t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	40	20	200	3	CR	150	86	109	177	Esbelta
T400t4-CR06n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	6,00	350	350	40	20	121	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR19n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	19,00	350	350	40	20	121	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR06n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	6,00	350	350	40	20	200	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR19n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	19,00	350	350	40	20	200	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e121p20-fc30-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	30	20	121	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e121p20-fc50-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	50	20	121	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e200p20-fc30-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	30	20	200	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e200p20-fc50-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	50	20	200	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR06n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	6,00	350	350	40	20	150	2	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR19n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	19,00	350	350	40	20	150	2	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T250t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	40	20	150	2	CR	63	86	109	177	Compacta
T600t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	40	20	150	2	CR	150	86	109	177	Esbelta
T250t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	40	20	150	4	CR	63	86	109	177	Compacta
T600t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	40	20	150	4	CR	150	86	109	177	Esbelta
T250t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	63	86	109	177	Compacta
T250t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	250	4,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	63	86	109	177	Compacta
T600t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	150	86	109	177	Esbelta
T600t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	600	4,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	150	86	109	177	Esbelta

Tabela 7-2 (continuação) – Programa paramétrico

<i>Modelo</i>	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>t_c</i> (mm)	<i>f_{y,t}</i> (MPa)	<i>f_{y,c}</i> (MPa)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>c_p</i> (mm)	<i>e_x</i> (mm)	<i>n</i>	<i>Con.</i>	λ	λ_p	λ_r	$\lambda_{m\acute{a}x}$	<i>Classificação</i>
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	400	4,00	6,00	350	250	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	400	4,00	6,00	350	450	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	400	4,00	19,00	350	250	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	400	4,00	19,00	350	450	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t1-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	400	1,50	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	267	86	109	177	>Esbelta
T400t1-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	400	1,50	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	267	86	109	177	>Esbelta
T400t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	400	8,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	50	86	109	177	Compacta
T400t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	400	8,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	50	86	109	177	Compacta
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	400	1,50	12,50	250	350	40	20	150	3	CR	267	120	152	248	>Esbelta
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	400	1,50	12,50	450	350	40	20	150	3	CR	267	67	84	138	>Esbelta
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	400	8,00	12,50	250	350	40	20	150	3	CR	50	120	152	248	Compacta
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	400	8,00	12,50	450	350	40	20	150	3	CR	50	67	84	138	Compacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-06	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-10	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-12	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t025-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	0,25	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	1600	86	109	177	>Esbelta
T400t050-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	0,50	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	800	86	109	177	>Esbelta
T400t100-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	1,00	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	400	86	109	177	>Esbelta
T250t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	250	8,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	31	86	109	177	Compacta
T250t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	250	8,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	31	86	109	177	Compacta
T250t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	250	12,50	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	20	86	109	177	Compacta
T250t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	250	12,50	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	20	86	109	177	Compacta
T400t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	400	12,50	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	32	86	109	177	Compacta
T400t12-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	12,50	12,50	350	350	40	20	150	3	CR	32	86	109	177	Compacta
T400t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	400	12,50	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	32	86	109	177	Compacta
T600t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	600	12,50	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	48	86	109	177	Compacta
T600t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	600	12,50	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	48	86	109	177	Compacta

Tabela 7-2 (continuação) – Programa paramétrico

<i>Modelo</i>	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>t_c</i> (mm)	<i>f_{y,t}</i> (MPa)	<i>f_{y,c}</i> (MPa)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>c_p</i> (mm)	<i>e_x</i> (mm)	<i>n</i>	<i>Con.</i>	λ	λ_p	λ_r	$\lambda_{m\acute{a}x}$	<i>Classificação</i>
T400t4-PZ12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400	4,00	12,50	350	350	40	20	150	3	PZ	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-06	400	4,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-06	400	4,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-06	400	4,00	12,50	350	250	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-06	400	4,00	12,50	350	450	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-12	400	4,00	12,50	350	350	30	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-12	400	4,00	12,50	350	350	50	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-12	400	4,00	12,50	350	250	30	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-12	400	4,00	12,50	350	450	40	20	150	3	CR	100	86	109	177	Semicompacta
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	600		12,50	350	350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-06	400		12,50		350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-10	400		12,50		350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-12	400		12,50		350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc250-10	400		12,50		250	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc450-10	400		12,50		450	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc30-fyc350-10	400		12,50		350	30	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc50-fyc350-10	400		12,50		350	50	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc350	400		6,00		350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc250	400		6,00		250	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc450	400		6,00		450	40	20	150	3	CR					Concreto
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc250	600		12,50		250	40	20	150	3	CR					Concreto
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc450	600		12,50		450	40	20	150	3	CR					Concreto
C600-CR12n3e150p20-fc30-fyc250	600		12,50		350	30	20	150	3	CR					Concreto
C600-CR12n3e150p20-fc50-yc450	600		12,50		350	50	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR19n3e150p20-fc30-fyc250	400		19,00		350	30	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR19n3e150p20-fc50-fyc250	400		19,00		350	50	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc250	400		19,00		250	40	20	150	3	CR					Concreto

Tabela 7-2 (continuação) – Programa paramétrico

<i>Modelo</i>	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>t_c</i> (mm)	<i>f_{y,t}</i> (MPa)	<i>f_{y,c}</i> (MPa)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>c_p</i> (mm)	<i>e_x</i> (mm)	<i>n</i>	<i>Con.</i>	λ	λ_p	λ_r	$\lambda_{m\acute{a}x}$	<i>Classificação</i>
C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc450	400		19,00		450	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc350	400		19,00		350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	400		12,50		350	40	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc30 -fyc350	400		12,50		350	30	20	150	3	CR					Concreto
C400-CR12n3e150p20-fc50 -fyc350	400		12,50		350	50	20	150	3	CR					Concreto
C250-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	250		12,50		250	40	20	150	3	CR					Concreto
C250-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	250		12,50		450	40	20	150	3	CR					Concreto
C250-CR12n3e150p20-fc30-fyc350	250		12,50		350	30	20	150	3	CR					Concreto
C250-CR12n3e150p20-fc50-fyc350	250		12,50		350	50	20	150	3	CR					Concreto
C250-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	250		12,50		350	40	20	150	3	CR					Concreto
Modelo G	230	1,50	12,50	351	290	41	20	150	3	CL	153	86	108	177	Esbelta
Modelo H	230	1,50	12,50	351	290	34	20	150	3	PZ	153	86	108	177	Esbelta

7.4 Considerações sobre a falha do aço

Na etapa experimental, a identificação dos modos de falha na conexão foi facilitada a partir da abertura de quase todos os modelos. Em seguida, na etapa de validação numérica, os resultados obtidos eram contrastados com os numéricos, facilitando a interpretação e validação dos modos de falha que ocorriam na conexão. Por outro lado, no estudo paramétrico obteve-se uma gama de resultados que necessitaram ser avaliados em cada um dos modelos. Portanto, utilizou-se de algumas considerações encontradas na literatura para facilitar a interpretação dos resultados, conforme discutido a seguir.

Fieldman *et al.* (2013) avaliaram a aplicação dos conectores *Clothoid-Shaped* em vigas mistas de pontes rodoviárias. Os autores observaram que os resultados numéricos e experimentais não apresentavam o mesmo grau de elevação da resistência à medida em que se elevava a espessura da chapa do conector. Desse modo, havia um nível de contribuição parcial do concreto na resistência final da conexão, propiciando um modo de falha misto, mas que era governada pelo aço do conector. A partir disso, os autores basearam na norma europeia EN 1990:2002 e realizaram um tratamento estatístico para ajustar a formulação para o nível característico de resistência.

Conforme já mencionado no subitem 6.3, no estudo conduzido por Lorenc *et al.* (2014), os autores observaram que nos conectores com falha mista (espessuras de chapa entre 10 mm e 20 mm), a falha na conexão era governada pelo aço do conector com cisalhamento do concreto. Posteriormente, no estudo de Kopp *et al.* (2018) foi proposto ajustar as formulações do modelo de cálculo da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018). Para tal, os autores levantaram um extenso banco de dados, classificando os modelos conforme as falhas. Neste contexto, utilizando-se dos resultados de Fieldman *et al.* (2013), os autores assumiram que a falha foi governada pelo aço, mesmo naqueles modelos em que a falha foi mista.

Baseando-se nas informações apresentadas, o presente estudo tomou por base as considerações de Fieldman *et al.* (2013), de Lorenc *et al.* (2014) e de Kopp *et al.* (2018) para identificação dos modos de falha que ocorrem nos modelos paramétricos. Assim, cada modelo numérico foi inspecionado visando verificar as falhas ocorridas na conexão. Para aqueles conectores em que foi verificada a falha mista, foi assumido que este tipo de falha foi governado pelo aço.

7.5 Resultados obtidos

Neste subitem são comparados os resultados numéricos com os teóricos calculados através do modelo proposto por Cardoso (2018) e pela aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018), ajustadas ao nível médio de resistência. Para esse ajuste considerou-se os valores dos coeficientes k descritos no subitem 3.3.4.

Os resultados obtidos estão apresentados em tabelas distintas, conforme o modo de falha observado, a saber: Tabela 7-3 e Tabela 7-4 são referentes às falhas do aço do conector nos pilares mistos e de concreto, enquanto que a Tabela 7-5 e Tabela 7-6 são referentes ao cisalhamento e ao *pry-out* do concreto no pilares de concreto, respectivamente.

A primeira coluna dessas tabelas é constituída pela nomenclatura dos modelos, de onde é possível identificar quais foram os parâmetros considerados na elaboração dos modelos numéricos (para uma descrição completa dos parâmetros, ver Tabela 7-2). Nas demais colunas das tabelas, apresenta-se a força máxima numérica ($P_{u,Num}$), a força máxima numérica por conector (q_{Num}) e a força teórica (q_{Teo}). Os resultados teóricos foram calculados para fins de comparação com os resultados numéricos (q_{Teo}/q_{Num}). Para facilitar a visualização nas tabelas a seguir, a descrição “ $q_{Teo,Car}$ ” refere-se aos resultados teóricos de Cardoso (2018), conforme a Eq. 2.51; e a descrição “ $q_{Teo,Datec}$ ” refere-se aos resultados teóricos obtidos a partir da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018). Deste modo, a comparação entre os resultados foi realizada por meio da razão entre a equação do mecanismo de falha sobre o modelo numérico com a falha correspondente, conforme ilustra-se no diagrama da Figura 7.3.

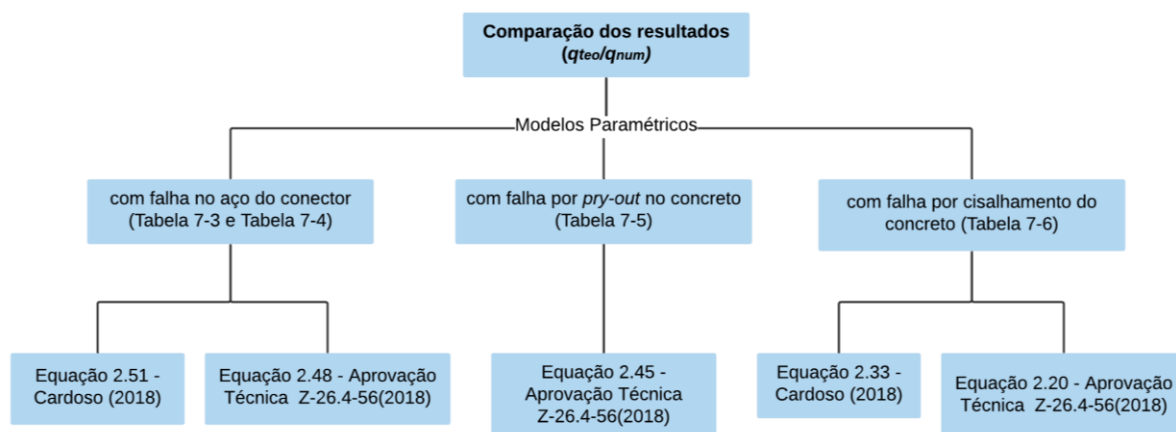


Figura 7.3 – Organograma da comparação de resultados teóricos e numéricos

Tabela 7-3 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	$q_{Teo,Car}$ (kN)	$q_{Teo,C/qNum}$ -	$q_{Teo,Datec}$ (kN)	$q_{Teo,Datec/qNum}$ -
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1274,05	637,02	649,15	1,02	492,19	0,77
T200t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1337,70	668,85	677,96	1,01	492,19	0,74
T600t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1161,00	580,50	625,60	1,08	492,19	0,85
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	900,81	450,41	593,94	1,32	492,19	1,09
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1513,54	756,77	692,31	0,91	492,19	0,65
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	728,66	364,33	311,59	0,86	236,25	0,65
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1635,69	817,85	986,70	1,21	748,13	0,91
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	1131,94	565,97	630,02	1,11	492,19	0,87
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	1349,16	674,58	663,81	0,98	492,19	0,73
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	1033,08	516,54	463,68	0,90	351,56	0,68
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	1405,94	702,97	834,62	1,19	632,81	0,90
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1243,71	621,85	665,96	1,07	492,19	0,79
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1274,37	637,19	636,40	1,00	492,19	0,77
T400t4-CR12n3e150p30-fc40-fyt350-fyc350	1372,73	686,36	649,15	0,95	492,19	0,72
T400t4-CR12n3e150p40-fc40-fyt350-fyc350	1475,29	737,65	649,15	0,88	492,19	0,67
T400t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1073,43	536,72	523,64	0,98	397,03	0,74
T400t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1595,34	797,67	865,53	1,09	656,25	0,82
T400t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	835,88	417,94	432,76	1,04	328,13	0,79
T400t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1673,62	836,81	865,53	1,03	656,25	0,78
T400t4-CL12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1472,72	736,36	649,15	0,88	492,19	0,67
T400t4-CL12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	2041,93	1020,97	865,53	0,85	656,25	0,64
T400t4-PZ12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1898,46	949,23	865,53	0,91	656,25	0,69
T400t1-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	623,83	311,91	285,09	0,91	236,25	0,76
T400t1-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1156,96	578,48	902,79	1,56	748,13	1,29
T400t8-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	782,48	391,24	332,31	0,85	236,25	0,60
T400t8-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	2040,06	1020,03	1052,31	1,03	748,13	0,73
T250t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1161,19	580,60	546,89	0,94	397,03	0,68
T600t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1015,30	507,65	504,65	0,99	397,03	0,78
T250t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1672,67	836,33	903,94	1,08	656,25	0,78
T600t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1475,78	737,89	834,13	1,13	656,25	0,89
T400t4-CR06n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	651,23	325,61	251,35	0,77	190,58	0,59
T400t4-CR19n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1423,46	711,73	795,94	1,12	603,49	0,85
T400t4-CR06n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	833,97	416,98	415,45	1,00	315,00	0,76
T400t4-CR19n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1752,50	876,25	1315,60	1,50	997,50	1,14
T400t4-CR12n3e121p20-fc30-fyt350-fyc350	1064,24	532,12	537,21	1,01	397,03	0,75
T400t4-CR12n3e121p20-fc50-fyt350-fyc350	1091,33	545,66	513,36	0,94	397,03	0,73
T400t4-CR12n3e200p20-fc30-fyt350-fyc350	1538,41	769,21	887,95	1,15	656,25	0,85
T400t4-CR12n3e200p20-fc50-fyt350-fyc350	1596,51	798,25	848,53	1,06	656,25	0,82
T400t4-CR06n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	474,91	237,46	207,73	0,87	157,50	0,66
T400t4-CR19n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1107,51	553,76	657,80	1,19	498,75	0,90
T250t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	873,70	436,85	451,97	1,03	328,13	0,75
T600t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	779,06	389,53	417,07	1,07	328,13	0,84
T250t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1817,64	908,82	903,94	0,99	656,25	0,72
T600t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350*	-	-	834,13	-	656,25	-

Tabela 7-3 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector (continuação)

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	$q_{Teo,Car}$ (kN)	$q_{Teo,Car}/q_{Num}$ -	$q_{Teo,Datec}$ (kN)	$q_{Teo,Datec}/q_{Num}$ -
T250t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1340,65	670,33	695,52	1,04	492,19	0,73
T250t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1348,98	674,49	664,64	0,99	492,19	0,73
T600t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1186,80	593,40	641,80	1,08	492,19	0,83
T600t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1186,76	593,38	613,31	1,03	492,19	0,83
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	574,56	287,28	222,56	0,77	168,75	0,59
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	883,84	441,92	400,62	0,91	303,75	0,69
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	1392,94	696,47	704,79	1,01	534,38	0,77
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	1838,02	919,01	1268,62	1,38	961,88	1,05
T400t1-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	873,12	436,56	609,32	1,40	492,19	1,13
T400t1-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	958,02	479,01	582,28	1,22	492,19	1,03
T400t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1510,96	755,48	710,24	0,94	492,19	0,65
T400t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1470,22	735,11	678,71	0,92	492,19	0,67
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	876,68	438,34	576,44	1,32	492,19	1,12
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	979,54	489,77	607,36	1,24	492,19	1,00
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	1431,04	715,52	671,91	0,94	492,19	0,69
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	1538,04	769,02	707,95	0,92	492,19	0,64
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-06	1315,12	657,56	649,15	0,99	492,19	0,75
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-10	1340,02	670,01	649,15	0,97	492,19	0,73
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-12	1355,12	677,56	649,15	0,96	492,19	0,73
T400t025-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	757,78	378,89	506,07	1,34	492,19	1,30
T400t050-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	783,22	391,61	538,32	1,37	492,19	1,26
T400t100-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	849,06	424,53	572,72	1,35	492,19	1,16
T250t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1547,45	773,72	743,07	0,96	492,19	0,64
T250t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1559,64	779,82	710,08	0,91	492,19	0,63
T250t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1649,99	825,00	777,25	0,94	492,19	0,60
T250t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1656,84	828,42	742,75	0,90	492,19	0,59
T400t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1544,94	772,47	741,34	0,96	492,19	0,64
T400t12-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1543,17	771,59	722,63	0,94	492,19	0,64
T400t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1546,24	773,12	708,44	0,92	492,19	0,64
T600t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1462,97	731,48	712,99	0,97	492,19	0,67
T600t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1461,54	730,77	681,34	0,93	492,19	0,67
T400t4-PZ12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1463,16	731,58	538,56	0,74	492,19	0,67
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-06	1281,54	640,77	551,97	0,86	407,94	0,64
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-06	1329,02	664,51	527,46	0,79	407,94	0,61
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-06	1043,95	521,98	538,03	1,03	407,94	0,78
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-06	1483,41	741,70	538,03	0,73	407,94	0,55
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-12	1338,77	669,39	551,97	0,82	407,94	0,61
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-12	1384,82	692,41	527,46	0,76	407,94	0,59
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-12	1064,07	532,04	538,03	1,01	407,94	0,77
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-12	1604,26	802,13	538,03	0,67	407,94	0,51
*Para este modelo, a análise numérica foi finalizada prematuramente.	<i>Média</i>			1,02		0,77
	<i>Desvio-Padrão</i>			0,17		0,17
	<i>COV</i>			0,17		0,22

Tabela 7-4 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha no aço do conector

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	$q_{Teo,Car}$ (kN)	$q_{Teo,Car}/q_{Num}$ -	$q_{Teo,Datec}$ (kN)	$q_{Teo,Datec}/q_{Num}$ -
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	789,52	394,76	492,19	1,25	492,19	1,25
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-06	831,19	415,59	492,19	1,18	492,19	1,18
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-10	890,26	445,13	492,19	1,11	492,19	1,11
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-12	937,18	468,59	492,19	1,05	492,19	1,05
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc250-10	768,99	384,50	351,56	0,91	351,56	0,91
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc450-10	991,44	495,72	632,81	1,28	632,81	1,28
C400-CR12n3e150p20-fc30-fyc350-10	801,17	400,59	492,19	1,23	492,19	1,23
C400-CR12n3e150p20-fc50-fyc350-10	974,92	487,46	492,19	1,01	492,19	1,01
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc350	493,55	246,78	236,25	0,96	236,25	0,96
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc250	431,99	215,99	168,75	0,78	168,75	0,78
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc450	552,41	276,20	303,75	1,10	303,75	1,10
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc250	701,90	350,95	351,56	1,00	351,56	1,00
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc450	849,81	424,90	632,81	1,49	632,81	1,49
C600-CR12n3e150p20-fc30-fyc350	671,16	335,58	492,19	1,47	492,19	1,47
C600-CR12n3e150p20-fc50-fyc350	878,57	439,29	492,19	1,12	492,19	1,12
<i>Média</i>				1,13		1,13
<i>Desvio-Padrão</i>				0,19		0,19
<i>COV</i>				0,17		0,17

Tabela 7-5 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por pry-out

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	$q_{Teo,Datec}$ (kN)	$q_{Teo,Datec}/q_{Num}$ -
C400-CR19n3e150p20-fc30-yc350	705,01	352,50	399,44	1,13
C400-CR19n3e150p20-fc50-yc350	1025,10	512,55	545,15	1,06
C400-CR19n3e150p20-fc40-yc250	835,03	417,51	474,05	1,14
C400-CR19n3e150p20-fc40-yc450	889,36	444,68	474,05	1,07
C400-CR19n3e150p20-fc40-yc350	881,81	440,91	474,05	1,08
C400-CR12n3e150p20-fc40-yc350	744,39	372,20	474,05	1,27
C400-CR12n3e150p20-fc30-yc350	639,24	319,62	399,44	1,25
C400-CR12n3e150p20-fc50-yc350	815,80	407,90	545,15	1,34
C400-CR12n3e150p30-fc40-yc350	774,11	387,06	580,66	1,50
C400-CR12n3e150p30-fc30-yc350	634,19	317,10	489,28	1,54
C400-CR12n3e150p30-fc50-yc350	869,92	434,96	667,75	1,54
C400-CR12n3e121p20-fc40-yc350	569,60	284,80	380,12	1,33
C400-CR12n3e121p20-fc30-yc350	460,88	230,44	320,29	1,39
C400-CR12n3e121p20-fc50-yc350	649,00	324,50	437,12	1,35
C400-CR19n3e150p30-fc40-yc250	876,06	438,03	580,66	1,33
C400-CR19n3e150p30-fc40-yc350	921,29	460,64	580,66	1,26
C400-CR19n3e150p30-fc40-yc450	930,75	465,37	580,66	1,25
<i>Média</i>				1,28
<i>Desvio-Padrão</i>				0,16
<i>COV</i>				0,12

Tabela 7-6 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por cisalhamento do concreto

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	$q_{Teo,Car}$ (kN)	$q_{Teo,C}/q_{Num}$ -	$q_{Teo,Datec}$ (kN)	$q_{Teo,Datec}/q_{Num}$ -
C250-CR12n3e150p20-fc40-fyc250	529,82	264,91	489,93	1,85	868,91	3,28
C250-CR12n3e150p20-fc40-fyc450	554,31	277,16	489,93	1,77	868,91	3,14
C250-CR12n3e150p20-fc30-fyc350	440,75	220,38	432,96	1,96	752,50	3,41
C250-CR12n3e150p20-fc50-fyc350	638,14	319,07	520,65	1,63	971,47	3,04
C250-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	532,53	266,26	489,93	1,84	868,91	3,26
C250-CR06n3e150p20-fc40-fyc350	442,19	221,10	382,57	1,73	868,91	3,93
C250-CR19n3e150p20-fc40-fyc350	625,98	312,99	597,30	1,91	868,91	2,78
C250-CR12n3e121p20-fc40-fyc350	460,24	230,12	417,78	1,82	565,41	2,46
C250-CR12n3e200p20-fc40-fyc350	635,17	317,58	583,92	1,84	1544,72	4,86
C250-CR06n3e150p20-fc30-fyc350	373,13	186,56	335,47	1,80	752,50	4,03
C250-CR06n3e150p20-fc50-fyc350	489,65	244,82	414,71	1,69	971,47	3,97
C250-CR19n3e150p20-fc30-fyc350	522,55	261,28	530,44	2,03	752,50	2,88
C250-CR19n3e150p20-fc50-fyc350	755,10	377,55	626,58	1,66	971,47	2,57
C250-CR12n3e121p20-fc30-fyc350	371,57	185,79	370,47	1,99	489,66	2,64
C250-CR12n3e121p20-fc50-fyc350	544,96	272,48	439,97	1,61	632,14	2,32
C250-CR12n3e200p20-fc30-fyc350	511,08	255,54	514,35	2,01	1337,77	5,24
C250-CR12n3e200p20-fc50-fyc350	738,63	369,32	625,72	1,69	1727,05	4,68
C400-CR12n3e150p40-fc40-fyc350	825,88	412,94	535,03	1,30	868,91	2,10
C400-CR12n3e200p20-fc40-fyc350	940,02	470,01	583,92	1,24	1544,72	3,29
C400-CR12n3e200p20-fc30-fyc350	798,84	399,42	514,35	1,29	1337,77	3,35
C400-CR12n3e200p20-fc50-fyc350	1049,07	524,54	625,72	1,19	1727,05	3,29
C400-CR12n3e200p20-fc40-fyc250	833,44	416,72	583,92	1,40	1544,72	3,71
C400-CR12n3e200p20-fc40-fyc450	1004,57	502,29	583,92	1,16	1544,72	3,08
Média				1,67		3,30
Desvio-Padrão				0,28		0,80
COV				0,16		0,24

A falha no aço do conector se manifestou em todos os modelos de pilares mistos, conforme apresenta-se na Tabela 7-3. Neste contexto, foram analisados 83 modelos paramétricos com esbeltez variando de modelos de pilares mistos de seção compacta à seção cuja esbeltez local fora acima dos limites de seção esbelta, ou seja, nos modelos cujo $\lambda > \lambda_{máx}$. Assim, ao se comparar os resultados teóricos de Cardoso (2018) em função dos numéricos ($q_{Teo,Car}/q_{Num}$), nota-se que o coeficiente de variação (COV) foi igual a 0,17 e a média (μ) foi igual a 1,02, sinalizando que na maioria dos modelos os resultados não foram conservadores ($\mu > 1$). Inclusive, a dispersão desses resultados é ilustrada na Figura 7.4 por meio da relação entre os resultados teóricos e numéricos. Por essa figura, observa-se que a formulação de Cardoso (2018) e da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) conduziu a resultados dispersos, em sua grande maioria.

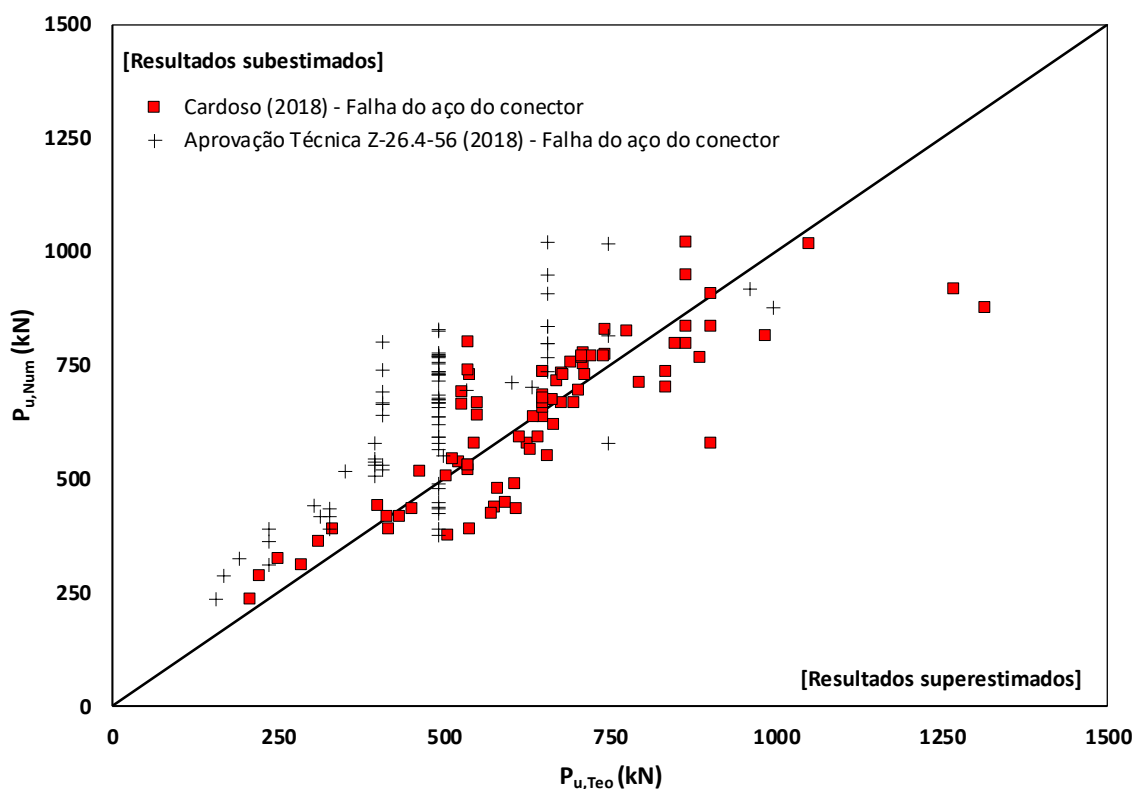


Figura 7.4 – Dispersão dos resultados numéricos e teóricos para os modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

Nota-se ainda na Tabela 7-3 que a razão $q_{Teo,Car}/q_{Num}$ apresentou uma dispersão significativa nos modelos T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-12 (seção semcompacta) e T400t1-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350 (seção com esbeltez local superior à máxima, ou seja, $\lambda > \lambda_{máx}$), correspondentes aos extremos mínimo, de 0,67, e máximo, de 1,56, respectivamente. Assim, verifica-se que a equação de Cardoso (2018), por ser limitada para aplicação em pilares de seção compacta não foi adequada para aplicação nos modelos de seção semcompacta à esbelta.

Por outro lado, a formulação da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) apresentou resultados conservadores quando comparada à que foi proposta por Cardoso (2018). Tal afirmação é confirmada a partir da média (μ) igual a 0,77 e pelos resultados da Figura 7.4, de onde observa-se que estes foram subestimados na grande maioria dos modelos. Observa-se também que o coeficiente de variação - igual a 0,22 - foi maior do que aquele obtido pela formulação de Cardoso (2018). Para o modelo T400t025-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350, correspondente ao extremo máximo, o resultado teórico foi 1,30x superior do numérico,

sinalizando que essa formulação também não foi adequada para ser aplicada nos pilares mistos de esbeltez local acima dos limites de seção esbelta, ou seja, nos modelos cujo $\lambda > \lambda_{m\acute{a}x}$.

Nos modelos de pilares de concreto, observou-se a manifestação das falhas do aço do conector (Tabela 7-4), por *pry-out* (Tabela 7-5) e por cisalhamento do concreto (Tabela 7-6). Na Figura 7.5 apresenta-se a dispersão dos resultados numéricos obtidos para os pilares de concreto, por meio da relação entre os resultados teóricos e numéricos.

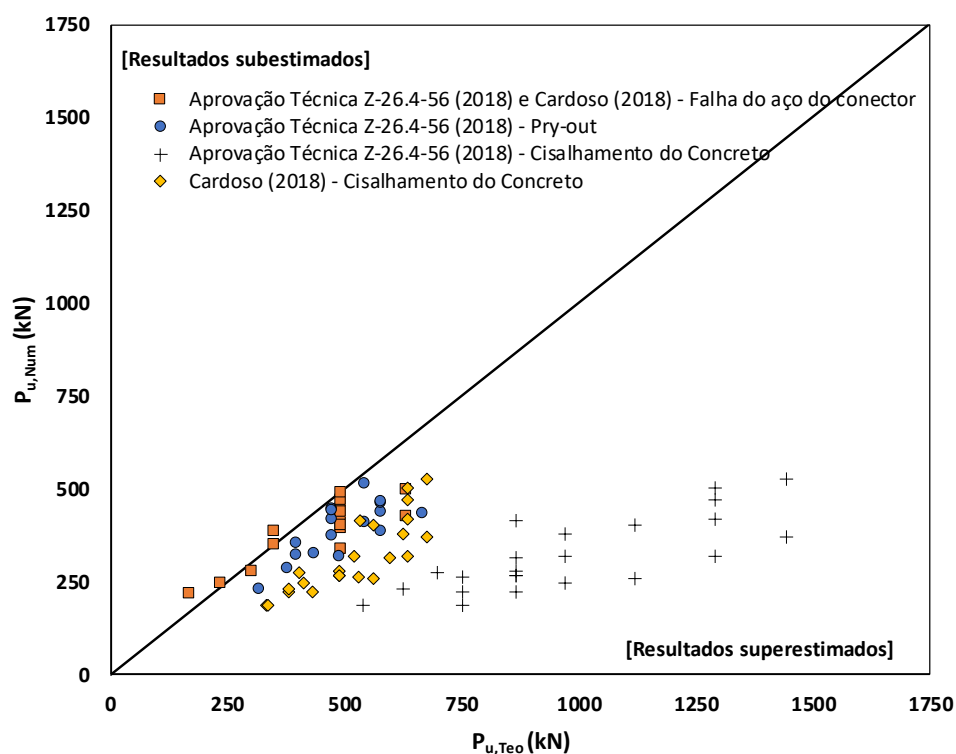


Figura 7.5 – Dispersão dos resultados numéricos e teóricos para os modelos de pilares de concreto

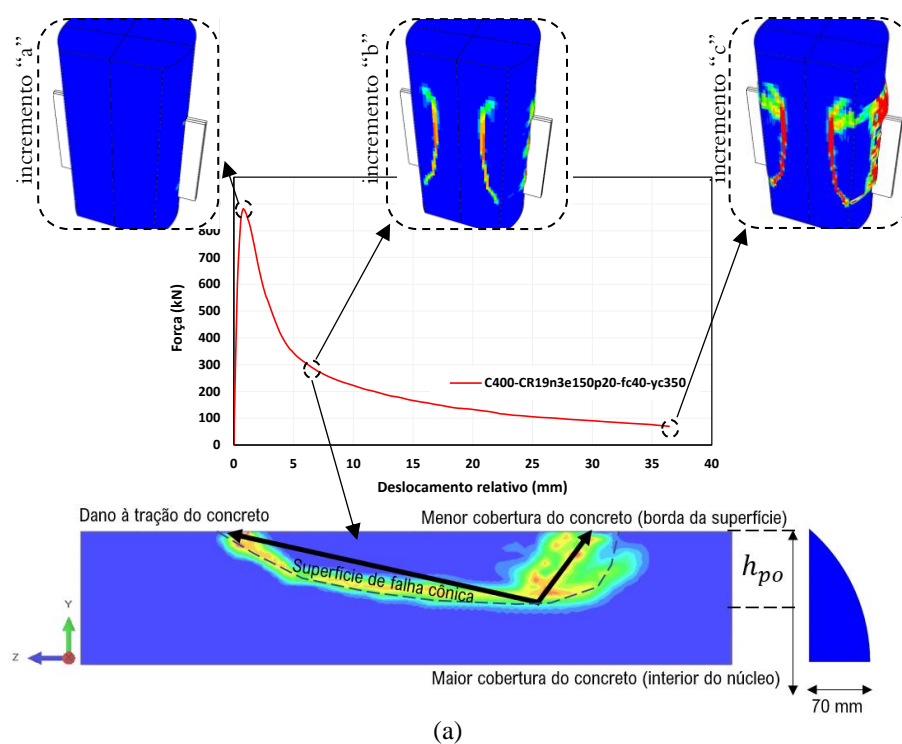
A falha do aço do conector manifestou-se nos modelos de pilares de concreto com diâmetros (D) situados entre 400 mm e 600 mm. Notou-se ainda que os parâmetros de armadura no núcleo de concreto, variação da resistência (f_c) do concreto e espessura do conector (t_{sc}) foram aqueles que tiveram uma representação mais significativa para a falha do aço do conector nos pilares de concreto (Tabela 7-4).

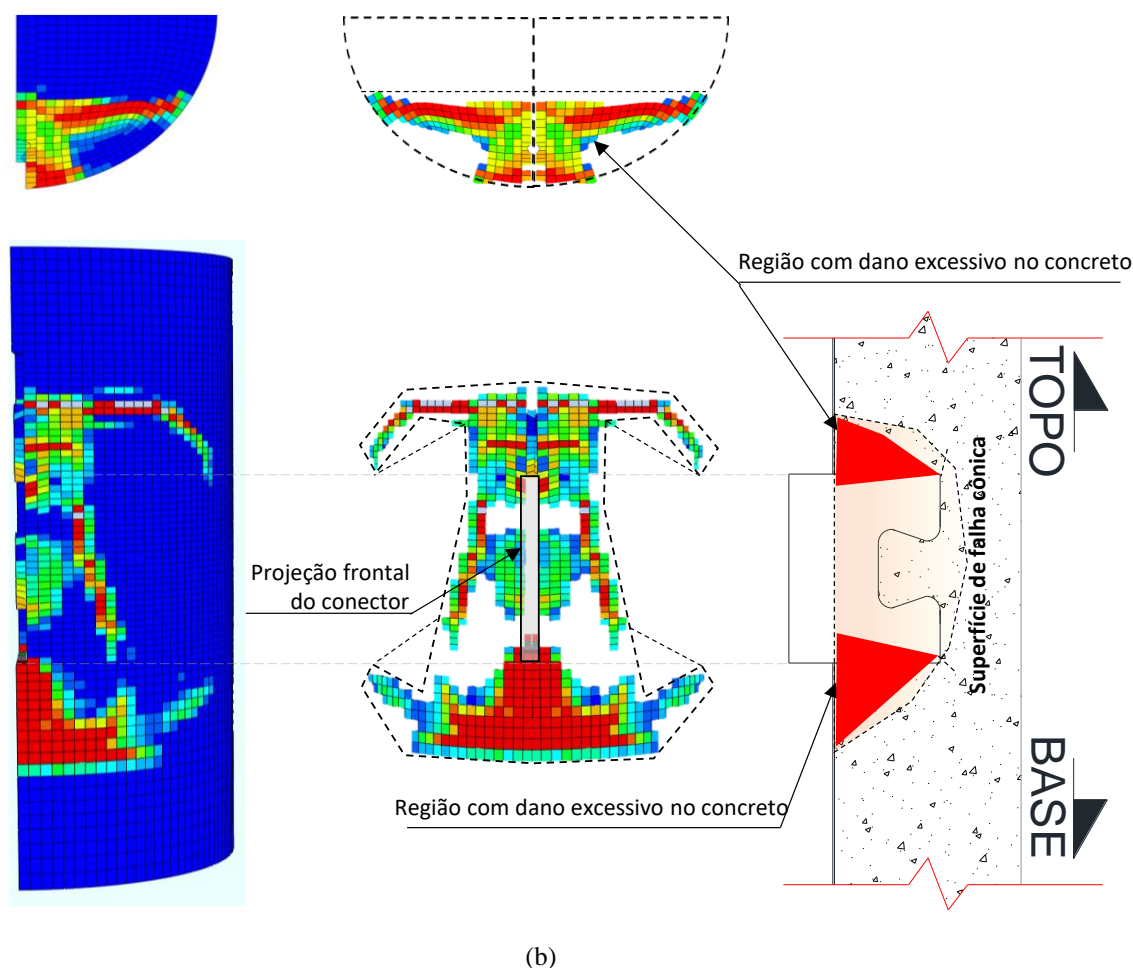
Sabe-se que a formulação proposta Cardoso (2018) foi adaptada da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) por meio da introdução de um coeficiente relativo ao grau de compacidade da seção transversal, η_p . Assim, no caso dos pilares de concreto, esse coeficiente é desprezado (visto que não há tubo de aço, então a compacidade da seção é inexistente). Dessa forma, os

resultados teóricos de Cardoso (2018) e da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) são os mesmos, conforme observa-se na Tabela 7-4 e Figura 7.5.

Para a amostragem da Tabela 7-4, o coeficiente de variação e a média foram iguais a 0,17 e 1,13, respectivamente. Pela Figura 7.5, nota-se ainda que a grande maioria dos resultados foram superestimados. Com base nessas informações, conclui-se que a aplicação da formulação de Cardoso (2018) e da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) se mostraram inadequadas para predição da falha no aço do conector nos modelos de pilares de concreto.

Para a falha por *pry-out*, a formulação da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) apresentou comportamento similar à falha do aço do conector. Inclusive, na Figura 7.5 nota-se que na maioria dos casos, os resultados ficaram superestimados. Entretanto, o grau de dispersão em torno da média mostrou um comportamento melhor, igual a 0,12 (Tabela 7-5). A Figura 7.6 apresenta os modelos C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc350 e C400-CR19n3e150p30-fc40-fyc350 que foram aleatoriamente selecionados para a ilustração da configuração da falha por *pry-out* nos pilares mistos de concreto. Na Figura 7.6a mostra uma visualização sequencial da falha por *pry-out* nos incrementos relativos à força máxima (incremento “a”), ao deslizamento relativo próximo de 6 mm (incremento “b”) e ao último numérico (incremento “c”). A Figura 7.6b, por sua vez, mostra uma visão geral do *pry-out* no modelo numérico.





(b)

Figura 7.6 – Identificação da falha por *pry-out*, utilizando a variável *DAMAGET*: (a) sequenciamento da falha no modelo numérico C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc350; (b) visão geral da falha no modelo numérico C400-CR19n3e150p30-fc40-fyc350

Na Figura 7.6a, observa-se que a formação de uma superfície de falha cônica num pilar de concreto (modelo C400-CR19n3e150p20-fc40-fyc350) não ocorreu nos deslocamentos iniciais da conexão, ou seja, numa fase anterior a carga P_{max} . Neste caso, evidenciou que quando a força P_{max} foi atingida no modelo, o concreto ainda permanecia sem incidência de dano à tração (incremento “a” - Figura 7.6a). No entanto, após a força P_{max} , num intervalo de 1 à 6 mm de deslizamento, houve uma queda acentuada da força resistida e, nesse último intervalo, de 6 mm, a superfície de falha cônica já era bem definida no concreto (incremento “b” - Figura 7.6a).

A falha por *pry-out* foi observada nos modelos de pilares de concreto constituídos por conectores com espessuras de chapa de 12,50 mm até 19 mm com resistências ao escoamento f_{ysc} variando entre 250 MPa até 450 MPa; e, para concretos com resistências f_c variando de 30 MPa até 50 MPa. Em relação ao comprimento do passo (e_x) e do pescoço (c_p), evidenciou

que a falha ocorreu nos modelos com e_x variando de 121 mm até 150 mm, e c_p variando de 20 mm até 30 mm. Para valores de e_x e c_p acima destes limites, a falha foi pronunciada pelo cisalhamento do concreto, discutida no parágrafo a seguir.

Nos modelos que apresentaram a falha por cisalhamento do concreto (Tabela 7-6), a aplicação da formulação de Cardoso (2018) e da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018) proporcionou resultados superestimados em relação aos numéricos (Figura 7.5). Para essas formulações, a média e o coeficiente de variação foram iguais 1,67 e 0,16 para a primeira, e 3,36 e 0,80, para a segunda, respectivamente. Com base nisto, verifica-se que essas formulações não foram adequadas para o cálculo da capacidade resistente dos conectores nos modelos de pilares de concreto. Na Figura 7.7 visualiza-se o modelo C400-CR12n3e150p40-fc40-fyc350 na configuração da falha por cisalhamento do concreto.

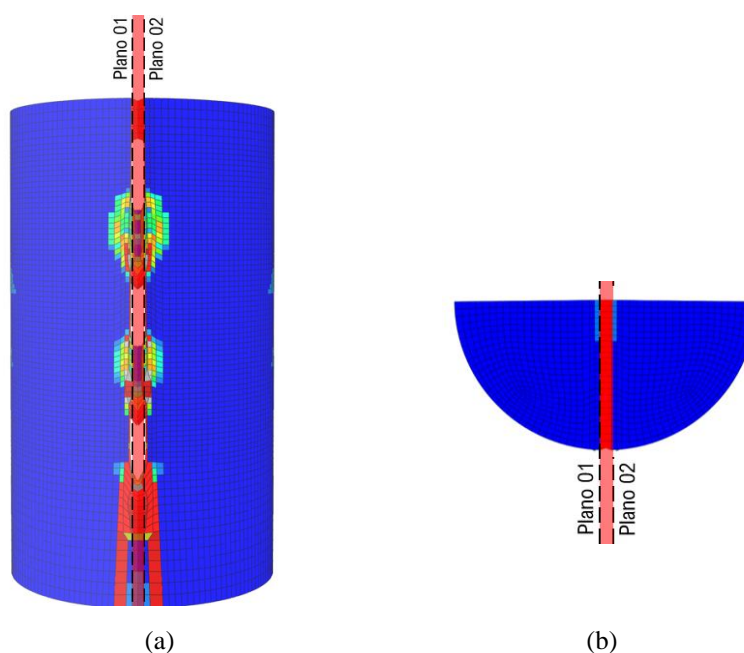


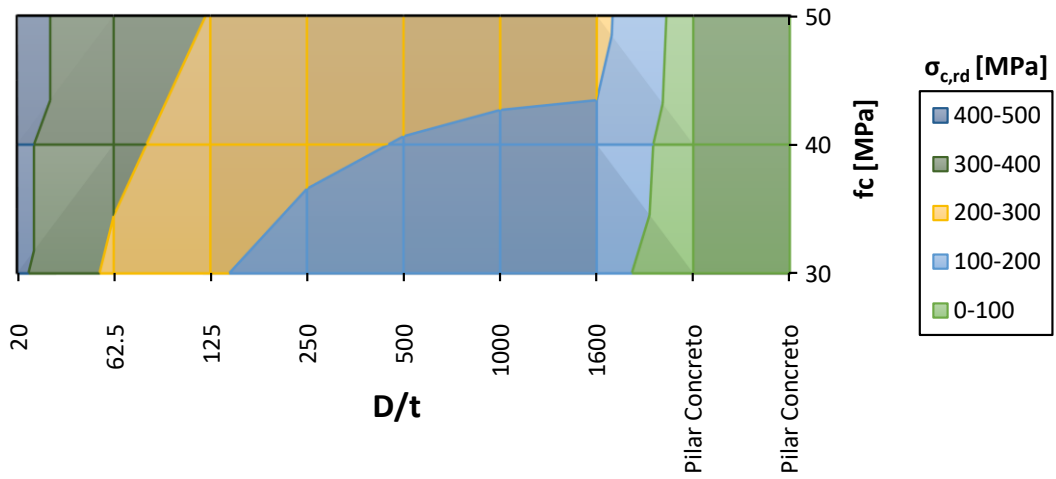
Figura 7.7 – Representação do dano à tração no concreto (*DAMAGE*) configurando a falha por cisalhamento do concreto no modelo C400-CR12n3e150p40-fc40-fyc350

A variável de maior representação na falha por cisalhamento foi o diâmetro (D) dos pilares de concreto, sendo que este tipo de falha veio a se manifestar nos pilares cujo diâmetro era igual a 250 mm. Portanto, espera-se que para diâmetros inferiores a 250 mm essa falha deve prevalecer. No entanto, alguns modelos com diâmetros de 400 mm, especialmente aqueles em que o pescoço do conector c_p e o comprimento do passo eram de 40 mm e 150 mm e, além disto, em alguns modelos isolados com e_x de 200 mm, tal falha também foi observada.

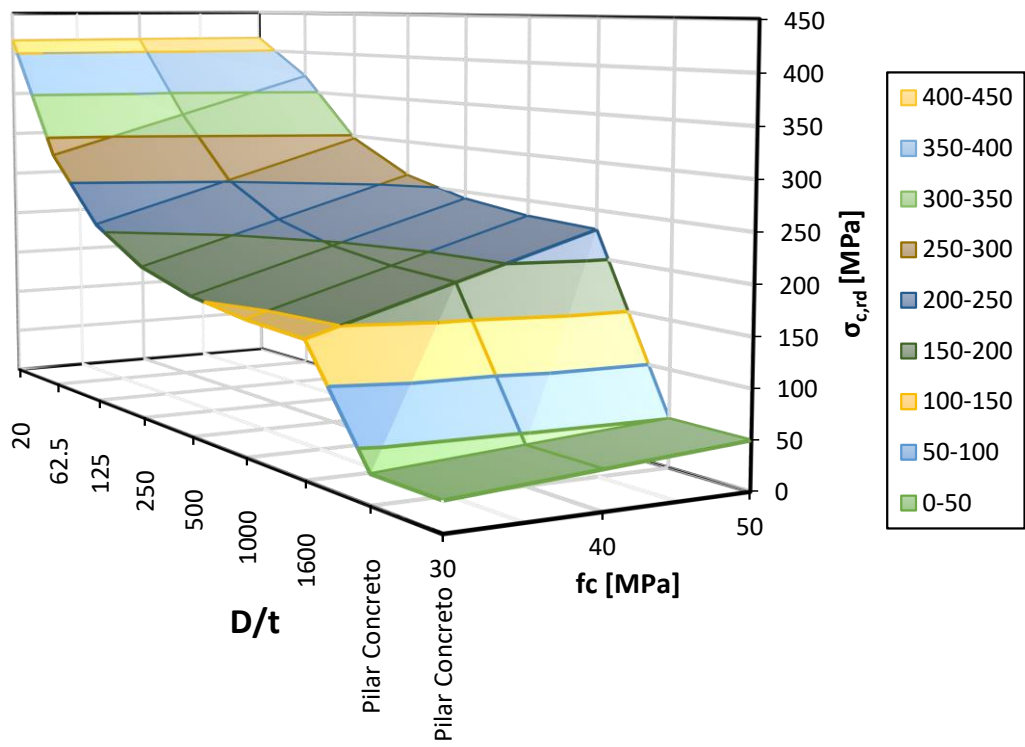
Em suma, as falhas por *pry-out* e cisalhamento do concreto ocorreram somente nos modelos de pilares de concreto sem armadura (Tabela 7-5 e Tabela 7-6). Em outras palavras, ao se considerar o uso da armadura no núcleo de concreto, a configuração da falha mudava para a falha do aço do conector. Neste sentido, como os pilares de concreto sem armaduras não utilizados na prática, as formulações propostas para estes modelos considerando as falhas *pry-out* e cisalhamento do concreto foram definidas no Apêndice F apenas com o intuito de complementar o estudo realizado neste trabalho.

Observou-se ainda que o único tipo de falha que se manifestou nos modelos de pilares mistos foi aquele que ocorria no aço do conector por mecanismos de flexão no *dowel*. Assim, por mais reduzida que fosse a espessura t do tubo (sendo avaliado até o limite inferior de 0,25 mm), a presença do perfil foi capaz de promover compacidade à seção transversal, influenciando na elevação do confinamento do concreto. Da literatura, o que se tem de conhecimento os conectores em chapa nos pilares mistos é o que foi observado por Cardoso (2018) nos modelos de seção compacta, i.e., o autor não observou indício de cisalhamento do concreto e *pry-out*.

Visando elucidar a influência do confinamento do concreto nos limites abrangidos no estudo paramétrico, a Figura 7.8a,b mostra uma representação analítica da formulação da norma EN 1994-1-1:2004 (Eq. 2.52) de como a tensão de confinamento local $\sigma_{c,Rd}$ varia em função de parâmetros importantes, como a resistência f_c do concreto e a esbeltez local, λ , fixando-se os demais parâmetros. Já, a Figura 7.8c em vez de considerar a tensão $\sigma_{c,Rd}$, utiliza o fator de confinamento ξ proposto por Han (2001) (Eq. 2.7). Para a relação $\lambda = D/t$ considerou-se os limites avaliados no estudo paramétrico, de 20 (seção compacta) até 1600 (seção com esbeltez local acima dos limites de seção esbelta). Além disto, conforme o banco de dados paramétrico, têm-se os pilares de concreto que também foram incluídos na representação gráfica.



(a) Planificação sob a perspectiva da tensão de confinamento $\sigma_{c,Rd}$



(b) Análise sob a perspectiva da tensão de confinamento $\sigma_{c,Rd}$

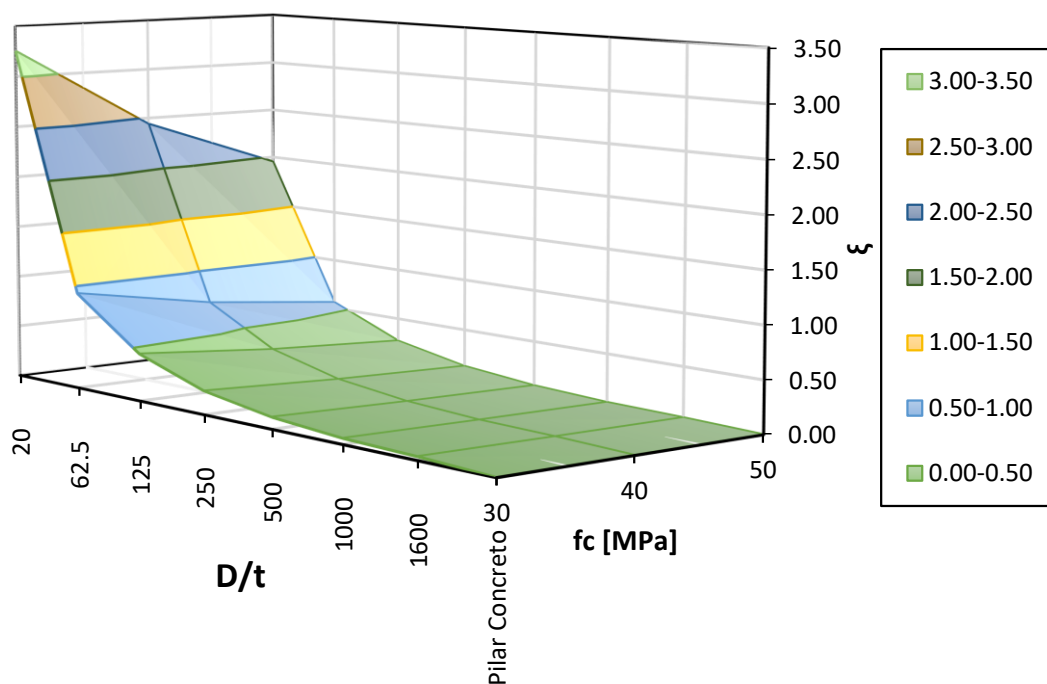
(c) Análise sob a perspectiva do fator de confinamento ζ

Figura 7.8 – Influência da esbeltez local da seção e resistência f_c do concreto frente à tensão de confinamento $\sigma_{c,Rd}$ e o fator ζ compreendendo os limites avaliados no banco de dados paramétrico

Nota-se na Figura 7.8b que à medida em que se reduz a esbeltez da seção, há uma tendência de elevação da tensão de confinamento na região carregada pelo conector. No entanto, no extremo inferior, com $\lambda = 20$, a tensão de confinamento apresenta um valor constante, sendo limitada pela resistência ao escoamento do aço do tubo, uma vez que localmente o concreto apresentaria uma tensão de confinamento superior à de escoamento do aço.

Outro fator importante nesta análise, refere-se ao extremo inferior, com $\lambda = 1600$, de onde torna-se possível verificar que à medida que se elevou a resistência f_c do concreto, sua tensão local de confinamento também foi maior. Além desse limite, pode-se então considerar como pilares de concreto (no presente estudo) e, dessa forma, conservadoramente, a tensão de confinamento é igual à própria resistência f_c do concreto, desprezando a influência do confinamento exercido pelas armaduras de reforço.

Em termos absolutos, as afirmações acima apresentadas mostraram que para o extremo de esbeltez $\lambda = 1600$ houve uma elevação da tensão de confinamento $\sigma_{c,Rd}$ na ordem de 1,64 vez quando se elevou a resistência f_c de 30 MPa para 50 MPa. Por outro lado, para o extremo

inferior, quando $\lambda = 62,5$ esta elevação foi na ordem de 1,32 vez. Assim, à medida que se reduz o parâmetro de esbeltez λ , menor é o grau de elevação da tensão $\sigma_{c,Rd}$ (Figura 7.8b). Tomando por base a escala de tensão de confinamento $\sigma_{c,Rd}$ da Figura 7.8a nota-se que a grande maioria dos modelos numéricos, desde seções compactas até seções com esbeltez local acima dos limites de seção esbelta, apresentou tensões na ordem de 100 à 200 MPa (cor azul claro) e 200 à 300 MPa (cor laranja), inclusive, pode-se observar que a área de influência relativa a essas ordens de tensões são relativamente próximas quando comparadas entre si.

Para o fator de confinamento ζ é plausível afirmar que este apresentou uma distribuição mais uniforme quando comparado à tensão $\sigma_{c,Rd}$, conforme mostra-se na Figura 7.8c. Verifica-se que à medida que se reduziu a esbeltez da seção transversal, maiores foram os valores obtidos para o fator ζ . Nota-se ainda que para valores do parâmetro de esbeltez λ abaixo de 62,5 o fator de confinamento aumentou consideravelmente, especialmente para níveis menores de resistência f_c do concreto. Nos casos dos pilares de concreto, evidentemente, este fator foi nulo.

Pelo fator $\sigma_{c,Rd}$, nos modelos com esbeltez local $\lambda > 1600$ (valor máximo considerado nos modelos paramétricos) verifica-se que há um gradiente significativo na tensão a ser considerada na região do concreto carregada pela chapa do conector. Nesse caso, na transição de $\lambda = 1600$ de pilar misto para os pilares de concreto, a tensão $\sigma_{c,Rd}$ próxima de 150 MPa se reduz para 30 MPa, nos pilares de concreto com resistência f_c igual a este valor. Por outro lado, para o fator ζ , essa transição é suavizada até alcançar o valor zero (nos casos dos modelos dos pilares de concreto), independentemente do parâmetro de esbeltez da seção transversal.

A análise acima mostra a importância de se considerar adequadamente o grau de confinamento da seção transversal nos modelos de pilares mistos. A partir dos limites investigados para os parâmetros de esbeltez local do estudo paramétrico, verificou-se que diferentes níveis de confinamento foram alcançados nos modelos, seja este comportamento descrito pelo fator ζ ou seja pela estimativa da tensão $\sigma_{c,Rd}$. Assim, torna-se indispensável considerar a influência do confinamento local nos modelos de cálculo para predição da capacidade resistente dos conectores nos pilares mistos.

7.6 Proposição de um modelo de cálculo

No subitem anterior verificou-se que em boa parte dos modelos de pilares mistos analisados, a formulação de Cardoso (2018) e da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) conduziram a resultados próximos aos numéricos, limitando-se, porém aos modelos de seção compacta. Nisto, observa-se que ainda há uma lacuna a ser preenchida, que é a necessidade de se desenvolver um modelo de cálculo para os conectores abarcando os modelos de pilares mistos de seções compactas, semicompactas e esbeltas. Por outro lado, para os modelos de pilares de concreto, observou-se a manifestação dos três tipos de falhas, porém, os resultados teóricos foram, na maioria dos casos, superestimados.

Tendo em vista as limitações dos modelos de cálculo existentes na literatura, nesta subseção é apresentado um modelo de cálculo para a predição da capacidade resistente dos conectores em chapa aplicados nos pilares mistos de aço e concreto e pilares de concreto, independentemente da esbeltez da seção transversal.

As formulações do modelo de cálculo proposto foram baseadas nos estados limites observados nos modelos de pilares mistos e de concreto, levando-se em consideração a influência dos parâmetros avaliados na amostragem. Importante mencionar que as formulações serão inicialmente propostas no nível médio de resistência e, posteriormente, serão avaliadas estatisticamente, com o objetivo de serem ajustadas para o nível característico de resistência.

Portanto, para se construir as formulações do modelo de cálculo, utilizou-se do recurso estatístico da análise de regressão múltipla por ajuste dos mínimos quadrados. A metodologia aqui proposta é conhecida na comunidade científica, especialmente para proposição das formulações de engenharia. Nesse contexto, autores como Ollgard, Slutter e Fisher (1971) utilizaram desse recurso para a proposição da equação de dimensionamento do conector pino com cabeça, que hoje é adotada pelas normas AASHTO LRFD:2004 e ABNT NBR 8800:2008.

A formulação para o cálculo da capacidade resistente dos conectores aplicados nos pilares mistos de aço e concreto foi desenvolvida utilizando o módulo de regressão linear do *software* Microsoft Excel. De maneira a se obter equações lineares para a análise de regressão, o modelo foi linearizado pelo uso da transformação logarítmica, conforme apresenta-se na Equação 7.1 e 7.2.

$$\hat{Y} = A\chi_1^b \chi_2^c \chi_3^d \chi_4^e \chi_5^f \chi_6^g \dots \chi_n^m \quad (7.1)$$

$$\hat{y} = a + bx_1 + cx_2 + dx_3 + ex_4 + fx_5 + gx_6 + mx_n \quad (7.2)$$

Sendo $\hat{y} = \ln(\hat{Y})$; $x_n = \ln(\chi_n) \rightarrow \chi_n = e^{x_n}$; χ_n são as variáveis independentes do problema.

No Apêndice D – Parte 1 apresenta-se mais informações sobre a análise de regressão múltipla utilizado neste estudo. Nos subitens a seguir, apresentam-se a formulações propostas para a predição da capacidade resistente dos conectores aplicados aos pilares mistos e pilares de concreto considerando a falha do aço dos conectores.

7.6.1 Proposta de formulação para a falha do aço dos conectores nos pilares mistos

Para propor uma formulação para a falha do aço dos conectores utilizou-se dos resultados dos da Tabela 7-3. De início, foi adotado um modelo de potência (Equação 7.3) considerando o maior número de variáveis independentes do problema. Assim, é possível investigar a significância estatística de cada uma delas na estimativa da variável dependente que, neste caso é a capacidade resistente do conector ($q_{Teo,Aço}$). Observa-se que as variáveis t_{sc} , e_x , ξ , ρ_D , c_p foram assumidas como independentes e a relação $q_{Teo,Aço}/n$ como variável dependente.

$$\frac{q_{Teo,Aço}}{n} = a(t_{sc})^b (f_{y_{sc}})^c (e_x)^d (\xi)^e (1 + \rho_D)^f (c_p)^g (f_c)^h \quad (7.3)$$

onde ξ , ρ_D e n são o fator de confinamento do concreto (Eq. 2.7), a taxa de armadura de aço no *dowel* de concreto (Eq. 2.21) e o número de *dowel* de aço do conector, respectivamente.

A regressão resultou nos valores apresentados na Tabela 7-7. Para os modelos 1, 2, 3 e 4 os valores do teste-F de significação foram iguais $1,466E^{-40}$, $2,344E^{-40}$, $1,524E^{-42}$ e $5,552E^{-43}$, respectivamente. Como os valores do teste-F foram abaixo de 0,05 nos modelos, então, se confirma que eles são úteis para explicar a sua relação com a variável dependente.

Tabela 7-7 – Constantes obtidas para o modelo de potência da falha do aço dos conectores nos pilares mistos

$$q_{Teo,Aço} = n [at_{sc}^b f_{ysc}^c e_x^d \xi^e (1 + \rho_D)^f c_p^g f_c^h]$$

Modelo	Constantes e (valor-P) dos expoentes								R ² -ajustado
	a	b	c	d	e	f	g	h	
1	$e^{2,260}$ (0,002)	0,706 (0,000)	0,610 (0,000)	0,812 (0,000)	0,197 (0,000)	0,763 (0,007)	0,252 (0,013)	-	0,919
2	$e^{3,027}$ (0,000)	0,708 (0,000)	0,611 (0,000)	0,808 (0,000)	0,197 (0,000)	0,727 (0,012)	-	-	0,913
3	$e^{2,161}$ (0,001)	0,709 (0,000)	0,611 (0,000)	0,806 (0,000)	0,208 (0,000)	0,669 (0,011)	-	0,240 (0,000)	0,927
4	$e^{1,413}$ (0,035)	0,707 (0,000)	0,610 (0,000)	0,810 (0,000)	0,208 (0,000)	0,705 (0,006)	0,248 (0,007)	0,238 (0,000)	0,933

Analisando os resultados obtidos, observa-se que nos modelos de regressão adotados a correlação entre as variáveis independentes com a dependente pode ser considerada forte (ver Apêndice D – Parte 1), uma vez que o resultado de R² obtido foi muito próximo de 1,00.

Nota-se ainda que o modelo 4 de regressão foi aquele que considerou a influência de todas as possíveis variáveis. Observa-se que dos modelos 1 ao 4, as variáveis independentes adotadas explicaram, juntas, de 91,90% a 93,30% da variável dependente, respectivamente (Tabela 7-7).

Por meio do “valor-P” (situado entre parênteses na tabela acima) observa-se que todas as variáveis dependentes dos modelos foram relacionadas com a variável dependente, visto que cada uma delas, individualmente, apresentou $valor -P < 0,05$, i.e., com um intervalo maior do que 95% de confiança.

Contudo, o modelo 2 (do qual não se considera a variável c_p) de regressão, quando comparado aos demais, apresentou um melhor grau de significância estatística das variáveis independentes relacionadas à dependente (menor “valor-P”). Para o modelo 2, exceto a variável ρ_D , todas as demais variáveis apresentaram “valor-P” nulo, sinalizando que, individualmente, essas variáveis apresentam um intervalo de confiança de 100% com a variável dependente.

Nota-se na Tabela 7-7 que do modelo 1 para o 2 de regressão, praticamente não houve alteração no valor do R²-ajustado, de maneira que a razão entre esses resultados é igual a 1,007 (= 0,919/0,913). Esse fato indica que, ao se desconsiderar a influência da variável do comprimento do c_p , praticamente não há alteração dos resultados preditivos do modelo de regressão.

Portanto, baseando nas informações acima apresentadas, optou-se por adotar o modelo 2 de regressão (i.e., sem consideração do comprimento c_p). Além de que, para a variável c_p , como a grande maioria dos modelos paramétricos foram simulados de maneira conservadora, o comprimento do pescoço foi considerado sempre o menor possível, igual a 20 mm.

Assim, a formulação para a capacidade resistente dos conectores em chapa aplicados aos pilares mistos de aço e concreto (de seção compacta à esbelta) apresenta-se na Equação 7.4. Contudo, no Apêndice E foi elaborado um estudo de correlação que tem por objetivo investigar o comportamento dos parâmetros considerados no modelo de regressão e os resultados obtidos por MEF. Neste sentido, observou-se que o parâmetro ξ poderia não estar fornecendo uma representação adequada ao modelo de regressão. Assim, conforme apresentado no Apêndice E, o parâmetro ξ foi conservadoramente ajustado, com à limitação da resistência f_c igual a 30 MPa. A partir desse ajuste, foi elaborado um novo modelo de regressão que permite determinar a capacidade resistente dos conectores em chapa aplicados aos pilares mistos de aço e concreto, considerando a falha do aço do conector, conforme apresenta-se na Equação 7.5.

$$q_{aço,pmpe} = n(20,63t_{sc}^{0,71}f_{y_{sc}}^{0,61}e_x^{0,81}\xi^{0,20}(1 + \rho_D)^{0,73}) \quad [\text{mm, MPa, Newton}] \quad (7.4)$$

$$q_{aço,pmpe} = n(19,76t_{sc}^{0,71}f_{y_{sc}}^{0,61}e_x^{0,81}\xi^{0,21}(1 + \rho_D)^{0,67}) \quad [\text{mm, MPa, Newton}] \quad (7.5)$$

7.6.2 Proposta de formulação para a falha do aço dos conectores nos pilares de concreto

Para a falha do aço dos conectores aplicado aos pilares de concreto, a análise de regressão foi realizada com base nos resultados da Tabela 7-4. De início, adotou-se um modelo de potência com o maior número de variáveis independentes possíveis (Equação 7.3).

Como nos pilares de concreto não existe confinamento do núcleo de concreto, em alternativa, foi substituído o fator de confinamento ξ por um novo, o fator λ_{eq} , sendo este responsável por fazer a equivalência das resistências mecânicas entre o aço do conector e o concreto na região de apoio, i.e., $\lambda_{eq} = f_{y_{sc}}/f_c$. Para o modelo inicialmente proposto, observa-se que a variável $q_{aço,conc}/n.e_x$ foi considerada como dependente e as variáveis t_{sc} , $f_{y_{sc}}$, λ_{eq} e ρ_D foram consideradas como independentes. Em todos os modelos considerados com falha do aço no conector (Tabela 7-4), a variável e_x manteve-se inalterada, por isso, ela foi considerada como independente.

$$\frac{q_{aço,conc}}{n.e_x} = a (t_{sc})^b (f_{y_{sc}})^c (\lambda_{eq})^d (1 + \rho_D)^e (D)^f \quad (7.6)$$

Para propor a formulação, foram avaliados três modelos de regressão (Tabela 7-8). Para esses modelos, os valores do teste- F de significação foram iguais $2,39E^{-11}$, $9,21E^{-13}$ e $7,28E^{-7}$, respectivamente. Como os valores do teste- F foram abaixo de 0,05 nos modelos, então, se confirma que eles são úteis para explicar a sua relação com a variável dependente.

Tabela 7-8 – Constantes obtidas para o modelo de potência da falha do aço dos conectores nos pilares de concreto

$q_{aço,conc} = n e_x [at_{sc}^b f_{ysc}^c \lambda_{eq}^d (1 + \rho_D)^e D^f]$							
Modelo	Constantes e (valor-P) dos expoentes						R^2 - ajustado
	a	b	c	d	e	f	
1	$e^{6,359}$ (0,000)	0,645 (0,000)	0,863 (0,000)	0,471 (0,000)	1,222 (0,000)	-0,038 (0,499)	0,995
2	$e^{6,157}$ (0,000)	0,627 (0,000)	0,865 (0,000)	0,473 (0,000)	1,361 (0,000)	-	0,996
3	$e^{1,001}$ (0,2314)	0,724 (0,000)	0,855 (0,000)	0,460 (0,007)	-	-	0,917

Observa-se que os modelos de regressão avaliados (Tabela 7-8) apresentaram um grau de correlação forte – valores de R^2 - ajustado muito próximo a 1 – sinalizando que o conjunto das variáveis independentes, principalmente nos modelos 1 e 2 podem ser apropriados para representar a relação com a variável dependente.

No entanto, ao se avaliar individualmente a significância das variáveis dependentes, observa-se que algumas dessas variáveis mostraram não ser significativas a sua relação com a variável independente. Observa-se esse fato, especialmente para a variável do diâmetro do pilar de concreto (D), de onde é possível notar na Tabela 7-8 que essa variável apresentou um “valor- P ” muito elevado, igual 0,499. Ou seja, o intervalo de confiança dessa variável foi de 49% na sua relação com a variável independente, sendo, portanto, esse modelo de regressão descartado para propor a formulação.

Para os modelos 2 e 3 de regressão, a diferença principal entre eles consistiu na consideração ou não da taxa de armadura do *dowel*. Em face a isso, observa que ao não se considerar a influência dessa variável (modelo 3), o coeficiente linear apresentou um “valor- P ” elevado, igual a 0,2314, impossibilitando também a consideração desse modelo.

Assim, diante dos modelos avaliados, ao se considerar o modelo 2, observa-se que, dentre os demais, este é o que melhor representou a relação entre as variáveis independentes com a variável dependente, inclusive, com “valor-P” nulo para as variáveis independentes, sinalizando que cada uma dessas variáveis, isoladamente, apresentou um intervalo de confiança de 100% na sua relação com a variável dependente.

Portanto, a capacidade resistente dos conectores em chapa aplicados aos pilares de concreto, considerando o ELU no aço do conector, pode ser calculada, ao nível médio de resistência, pela Equação 7.7, apresentada a seguir.

$$q_{aço,conc} = ne_x(3,14t_{sc}^{0,63}f_{y,sc}^{0,86}\lambda_{eq}^{0,47}(1 + \rho_D)^{1,36}) \quad [\text{mm, MPa, Newton}] \quad (7.7)$$

7.6.3 Estudo de correlação nos modelos de regressão

Neste subitem apresenta-se um estudo de correlação para os modelos de pilares mistos e de concreto que apresentaram falha no aço do conector. Portanto, para se elaborar as curvas de correlação, foram selecionados aqueles modelos que possuíam correlação linear. De posse dessas informações, foi possível analisar o grau de correlação existente entre os resultados numéricos e os resultados teóricos obtidos a partir dos modelos de regressão propostos nos subitens 7.6.1 e 7.6.2. Essas curvas são apresentadas na Figura 7.9 e na Figura 7.10 para os modelos de pilares mistos e de concreto que apresentaram falha do aço do conector, respectivamente.

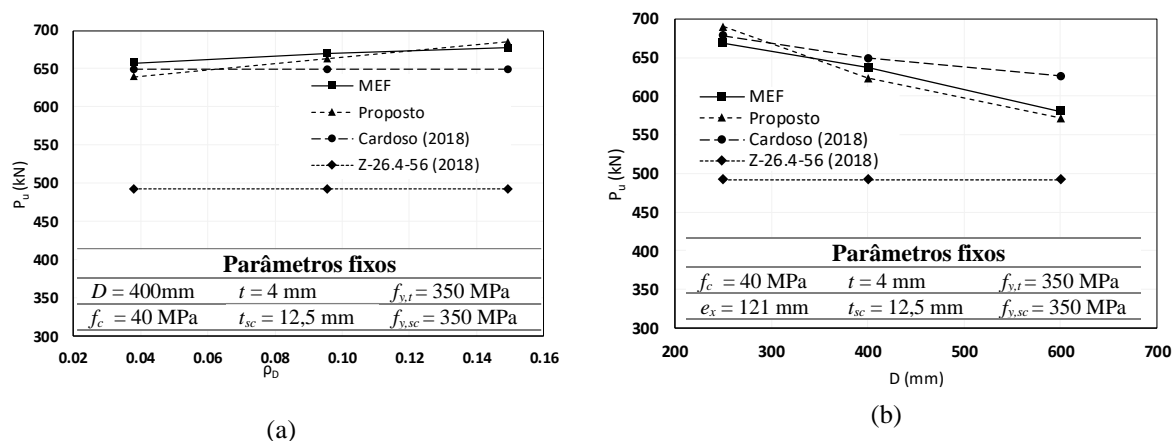


Figura 7.7 – Curvas de correlação dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector (continuação)

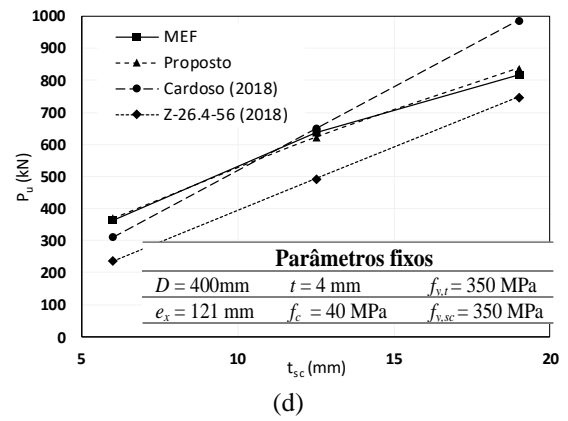
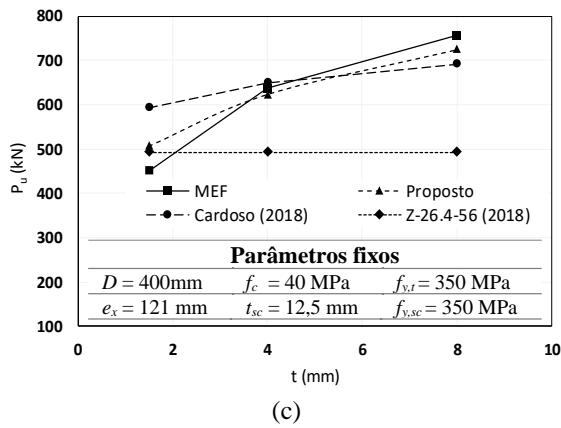


Figura 7.7 – Curvas de correlação dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector (continuação)

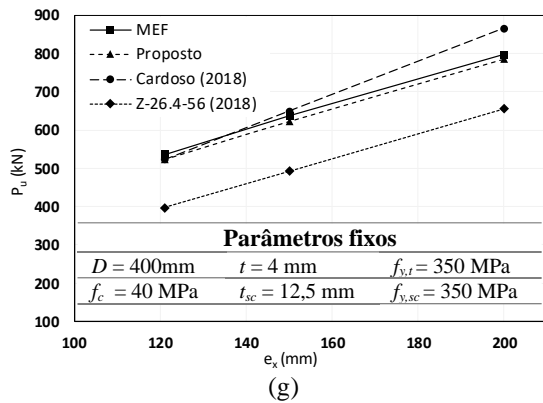
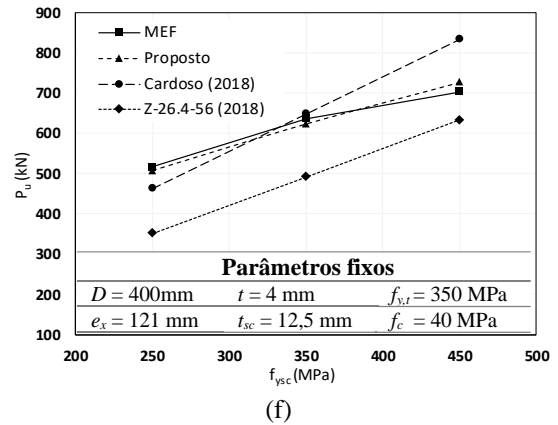
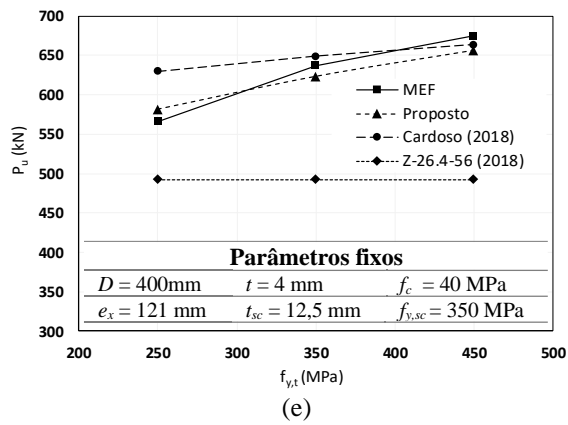


Figura 7.9 – Curvas de correlação dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

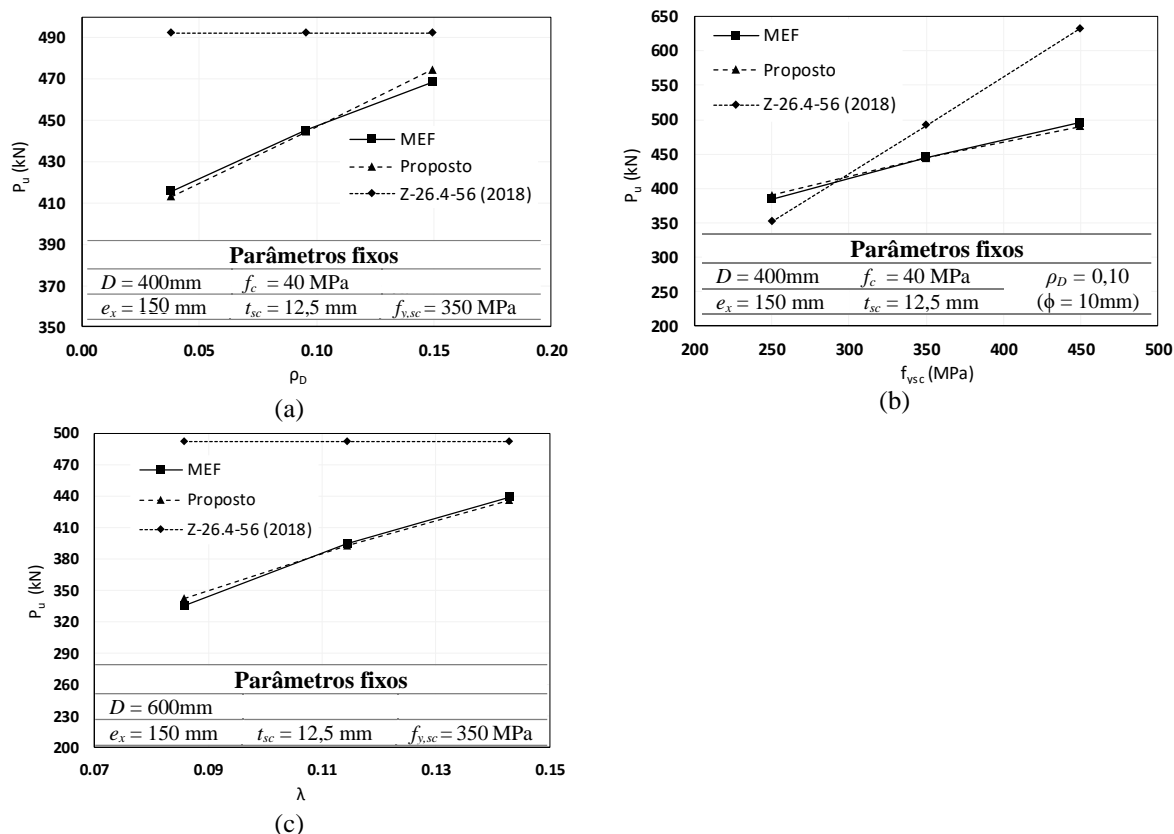


Figura 7.10 – Curvas de correlação dos modelos de pilares de concreto com falha no aço do conector

Para os modelos de pilares mistos e pilares de concreto (Figura 7.9 e Figura 7.10), nota-se que os resultados teóricos para o modelo proposto foram próximos aos numéricos. O coeficiente de correlação de Pearson (r) auxilia na interpretação dos resultados, cuja principal finalidade deste é a de medir a relações entre duas variáveis. Portanto, ao se aplicar este coeficiente foi possível concluir que para todos os parâmetros avaliados, o valor de r foi maior do que 0,99, sinalizando que houve um grau de correlação representativo dos resultados teóricos frente aos resultados numéricos.

Nota-se na Figura 7.9 que a aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) não forneceu resultados teóricos próximo dos numéricos. Esse comportamento já era esperado devido ao fato deste modelo ter sido desenvolvido para aplicação em vigas mistas e, portanto, não considera diversos parâmetros inerentes a aplicação conectores em chapa nos pilares mistos.

Nos modelos de pilares de concreto, nota-se na Figura 7.10 que as curvas de correlação do modelo proposto e numérico, praticamente ficaram sobrepostas uma à outra, constatando que houve um grau de correlação forte entre estes resultados. Por outro lado, o modelo da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) conduziu a resultados superestimados, sendo inviável sua aplicação neste tipo de falha nos pilares de concreto.

Observa-se ainda que o modelo proposto por Cardoso (2018), em boa parte dos modelos de pilares mistos, forneceu resultados levemente superestimados aos numéricos (Figura 7.9). Por outro lado, o coeficiente r mostrou um grau de correlação forte, sendo o valor mínimo encontrado igual a 0,98 em todos os parâmetros avaliados, exceto o ρ_D . Tal exceção se deve ao fato de o modelo de Cardoso (2018) não considerar a influência da taxa de armadura no interior do *dowel*, dado que este modelo se limita aos pilares de seção compacta, dos quais geralmente possuem um grau de compactidade maior que os pilares mistos de seções esbeltas e semicompactas.

Cabe ressaltar que a aplicação do modelo de Cardoso (2018) nos pilares mistos de seções semicompactas e esbeltas já foi previamente discutida no subitem 7.5, quando se comparou os resultados de todos os modelos paramétricos que apresentaram falha do aço do conector com os modelos propostos por Cardoso (2018) e pela aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018), de onde se verificou que estes modelos de cálculos poderiam não estar adequados para predição da capacidade resistente dos conectores em modelos de pilares mistos de seção esbelta à compacta.

Uma vez que a formulação de Cardoso (2018) se limita aos pilares mistos de seção compacta, foi realizada uma nova comparação somente com aqueles modelos que atendem esta classificação de esbeltez. Portanto, da Tabela 7-3 selecionou-se todos os modelos de seção compacta, e na Tabela 7-9 são eles comparados com os resultados teóricos da formulação de Cardoso (2018) e da formulação proposta neste estudo (Equação 7.5). Além disto, estas correlações são apresentadas graficamente na Figura 7.11.

Tabela 7-9 – Modelos de pilares mistos de seção compacta que apresentaram falha no aço do conector

<i>Modelo</i>	<i>D/t</i>	<i>q_{Num}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> <i>/q_{Num}</i>	<i>q_{Teo, Cardoso}</i> (kN)	<i>q_{Teo, Cardoso}</i> <i>/q_{Num}</i>
T200t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50,00	668,85	689,60	1,03	677,96	1,01
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50,00	756,77	724,14	0,96	692,31	0,91
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	100,00	565,97	581,17	1,03	630,02	1,11
T400t8-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50,00	391,24	430,51	1,10	332,31	0,85
T400t8-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50,00	1020,03	974,21	0,96	1052,31	1,03
T250t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	62,50	580,60	579,87	1,00	546,89	0,94
T250t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	62,50	836,33	869,74	1,04	903,94	1,08
T250t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	62,50	436,85	459,73	1,05	451,97	1,03
T250t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	62,50	908,82	919,47	1,01	903,94	0,99
T250t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	62,50	670,33	689,60	1,03	695,52	1,04
T250t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	62,50	674,49	689,60	1,02	664,64	0,99
T400t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	50,00	755,48	724,14	0,96	710,24	0,94
T400t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	50,00	735,11	724,14	0,99	678,71	0,92
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	50,00	715,52	675,34	0,94	671,91	0,94
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	50,00	769,02	762,87	0,99	707,95	0,92
T250t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	31,25	773,72	804,63	1,04	743,07	0,96
T250t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	31,25	779,82	804,63	1,03	710,08	0,91
T250t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	20,83	825,00	893,63	1,08	777,25	0,94
T250t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	20,83	828,42	893,63	1,08	742,75	0,90
T400t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	33,33	772,47	800,28	1,04	741,34	0,96
T400t12-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	33,33	771,59	800,28	1,04	722,63	0,94
T400t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	33,33	773,12	800,28	1,04	708,44	0,92
T600t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	50,00	731,48	730,69	1,00	712,99	0,97
T600t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	50,00	730,77	730,69	1,00	681,34	0,93
<i>Média</i>				1,02		0,96
<i>Desvio-Padrão</i>				0,04		0,06
<i>COV</i>				0,04		0,06

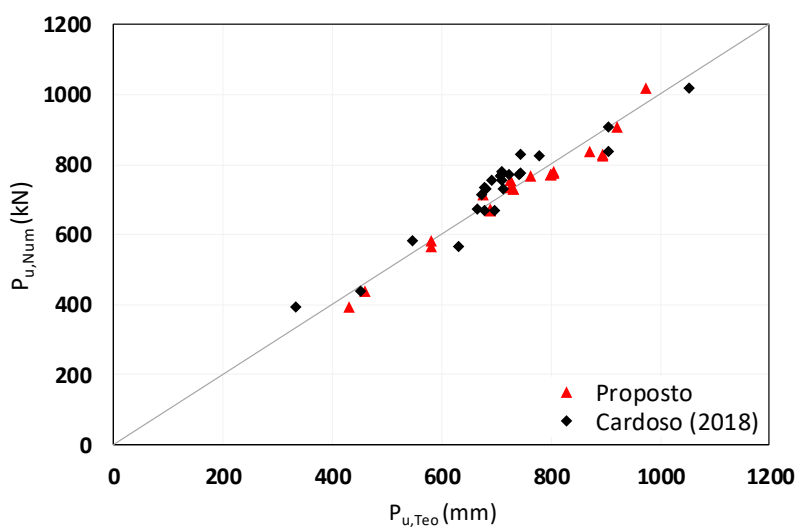


Figura 7.11 – Correlação para os modelos de seção compactas

Os resultados apresentados na Tabela 7-9 e na Figura 7.11 permitem concluir que, para os modelos de pilares mistos de seção compacta, tanto o modelo proposto neste estudo, quanto o proposto por Cardoso (2018) forneceram resultados muito próximos. Contudo, algumas particularidades são observadas na Tabela 7-9, como a questão de o modelo de Cardoso (2018) apresentar uma variabilidade um pouco maior, com as razões $q_{Teo,Cardoso}/q_{Num}$ variando entre 0,85 até 1,11, ao contrário de 0,96 e 1,10 do modelo proposto. Esse parâmetro alterou o grau de dispersão dos resultados em torno da média, fazendo com que o modelo de Cardoso (2018) apresentasse um coeficiente de variação igual a 0,06, sendo este um pouco maior do que aquele obtido pelo modelo proposto, igual a 0,04. Além disto, verifica-se que a média foi mais próxima da unidade para o modelo proposto, igual a 1,02, enquanto para o modelo de Cardoso (2018), a média foi mais conservadora, igual a 0,96.

Pelas observações acima levantadas, no nível médio de resistência, certifica-se novamente que o modelo de Cardoso (2018) é válido para aplicações em pilares mistos de seção compacta, enquanto o modelo proposto neste estudo mostrou-se eficiente para ser aplicado em pilares mistos de seções esbeltas à compactas.

No Apêndice G apresenta-se uma comparação entre os resultados numéricos de todos os modelos com falha no aço do conector com os teóricos obtidos a partir dos modelos de regressão. Nesta comparação, em particular aos pilares mistos, o modelo proposto neste estudo apresentou média e coeficiente de variação iguais a 1,00 e 0,07, respectivamente, enquanto para os pilares de concreto esses valores foram iguais 1,00 e 0,01, respectivamente. Os valores reduzidos dos coeficientes de variação demonstram que houve um baixo grau de dispersão em torno da média.

Por outro lado, na comparação com todos os modelos paramétricos (Tabela 7-3), os modelos propostos por Cardoso (2018) e pela aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) apresentaram um coeficiente de variação maior, respectivamente iguais a 0,17 e 0,22, sinalizando que os resultados ficaram pouco mais dispersos em torno da média (Tabela G.1). Adicionalmente, no Apêndice G os resultados teóricos e numéricos também foram apresentados por meio de tabelas que foram categorizadas em função da esbeltez da seção transversal, a saber: a Tabela G-3 refere-se aos modelos de seção compacta; a Tabela G-4 refere-se aos modelos de seção semicomcompacta; e a Tabela G-5 refere-se aos modelos de seção esbelta; e a Tabela G-6 refere-se aos modelos com esbeltez local acima dos limites de seção esbelta, ou seja, $\lambda > \lambda_{máx}$.

Por fim, no Apêndice H apresenta-se uma discussão sobre o nível de carga absorvida pelos *dowels* internos e externos da conexão, frente à variação do nível de esbeltez da seção transversal. Para tal, foi estabelecido o sistema analítico que possibilitasse estimar esses níveis de cargas entre os *dowels* do conector.

As investigações realizadas nos casos avaliados no Apêndice H permitiram concluir que havia uma relação inversamente proporcional entre o nível de esbeltez da seção transversal e a resistência média dos *dowels* internos. Por outro lado, para o *dowel* frontal, o valor de resistência manteve-se praticamente constante. Este comportamento levou a acreditar que o grau de compactidade da seção transversal pode exercer influência na resistência dos *dowels*, especialmente os internos. No entanto, quando se avaliava a discrepância entre os valores obtidos pelos *dowels* internos e frontais, notou-se que a máxima relação obtida era de 1,13, descrita para o caso de um modelo de seção compacta. Menciona-se que essas informações foram levantadas a partir de um sistema analítico simplificado, restringido a aplicações de conectores com 2 e 3 *dowels* de aço, cuja aplicação se dá na maioria dos casos. No entanto, essas observações não podem ser generalizadas e, propõe-se a realização de pesquisas específicas que visem elucidar este comportamento.

7.6.4 Modelo de cálculo corrigido para o nível característico de resistência

Para um eventual dimensionamento dos conectores em situações de projeto, as formulações propostas devem ser ajustadas para o nível característico de resistência. Para tal, utilizou-se do procedimento estatístico apresentado no Anexo D da norma europeia EN 1990:2002. Na parte 2 do Apêndice D deste trabalho apresenta-se com detalhes a aplicação deste procedimento para ajustar as Equações 7.5 e 7.7 referentes a falha do aço nos conectores em pilares mistos e de concreto, respectivamente.

Os resultados desse ajuste possibilitaram obter as Equações D.17 e D.18 do apêndice (aqui novamente apresentadas), respectivamente, que são as formulações de dimensionamento ajustadas para o nível característico de resistência dos conectores nos pilares mistos e de concreto. Para fins de projeto, essas equações foram corrigidas para o coeficiente de ponderação γ_M igual a 1,25 (ABNT NBR 8800:2008). Portanto, os valores de cálculo podem ser obtidos pelas Equações 7.9 e 7.10.

$$P_{misto,Rk} = 17,68 n t_{sc}^{0,71} f_{y_{sc}}^{0,61} e_x^{0,81} \xi^{0,21} (1 + \rho_D)^{0,67} \quad [\text{mm, MPa, Newton}] \quad (\text{D.17})$$

$$P_{conc,Rk} = 2,69 n e_x t_{sc}^{0,63} f_{y_{sc}}^{0,86} \lambda_{eq}^{0,47} (1 + \rho_D)^{1,36} \quad [\text{mm, MPa, Newton}] \quad (\text{D.18})$$

$$P_{misto,Rd} = \frac{P_{misto,Rk}}{\gamma_M} \quad (7.9)$$

$$P_{conc,Rd} = \frac{P_{conc,Rk}}{\gamma_M} \quad (7.10)$$

A equação ajustada ao nível característico possibilitou uma ligeira diminuição dos resultados teóricos aos numéricos. Soma-se a este conservadorismo os procedimentos aplicados na simplificação dos modelos numéricos (subitem 5.2 e subitem 5.3), sendo eles: condições de contorno simplificadas por meio da dupla simetria, eliminação do atrito na interface tubo concreto e utilização de um diagrama tensão *versus* deformação do aço limitado à resistência ao escoamento (f_y), i.e., desprezando-se o efeito da resistência adicional (encruamento) que o aço do conector possui além do f_y até a resistência à ruptura, f_u .

A Figura 7.12 apresenta um organograma do modelo de cálculo proposto com as etapas consideradas até alcançar o ajuste das equações de dimensionamento no nível médio e característico de resistência.

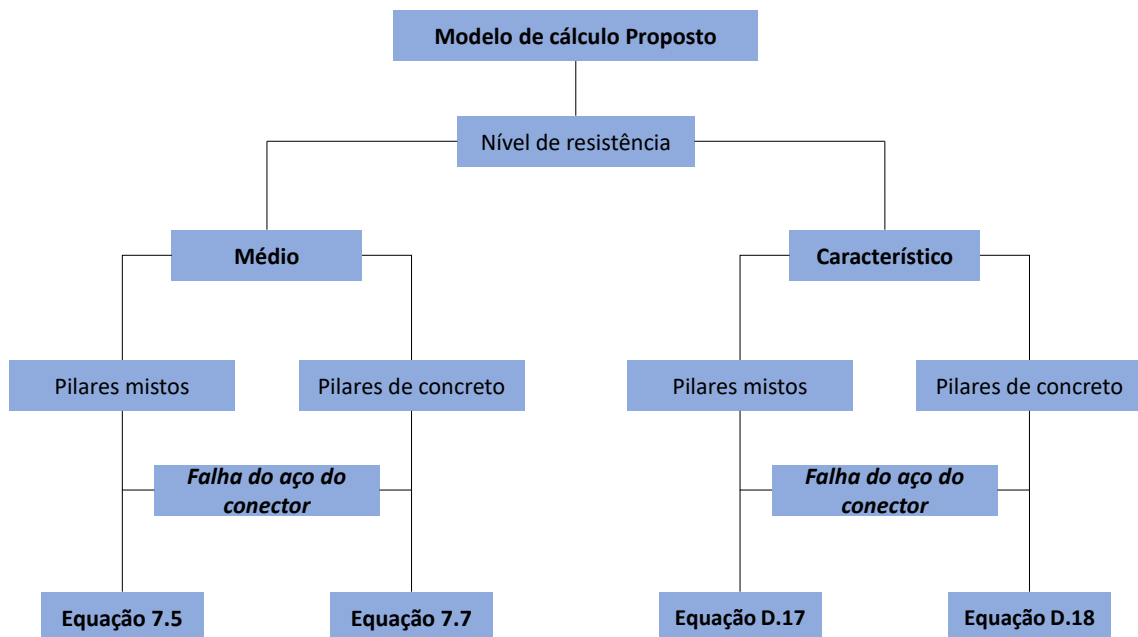


Figura 7.12 – Organograma das formulações propostas

8

CONCLUSÕES

8.1 Considerações Iniciais

Neste trabalho avaliou-se o comportamento dos conectores em chapa aplicados como dispositivos de transferência de forças nos pilares mistos de seções compactas, semicompactas e esbeltas. Para tal, foram investigadas as geometrias *Puzzle-Shaped*, *Clothoid-Shaped* e, especialmente o Crestbond que foi o foco principal deste trabalho. Os resultados obtidos mostraram-se promissores para uma eventual aplicação em códigos de normas e projeto no Brasil. A seguir, descreve-se detalhadamente as etapas que foram realizadas neste estudo.

No capítulo 2 realizou-se uma revisão bibliográfica sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento nas estruturas mistas. Esta etapa subdividiu-se em duas partes: na primeira, foram revistos os conceitos teóricos a respeito do confinamento do concreto e os mecanismos de interação entre o aço e concreto; e, na segunda, foram apresentados os conectores de cisalhamento *Composite Dowels* com seus respectivos modelos de cálculo. Além disto, realizou-se uma revisão sobre os procedimentos de ensaios de cisalhamento dos conectores aplicados em sistemas de vigas e pilares mistos.

No capítulo 3 apresentou-se a metodologia utilizada na análise experimental deste estudo. Assim, foram apresentados o programa experimental, os procedimentos de execução e a instrumentação utilizada nos ensaios de cisalhamento dos modelos experimentais. Posteriormente, foi apresentado um estudo analítico para a previsão das falhas dos modelos experimentais, onde foram obtidos os valores de capacidade resistente e os possíveis modos de falhas dos conectores do programa experimental.

No capítulo 4, foram apresentados os resultados experimentais obtidos a partir do ensaio dos modelos. Por meio das curvas obtidas, foi possível realizar a caracterização dos conectores por meio dos parâmetros de rigidez, ductilidade e força máxima.

No capítulo 5 apresentou-se os procedimentos para calibração do modelo numérico com base nos resultados experimentais. Esse processo de validação foi realizado no programa de elementos finitos ABAQUS. Nessa seção, também foram definidas algumas simplificações e limitações do modelo numérico, sejam elas por condições geométricas ou dos materiais.

No capítulo 6, visando uma melhor compreensão do mecanismo de falha dos conectores, realizou-se uma investigação detalhada dos resultados numéricos obtidos dos modelos experimentais. Neste sentido, foi possível apresentar o nível de degradação de rigidez do concreto, a configuração deformada e o estado de deformações plásticas do conector nas etapas que foram julgadas importantes na simulação numérica. Menciona-se ainda que estes resultados, na melhor forma possível, foram comparados com os experimentais.

No capítulo 7 foi realizado o estudo paramétrico que teve por objetivo analisar os parâmetros que influenciaram na capacidade resistente dos conectores. O banco de dados gerado corroborou modelos com seção compacta, semicompacta e esbelta. Além disto, foram simulados modelos de pilares de concreto (sem o tubo de aço). Dentro das limitações deste trabalho, os resultados obtidos foram analisados com o rigor necessário para se propor um modelo de cálculo para o dimensionamento dos conectores em chapa, especialmente o Crestbond aplicado nos pilares de concreto e nos pilares mistos de seções esbeltas às seções compactas.

8.2 Considerações Finais

A seguir apresenta-se, de modo resumido, as principais conclusões deste estudo:

1. Os resultados da análise experimental permitiram concluir que o procedimento de ensaio com modelos de uma ligação e com modelos de duas ligações realizado neste estudo se mostrou eficiente para ser aplicado nos pilares mistos de seção esbelta. Neste sentido, no subitem 4.3, os conectores foram avaliados quanto aos parâmetros de ductilidade, rigidez e capacidade resistente. Além disto, foi comparada uma série deste estudo com uma série de Cardoso (2018), que possibilitou verificar que os valores de

capacidade resistente entre estes modelos ficaram muito próximos, evidenciando que havia um nível de concordância entre o resultado obtido neste estudo ensaiado com modelo de uma ligação e o resultado obtido por Cardoso (2018) ensaiado com modelo de duas ligações.

2. Os parâmetros de modelagem numérica assumidos neste estudo foram aqueles já utilizados por Cardoso (2018) que investigou a aplicação dos conectores Crestbond em pilares mistos de seções compactas. No entanto, algumas considerações adicionais relacionadas às condições de contorno do ensaio com modelo de uma ligação foram aplicadas, possibilitando a calibração de todos os modelos da análise experimental. Os resultados numéricos foram apresentados na Tabela 5-2, de onde se verificou que a média entre as razões $P_{u,Num}/P_{u,Exp}$ foi igual a 0,96 e 1,00 para os modelos da primeira e segunda etapa de ensaios, respectivamente. Por esta média, verifica-se que os resultados numéricos foram próximos aos experimentais, em termos de força máxima.
3. Em seguida, utilizando-se de recursos numéricos (Capítulo 6), concluiu-se que as falhas dos modelos da primeira etapa de ensaios ocorriam de duas maneiras: diretamente no aço do conector ou por uma interação mista do aço do conector seguido pelo cisalhamento do concreto. Nesse sentido, a falha por interação mista foi assumida como a falha do aço do conector.
4. Para os modelos da segunda etapa de ensaios foi verificado numericamente a ocorrência de um modo de falha misto nos conectores *Clothoid-Shaped* e a falha por cisalhamento do concreto nos conectores *Puzzle-Shaped* (Tabela 6-9). Este comportamento levou a acreditar que a configuração geométrica foi um dos principais parâmetros que alterou a falha dos conectores, visto que estes modelos foram construídos e analisados em condições similares, exceto a geometria dos conectores. No presente estudo, os conectores *Clothoid-Shaped* e Crestbond possuíam a mesma relação h_d/e_x e o modo de falha misto (aço do conector seguido pelo cisalhamento do concreto) foi observado em ambos os conectores, diferentemente daquele ocorrido nos *Puzzle-Shaped*.
5. A validação do estudo numérico, com os parâmetros utilizados por Cardoso (2018), possibilitou a realização de um estudo paramétrico amplo e, no que se refere a esbeltez local da seção mista, 136 modelos de pilares mistos de seções compactas à esbeltas foram analisados, onde foram variados os parâmetros geométricos e mecânicos. Estes modelos foram categorizados em função dos modos de falha observados (Tabela 7-3, Tabela 7-4, Tabela 7-5 e Tabela 7-6). Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que todos os modelos de pilares mistos, independente da classificação de esbeltez local

- apresentaram falha no aço do conector. A maioria dos modelos paramétricos foram desenvolvidos com o Crestbond e, portanto, as investigações teóricas levantadas, bem como o modelo de cálculo proposto neste trabalho são adequados para este tipo de conector.
6. Sobre os modelos de pilares de concreto (ausência do tubo de aço), a falha do aço dos conectores, além de ocorrer nos modelos que possuíam armadura de reforço, foi observada em outros modelos: nos modelos sem armadura cuja espessura dos conectores era na ordem de 6 mm; e, naqueles modelos sem armadura com os maiores diâmetros, de 400 a 600 mm. Essas características levaram a concluir que há uma predisposição para a ocorrência da falha do aço do conector, quando há a presença de armadura no núcleo de concreto, quando a seção crítica é bem reduzida (menores espessuras de chapa) ou quando a área do concreto é muito maior que as áreas carregadas pelas chapas dos conectores.
 7. As falhas por *pry-out* ou por cisalhamento do concreto também se manifestaram nos modelos de pilares de concreto. Estas falhas foram observadas em todos os modelos com ausência das armaduras de reforço no núcleo de concreto, e sob determinadas características, a saber: a falha por *pry-out* ocorreu naqueles modelos cujos diâmetros eram na ordem de 400 mm e cuja espessuras de chapa dos conectores eram acima de 12,5 mm; a falha por cisalhamento de concreto foi unânime em todos os modelos cujos diâmetros eram na ordem de 250 mm e, também naqueles modelos cujos diâmetros eram na ordem de 400 mm com valores de e_x e c_p de 200 mm e 40 mm, respectivamente. No entanto, notou-se que os modelos com diâmetros considerados como intermediários – na ordem de 400 mm – não apresentavam um modo de falha exclusivo, mas sim a possibilidade da ocorrência de qualquer uma das falhas, que poderia ocorrer conforme os demais parâmetros assumidos. Mais informações sob as características observadas nas falhas dos modelos foram detalhadas no subitem 7.5.
 8. Ao se comparar os resultados teóricos de Cardoso (2018) e da aprovação técnica alemã Z.26.4-56 (2018) com os numéricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector (Tabela 7-3), obteve-se valores para os coeficientes de variação iguais a 0,17 e 0,22, e médias iguais a 1,02 e 0,77, respectivamente. De maneira geral, os resultados de Cardoso (2018) e da aprovação técnica alemã Z.26.4-56, mostraram-se dispersos (Figura 7.4).
 9. Uma vez que o modelo teórico de Cardoso (2018) foi desenvolvido para os pilares mistos seção compacta, este estudo também realizou uma comparação com todos os

modelos numéricos classificados com este nível de esbeltez (Tabela 7-9). Nesta situação particular, o coeficiente de variação reduziu significativamente, igual a 0,06 e a média ficou igual a 0,96, sinalizando que os resultados obtidos se apresentaram mais conservadores em relação a comparação anterior que abrangia modelos de seção esbeltas à compactas.

10. Por um lado, este estudo novamente confirma a aplicação do modelo de Cardoso (2018) nos pilares mistos de seção compacta e, por outro lado, sinalizou que tanto o modelo de Cardoso (2018), quanto a formulação da aprovação técnica alemã Z.26.4-56 são limitados para representar o comportamento estrutural dos conectores em modelos de pilares mistos de seções esbeltas a compactas.
11. Em virtude disto, foi proposta uma nova formulação para a falha do aço dos conectores aplicados nos pilares mistos de seções esbeltas à compactas. Esta formulação foi elaborada a partir de um modelo teórico de potência, possibilitando concluir que a espessura da chapa (t_{sc}), a resistência ao escoamento ($f_{y_{sc}}$) e o comprimento do passo (e_x) dos conectores foram os parâmetros com maior significância estatística na predição da capacidade resistente dos conectores. Além destes, a taxa de armadura no *dowel* de aço (ρ_D) e o fator de confinamento do concreto (ξ) foram também considerados no modelo de potência por apresentarem elevada significância estatística.
12. Ao se comparar o modelo teórico da falha do aço do conector que foi proposto neste estudo para os modelos de pilares mistos de seções esbeltas à compactas com os resultados numéricos, verificou-se que estes resultados ficaram muito próximos, de onde foi possível obter um coeficiente de variação e média iguais a 0,07 e 1,00, respectivamente. Este comportamento foi melhor do que aqueles obtidos por Cardoso (2018) e pela aprovação técnica alemã Z.26.4-56 (2018), cujos coeficientes de variação foram iguais a 0,17 e 0,22, respectivamente. Na comparação somente com os pilares de seção compacta (Tabela 7-9), o coeficiente de variação foi igual a 0,04, valor este menor que aquele obtido pelo modelo teórico de Cardoso (2018), igual a 0,06.
13. O procedimento estatístico da norma EN 1990:2002 foi aplicado na formulação proposta para a falha do aço do conector nos modelos de pilares mistos (Equação 7.5) e pilares de concreto (Equação 7.7), respectivamente. Estas equações ajustadas foram apresentadas no subitem 7.6.4 (Equações D.17 e D.18, respectivamente). A aplicação deste procedimento estatístico possibilitou calibrar estas equações para uma eventual aplicação em normas para o projeto desta solução.

8.3 Sugestões para trabalhos futuros

O uso de conectores *Composite Dowels* em pilares mistos é inédito. Neste sentido, há a necessidade de muitos trabalhos que possam contribuir para as investigações relacionadas à aplicação destes conectores como dispositivos de transferência de força. Os tópicos a seguir apresentam sugestões de trabalhos que podem dar continuidade a esta pesquisa:

- Estudos relacionados ao conector *Clothoid-Shaped* aplicado a pilares mistos de seções compactas, semicompactas e esbeltas;
- Estudos relacionados aos conectores *Composite Dowels* aplicados a pilares mistos de seções retangulares compactas, semicompactas e esbeltas;
- Estudos sobre conectores *Composite Dowels* aplicados a pilares mistos e de concreto, em função da disposição das armaduras longitudinais e transversais;
- Estudos sobre o comportamento dos conectores *Composite Dowels* aplicados a pilares sob ações dinâmicas;
- Estudos sobre o comportamento dos conectores *Composite Dowels* aplicados a pilares em situação de incêndio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, O. P. (2015). *Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2015.
- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelsteine, No. Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2018.
- Almeida, P. H. F. (2012). *Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2012.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (ANSI/AISC 360-10). *Specification for structural steel buildings*, Chicago. 2010.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (ANSI/AISC 360-16). *Specification for structural steel buildings*, Chicago. 2016.
- Araújo, C. M. S. (2009). *Estudo da Transferência de forças de cisalhamento na Ligação entre Pilares Mistos Preenchidos e Vigas*. Dissertação de Mestra – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 5739:2007. *Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 8800:2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 16239:2013. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares*. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.
- Bärtschi, R. (2005). *Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connections*. Tese de Doutorado, Eidgenössische Technische Hochschule, Zurique, Suíça, 2005.
- BUILD. AND CONSTRUCTION - BC4 (2015). *Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Material – An Extension of Eurocode 4 to C90/105 Concrete and S550 Steel*. Syngapore, 2015.
- Caldas, R. B.; Fakury, R. H.; Veríssimo, G. S.; Rodrigues, F. C.; Paes, J. L. R.; Castro e Silva, A. L. R. (2010). *Análise Teórico-Experimental de Dispositivos de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Formados por Tubos de aço Preenchidos com Concreto. Projeto de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP*. Belo Horizonte, Brasil, 2010.

- Cardoso, H. S. (2018). *Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares*. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2018.
- Cardoso, H.S.; Aguiar, O. P; Caldas, R. B.; Fakury, R. H. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. *Engineering Structures*. v.219, 2020.
- Cardoso, H. S.; Caldas, R. B.; Fakury, R. H. (2016). Método de Ensaio de Cisalhamento Utilizado em Pilares Mistos Tubulares de Aço Preenchido com Concreto. *Revista Ciência & Engenharia*, v.25(2), p. 29-38.
- Chaves, I. A. (2009). *Viga Mista de Aço e Concreto Constituída por Perfil Formado a Frio Preenchido* Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2009.
- Classen, M.; Gallwoszus, J (2016). Concrete fatigue in composite dowels. *Structural Concrete*, v.17(1), p. 63 – 73, 2016.
- Classen, M.; Hegger, J (2017). Assessing the pry-out resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. *Engineering Structures*, v.148, p. 254 – 262, 2017.
- Classen, M.; Herbrand, M. (2015). Shear Behavior of Composite Dowels in transversely Cracked Concrete. *Structural concrete*, v.16(2), p. 195-206, 2015.
- Classen, M.; Herbrand, M.; Adam, V.; Kueres, D.; Sarac, M. (2018) Puzzle-shaped rib shear connectors subjected to combined shear and tension. *Journal of Constructional Steel Research*, v.145, p. 232-243, 2018.
- Cruz, P. J. S; Valente, I.; Veríssimo, G.; Paes, J. L. R.; Fakury, R. (2006). Desenvolvimentos Recentes no Domínio da Conexão Aço-Concreto no Contexto das Estruturas Mistas. In: *Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2006.
- Cusson, D.; Paultre, P. (1992). High-strength concrete columns confined by rectangular ties. *Journal of Structural Engineering*. v.120, n.3, p.783-804, 1994.
- De Nardin, S. (1999) *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 1999.
- Dutra, C. M. (2014). *Estudo do Comportamento Estrutural do Conector Crestbond Considerando Variações Geométricas e Mecânicas*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2014.
- European Committee for Standardization – EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas, Bélgica, 2004.
- European Committee for Standardization – EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas, Bélgica, 2004.

- Feldmann, M.; Kopp, M.; Park, D. (2016) - Composite Dowels as Shear Connectors for Composite Beams – Background to the German Technical Approval. *Steel Construction*, v.9(2), p. 80 – 88, 2016.
- Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J. (1995) – Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. *ACI Structural Journal*, v.92) p. 73–94, 1995.
- Han, L. H. (2001). Tests on stub columns of concrete filled RHS sections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.58, p. 353-372, 2001.
- Han, L. H.; Zhao, X. L.; Tao, Z. (2001). Tests and Mechanics Model for Concrete-Filled SHS Stub Columns, Columns and Beam-Columns. *Steel and Composite Structures*, v.1(1), p. 51-74, 2001.
- Han, L-H.; Li, L.; Bjorhovde, R (2014). Developments and Advanced Applications of Concrete-Filled Tubular (CFST) Structures: Members. *Journal of constructional steel research*, v.100, p.211-228, 2014.
- Heinemeyer, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Tese de Doutorado, RheinischWestfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011
- Johansson, M.; Gylltoft, K. (2002). Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns. *Journal of Structural Engineering*, v.128(8), p.1073-1081, 2002.
- Johansson, M. (2003). Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. *Steel and composite Structures*, v. 3(1), p. 47-64.
- Kim, S.E.; Nguyen, H. T. Finite element modeling and analysis of a hybrid steel-PSC beam connection. *Engineering Structures*. v.32, 2010, p.2557-2569.
- Kopp, M.; Wolters, K.; Claben, M.; Hegger, J.; Gundel, M.; Gallwoszus, J.; Heinemeyer, S.; Feldmann, M. (2018). Composite Dowels as Shear Connectors for Composite Beams – Background to the Design Concept for Static Loading. *Journal of Constructional Steel Research*, v.147, p. 488-503, 2018.
- Kuranova, A.; Goode, D.; Kvedaras, A. K; Zhond, S. (2009). Load-Bearing Capacity of Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. v.15, p. 21-33, 2009.
- Lechner, T.; Gehrlein, S.; Fischer, O. (2016). Structural behavior of composite dowels in thin UHPC elements. *Steel Construction*, v.9, p. 132-137, 2016.
- Lin, C. Y. (1988). Axial Capacity of Concrete Infilled Cold-Formed Steel Columns. *9th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, 1988.
- Lorenc, W.; Kożuch, M.; Rowiński, S (2014a). The Behavior of Puzzle-Shaped Composite Dowels - Part I: Experimental Study. *Journal of Constructional Steel Research*, v.101, p. 482-499, 2014.
- Lorenc, W.; Kożuch, M.; Rowiński, S (2014b). The Behavior of Puzzle-Shaped Composite Dowels - Part II: Theoretical investigations. *Journal of Constructional Steel Research*, v.101, p. 500-518, 2014.

- Lorenc, W. (2016). The design concept for the steel part of a composite dowel shear connection. *Steel Construction*, n. 2, p. 89-97, 2016.
- Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U. A Parametric Study of Perfobond Rib Shear Connectors. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.21(4), p. 614– 625, 1994.
- Ollgaard, J. G.; Sletter, R. G. Sletter; Fisher, J. W. Shear strength of std connectors in lightweight and normal weight concrete. e, AISC Eng'g Jr., Abril 1971 (71-10)", 1971.
- Oliveira, W.L.A (2008). *Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2008.
- Pereira, A. C. (2020). *Estudo Numérico dos Conectores Crestbond em Pilares com Seção Tubular Circular Esbelta Preenchida com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2020.
- Petrauski, M. C. *Simulação Numérica do Comportamento de Vigas Mistas de Aço e Concreto com Conectores Crestbond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2016.
- Richart, F. E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R. L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Bulletin, n. 185, University of Illinois, 1928.
- Roeder, C.; Cameron, B.; Brown, C. (1999) - Composite Action in Concrete Filled Tubes. *Journal of Structural Engineering*, v.125(5), p.477-484, 1999.
- Sakino, K (2006) - Confined Concrete in Concrete-Filled Steel Tubular Columns. In: *International Symposium on Confined Concrete, ACI SP 238-17*, p.267-288, 2006.
- Santos, L. R. (2017). *Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares Mistos Circulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2017.
- Santos, L. R.; Caldas, R. B.; Fakury R. H.; Rodrigues, F.C; Cardoso, H.C; (2018). *Sobre os procedimentos de cálculo conectores parafusos em pilares tubulares de aço preenchidos com concreto*. Revista da Estrutura de Aço. 2018.
- Santos, L. R.; Cardoso, H. S.; Caldas, R. B.; Grilo, L. F. (2020). *Finite element model for bolted shear connectors in concrete filled steel tubular columns*. Engineering Structures, v. 203, 2020.
- Santos, L. R.; Caldas, R. B.; Grilo, L. F.; Carvalho, H.; Fakury, R. H. (2021). *Design procedure to bearing concrete failure in concrete-filled steel tube columns with bolted shear connectors*. Engineering Structures. v. 232, 2021.
- Seidl, G.; Viefhues, E.; Berthelley, J.; Mangerig, I.; Wagner, R.; Lorenc, W.; Kozuch, M.; Franssen, J-M.; Janssen, D; Ikäheimonen, J.; Lundmark, R.; Hechler, O; Popa, N. (2013a). *Preco-Beam: Prefabricated*

- Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission*. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, Luxemburgo, 2013.
- Shariati, A.; Ramlisulon, N. H.; Shariati, M (2012). Various Types of Shear Connectors in Composite Structures: A Review. *International Journal of Physical Sciences*, v. 7(22), p. 2876-2890, 2012.
- Silva, H. P. (2013). *Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento tipo Crestbond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2013.
- Silva, M.A.P (2011). *Modelos Semiempíricos para a Estimativa da Capacidade Resistente de Conectores de Cisalhamento Crestbond e Perfobond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2011.
- Simulia 2014. *Software ABAQUS 6.14*. Dassault Systèmes, Estados Unidos da América, 2014.
- Van Gysel, A.; Taerwe, L. Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete. *Materials and Structures*. v.29, n.193, 1996, p.529-533.
- Veríssimo, G. S. (2007). *Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento*. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2007.
- Veríssimo, G. S.; Oliveira, A. F. N.; Fakury, R. H.; Rodrigues, F. C.; Paes, J. L. R.; VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. (2007a). Avaliação do Desempenho de um Conector em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Betão. In: *XXVIII Congresso Ibero Latino-Americano sobre Métodos Computacionais em Engenharia*, Porto. Métodos Numéricos, v. 1. 2007.
- Veríssimo, G. S.; Valente, I.; Paes, J. L. R.; Cruz, P. J. S.; Fakury, R. H. (2007b). Concepção e Avaliação do Desempenho de um Novo Conector de Cisalhamento para Estruturas Mistas de Aço e Betão. In: *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*, Porto. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007. v. 1. p. II-569-II-578, 2007.
- Xavier, E. M.; Neto, J. G. R.; Sarmanho, A. M. C.; Roquete L.; De Paula, L G. C. Experimental analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled tube columns. *IBRACON Structures and Material Journal*, v. 12, n. 2, 2019, p. 337-370
- ZAPFE, C. Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 2001.

A

PROPRIEDADES DOS AÇOS E DIMENSÕES DOS CONECTORES

Os perfis tubulares de chapas finas foram confeccionados por meio da calandragem de chapas planas com espessura nominal t de 1,5 mm e aço SAE J403 1010. Para o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) foram considerados os valores nominais, iguais a 200.000 MPa e 0,3, respectivamente. Os conectores de cisalhamento foram fabricados a partir do corte de chapas com aço de especificação ASTM A1018 e espessura nominal (t) de 12,5 mm. Outras especificações geométricas e as propriedades mecânicas dos conectores estão apresentadas na Figura A.1 e Tabela A-1, respectivamente.

Tabela A-1 – Propriedades mecânicas do aço

-	<i>Descrição</i>	<i>t</i> [*] (mm)	<i>f_y</i> ^{**} (MPa)	<i>f_u</i> ^{**} (MPa)
1ª Etapa de ensaios	Perfis tubulares	1,50	315,36	411,68
	Conectores	12,50	348,96	450,30
2ª Etapa de ensaios	Perfis tubulares	1,50	350,59	417,31
	Conectores	12,50	290,09	438,53

*: t é a espessura nominal do aço. As espessuras reais médias estão apresentadas na Tabela A-2.
 **: os valores médios foram obtidos a partir dos resultados dos certificados de qualidade e dos ensaios de caracterização.

Apêndice A

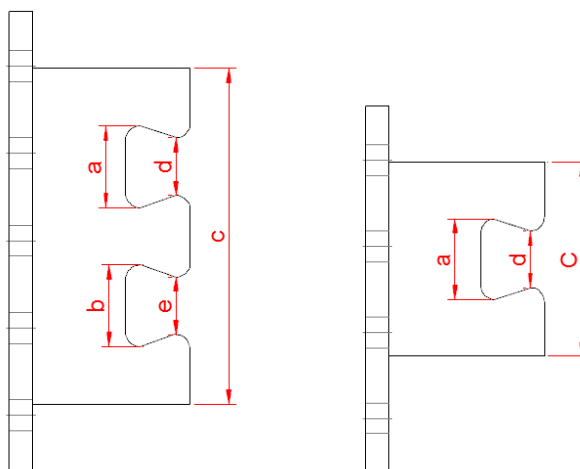


Figura A.1- Variáveis utilizadas para designação das dimensões reais

Tabela A-2 – Dimensões reais dos conectores Crestbond

Modelo	t (mm)	Dimensões auxiliares				
		a (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)	e (mm)
A	12,65	68,60	-	171,18	50,25	-
B	12,56	68,93	68,57	290,00	50,21	50,82
C	12,54	68,41	68,35	297,00	50,14	50,65
D	12,57	68,25	-	171,05	49,76	-
E	12,67	68,48	-	171,24	50,16	-
F	12,64	69,17	-	171,13	50,49	-
G	12,61	-	-	300,00	-	-
H	12,62	-	-	300,00	-	-

B

CONFECÇÃO DO CONCRETO

O cimento empregado na produção do concreto era do tipo Holcim CP V ARI Plus Fácil, e foram doados pela Lafarge Holcim Cimentos do Brasil S.A. Visto que o processo de produção do concreto seria no LAEES, de início manteve-se a recomendação do traço sugerido pelo representante técnico da empresa doadora do cimento.

O traço inicialmente recomendado pelo responsável técnico da empresa – denominado aqui de traço A - para uma resistência característica à compressão f_{ck} de 40 MPa, apresentava as seguintes proporções (em 1 m³ de concreto): 396 kg de cimento Holcim CP V ARI Plus Fácil; 750 kg de areia grossa; 934 kg de brita 1 do tipo calcária; 220L de água potável; e 3,10 kg de aditivo plastificante MuraPlast FK 830. Vale ressaltar que esse concreto apresentava uma relação a/c de 0,56 – chamado aqui como traço A. No entanto, por meio de testes no laboratório, foi verificado a necessidade de se melhorar este traço, com o objetivo de melhorar características de consistência, coesão e homogeneidade do concreto.

Deste modo, foi confeccionado outro traço-teste - chamado aqui de traço B - para um volume reduzido de 0,00825 m³ de concreto, necessários para o preenchimento do cone de abatimento e posterior moldagem dos corpos-de-prova para caracterização da resistência média a compressão f_{cm} . Na Tabela B-1 apresenta-se a proporção do traço B. Observa-se que a relação a/c passou a ser 0,50, redução de 12% em relação ao traço A.

No traço B, a água e o aditivo foram reduzidos proporcionalmente para um percentual de 90% em relação ao traço A. Assim, durante o processo de produção do concreto, a consistência do concreto foi avaliada em função dessa redução. No final, o concreto obtido a partir do traço B apresentou um comportamento ideal para ser utilizado nos modelos, com um melhor grau de consistência do que aquele produzido anteriormente (traço A).

Apêndice B

Tabela B-1 – Traço B confeccionado para padronização das dosagens dos materiais

Traço B					
Data	09/05/2018	Período	Matutino	Relação a/c	0,50
Slump	17 cm	Volume	8,25 L	Aditivo (%)*	0,70
Quantidade de Insumos			Resultados		
Cimento CP V ARI Plus Fácil		3,27 kg	Descrição	f_c (MPa)	Data
Areia Grossa		6,79 kg	CP-01-90%	30,40	15/05/2018
Brita 1		7,71 kg	CP-02-90%	33,47	15/05/2018
Água potável (90%)		1,64 L			
Aditivo (90%)		0,02302 kg			
<i>aditivo (%)</i> : % de aditivo sobre o peso de cimento. Para uma melhor ação, o fabricante recomenda que a dosagem do aditivo se situe entre (0,2 a 1,0) % sobre o peso do cimento.					

A partir disso, o traço B serviu como traço-guia para a realização das concretagens dos modelos apresentados na Tabela B-2 até a B-6, englobando os modelos da primeira e a segunda etapa de ensaios. A primeira etapa de concretagem iniciou-se no dia 16/05/2018 e a segunda iniciou-se no dia 28/08/2019. A Figura B.1 apresenta os modelos da primeira etapa após a concretagem.

Tabela B-2 – Traço B aplicado na concretagem dos modelos C, D e E

Traço B aplicado nos modelos C, D e E					
Data	16/05/2018	Período	Matutino	Relação a/c	0,50
Slump	21 cm	Volume	120 L	Aditivo (%)*	0,70
Quantidade de Insumos			Resultados		
Cimento CP V ARI Plus Fácil		47,52 kg	Descrição	f_{cm} (MPa)	Data**
Areia Grossa		90 kg	Modelo D	32,57	15/06/2018
Brita 1		112,08 kg	Modelo E	37,63	21/06/2018
Água potável (90%)		23,76 L	Modelo C	38,50	26/06/2018
Aditivo (90%)		0,33 kg			
<i>aditivo (%)</i> : % de aditivo sobre o peso de cimento. Para uma melhor ação, o fabricante recomenda que a dosagem do aditivo se situe entre (0,2 a 1,0) % sobre o peso do cimento.					
<i>Data**</i> : A resistência do concreto (f_c) foi caracterizada conforme o procedimento de realização do ensaio preceituado na norma ABNT NBR 5739:2007. Para cada modelo, foram caracterizados três corpos-de-prova cilíndricos, permitindo-se obter a resistência média a compressão (f_{cm}) nas datas próximas as datas dos ensaios dos modelos experimentais.					

Apêndice B

Tabela B-3 – Traço B aplicado na concretagem dos modelos A e B

Traço B aplicado nos modelos A e B					
Data	26/09/2018	Período	Matutino	Relação a/c	0,50
Slump	16 cm	Volume	147 L	Aditivo (%)*	0,70
Quantidade de Insumos			Resultados		
Cimento CP V ARI Plus Fácil		58,12 kg	Descrição	f_{cm} (MPa)	Data**
Areia Grossa		110,25 kg	Modelo A	34,91	15/03/2019
Brita 1		137,30 kg	Modelo B	34,90	01/03/2019
Água potável (90%)		29,11 L			
Aditivo (90%)		0,41 kg			
Aditivo (%)* e Data** : idem notas Tabela B-2;					

Tabela B-4 – Traço B aplicado na concretagem do modelo F

Traço B aplicado no modelo F					
Data	08/10/2018	Período	Matutino	Relação a/c	0,50
Slump	15,5 cm	Volume	142 L	Aditivo (%)*	0,70
Quantidade de Insumos			Resultados		
Cimento CP V ARI Plus Fácil		56,23 kg	Descrição	f_{cm} (MPa)	Data**
Areia Grossa		106,50 kg	Modelo F	30,69	07/12/2018
Brita 1		132,63 kg			
Água potável (90%)		28,12 L			
Aditivo (90%)		0,40 kg			
Aditivo (%)* e Data** : idem notas Tabela B-2;					

Tabela B-5 – Traço B aplicado na concretagem dos modelos G1 e G2

Traço B aplicado nos modelos G1 e G2					
Data	28/08/2019	Período	Matutino	Relação a/c	0,50
Slump	16 cm	Volume	87 L	Aditivo (%)*	0,70
Quantidade de Insumos			Resultados		
Cimento CP V ARI Plus Fácil		34,45 kg	Descrição	f_{cm} (MPa)	Data**
Areia Grossa		65,25 kg	Modelo G1	41,53	25/09/2019
Brita 1		81,26 kg	Modelo G2	40,41	27/09/2019
Água potável (90%)		17,23 L			
Aditivo (90%)		0,25 kg			
Aditivo (%)* e Data** : idem notas Tabela B-2;					

Apêndice B

Tabela B-6 – Traço B aplicado na concretagem do modelo H1 e H2

Traço B aplicado nos modelos H1 e H2					
Data	03/09/2019	Período	Matutino	Relação a/c	0,50
Slump	17,70 cm	Volume	87 L	Aditivo (%)*	0,70
Quantidade de Insumos			Resultados		
Cimento CP V ARI Plus Fácil		34,45 kg	Descrição	f_{cm} (MPa)	Data**
Areia Grossa		65,25 kg	Modelo H1	33,30	20/09/2019
Brita 1		81,26 kg	Modelo H2	35,04	25/09/2019
Água potável (90%)		17,23 L			
Aditivo (90%)		0,25 kg			
Aditivo (%)* e Data** : idem notas Tabela B-2;					

Para uma melhor padronização e controle de qualidade no processo de produção do concreto, a partir do traço B, todas as concretagens foram realizadas no período matutino. A produção do concreto no laboratório era realizada da seguinte forma: de início, colocava-se toda areia e cimento na betoneira sendo a mistura desses insumos realizada com a betoneira ligada no período de dois minutos. Em seguida, colocava-se a brita na betoneira por igual período e, por fim, despejava-se gradualmente a água e o aditivo na proporção pré-estabelecida no traço, em um intervalo de tempo igual a dois minutos e trinta segundos, devendo-se sempre, por inspeção visual, observar a trabalhabilidade do concreto, enquanto ele era betonado.

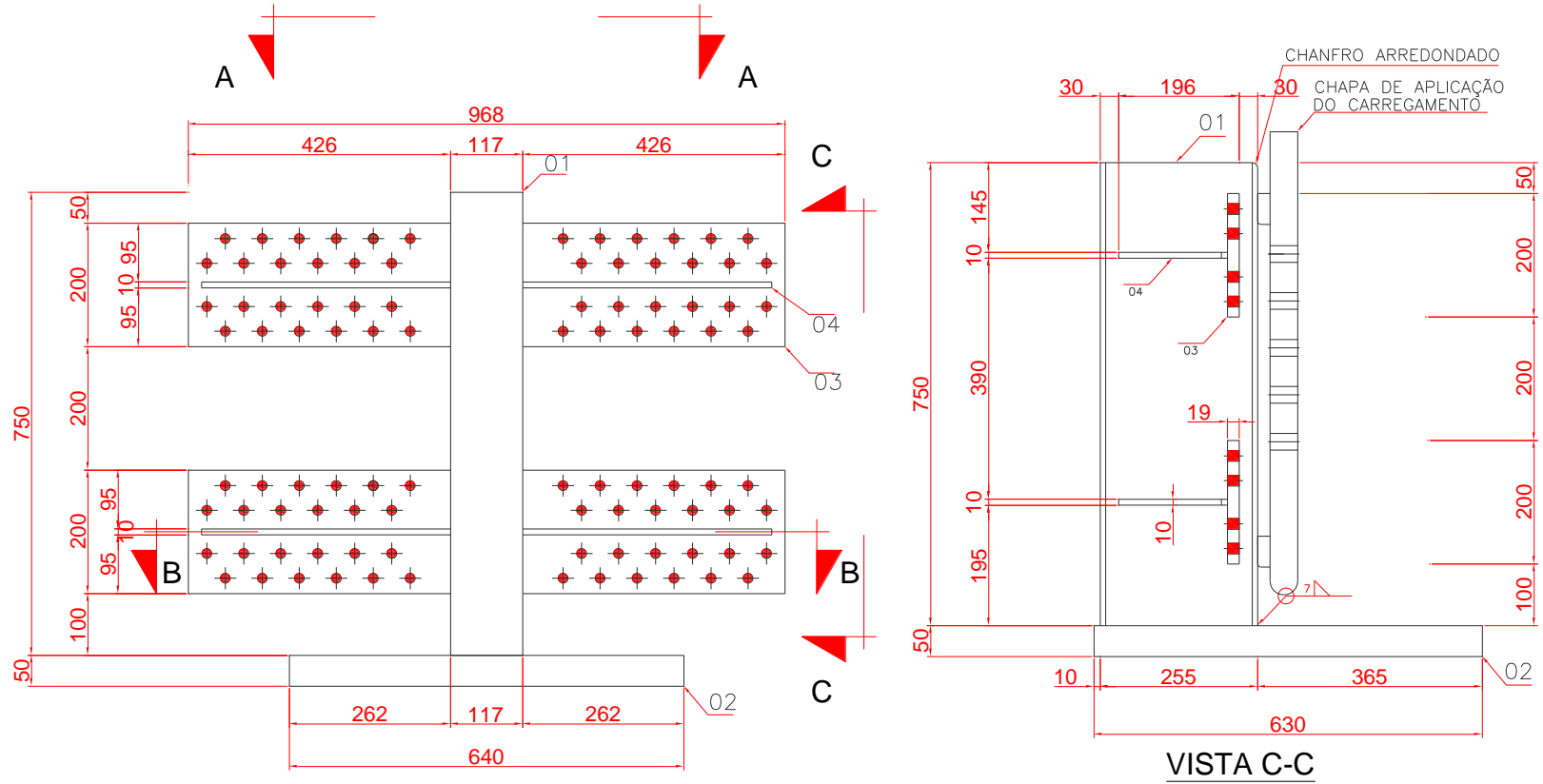


Figura B.1 – Modelos C, D e E após a concretagem

C

PROJETO DE FABRICAÇÃO DO DISPOSITIVO DE ENSAIO DE CISALHAMENTO

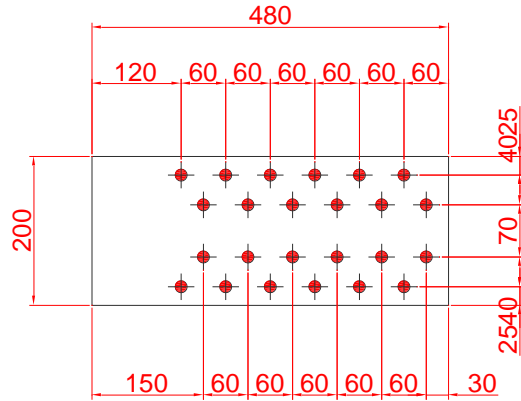
Apêndice C



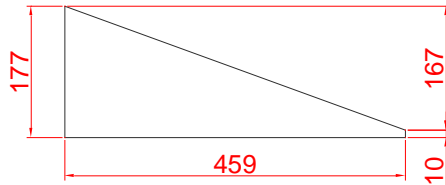
NOTAS:
 ■ ◊ FURO $\phi 17,5\text{mm}$
 - SOLDAS COM ELETRODO E70XX.

(a)

Apêndice C

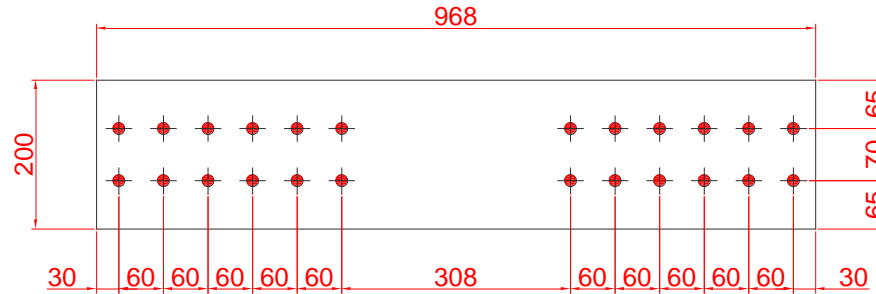


DET. ITEM 03



DET. ITEM 04

NOTAS:
 ■ ◉ FURO \varnothing 17,5mm
 – SOLDAS COM ELETRODO E70XX.

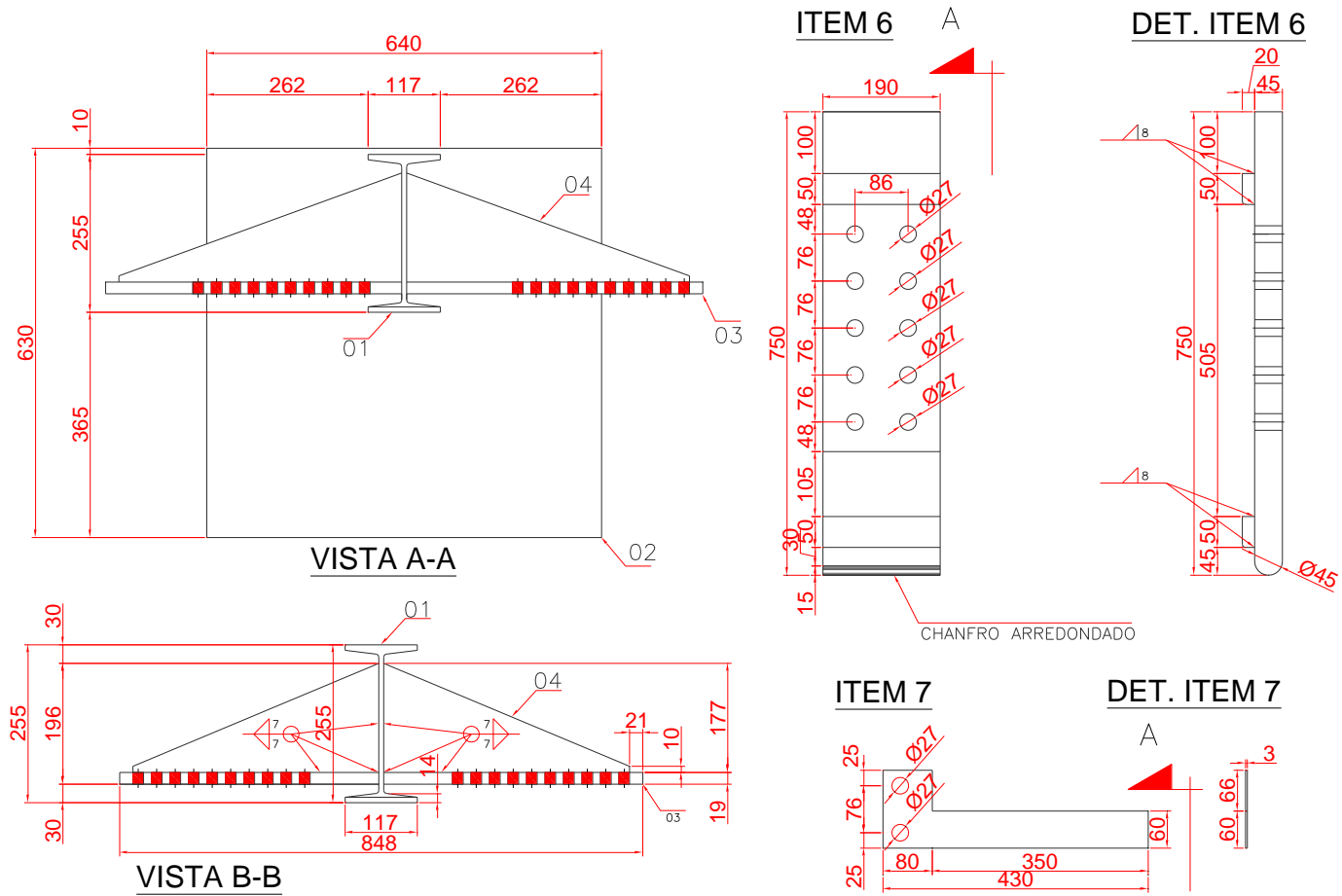


ITEM 05

LISTA DE MATERIAL						
ITEM	DESCRIÇÃO	MATERIAL	QT.	SITUAÇÃO	PESO UNIT.	PESO TOTAL
01	W 250 X 44,8	-	01	EXISTENTE	-	-
02	CH 50 x 640 x 630	-	01	EXISTENTE	-	-
03	CH 19 x 200 x 480	A36	04	FABRICAR	14,318 kg	52,272 kg
04	CH 9,5 x 177 x 459	A36	04	FABRICAR	3,188 kg	12,752 kg
05	CH 19 x 200 x 968	A36	02	FABRICAR	20,284 kg	40,568 kg
06	CH 45 x 190 x 750	A36	02	FABRICAR	50,338 kg	100,676 kg
07	CH 3 (COTAS NA PRANCHA)	A36	04	FABRICAR	0,731 kg	2,924 kg
PESO TOTAL DOS ITENS DESTA PRANCHA: 105,592 kg						
PROJETO DETALHADO					MES/ANO DOCUMENTO EMITIDO PARA: <input type="checkbox"/> APROVAÇÃO DO CLIENTE <input type="checkbox"/> APROVAÇÃO LEGAL <input type="checkbox"/> PROJ. COMPLEMENTARES <input type="checkbox"/> ORÇAMENTOS <input type="checkbox"/> EXECUÇÃO	
CONTEÚDO PROJETO DE FABRICAÇÃO DO DISPOSITIVO DE ENSAIO DE CISLHAMENTO					PROJETO ESTRUTURAL (BÁSICO-RESPONSÁVEL TÉCNICO) OTAVIO PRATES AGUIAR LUCAS RIBEIRO DOS SANTOS RODRIGO BARRETO CALDAS 2017-10	

(b)

Apêndice C



(c)

Figura C.1 - Projeto de fabricação do dispositivo de ensaio de cisalhamento: (a) Prancha 01; (b) Prancha 02; (c) Prancha 03

D

PROCEDIMENTOS ESTATÍSTICOS

▪ Parte 1 - Modelo de Regressão

Inúmeros procedimentos com o intuito de investigar as relações causais e previsões entre as variáveis estão disponíveis na literatura, sendo que um dos mais difundidos e com amplo poder de explicação das previsões, é a Regressão. Portanto, neste apêndice busca-se elucidar os parâmetros que são de fundamental importância para estabelecer os modelos de regressão. A síntese a seguir é uma compilação de um estudo realizado do Centro de Pesquisa e Extensão da Universidade de Passo Fundo (Pereira *et al.*, 2019).

O conhecimento prévio do objeto em análise facilita a interpretação dos fenômenos ocorridos. A partir disso, tem-se uma base para acreditar sobre quais variáveis são explicadas e quais explicam os determinados fenômenos que ocorrem. A variável explicada, é aquela definida como variável dependente, enquanto às que explicam são conhecidas como as variáveis independentes do problema.

Neste intuito, quando se faz necessário avaliar a relação entre duas variáveis ou mais, em que duas ou mais assumem o papel de independentes, utiliza-se do recurso da Regressão Linear Múltipla (RLM). Assim, confirmadas as correlações existentes entre as variáveis estudadas, monta-se a equação que descreve a relação de dependência entre essas variáveis. A Figura D.1 apresenta a configuração padrão da equação da RLM linearizada pelo uso da transformação logarítmica.

$$\hat{y} = a + bx_1 + cx_2 + dx_3 + ex_4 + fx_5 + gx_6 + mx_n$$

Figura D.1 – Equação da RLM com transformação logarítmica

Apêndice D

Após a montagem da equação da RLM, torna-se mais fácil compreender as relações existentes entre essas variáveis. Desse modo, faz-se sempre necessário o uso de algum *software* para calcular o modelo de regressão.

Assim, o *software* realizará os cálculos pertinentes ao modelo de regressão, de onde serão estabelecidos os valores das variáveis independentes com seus respectivos coeficientes. Contudo, é preciso conhecer se esses coeficientes, isoladamente, têm poder preditivo sob a variável dependente. Este conceito é conhecido como significância. O nível de significância sempre equivale à 1 menos o intervalo de confiança que se está utilizando, i.e., se o objetivo é obter 90% de confiança nos resultados, o nível de confiança é igual a $1 - 0,9 = 0,10$.

Da literatura, sabe-se que o intervalo de confiança em grande parte das formulações de cálculo da engenharia é o de 95 %, do qual resulta à um nível de significância de 0,05. Este intervalo é visualizado graficamente na Figura D.2.

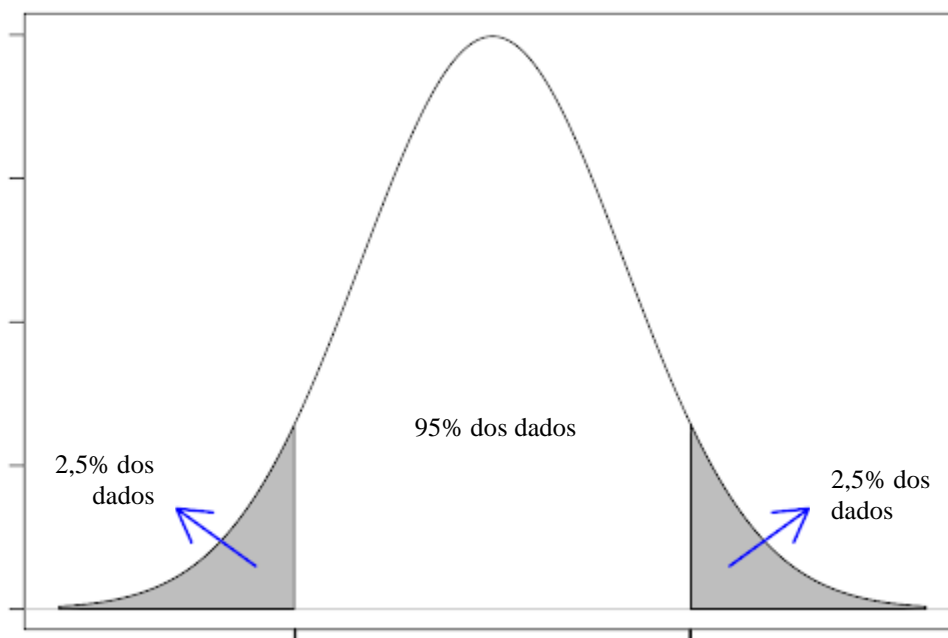


Figura D.2 – Intervalo de confiança em uma distribuição normal

Apêndice D

Nessa figura, tem-se que as “caudas” das curvas, quando somadas correspondem à 5% dos dados, i.e., 0,05. Em outras palavras, 5% dos dados correspondem aos valores que não fazem parte do intervalo de confiança. Desse modo, ao se afirmar que um valor é relativo à um intervalo de 95% de confiança, significa dizer que, estatisticamente o teste t (*valor-P*) foi inferior a 0,05; isso possibilita afirmar que este modelo é válido para a aplicação desejada. O *valor-P* representa o teste de significância individual de cada variável a ser considerada no modelo de regressão. Assim, por esse parâmetro é possível saber quais variáveis independentes estão relacionadas com a variável dependente. Para que exista significância, o *valor-P* deve ser $< 0,05$.

Não obstante, diversos são os testes estatísticos disponíveis na literatura para se avaliar dados amostrais, dentre os mais conhecidos, pode-se citar: o teste t , teste z , teste f . Basicamente, a escolha destes dependem do campo amostral em questão. Em amostras grandes, leva-se em consideração as significâncias do teste z , enquanto em amostras menores, ou quando não se conhece o desvio padrão da população utiliza-se do teste t . O *valor-P*, por sua vez, equivale ao nível de significância do teste t . Outros parâmetros também são fundamentais para se avaliar um modelo de regressão, dentre os quais têm-se o R^2 , F/F de significação e o resíduo.

O R^2 basicamente explica se a relação entre as variáveis é forte ou fraca, sendo que quanto mais perto de 1 for o resultado, mais forte será esta relação. Ressalta-se que o R^2 faz a avaliação global do modelo de regressão, i.e., relaciona todas as variáveis independentes com a variável dependente.

Sobre o F/F de significação (que se relaciona ao teste F), este parâmetro busca avaliar que o modelo de regressão proposto é útil para explicar a variável dependente. Neste caso, o teste F visa identificar se, pelo menos uma das variáveis independentes está relacionada à dependente. Para que o modelo seja considerado útil, o F de significação deve ser $< 0,005$, dado que avalia a significância estatística geral do modelo.

O resíduo é um parâmetro que equivale à diferença entre o valor real e o previsto. Por meio deste parâmetro é possível capturar o efeito das demais variáveis que não estão inclusas no modelo de regressão.

Apêndice D

▪ Parte 2 – Ajuste do modelo de cálculo ao nível característico

O procedimento ideal para aplicação das equações em normas e projeto obedece a algumas etapas. Primeiro, elas devem ser ajustadas ao nível característico de resistência (tratamento estatístico), incorporando-se o subíndice “*k*” à sua chamada. Após este ajuste, para aplicação em códigos de normas, utiliza-se ainda dos coeficientes ponderadores da resistência padronizados pelos mesmos (minoração da resistência do material), incorporando-se o subíndice “*d*” (*design*) à chamada da equação. Desse modo, esta seção tem por objetivo apresentar o procedimento estatístico considerado neste trabalho para ajustar as equações de dimensionamento dos conectores.

Para uma eventual aplicação de dimensionamento dos conectores *Composite Dowels* – especialmente o Crestbond - aplicado nos pilares mistos e pilares de concreto, a Equação 7.5 e Equação 7.7 foram ajustadas ao nível característico utilizando-se o procedimento apresentado no anexo D da norma europeia EN 1990:2002 que foi baseado no método estatístico FORM (*First Order Reliability Method*) e tem sido largamente utilizado em análises de confiabilidades nas aplicações estruturais devido a sua melhor eficiência computacional [33]. O procedimento utilizado no EN 1990:2002 é conceitualmente explicado nas etapas a seguir.

- **Proposição do modelo de resistência:** Inicialmente propõe-se um modelo de resistência para o elemento ou componente estrutural a ser analisado (Equação D.1). Nessa equação deve-se incluir as possíveis variáveis independentes que governam a resistência do modelo. Essas variáveis devem ser estatisticamente independentes e são propostas em função das observações (experimentais, numéricas e teóricas) do comportamento mecânico do modelo. Nessa etapa considerou-se a Equação 7.5 (falha do aço nos pilares mistos) e Equação 7.7 (falha do aço nos pilares de concreto), como modelos de resistências teóricas.

$$r_t = g_{rt}(\mathbf{X}) \quad (\text{D.1})$$

onde r_t é o modelo de resistência teórico proposto; e \mathbf{X} é o vetor que recebe as variáveis de entrada, em valores médios.

Apêndice D

- **Fator de correção b :** O fator de correção b consiste na inclinação da linha de melhor ajuste entre estes modelos de resistência teórico, r_t , e o modelo de referência (experimental ou numérico), r_e . Encontra-se esse fator por meio da aplicação dos métodos dos mínimos quadrados no estudo de regressão, conforme apresenta-se na Equação D.2.

$$b = \sum_{i=1}^n \frac{r_{e,i} r_{t,i}}{r_{t,i}^2} \quad (\text{D.2})$$

onde n é o número de observações; $r_{e,i}$ é o valor da resistência experimental do i -ésimo elemento; e $r_{t,i}$ é o valor de resistência teórica do i -ésimo elemento, calculado conforme o modelo de resistência.

Uma vez que as Equações 7.5 e 7.7 foram definidas a partir da Regressão Linear Múltipla (RLM), o valor da constante b é obtido diretamente pelo primeiro termo dessas equações. Assim, ao se aplicar a Equação D.2, espera-se obter um valor igual ou muito próximo de 1 (pois, neste caso, estaria se aplicando outra vez o método dos mínimos quadrados em equações que já foram ajustadas por meio da RLM).

Portanto, ao se aplicar o MMQ novamente, obteve-se os valores de b iguais a 1,00 e 0,96 para os modelos de pilares mistos e pilares de concreto, respectivamente.

- **Coefficiente de variação dos erros:** O conceito geral de incerteza de um modelo pode ser obtido a partir das observações experimentais, numéricas e teóricas. Neste sentido, é interessante destacar que umas variáveis podem influenciar mais e outras menos no resultado. Além disso, outros fatores impactam no resultado, como se a análise se dá em um único elemento estrutural ou em um conjunto de elementos.

Apêndice D

No presente estudo tomou como referência os modelos numéricos (da análise paramétrica). Deste modo, de um lado temos um conjunto de variáveis que foram simplificadas no modelo computacional (e, conseqüentemente elas carregam suas parcelas de incertezas), descritas como V_{δ} ; por outro lado, temos as variáveis consideradas no modelo teórico com suas parcelas de incertezas, descritas como V_{rt} .

Assim, visando obter um modelo de resistência com maior nível de segurança e confiabilidade, faz-se necessário incluir as parcelas de incertezas acima mencionadas na análise estatística. No procedimento estatístico do EN 1990:2002 essas parcelas são contabilizadas no coeficiente de avaliação global, V_r , que é constituído pelos termos (Equação D.3): V_{δ} , que é baseado nos resultados de referência (experimentais ou numéricos), e V_{rt} que se baseia nas incertezas modelo de resistência teórico.

$$V_r = \sqrt{V_{\delta}^2 + V_{rt}^2} \quad (\text{D.3})$$

Da equação acima, tem-se que o coeficiente de variação dos erros, V_{δ} , que carrega as incertezas do modelo (ou erros) é estatisticamente determinado a partir do termo de erro, δ_i , estimado para cada um dos modelos (Equação D.4), i.e., $\delta_i \leftarrow (i = 1 \dots n)$. Além disto, esse termo é transformado pelo logaritmo natural (Equação D.5), obtendo-se Δ_i . Sua somatória resulta no termo de erro global, $\ddot{\Delta}$, conforme apresenta-se na Eq. D.6.

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}} \quad (\text{D.4})$$

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (\text{D.5})$$

$$\ddot{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (\text{D.6})$$

Desse modo, tem-se que o desvio-padrão estimado para o erro do termo, $\ddot{\Delta}$, é dado pela Equação D.7 e o coeficiente de variação dos erros, V_{δ} , é dado pela Equação D.8, respectivamente.

Apêndice D

$$s_{\Delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} \quad (\text{D.7})$$

$$V_{\delta} = \sqrt{e^{s_{\Delta}^2} - 1} \quad (\text{D.8})$$

Foram aplicadas as equações acima no presente estudo, permitindo-se obter os coeficientes de variação dos erros, V_{δ} , iguais a $V_{\delta,misto} = 0,07$ e $V_{\delta,conc} = 0,04$ para as falhas do aço dos conectores nos pilares mistos e de concreto, respectivamente. Conforme o procedimento estatístico do EN 1990:2002, o coeficiente de variação da função de resistência teórica (V_{rt}) que quantifica as incertezas envolvidas em cada uma das variáveis independentes do modelo de resistência teórico, é calculado pela Equação D.9 a seguir.

$$V_{rt}^2 = \frac{VAR[g_{rt}(X)]}{g_{rt}^2(X_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2 \quad (\text{D.9})$$

onde X_m é o valor médio das variáveis independentes; e σ_i é o desvio-padrão de cada uma das variáveis básicas, i . Nesse estudo, para o modelo de resistência teórico considerou-se somente a influência das principais propriedades mecânicas e geométricas: $f_{y_{sc}}$, t_{sc} e e_x . Neste sentido, em cada variável independente X_i aplicou-se a relações apresentadas na Tabela D-1.

Tabela D-1 – Resultados experimentais dos modelos avaliados

Elemento	X_i	$\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \frac{1}{g_{rt}(X_m)}$
Pilares mistos	$f_{y_{sc}}$	$\frac{0,61}{f_{y_{sc}}}$
	t_{sc}	$\frac{0,71}{t_{sc}}$
	e_x	$\frac{0,81}{e_x}$
Pilares de concreto	$f_{y_{sc}}$	$\frac{0,86}{f_{y_{sc}}}$
	t_{sc}	$\frac{0,63}{t_{sc}}$
	e_x	$\frac{1}{e_x}$

Apêndice D

Desta forma, o coeficiente de variação da resistência teórica, V_{rt} , referente aos pilares mistos e pilares de concreto foram obtidos a partir das Equações D.10 e D.11, respectivamente.

$$V_{rt,misto} = \sqrt{(0,61V_{f_{y_{sc}}})^2 + (0,71V_{t_{sc}})^2 + (0,81V_{e_x})^2} \quad (D.10)$$

$$V_{rt,conc} = \sqrt{(0,86V_{f_{y_{sc}}})^2 + (0,63V_{x,t_{sc}})^2 + (V_{e_x})^2} \quad (D.11)$$

Os coeficientes de variação das variáveis $f_{y_{sc}}$, t_{sc} e e_x foram considerados com base nos dados estatísticos apresentados no item 11 da ABNT NBR 14762 que apresenta os seguintes valores (aplicáveis as ao dimensionamento com base em ensaios): $V_{x,f_{y_{sc}}} = 0,10$, $V_{x,t_{sc}} = 0,05$ e $V_{x,e_x} = 0,05$. Portanto, com base nesses valores, os coeficientes de variação da função da resistência teórica foram iguais a 10,82% e 10,94% para os pilares mistos e pilares de concreto, respectivamente.

- **Determinação dos valores característicos e de projeto:** Nesta etapa realiza-se a conversão dos valores médios aos valores característicos e de projeto. Da literatura, sabe-se que os valores de projeto, alternativamente, são resultados de uma transformação em que os valores característicos são divididos por um determinado coeficiente de ponderação da resistência. Além disto, os valores característicos são obtidos a partir dos valores médios ajustados por um procedimento estatístico, conforme se apresenta nas transformações algébricas da Equação D.12.

$$r_d = \frac{r_k}{\gamma_M} = \frac{r_k}{\gamma_M} (r_m - k_n \sigma_r) \quad (D.12)$$

onde r_k é o valor característico de resistência, k_n é o quantil característico considerado para uma determinada probabilidade; γ_M é o coeficiente de ponderação parcial que leva em consideração as incertezas das variáveis independentes; e, σ_r é o desvio padrão da amostragem.

Apêndice D

Já, o procedimento do EN 1990:2002 usa uma transformação similar, sendo que os valores da resistência característica, r_k , e de projeto, r_d , podem ser obtidos a partir das Equações D.13 e D.14, respectivamente.

$$r_k = b g_{rt}(X_m) e^{(-1,64\alpha_{rt}Q_{rt} - k_n\alpha_\delta Q_\delta - 0,5Q^2)} \quad (D.13)$$

$$r_d = b g_{rt}(X_m) e^{(-3,04\alpha_{rt}Q_{rt} - k_{d,n}\alpha_\delta Q_\delta - 0,5Q^2)} \quad (D.14)$$

onde k_∞ é o quantil característico determinado como a média menos 1,64 desvio-padrão, enquanto o quantil $k_{d,\infty}$ é dado como média menos 3,04 desvio-padrão, ambos em um conjunto infinito de dados. Para o conjunto finito de dados, o princípio é o mesmo, tem-se k_n e $k_{d,n}$ que são referentes aos quantis característicos e de projeto para r_k e r_d , respectivamente. Os valores de k_n e $k_{d,n}$ são obtidos em formato tabular a partir do tamanho da amostragem (Tabela D.1 e D.2 do EN 1990:2002, respectivamente); Adicionalmente, tem-se as seguintes equações complementares:

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}; Q_\delta = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)}; Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}; \alpha_{rt} = Q_{rt}/Q; \alpha_\delta = Q_\delta/Q.$$

- **Determinação dos valores característicos e de projeto:** Com a determinação dos valores de resistência característica r_k e de projeto r_d , torna-se possível determinar o coeficiente de ponderação de resistência da amostragem avaliada, que segundo o procedimento do EN 1990:2002 é dado pela razão entre essas resistências, conforme apresenta-se na Equação D.15.

$$\gamma_M = \frac{r_k}{r_d} \quad (D.15)$$

Para os pilares mistos e pilares de concreto, os coeficientes de ponderação da resistência, γ_M , foram iguais a 1,16 e 1,17, respectivamente. Contudo, tendo em vista que a ABNT NBR 8800:2008 padroniza o valor deste coeficiente em 1,25 nos conectores de cisalhamento, este ajuste foi aplicado na Equação D.16 referente ao fator de correção k_k , ajustado ao nível característico.

Apêndice D

$$k_k = b.k.C_{rk} \cdot \frac{1,25}{\gamma_m} \quad (\text{D.16})$$

Para os pilares mistos e pilares de concreto, o valor de k_k foi igual a 17,68 e 2,69, respectivamente. Deste modo, as formulações de dimensionamento ajustadas ao nível característico de resistência dos conectores nos pilares mistos e de concreto estão apresentadas na Equação D.17 e D.18, respectivamente.

$$P_{misto,k} = 17,68 n t_{sc}^{0,71} f_{y_{sc}}^{0,61} e_x^{0,81} \xi^{0,21} (1 + \rho_D)^{0,67} [\text{Newton}] \quad (\text{D.17})$$

$$P_{conc,k} = 2,69 n e_x t_{sc}^{0,63} f_{y_{sc}}^{0,86} \lambda_{eq}^{0,47} (1 + \rho_D)^{1,36} \quad [\text{Newton}] \quad (\text{D.18})$$

Apêndice D

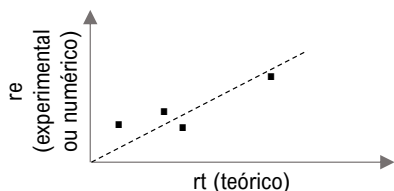
Análise estatística conforme a norma EN 1990:2002 para a amostragem relacionada a falha do aço nos pilares mistos

1. Modelo de cálculo proposto

$$r_t = g_{rt}(X) = k[n(t_{sc}^{0,71} f_{ysc}^{0,61} e_x^{0,81} \xi^{0,21} (1 + \rho_D)^{0,67})]$$

$$k = 19,76$$

2. Correlação entre os valores numéricos e teóricos (b)

$$b = \sum_{i=1}^n \frac{r_{e,i} r_{t,i}}{r_{t,i}^2} = 1,00$$


3. Coeficiente de variação dos erros do modelo

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}} \quad (\text{termo de erro de cada modelo } i)$$

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (\text{erro do modelo } i)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (\text{termo de erro global})$$

$$s_{\Delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} \rightarrow V_{\delta} = \sqrt{e^{s_{\Delta}^2} - 1} \quad (\text{coeficiente de variação dos erros})$$

$$s_{\Delta}^2 = 0,51\%$$

$$V_{\delta, misto} = 0,07 \leq 0,30 \quad (\text{Compatibilidade } V_{\delta} \leq 0,30)$$

4. Coeficiente de variação das variáveis básicas (V_{xi}) da função de resistência teórica

Variável	V_{xi} (ABNT NBR 14762)
f_{ysc}	0,10
t_{sc}	0,05
e_x	0,05

$$V_{rt}^2 = \frac{VAR[g_{rt}(X)]}{g_{rt}^2(X_m)}$$

$$V_{rt}^2 \cong \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial x_i} \sigma_i \right)^2$$

$$\frac{\partial P_{teo, aço}}{\partial f_{ysc}} = \frac{0,61}{f_{ysc}} \rightarrow 0,61 \qquad \frac{\partial P_{teo, aço}}{\partial t_{sc}} = \frac{0,71}{t_{sc}} \rightarrow 0,71$$

$$\frac{\partial P_{teo, aço}}{\partial e_x} = \frac{0,81}{e_x} \rightarrow 0,81 \qquad \frac{\partial P_{teo, aço}}{\partial \rho_D} = \frac{0,73}{\rho_D} \rightarrow 0,73$$

$$V_{rt, misto} = \sqrt{(0,61V_{f_{ysc}})^2 + (0,71V_{t_{sc}})^2 + (0,81V_{e_x})^2} = 0,08$$

↑
(coeficiente de variação da função de resistência teórica)

5. Coeficiente de variação total (V_r)

$$V_r = \sqrt{V_{\delta}^2 + V_{rt}^2} = 10,82\%$$

Apêndice D

6. Determinação dos valores característicos e de projeto

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} = 0,01 \quad \alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} = 0,75$$

$$Q_{\delta} = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} = 0,01 \quad \alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} = 0,66$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} = 0,01$$

Quantis característicos da amostragem, conforme EN 1990:2002

$$k_n = 1,64$$

$$k_{d,n} = 3,04$$

$$r_k = b g_{rt}(X_m) e^{(-1,64 \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2)} = 0,83 k g_{rt}(X_m)$$

$$r_d = b g_{rt}(X_m) e^{(-3,04 \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2)} = 0,72 k g_{rt}(X_m)$$

$$\gamma_M = \frac{r_k}{r_d} = 1,16 \quad (\text{Coeficiente de ponderação da resistência da amostragem})$$

4. Modelo de cálculo final

$$P_{misto,k} = 17,68 n t_{sc}^{0,71} f_{ysc}^{0,61} e_x^{0,81} \xi^{0,21} (1 + \rho_D)^{0,67} \text{ [Newton]}$$

7. Padronização ao coef. de ponderação da norma

$$k_k = b \cdot k \cdot 0,83 \cdot \frac{1,25}{\gamma_M} = 17,68$$

Apêndice D

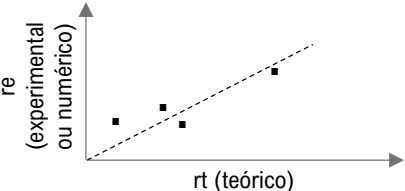
Análise estatística conforme a norma EN 1990:2002 para a amostragem relacionada a falha do aço nos pilares de concreto

1. Modelo de cálculo proposto

$$r_t = g_{rt}(X) = k [n e_x (t_{sc}^{0,63} f_{ysc}^{0,86} \lambda_{eq}^{0,47} (1 + \rho_D)^{1,36})]$$

$$k = 3,147$$

2. Correlação entre os valores numéricos e teóricos (b)

$$b = \sum_{i=1}^n \frac{r_{e,i} r_{t,i}}{r_{t,i}^2} = 0,96$$


3. Coeficiente de variação dos erros do modelo

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}} \quad (\text{termo de erro de cada modelo } i)$$

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (\text{erro do modelo } i)$$

$$\ddot{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (\text{termo de erro global})$$

$$s_{\Delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\Delta_i - \ddot{\Delta})^2} \rightarrow V_{\delta} = \sqrt{e^{s_{\Delta}^2} - 1} \quad (\text{coeficiente de variação dos erros})$$

$$s_{\Delta}^2 = 0,19\%$$

$$V_{\delta,conc} = 0,04 \leq 0,30 \quad (\text{Compatibilidade } V_{\delta} \leq 0,03)$$

4. Coeficiente de variação das variáveis básicas (V_{xi}) da função de resistência teórica

Variável	V_{xi} (ABNT NBR 14762)
f_{ysc}	0,10
t_{sc}	0,05
e_x	0,05

$$V_{rt}^2 = \frac{VAR[g_{rt}(X)]}{g_{rt}^2(X_m)}$$

$$V_{rt}^2 \cong \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2$$

$$\frac{\partial P_{teo,aço}}{\partial f_{ysc}} = \frac{0,86}{f_{ysc}} \rightarrow 0,86 \qquad \frac{\partial P_{teo,aço}}{\partial t_{sc}} = \frac{0,63}{t_{sc}} \rightarrow 0,63$$

$$\frac{\partial P_{teo,aço}}{\partial e_x} = \frac{1,00}{e_x} \rightarrow 1,00$$

$$V_{rt,conc} = \sqrt{(0,86V_{f_{ysc}})^2 + (0,63V_{t_{sc}})^2 + (V_{e_x})^2} = 0,10$$

↑
(coeficiente de variação da função de resistência teórica)

5. Coeficiente de variação total (V_r)

$$V_r = \sqrt{V_{\delta}^2 + V_{rt}^2} = 10,94\%$$

Apêndice D

6. Determinação dos valores característicos e de projeto

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} = 0,10 \quad \alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} = 0,92$$

$$Q_{\delta} = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} = 0,04 \quad \alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} = 0,40$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} = 0,11$$

Quantis característicos da amostragem, conforme EN 1990:2002 $k_n = 1,64$
 $k_{d,n} = 3,04$

$$r_k = b g_{rt}(X_m) e^{(-1,64 \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2)} = 0,83 k g_{rt}(X_m)$$

$$r_d = b g_{rt}(X_m) e^{(-3,04 \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2)} = 0,71 k g_{rt}(X_m)$$

$$\gamma_M = \frac{r_k}{r_d} = 1,17 \quad (\text{Coeficiente de ponderação da resistência da amostragem})$$

4. Modelo de cálculo final

$$P_{misto,k} = 2,69 n e_x t_{sc}^{0,63} f_{y sc}^{0,86} \lambda_{eq}^{0,47} (1 + \rho_D)^{1,36} \text{ [Newton]}$$

7. Padronização ao coef. de ponderação da norma

$$k_k = b \cdot k \cdot 0,83 \cdot \frac{1,25}{\gamma_m} \Rightarrow 2,69$$

E

AJUSTE DO FATOR DE CONFINAMENTO

O comportamento dos parâmetros associados aos modelos de regressão foi avaliado para os modelos que apresentaram falha do aço do conector, sendo que o estudo final de correlação dos parâmetros foi apresentado no subitem 7.6.3.

Por outro lado, este apêndice apresenta uma discussão e uma remodelagem do parâmetro ξ (fator de confinamento), pois, dentre todos os avaliados, foi observado que a variação deste parâmetro não possibilitava obter resultados consistentes com os numéricos (Figura E.1). Neste intuito, fez-se necessário avaliar o fator de confinamento ξ a partir das variáveis que constituem este parâmetro, sendo elas f_c , $f_{y,t}$ e geométricos D e t , respectivamente (Equação 2.7). Assim, suspeitou-se que, talvez, algumas variáveis da equação, poderiam não ser representativas.

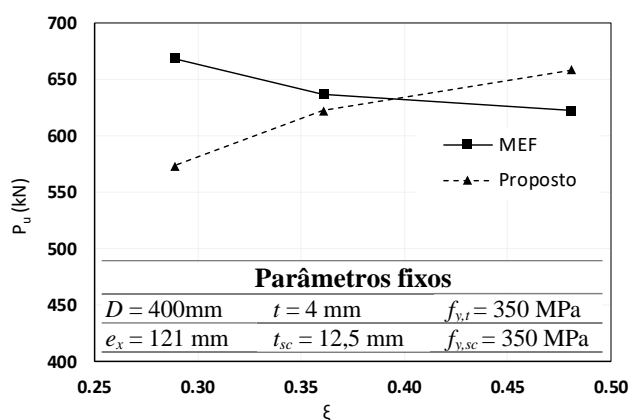


Figura E.1 – Correlação do fator de confinamento ξ no modelo de regressão inicial

Ao se avaliar a variável de resistência f_c do concreto verificou-se que a variação desta apresentava uma influência maior somente nos deslocamentos iniciais da conexão, especialmente abaixo dos 10 mm deslizamento nas curvas força *versus* deslocamento relativo (Figura E.2). Por conseguinte, a influência da variável f_c na determinação da força máxima numérica $P_{máx}$ foi pouco significativa, uma vez que $P_{máx}$ ocorreu para valores de deslocamentos acima dos 10 mm.

Apêndice E

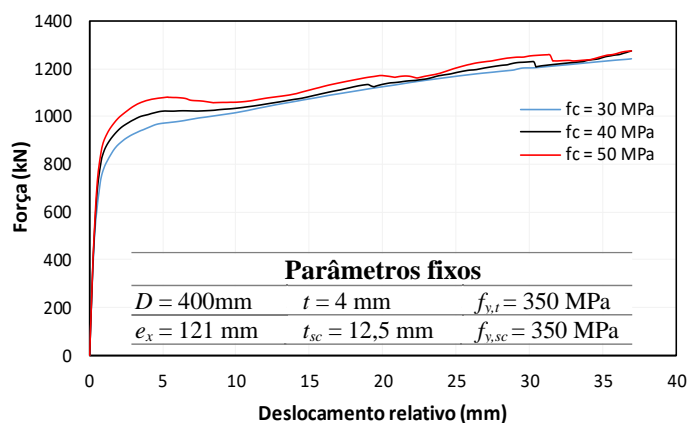


Figura E.2 – Curvas força versus deslizamento nos modelos de pilares mistos com variação da resistência f_c do concreto

Com as observações acima levantadas, fez-se necessário ajustar a equação do fator ξ a partir da limitação da resistência f_c do concreto. Essa limitação foi assumida, conservadoramente, a partir do limite inferior de resistência f_c recomendado para os pilares mistos, sendo este valor igual a 30 MPa. Assim, a nova equação para o fator ξ é apresentada a seguir.

$$\xi = \frac{A_s f_y}{30 A_c} \quad (\text{E.1})$$

onde f_y é a resistência ao escoamento do tubo, dado em MPa; A_s é área da seção do tubo de aço; A_c é a área da seção no núcleo de concreto.

Acredita-se que esse ajuste fornecerá uma melhor representação no comportamento básico do parâmetro ξ para a formulação proposta. Nesse caso foi elaborado um novo modelo de regressão com a parâmetro ξ ajustado, apresentado na Equação E.2.

$$q_{aço,pmc} = n(19,76 t_{sc}^{0,71} f_{y,sc}^{0,61} e_x^{0,81} \xi^{0,21} (1 + \rho_D)^{0,67}) \quad [\text{Newton}] \quad (\text{E.2})$$

Para o novo modelo de regressão menciona-se que o “valor- P ” das variáveis independentes do problema permaneceram os mesmos e o coeficiente R^2 foi levemente melhorado, de 0,913 para 0,928. Na Figura E.3 apresenta-se novamente o gráfico da Figura 7.9a, porém com a variável ξ ajustada.

Apêndice E

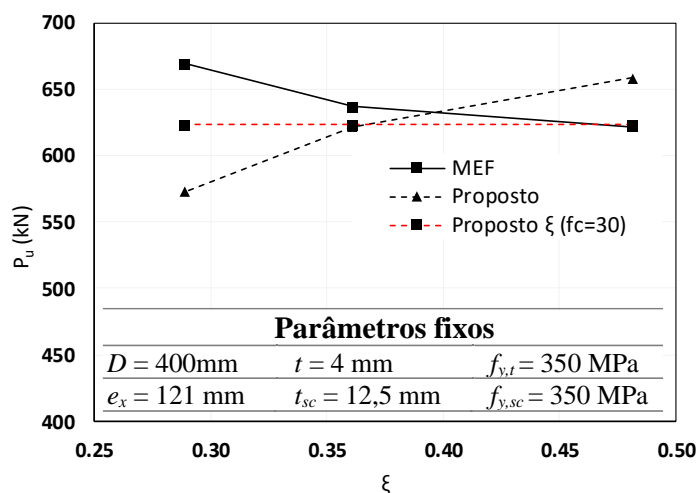


Figura E.3 – Correlação do fator de confinamento ξ no modelo de regressão inicial e no modelo de regressão final

Nota-se que o novo fator de confinamento agora ficou independente da resistência f_c do modelo para a predição da força máxima numérica. Contudo, dependente das demais variáveis, como da relação geométrica entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, e da resistência ao escoamento do tubo. O impacto do ajuste do fator de confinamento ξ também foi avaliado a partir da comparação dos resultados teóricos com os numéricos. Em virtude disto, a maioria dos modelos apresentaram redução na razão ($q_{Proposto}/q_{Num}$), tornando os resultados levemente mais conservadores. Em relação à média não houve alteração nos resultados, contudo, pelo coeficiente de variação (COV) foi notado que houve uma pequena melhora na redução do grau de dispersão dos resultados, de 0,08 para 0,07. A Tabela G.1 compara os resultados do modelo proposto com a limitação do fator ξ em relação aos numéricos.

F

PROPOSTA DE FORMULAÇÃO PARA O *PRY-OUT* E CISALHAMENTO DO CONCRETO EM PILARES DE CONCRETO

Conforme já observado, as falhas por *pry-out* e cisalhamento do concreto ocorrem somente nos modelos de pilares de concreto e sem armadura (Tabela 7-5 e Tabela 7-6). Neste sentido, os pilares de concreto sem armaduras não são viáveis de serem utilizados na prática e, portanto, este anexo se dedicou a apresentar as formulações propostas para estes modelos.

- **Proposta de formulação para a falha por *pry-out* do concreto utilizando os conectores em chapa nos pilares de concreto**

Para a falha por *pry-out* do concreto, a análise de regressão dos conectores em chapa aplicado aos pilares de concreto foi realizada com base nos resultados da Tabela 7-5. De início, adotou-se um modelo de potência com o maior número de variáveis independentes possíveis (Equação F.1).

Dos resultados apresentados na Tabela 7-5, nota-se que a falha por *pry-out* ocorreu somente nos modelos cujos diâmetros da seção transversal foram de 400 mm. Na etapa de parametrização foi observado que, ao se variar o diâmetro (com as demais variáveis fixas), a configuração da falha se alterava para o cisalhamento do concreto (Tabela 7-6). Pontua-se ainda que ao se utilizar armadura no interior do *dowel* de concreto a configuração da falha se alterava para o aço do conector (Tabela 7-4).

Por essa razão, acredita-se que a variáveis diâmetro D e taxa de armadura ρ_D não apresentam correlação com a falha por *pry-out*. Assim, para o modelo inicialmente proposto, a variável $q_{pry-out,conc}/n$ foi assumida como dependente e as variáveis t_{sc} , f_c , e_x , c_p e f_{ySC} foram assumidas como independentes, conforme apresenta-se na Equação F.1.

Apêndice F

$$\frac{q_{pryout,conc}}{n} = a (t_{sc})^b (f_c)^c (e_x)^d (c_p)^e (f_{ysc})^f \quad (F.1)$$

Para propor a formulação, foram avaliados três modelos de regressão (Tabela F-1). Para os modelos 1, 2 e 3 os valores do teste-F de significação foram iguais $4,47E^{-10}$, $4,98E^{-11}$ e $5,79E^{-40}$, respectivamente. Como esses valores ficaram abaixo de 0,05, então, se confirma que eles são úteis para explicar a sua relação com a variável dependente.

Tabela F-1 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

$q_{pryout,conc} = n [at_{sc}^b f_c^c e_x^d c_p^e f_{ysc}^f]$							
Modelo	Constantes e (valor-P) dos expoentes						R ² -ajustado
	a	b	c	d	e	f	
1	$e^{1,445}$ (0,020)	0,401 (0,000)	0,627 (0,000)	1,258 (0,000)	0,099 (0,024)	0,059 (0,244)	0,981
2	$e^{1,668}$ (0,009)	0,386 (0,000)	0,629 (0,000)	1,352 (0,000)	-	-	0,972
3	$e^{1,795}$ (0,002)	0,398 (0,000)	0,627 (0,000)	1,259 (0,000)	0,098 (0,026)	-	0,981

Com base nos valores do R²-ajustado, observa-se que os conjuntos das variáveis escolhidas nos modelos de regressão foram apropriados para fornecer um grau de correlação forte entre as variáveis independentes com a dependente (Tabela F-1)

Nota-se ainda que a consideração (ver modelo 1) ou não (ver modelo 3) da variável f_{ysc} , não propiciou alteração no valor do grau de correlação R²-ajustado. Tal fato, sinaliza que essa variável não foi representativa para predição da falha por *pry-out* no concreto.

Além disto, no modelo 1, a inclusão da variável f_{ysc} propiciou um resultado elevado para o “valor-P”, igual a 0,244. Ou seja, o intervalo de confiança dessa variável somente de 75,60% a sua relação com a variável independente. Desse modo, o modelo 1, foi descartado para propor a formulação.

Apêndice F

Por fim, para o modelo 2 de regressão, verificou-se que, dentre os demais modelos, este é o que melhor representou a relação entre as variáveis independentes com a variável dependente, inclusive, com o maior intervalo de confiança em cada uma das variáveis independentes. Nota-se que as variáveis independentes desse modelo (t_{sc} , f_c , e_x) explicaram, juntas, 97,20% da variável independente, sendo, portanto, o modelo escolhido para propor a formulação final.

Assim, a capacidade resistente dos conectores em chapa aplicados aos pilares de concreto, considerando o ELU a falha do concreto por *pry-out*, pode ser calculada, ao nível médio de resistência, pela Equação F.2, apresentada a seguir.

$$q_{pryout,conc} = n(5,30t_{sc}^{0,39}e_x^{1,35}f_c^{0,63}) \quad [\text{Newton}] \quad (\text{F.2})$$

Em comparação com a formulação da aprovação técnica Z-26.4-56 (2018), a equação que é aqui proposta contabiliza, adicionalmente, a influência das variáveis do comprimento do passo e_x e da espessura da chapa do conector t_{sc} . Por outro lado, foi verificado que, para os pilares de concreto, a utilização da armadura no *dowel* não possibilita a falha por *pry-out* e o comprimento do pescoço t_{sc} possui uma relação desprezível com a variável independente.

- **Proposta de formulação para a falha por cisalhamento do concreto utilizando os conectores em chapa nos pilares de concreto**

Para realização da análise de regressão, utilizou-se dos resultados dos modelos de pilares de concreto que apresentaram a falha por cisalhamento do concreto (Tabela 7-6). De início, adotou-se um modelo de um modelo de potência com o maior número de variáveis independentes possíveis (Equação F.3).

$$\frac{q_{cis,conc}}{n} = a (t_{sc})^b (f_c)^c (e_x)^d (D)^e (f_{y_{sc}})^f \quad (\text{F.3})$$

Apêndice F

Conforme relatado no subitem 7.5, o cisalhamento do concreto foi manifestado principalmente nos modelos com diâmetro (D) igual a 250 mm. Contudo, em alguns modelos com diâmetro de 400 mm, observou-se tal falha ao se variar o comprimento do passo e_x . Assim, a variável $q_{cis,conc}/n$ foi assumida como dependente e as variáveis t_{sc} , f_c , e_x , D e f_{ysc} foram assumidas como independentes.

Inicialmente foram avaliados três modelos de regressão, conforme apresentados na Tabela F-2. Para os modelos 1, 2 e 3 os valores do teste- F de significação ficaram iguais a $9,82E^{-16}$, $2,86E^{-15}$ e $2,91E^{-6}$, respectivamente. Como esses valores foram abaixo de 0,05, então, se confirma que eles podem ser úteis para explicar a sua relação com a variável dependente.

Tabela F-2 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

$q_{cis,conc} = n [at_{sc}^b f_c^c e_x^d D^e f_{ysc}^f]$							
Modelo	Constantes e (valor-P) dos expoentes						R^2 -ajustado
	a	b	c	d	e	f	
1	$e^{0,410}$ (0,406)	0,311 (0,000)	0,663 (0,000)	0,581 (0,000)	0,815 (0,024)	0,199 (0,006)	0,984
2	$e^{0,781}$ (0,045)	0,310 (0,000)	0,663 (0,000)	0,580 (0,000)	0,812 (0,000)	-	0,977
3	$e^{2,396}$ (0,002)	0,337 (0,006)	0,677 (0,001)	1,141 (0,000)	-	-	0,732

Nota-se na Tabela F-2 que há um forte grau de correlação entre as variáveis independentes e a dependente nos modelos 1 e 2 de regressão. No entanto, ao se avaliar individualmente a significância estatística das variáveis independentes nos modelos, observa-se que algumas dessas variáveis mostraram não ser significativas à relação com a variável independente.

No modelo 1 de regressão, o coeficiente linear apresentou um valor “valor- P ” elevado, igual a 0,406, impossibilitando a consideração desse modelo. Já, para o modelo 2, tal coeficiente ainda se manteve um pouco elevado, igual a 0,045. Entretanto, conceitualmente esse valor é aceitável, pois está abaixo de 0,05. Por fim, para o último modelo de regressão, três das quatro variáveis, apresentaram “valor- P ” não nulo, mas, o valor de R^2 -ajustado do modelo apresentou baixa correlação quando comparado aos demais.

Apêndice F

Dos modelos de regressão avaliados, o modelo 2 seria o mais recomendado (Tabela F-2). Contudo, devido ao “*valor-P*” ter sido muito próximo de 0,05, realizou-se uma análise mais acurada sobre o comportamento da conexão frente ao cisalhamento do concreto.

Numericamente observou-se a existência dos planos de cisalhamento laterais a chapa do conector (Figura 7.7). Como nos modelos propostos (apresentados na Tabela F-2) já se considerava a influência de parâmetros mecânicos, acredita-se agora que a configuração dos planos de cisalhamento passou a depender, principalmente, da geometria do elemento. Por essa razão, foi proposto a introdução de um novo coeficiente na equação do modelo de potência, sendo apresentado como β (Equação F.4) e denominado como fator de influência da seção transversal na concepção dos planos de cisalhamento nos pilares de concreto.

$$\beta = \frac{A_{conc}}{LD} \rightarrow \frac{\pi D^3}{4L} \quad (F.4)$$

onde L é a altura da chapa do conector e D é o diâmetro da seção transversal do modelo.

O conjunto LD forma o plano de cisalhamento lateral a chapa do conector. À vista disso, o novo modelo de potência assume a configuração apresentada na Equação F.5. Nota-se que no modelo ajustado, o fator β leva em consideração o diâmetro D da seção transversal.

$$\frac{q_{cis,conc}}{n} = a \cdot (t_{sc})^b \cdot (f_c)^c \cdot (e_x)^d \cdot (\beta)^e \quad (F.5)$$

A Tabela F-3 apresenta o modelo de regressão ajustado. Para esse modelo, o teste- F de significação foi igual a $3,80E^{-15}$. Com esse valor, confirma-se que o modelo é útil para explicar a sua relação com a variável dependente. Inclusive, o valor do R^2 -ajustado, igual a 0,976, indica uma forte correlação entre as variáveis independentes com a dependente.

Tabela F-3 – Resultados paramétricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

$q_{cis,conc} = n [at_{sc}^b f_c^c e_x^d \beta^e]$							
Modelo	Constantes e (valor-P) dos expoentes						R^2 -ajustado
	a	b	c	d	e	f	
1	$e^{1,807}$ (0,000)	0,310 (0,000)	0,663 (0,000)	1,370 (0,000)	0,810 (0,000)	-	0,984

Apêndice F

Ao se avaliar individualmente a significância estatística das variáveis independentes, observa-se que todas as variáveis apresentaram “*valor-P*” nulos. Ou seja, isoladamente, cada variável independente apresentou um intervalo de confiança de 100% na sua relação com a variável dependente.

Com base nos resultados, fica constatado que ao se utilizar o fator β , levando em consideração a influência dos planos de cisalhamento, permitiu obter um modelo de regressão mais representativo ao comportamento da conexão no ELU da falha por cisalhamento do concreto. Portanto, a capacidade resistente dos conectores em chapa aplicados aos pilares de concreto, considerando o ELU a falha do concreto por cisalhamento, pode ser calculada, ao nível médio de resistência, pela Equação F.6, apresentada a seguir.

$$q_{cis,conc} = n(6,09t_{sc}^{0,31}e_x^{1,37}f_c^{0,66}\beta^{0,81}) \quad [\text{Newton}] \quad (\text{F.6})$$

- **Estudo de correlação dos modelos com falha por *pry-out* e cisalhamento do concreto**

De modo similar ao que foi realizado no subitem 7.6.3 para os modelos que apresentaram falha no aço do conector. Nesta seção é realizado um estudo de correlação linear para os modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por *pry-out* e cisalhamento do concreto.

Neste intuito, foram selecionados somente aqueles modelos que atenderem os parâmetros da regressão e que possuíam correlação linear. Estas curvas são apresentadas na Figura F.1 e na Figura F.2 para os modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por *pry-out* e cisalhamento do concreto, respectivamente.

Apêndice F

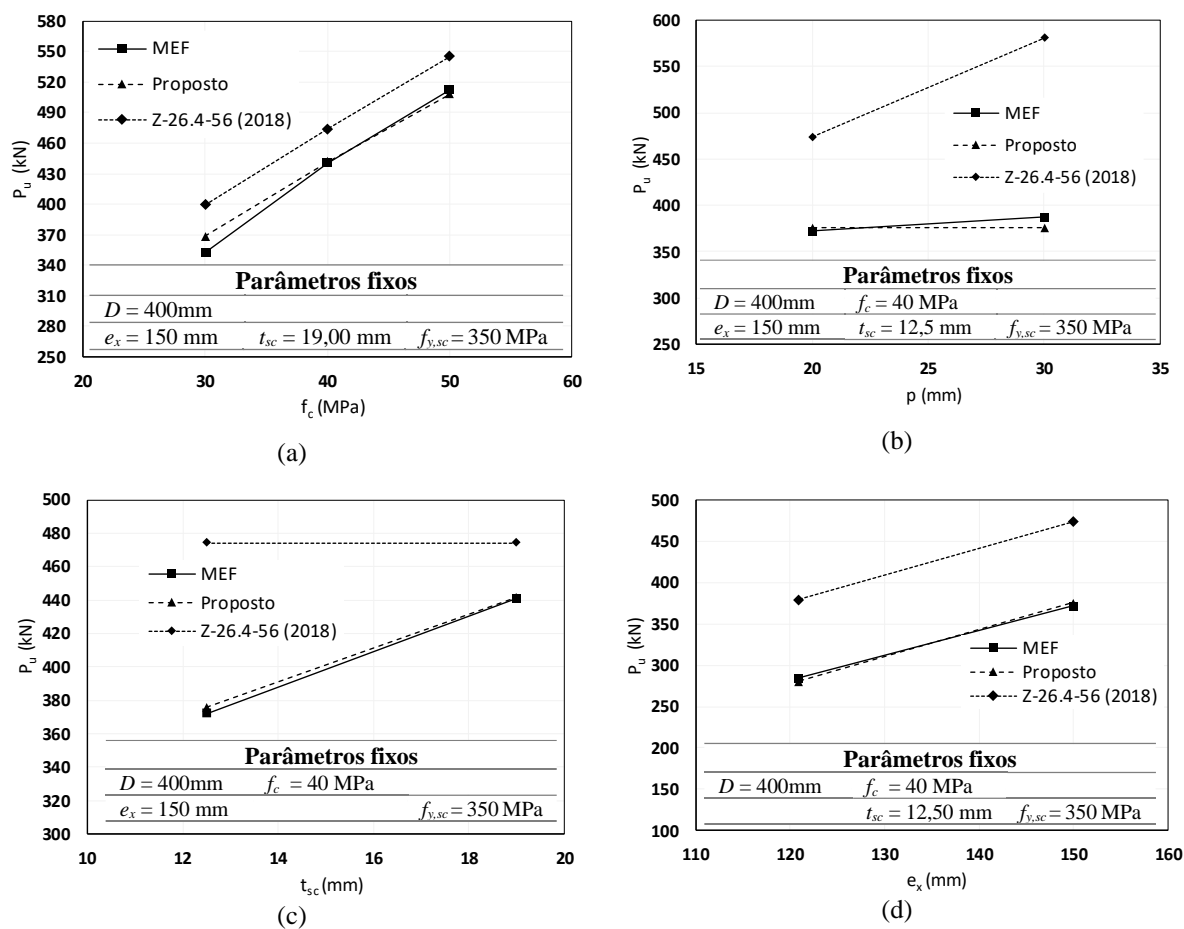


Figura F.1 –Curvas de correlação dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por *pry-out*

Apêndice F

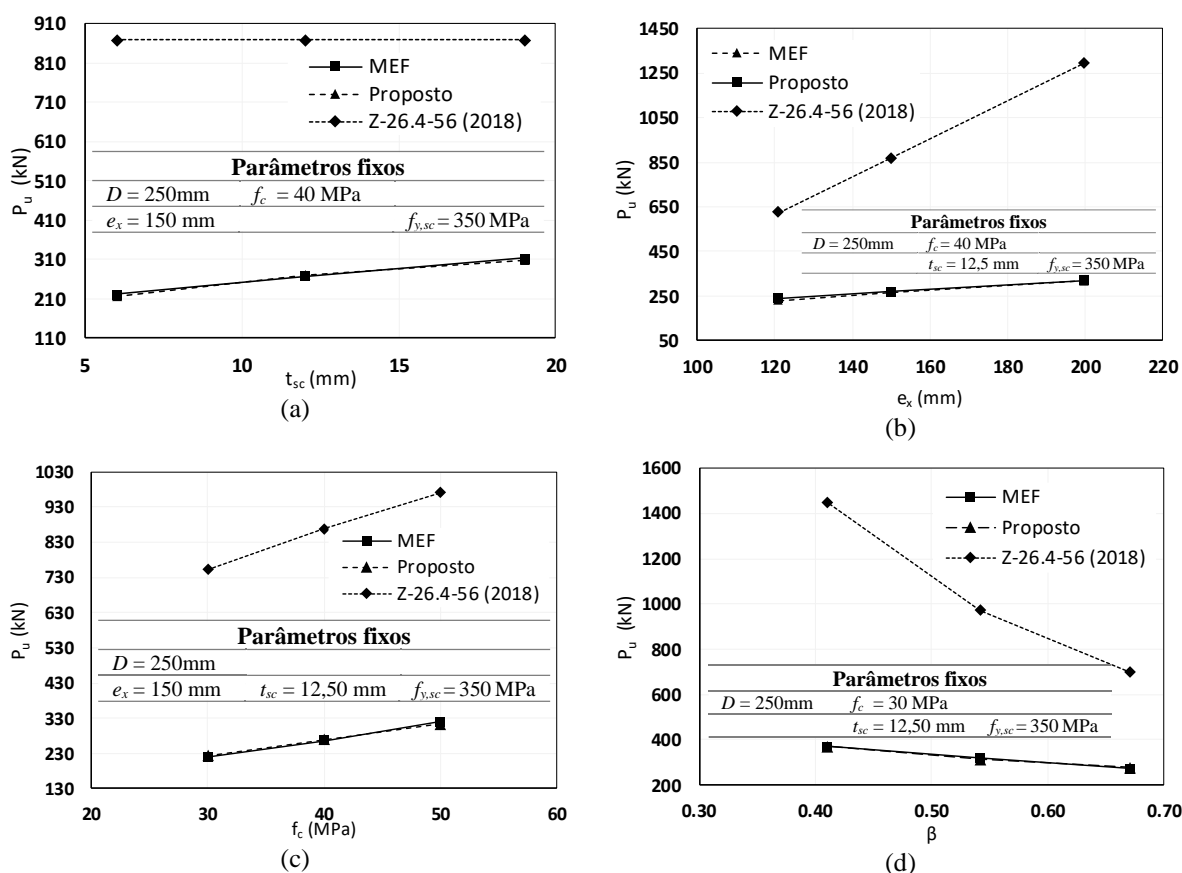


Figura F.2 – Curvas de correlação dos modelos de pilares de concreto que apresentaram falha por cisalhamento do concreto

De posse das curvas de correlações acima apresentadas na Figura F.1 e Figura F.2 observa-se visualmente que o modelo de regressão proposto apresentou resultados coerentes com aqueles obtidos numericamente. Nota-se ainda que em todos os modelos o coeficiente de correlação de Pearson (r) ficou caracterizado como forte e positivo. Adicionalmente, o valor deste coeficiente foi calculado em todos estes modelos, sendo igual a 0,99. Por outro lado, modelo da aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) conduziu a resultados superestimados, sendo inviável sua aplicação neste tipo de falha nos pilares de concreto.

G

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS E TEÓRICOS

- **Comparação dos resultados para todos os modelos que apresentaram falha no aço**

Neste apêndice apresenta-se uma comparação entre os resultados numéricos e os teóricos de todos os modelos com falha no aço do conector com os resultados teóricos obtidos a partir dos modelos de regressão, tanto para os modelos de pilares mistos (Tabela G-1), quanto para os modelos de pilares de concreto (Tabela G-2). A comparação entre os resultados foi realizada conforme as equações apresentadas no diagrama da Figura G.1.

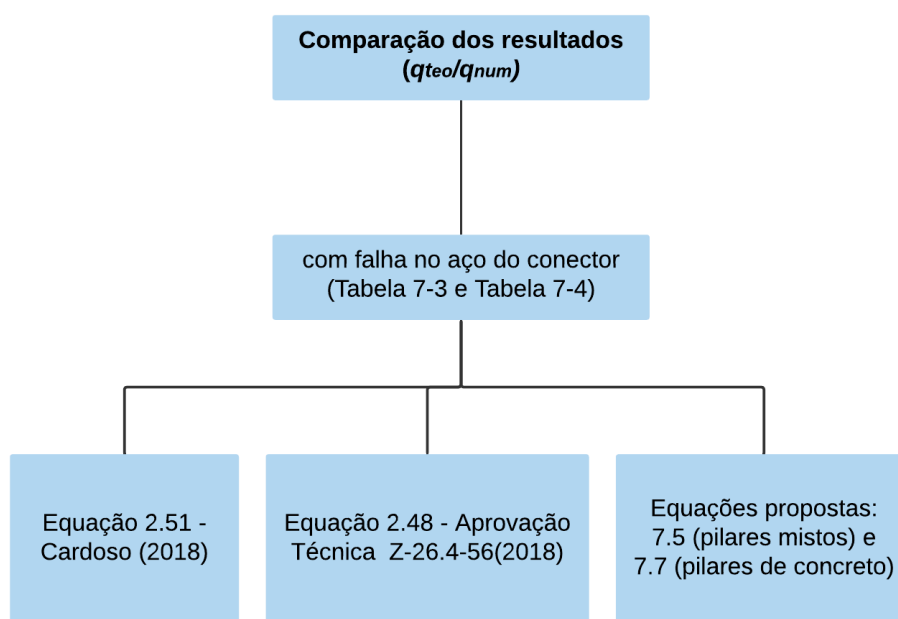


Figura G.1 – Organograma da comparação de resultados teóricos e numéricos

Apêndice G

Tabela G-1 – Comparação entre os resultados propostos com os numéricos para os modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	$q_{Cará}/q_{Num}$ -	q_{Datec}/q_{Num} -	$q_{Proposto}/q_{Num}$ -
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1274,05	637,02	1,02	0,77	0,98
T200t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1337,70	668,85	1,01	0,74	1,03
T600t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1161,00	580,50	1,08	0,85	0,98
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	900,81	450,41	1,32	1,09	1,12
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1513,54	756,77	0,91	0,65	0,96
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	728,66	364,33	0,86	0,65	1,02
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1635,69	817,85	1,21	0,91	1,03
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	1131,94	565,97	1,11	0,87	1,03
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	1349,16	674,58	0,98	0,73	0,97
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	1033,08	516,54	0,90	0,68	0,98
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	1405,94	702,97	1,19	0,90	1,03
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1243,71	621,85	1,07	0,79	1,00
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1274,37	637,19	1,00	0,77	0,98
T400t4-CR12n3e150p30-fc40-fyt350-fyc350	1372,73	686,36	0,95	0,72	0,91
T400t4-CR12n3e150p40-fc40-fyt350-fyc350	1475,29	737,65	0,88	0,67	0,84
T400t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1073,43	536,72	0,98	0,74	0,98
T400t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1595,34	797,67	1,09	0,82	0,99
T400t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	835,88	417,94	1,04	0,79	0,99
T400t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1673,62	836,81	1,03	0,78	0,99
T400t4-CL12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1472,72	736,36	0,88	0,67	0,85
T400t4-CL12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	2041,93	1020,97	0,85	0,64	0,77
T400t4-PZ12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1898,46	949,23	0,91	0,69	0,83
T400t1-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	623,83	311,91	0,91	0,76	0,97
T400t1-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1156,96	578,48	1,56	1,29	1,18
T400t8-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	782,48	391,24	0,85	0,60	1,10
T400t8-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	2040,06	1020,03	1,03	0,73	0,96
T250t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1161,19	580,60	0,94	0,68	1,00
T600t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1015,30	507,65	0,99	0,78	0,95
T250t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1672,67	836,33	1,08	0,78	1,04
T600t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1475,78	737,89	1,13	0,89	0,98
T400t4-CR06n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	651,23	325,61	0,77	0,59	0,96
T400t4-CR19n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	1423,46	711,73	1,12	0,85	0,99
T400t4-CR06n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	833,97	416,98	1,00	0,76	1,12
T400t4-CR19n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	1752,50	876,25	1,50	1,14	1,21
T400t4-CR12n3e121p20-fc30-fyt350-fyc350	1064,24	532,12	1,01	0,75	0,98
T400t4-CR12n3e121p20-fc50-fyt350-fyc350	1091,33	545,66	0,94	0,73	0,96
T400t4-CR12n3e200p20-fc30-fyt350-fyc350	1538,41	769,21	1,15	0,85	1,02
T400t4-CR12n3e200p20-fc50-fyt350-fyc350	1596,51	798,25	1,06	0,82	0,98
T400t4-CR06n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	474,91	237,46	0,87	0,66	1,04
T400t4-CR19n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1107,51	553,76	1,19	0,90	1,01
T250t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	873,70	436,85	1,03	0,75	1,05

T600t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	779,06	389,53	1,07	0,84	0,98
T250t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1817,64	908,82	0,99	0,72	1,01
T600t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350*	-		-	-	-
T250t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1340,65	670,33	1,04	0,73	1,03
T250t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1348,98	674,49	0,99	0,73	1,02
T600t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1186,80	593,40	1,08	0,83	0,96
T600t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1186,76	593,38	1,03	0,83	0,96
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	574,56	287,28	0,77	0,59	1,05
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	883,84	441,92	0,91	0,69	0,98
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	1392,94	696,47	1,01	0,77	0,98
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	1838,02	919,01	1,38	1,05	1,06
T400t1-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	873,12	436,56	1,40	1,13	1,16
T400t1-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	958,02	479,01	1,22	1,03	1,06
T400t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1510,96	755,48	0,94	0,65	0,96
T400t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1470,22	735,11	0,92	0,67	0,99
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	876,68	438,34	1,32	1,12	1,08
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	979,54	489,77	1,24	1,00	1,09
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	1431,04	715,52	0,94	0,69	0,94
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	1538,04	769,02	0,92	0,64	0,99
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-06	1315,12	657,56	0,99	0,75	0,97
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-10	1340,02	670,01	0,97	0,73	0,99
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-12	1355,12	677,56	0,96	0,73	1,01
T400t025-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	757,78	378,89	1,34	1,30	0,92
T400t050-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	783,22	391,61	1,37	1,26	1,03
T400t100-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	849,06	424,53	1,35	1,16	1,10
T250t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1547,45	773,72	0,96	0,64	1,04
T250t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1559,64	779,82	0,91	0,63	1,03
T250t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1649,99	825,00	0,94	0,60	1,08
T250t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1656,84	828,42	0,90	0,59	1,08
T400t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1544,94	772,47	0,96	0,64	1,04
T400t12-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1543,17	771,59	0,94	0,64	1,04
T400t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1546,24	773,12	0,92	0,64	1,04
T600t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	1462,97	731,48	0,97	0,67	1,00
T600t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	1461,54	730,77	0,93	0,67	1,00
T400t4-PZ12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1463,16	731,58	0,74	0,67	0,85
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-06	1281,54	640,77	0,86	0,64	1,00
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-06	1329,02	664,51	0,79	0,61	0,96
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-06	1043,95	521,98	1,03	0,78	1,00
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-06	1483,41	741,70	0,73	0,55	1,00
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-12	1338,77	669,39	0,82	0,61	0,96
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-12	1384,82	692,41	0,76	0,59	0,98
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-12	1064,07	532,04	1,01	0,77	1,05
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-12	1604,26	802,13	0,67	0,51	1,00
*Para este modelo, a análise numérica foi finalizada prematuramente.		Média	1,02	0,77	1,00
		Desvio	0,17	0,17	0,07
		COV	0,17	0,22	0,07

Apêndice G

Tabela G-2 – Comparação entre os resultados propostos com os numéricos para os modelos de pilares de concreto que apresentaram falha no aço do conector

<i>Modelo</i>	$P_{u,Num}$ (kN)	q_{Num} (kN)	q_{Car}/q_{Num} -	$q_{Proposto}/q_{Num}$ -
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc350	789,52	394,76	1,25	0,99
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-06	831,19	415,59	1,18	0,96
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-10	890,26	445,13	1,11	0,93
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc350-12	937,18	468,59	1,05	0,90
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc250-10	768,99	384,50	0,91	0,94
C400-CR12n3e150p20-fc40-fyc450-10	991,44	495,72	1,28	0,92
C400-CR12n3e150p20-fc30-fyc350-10	801,17	400,59	1,23	0,90
C400-CR12n3e150p20-fc50-fyc350-10	974,92	487,46	1,01	0,94
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc350	493,55	246,78	0,96	1,00
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc250	431,99	215,99	0,78	1,01
C400-CR06n3e150p20-fc40-fyc450	552,41	276,20	1,10	0,99
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc250	701,90	350,95	1,00	0,98
C600-CR12n3e150p20-fc40-fyc450	849,81	424,90	1,49	1,02
C600-CR12n3e150p20-fc30-fyc350	671,16	335,58	1,47	1,02
C600-CR12n3e150p20-fc50-fyc350	878,57	439,29	1,12	0,99
		Média	1,13	0,97
		Desvio	0,19	0,04
		COV	0,17	0,04

Apêndice G

▪ Comparação dos resultados categorizados por meio da esbeltez da seção transversal

Nesta subseção são comparados resultados teóricos e numéricos dos modelos de pilares mistos que apresentaram falha no aço do conector. Para tal, as tabelas foram categorizadas em função da esbeltez da seção transversal, a saber: Tabela G-3 refere-se aos modelos de seção compacta; Tabela G-4 aos modelos de seção semicompacta; Tabela G-5 refere-se aos modelos de seção esbelta; e a Tabela G-6 refere-se aos modelos de esbeltez local acima dos limites de seção esbelta, ou seja, nos modelos cujo $\lambda > \lambda_{máx}$.

Tabela G-3 – Modelos com falha no aço classificados como seção compacta

<i>Modelo</i>	<i>D/t</i>	<i>q_{Num}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> <i>/q_{Num}</i>	
T200t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	62.50	668.85	689.60	1.03	
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50.00	756.77	724.14	0.96	
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	100.00	565.97	581.17	1.03	
T400t8-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50.00	391.24	430.51	1.10	
T400t8-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	50.00	1020.03	974.21	0.96	
T250t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	62.50	580.60	579.87	1.00	
T250t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	62.50	836.33	869.74	1.04	
T250t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	62.50	436.85	459.73	1.05	
T250t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	62.50	908.82	919.47	1.01	
T250t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	62.50	670.33	689.60	1.03	
T250t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	62.50	674.49	689.60	1.02	
T400t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	50.00	755.48	724.14	0.96	
T400t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	50.00	735.11	724.14	0.99	
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	50.00	715.52	675.34	0.94	
T400t8-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	50.00	769.02	762.87	0.99	
T250t8-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	31.25	773.72	804.63	1.04	
T250t8-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	31.25	779.82	804.63	1.03	
T250t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	20.00	825.00	893.63	1.08	
T250t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	20.00	828.42	893.63	1.08	
T400t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	32.00	772.47	800.28	1.04	
T400t12-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	32.00	771.59	800.28	1.04	
T400t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	32.00	773.12	800.28	1.04	
T600t12-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	48.00	731.48	730.69	1.00	
T600t12-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	48.00	730.77	730.69	1.00	
				Média	1,02
				Desvio	0,04
				COV	0,04

Apêndice G

Tabela G-4 – Modelos com falha no aço classificados como seção semicompacta

<i>Modelo</i>	<i>D/t</i>	<i>q_{Num}</i> <i>(kN)</i>	<i>q_{Proposto}</i> <i>(kN)</i>	<i>q_{Proposto}</i> <i>/q_{Num}</i>
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	637.02	623.17	0.98
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	364.33	370.48	1.02
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	817.85	838.37	1.03
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	100	516.54	507.33	0.98
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	100	702.97	726.63	1.03
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	100	621.85	623.17	1.00
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	100	637.19	623.17	0.98
T400t4-CR12n3e150p30-fc40-fyt350-fyc350	100	686.36	623.17	0.91
T400t4-CR12n3e150p40-fc40-fyt350-fyc350	100	737.65	623.17	0.84
T400t4-CR12n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	100	536.72	524.00	0.98
T400t4-CR12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	100	797.67	785.95	0.99
T400t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	417.94	415.44	0.99
T400t4-CR12n4e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	836.81	830.89	0.99
T400t4-CL12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	736.36	623.17	0.85
T400t4-CL12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	100	1020.97	785.95	0.77
T400t4-PZ12n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	100	949.23	785.95	0.83
T400t4-CR06n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	100	325.61	311.53	0.96
T400t4-CR19n3e121p20-fc40-fyt350-fyc350	100	711.73	704.96	0.99
T400t4-CR06n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	100	416.98	467.26	1.12
T400t4-CR19n3e200p20-fc40-fyt350-fyc350	100	876.25	1057.37	1.21
T400t4-CR12n3e121p20-fc30-fyt350-fyc350	100	532.12	524.00	0.98
T400t4-CR12n3e121p20-fc50-fyt350-fyc350	100	545.66	524.00	0.96
T400t4-CR12n3e200p20-fc30-fyt350-fyc350	100	769.21	785.95	1.02
T400t4-CR12n3e200p20-fc50-fyt350-fyc350	100	798.25	785.95	0.98
T400t4-CR06n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	237.46	246.99	1.04
T400t4-CR19n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	553.76	558.92	1.01
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	100	287.28	301.61	1.05
T400t4-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	100	441.92	431.99	0.98
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250	100	696.47	682.53	0.98
T400t4-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450	100	919.01	977.57	1.06
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-06	100	657.56	639.10	0.97
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-10	100	670.01	662.95	0.99
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350-12	100	677.56	684.83	1.01
T400t4-PZ12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100	731.58	623.17	0.85
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-06	100	640.77	640.52	1.00
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-06	100	664.51	638.07	0.96
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-06	100	521.98	520.30	1.00
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-06	100	741.70	745.21	1.00
T400t4-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350-12	100	669.39	640.52	0.96
T400t4-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350-12	100	692.41	680.92	0.98
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc250-12	100	532.04	557.53	1.05
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc450-12	100	802.13	798.54	1.00
			Média	0,98
			Desvio	0,08
			COV	0,08

Apêndice G

Tabela G-5 – Modelos com falha no aço classificados como seção esbelta

<i>Modelo</i>	<i>D/t</i>	<i>q_{Num}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> <i>/q_{Num}</i>
T600t4-CR12n3e150p20-fc40-yt350-yc350	150.00	580.50	571.71	0.98
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-yt450-yc350	100.00	674.58	656.50	0.97
T600t4-CR12n3e121p20-fc40-yt350-yc350	150.00	507.65	480.73	0.95
T600t4-CR12n3e200p20-fc40-yt350-yc350	150.00	737.89	721.04	0.98
T600t4-CR12n2e150p20-fc40-yt350-yc350	150.00	389.53	381.14	0.98
T600t4-CR12n3e150p20-fc30-yt350-yc350	150.00	593.40	571.71	0.96
T600t4-CR12n3e150p20-fc50-yt350-yc350	150.00	593.38	571.71	0.96
Média				0,97
Desvio				0,01
COV				0,01

Tabela G-6 – Modelos com falha no aço classificados com esbeltez local acima dos limites de seção esbelta

<i>Modelo</i>	<i>D/t</i>	<i>q_{Num}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> (kN)	<i>q_{Proposto}</i> <i>/q_{Num}</i>
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-yt350-fyc350	266.67	450.41	506.48	1,12
T400t1-CR06n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	266.67	311.91	301.11	0.97
T400t1-CR19n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	266.67	578.48	681.39	1,18
T400t1-CR12n3e150p20-fc30-fyt350-fyc350	266.67	436.56	506.48	1.16
T400t1-CR12n3e150p20-fc50-fyt350-fyc350	266.67	479.01	506.48	1.06
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt250-fyc350	266.67	438.34	472.35	1.08
T400t1-CR12n3e150p20-fc40-fyt450-fyc350	266.67	489.77	533.57	1,09
T400t025-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	1600.00	378.89	348.63	0.92
T400t050-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	800.00	391.61	402.68	1.03
T400t100-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350	400.00	424.53	465.28	1,10
Média				1,07
Desvio				0,08
COV				0,08

H

ESTUDO ANALÍTICO DA DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS NOS *DOWELS*

Com base nos resultados paramétricos (Tabela 7-3), torna-se possível realizar um estudo analítico sobre a força média resistida pelos *dowels* internos e a parcela de resistência frontal, frente ao índice de esbeltez local (de seção compacta a seção esbelta). Neste sentido, a análise ficou restrita aos modelos de pilares mistos, cujas variações entre número de *dowels* ocorreram para 2 e 3. Este estudo tomou por base a Equação H.1, possibilitando obter os resultados apresentados na Tabela H.1 e Figura H.1.

$$\begin{cases} +F = P_{m\acute{a}x,2D} \\ 2D + F = P_{m\acute{a}x,3D} \end{cases} \quad (\text{H.1})$$

Tabela H-1 – Modelos de pilares mistos de seção compacta que apresentaram falha no aço do conector

<i>Modelo</i>	<i>D/t</i>	<i>q_{Num}</i> (<i>kN</i>)	<i>Força/ Dowel</i> (<i>kN</i>)	<i>Frontal</i> (<i>kN</i>)
T600t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	150,00	389,53	190,97	198,56
T600t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350		580,50		
T400t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	100,00	417,94	219,08	198,86
T400t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350		637,02		
T250t4-CR12n2e150p20-fc40-fyt350-fyc350	62,50	436,85	232,00	204,85
T200t4-CR12n3e150p20-fc40-fyt350-fyc350		668,85		

Apêndice H

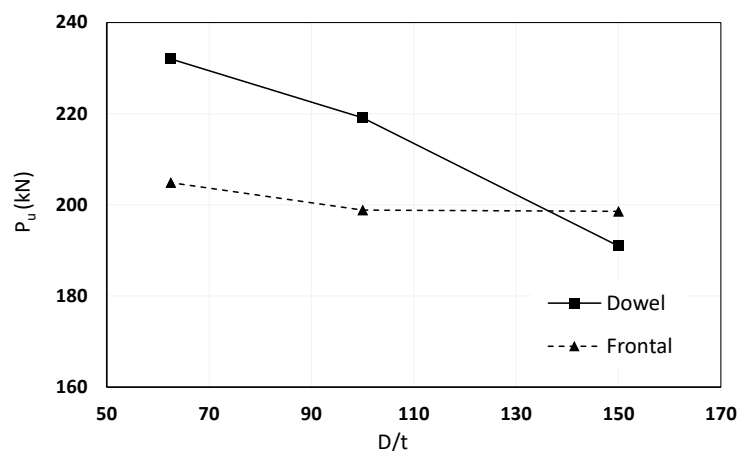


Figura H.1 – Comparação da força resistida pelo *dowel* e a esbeltez local da seção mista

Por meio da análise acima apresentada (Tabela H.1 e Figura H.1) é possível verificar que há uma relação inversamente proporcional entre o nível de esbeltez da seção transversal e a resistência média dos *dowels* internos, i.e., à medida em que se elevou a relação D/t houve redução na resistência média por *dowel*. Nesse caso, acredita-se que o grau de compacidade da seção exerce influência significativa sobre o nível de solicitação dos *dowels* internos dos conectores. Por outro lado, para a resistência frontal do *dowel* observa-se que o valor obtido se manteve praticamente constante para os casos avaliados, sinalizando que houve pouca influência do grau de compacidade da seção no nível de solicitação dos *dowels* frontais.

Além disto, observa-se ainda que nos limites avaliados os valores de resistência média dos *dowels* internos e resistência frontal não ficaram muito distantes, sendo que o caso mais distante foi para o maior grau de compacidade (D/t igual a 62,50), cuja razão entre a resistência média dos *dowels* internos pela resistência frontal foi igual a 1,13. Por essa razão, acredita-se que os conectores em chapa possuem valores de resistência não muito distantes entre os *dowels* internos e externos. Tal afirmação é restringida nas simplificações impostas pelo sistema da Equação H.1, e obedece a limitação de 2 a 3 *dowels* de aço, cuja aplicação se dá na grande maioria dos casos.

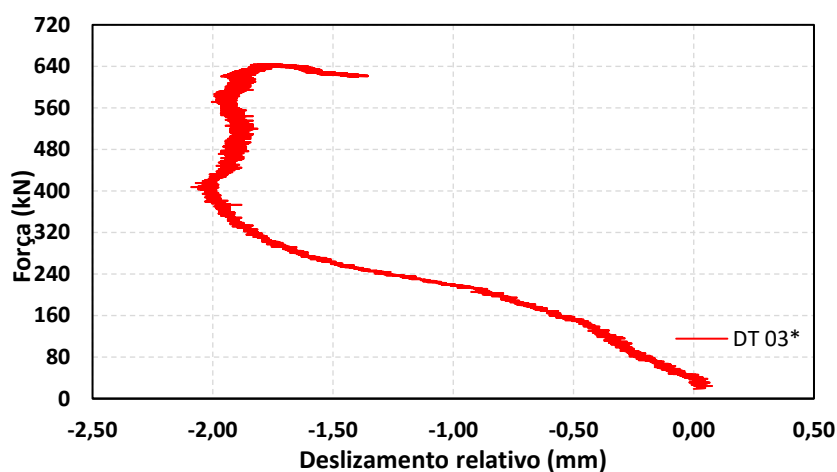
Por fim, é passível que em casos além daqueles aqui mencionados, poderá haver um gradiente expressivo entre o nível de carga absorvida pelo *dowel* frontal e os *dowels* internos. Portanto, propõe-se a realização de futuras pesquisas que visem elucidar se as observações aqui apresentadas podem ser generalizadas, ou se limitam apenas ao que aqui foi observado.

I

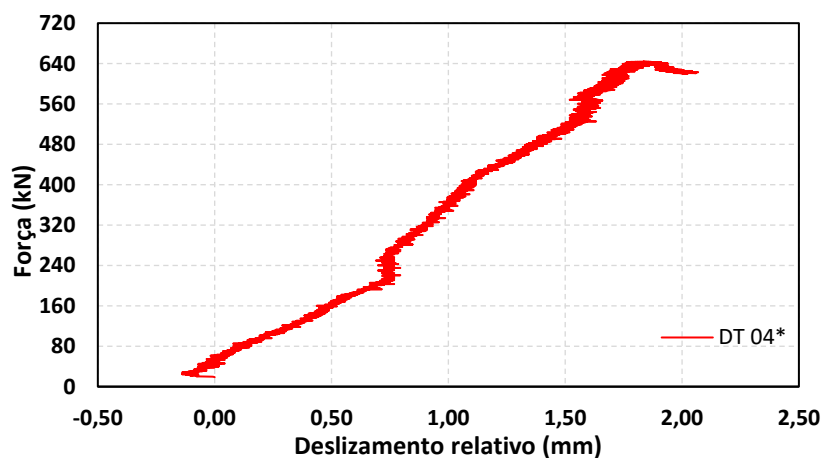
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS MODELOS

A Figura 3.8a e Figura 3.9b fornecem uma representação do posicionamento dos DT's adicionais utilizados no dispositivo de ensaio para aferir os deslocamentos horizontais durante os ensaios dos modelos da primeira e segunda etapa de ensaios. Assim, com o objetivo de fornecer tais informações ao leitor, nos subitens a seguir são apresentados os valores das leituras efetuadas por esses dispositivos em cada um dos modelos.

▪ Modelo A

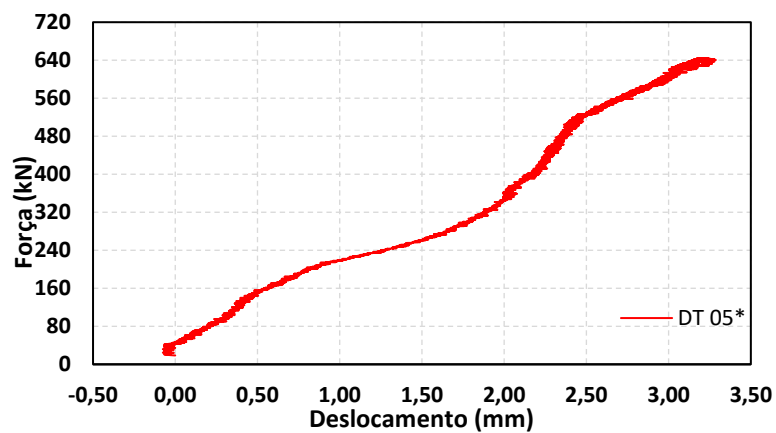


(a)

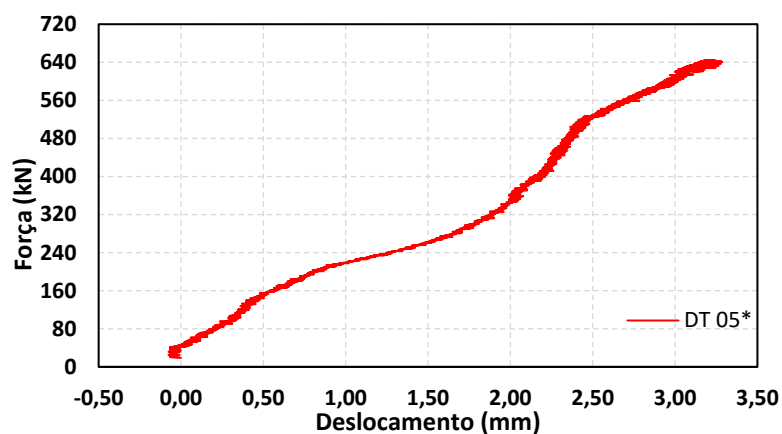


(b)

Apêndice I



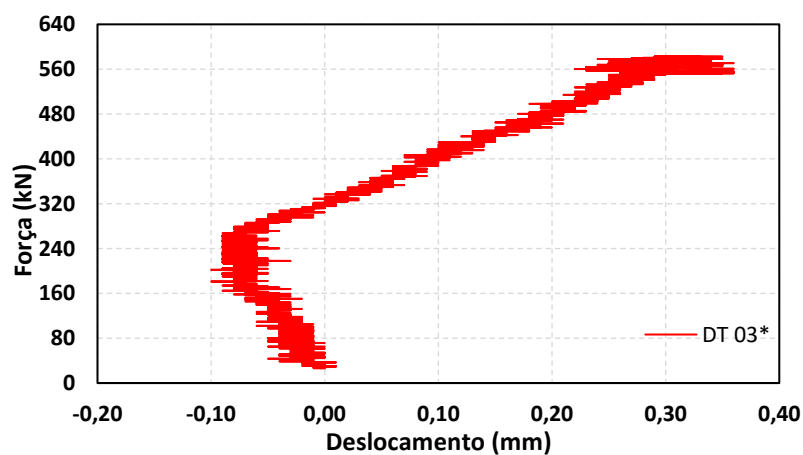
(c)



(d)

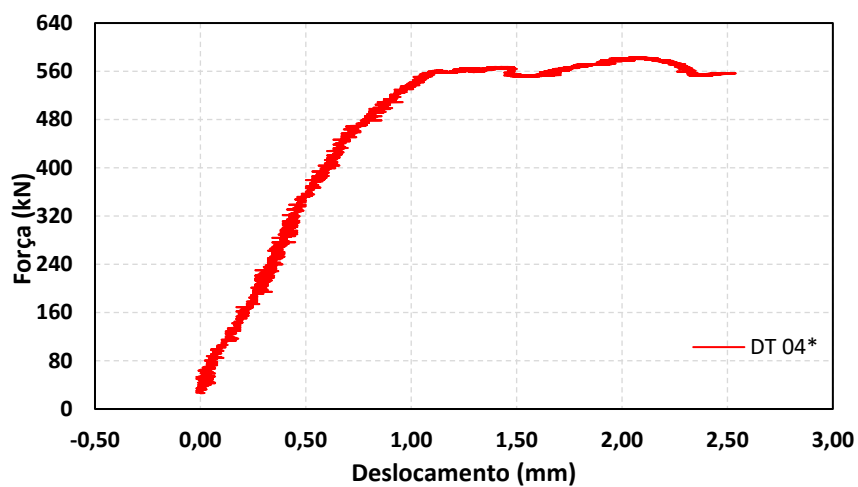
Figura I.1- Deslocamentos horizontais no Modelo A: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06

Modelo B

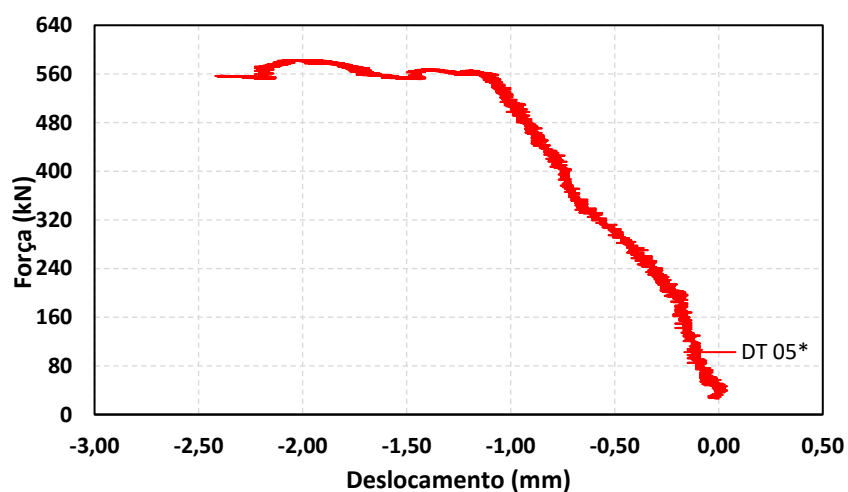


(a)

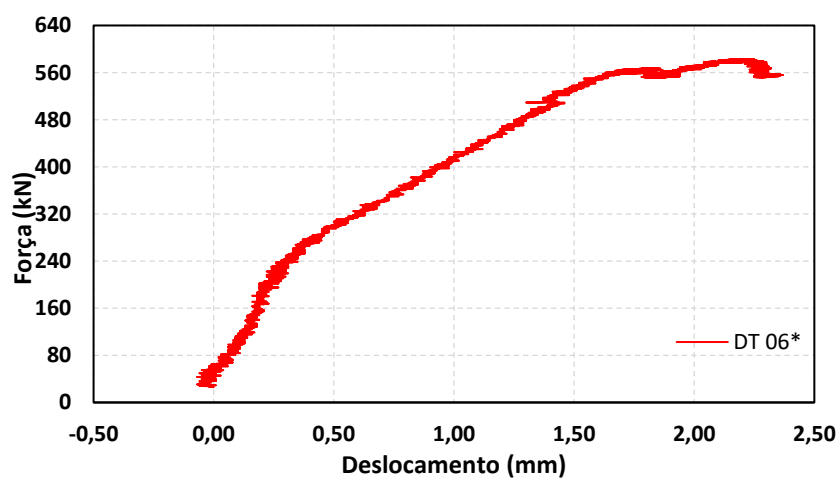
Apêndice I



(b)



(c)

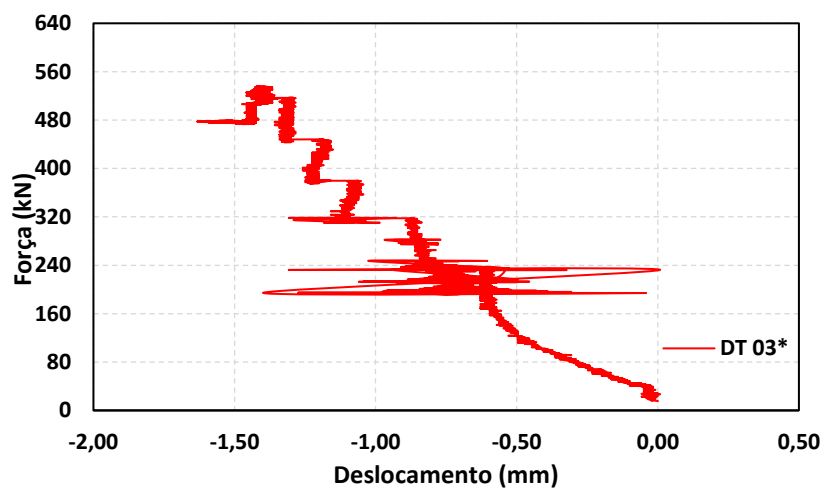


(d)

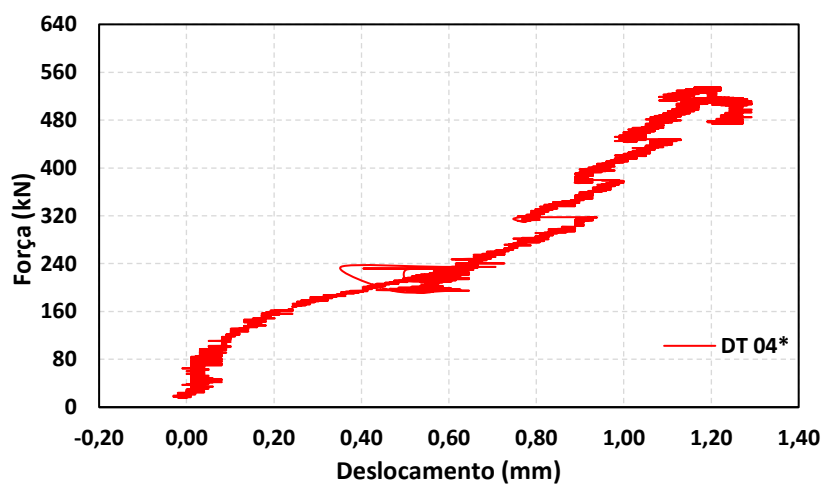
Figura I.2- Deslocamentos horizontais no Modelo B: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06

Apêndice I

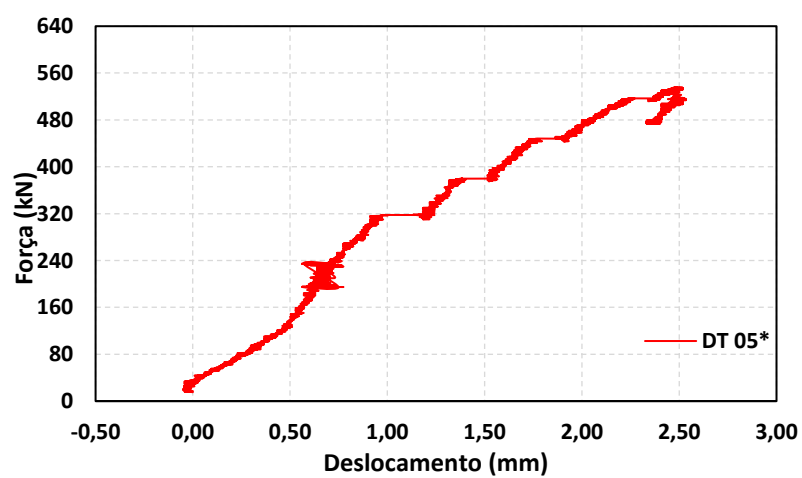
▪ Modelo C



(a)

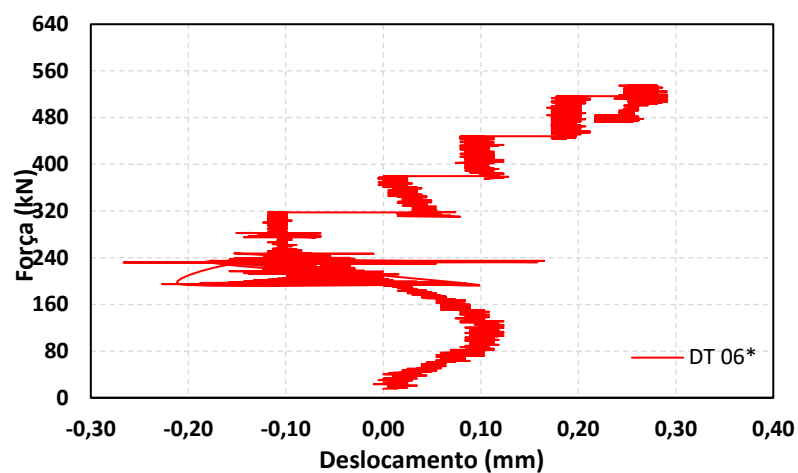


(b)



(c)

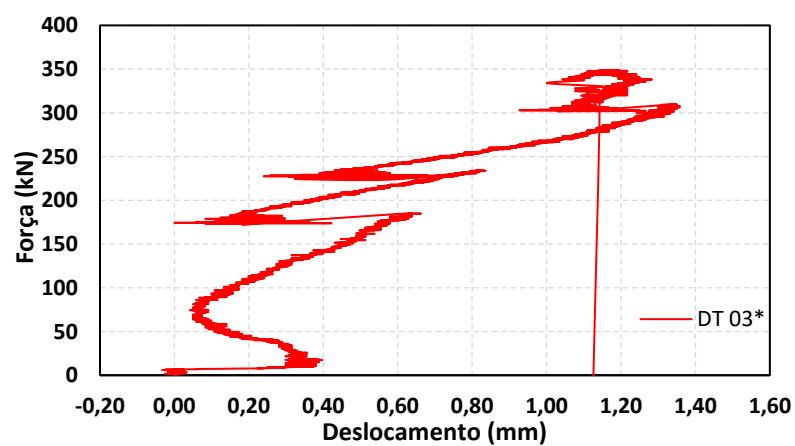
Apêndice I



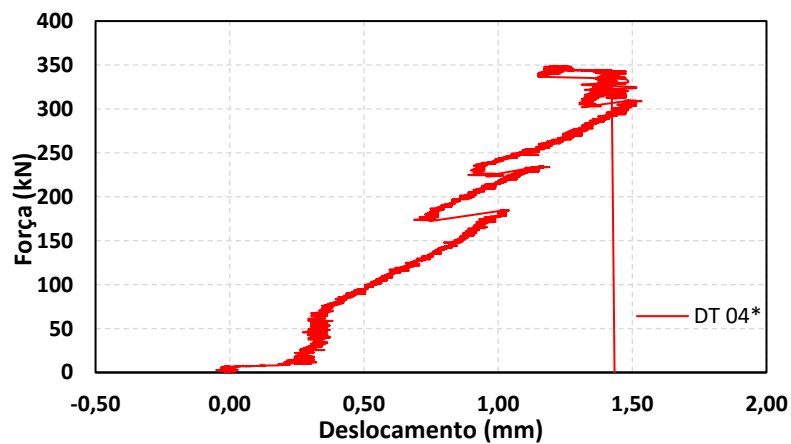
(d)

Figura I.3- Deslocamentos horizontais no Modelo C: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06

▪ Modelo D

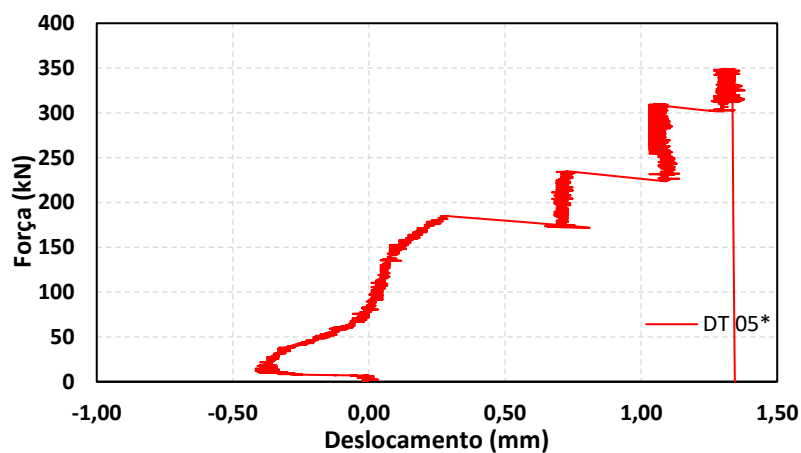


(a)

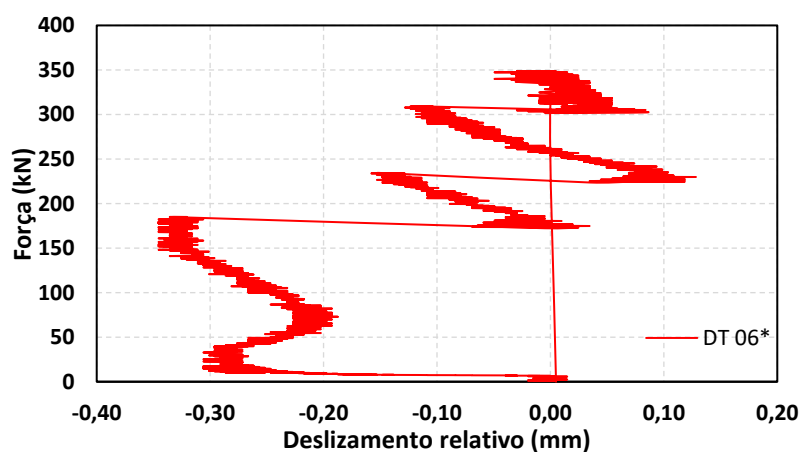


(b)

Apêndice I



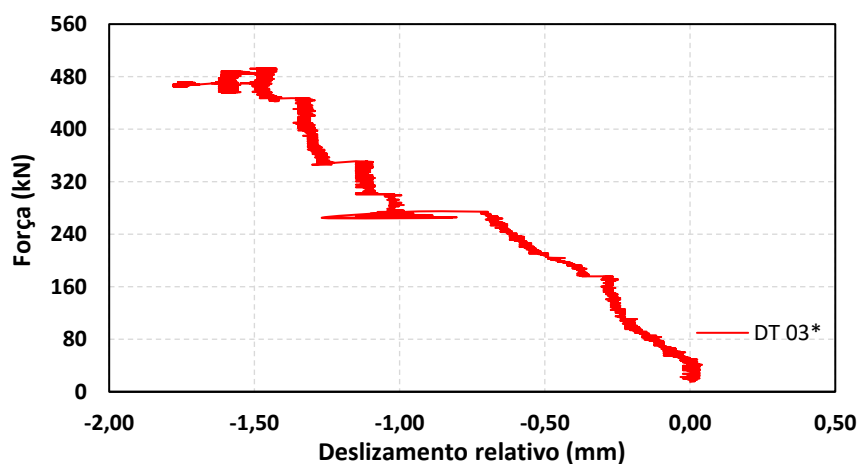
(c)



(d)

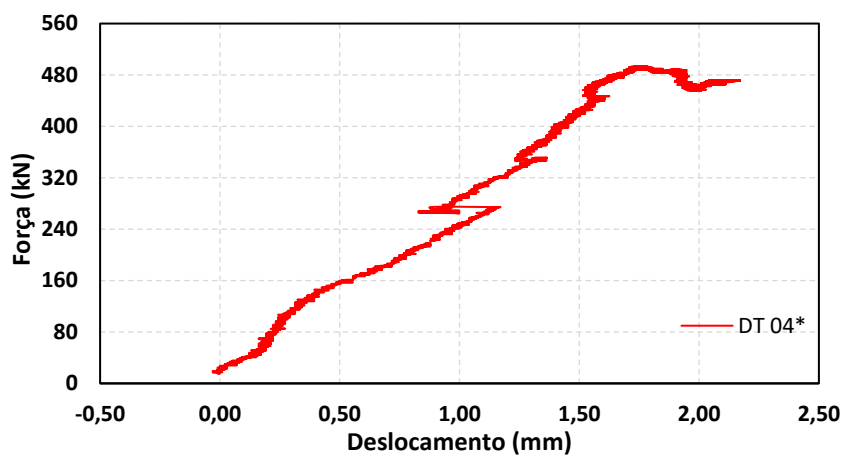
Figura I.4- Deslocamentos horizontais no Modelo D: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06

▪ Modelo E

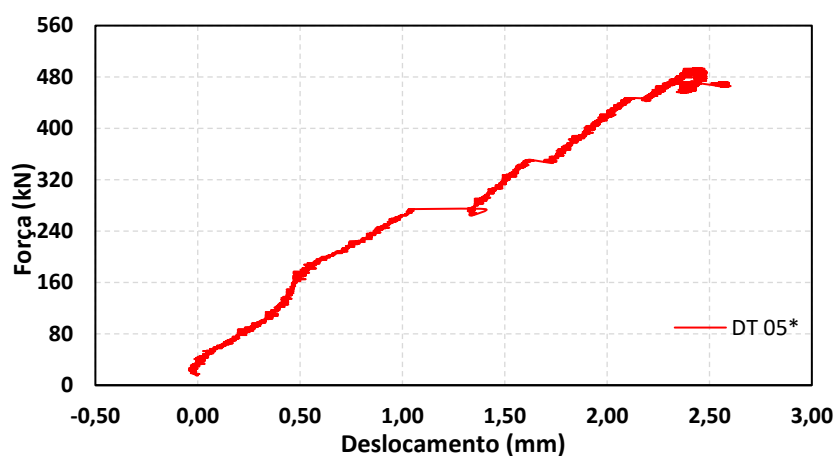


(a)

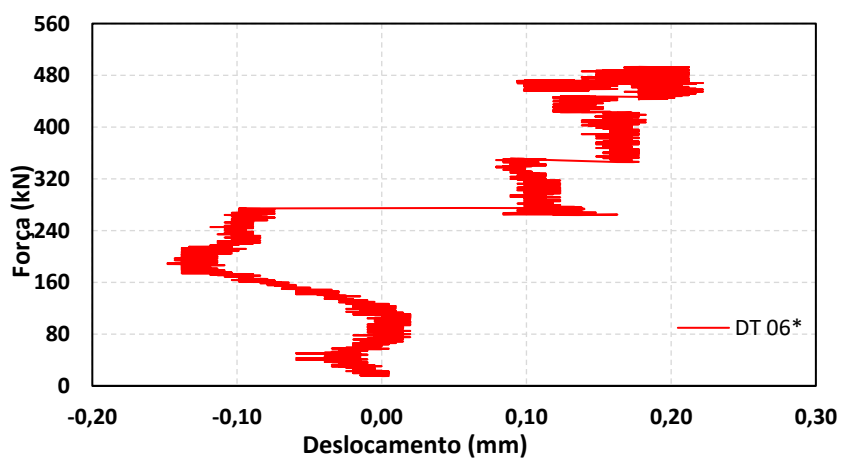
Apêndice I



(b)



(c)

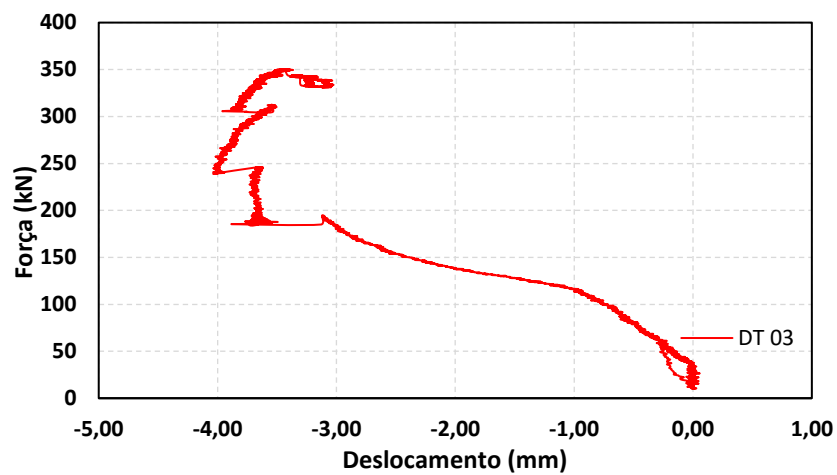


(d)

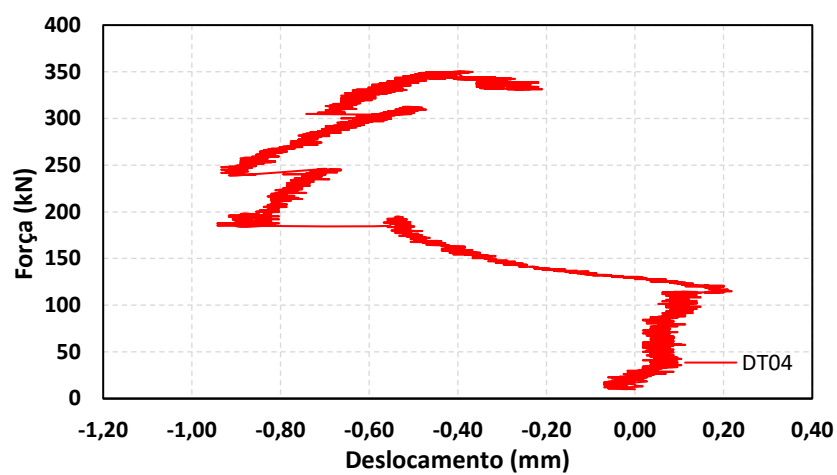
Figura I.5- Deslocamentos horizontais no Modelo E: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06

Apêndice I

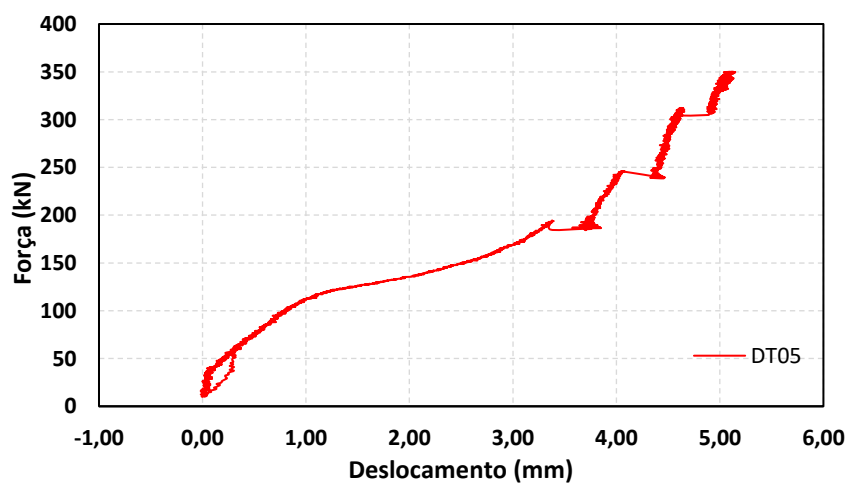
▪ Modelo F



(a)

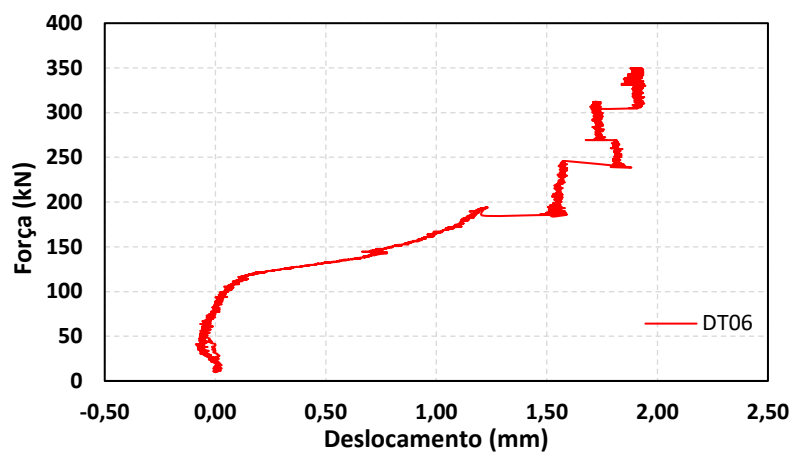


(b)



(c)

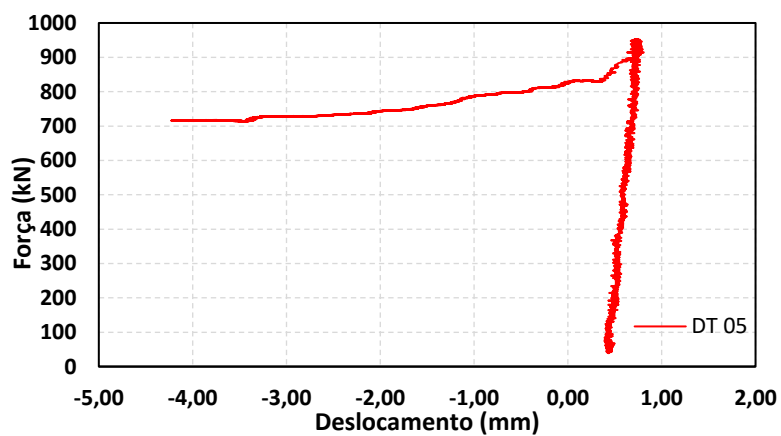
Apêndice I



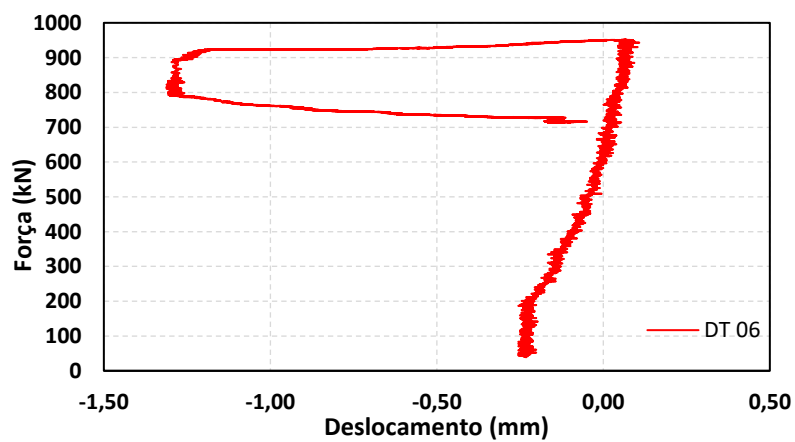
(d)

Figura I.6- Deslocamentos horizontais no Modelo F: (a) DT 03; (b) DT 04; (c) DT 05; (d) DT 06

Modelo G1



(a)

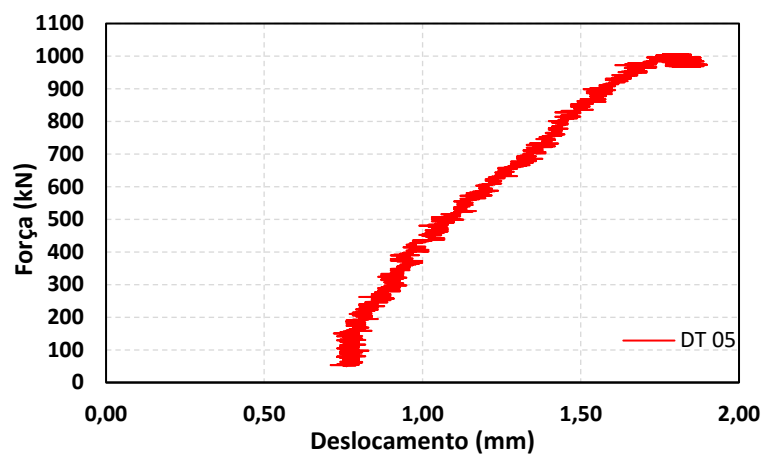


(b)

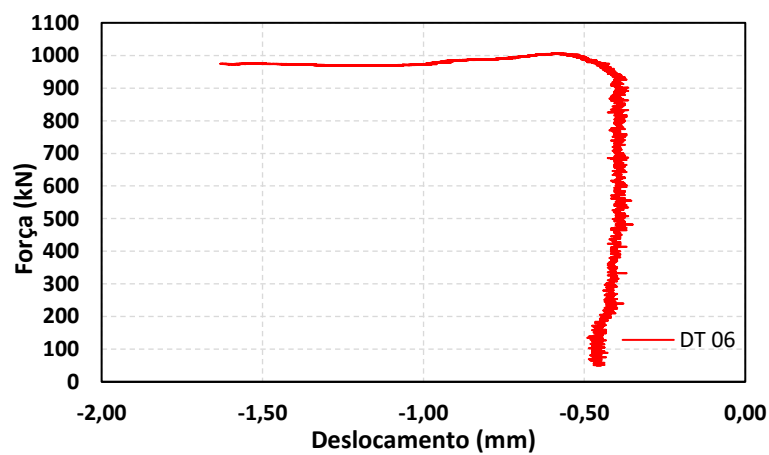
Figura I.7- Deslocamentos horizontais no Modelo G1: (a) DT 05; (b) DT 06

Apêndice I

▪ Modelo G2



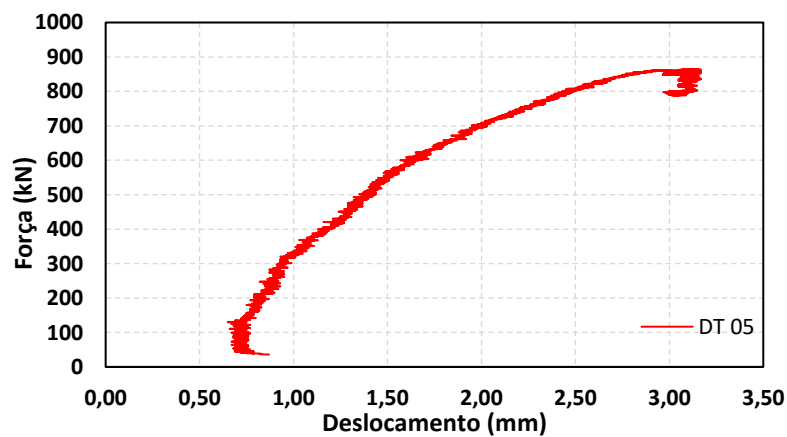
(a)



(b)

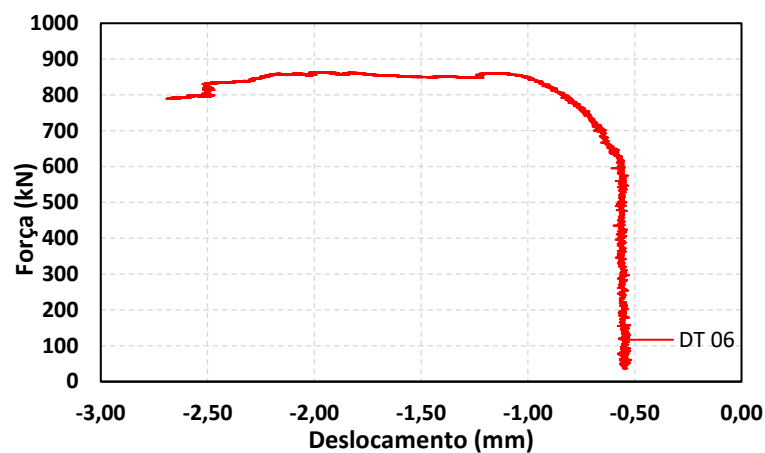
Figura I.8- Deslocamentos horizontais no Modelo G2: (a) DT 05; (b) DT 06

▪ Modelo H1



(a)

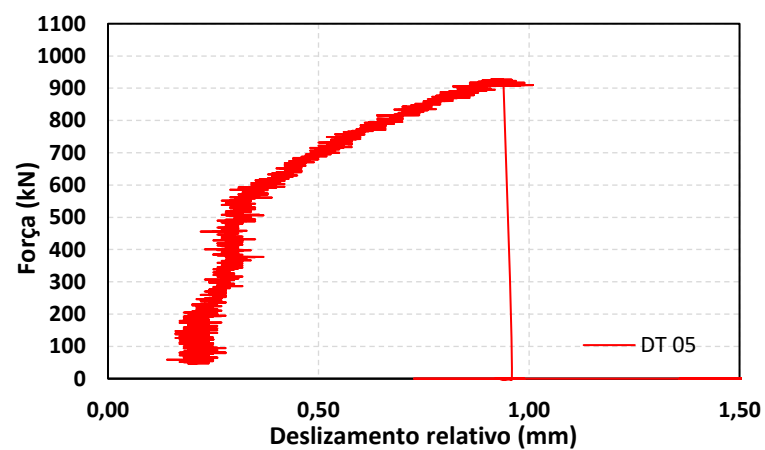
Apêndice I



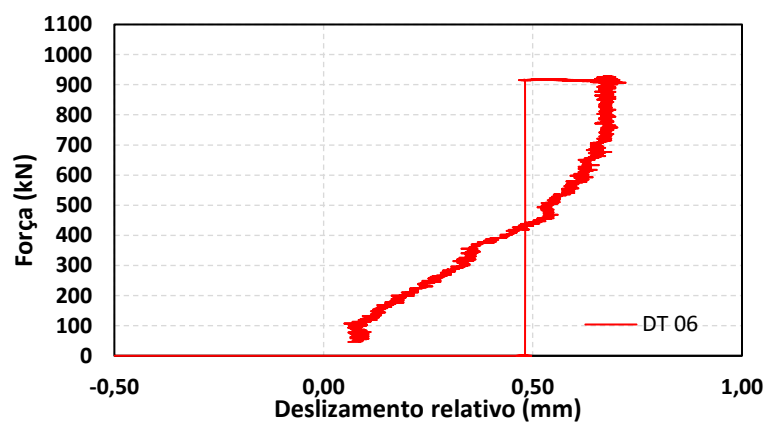
(b)

Figura I.9- Deslocamentos horizontais no Modelo H1: (a) DT 05; (b) DT 06

▪ Modelo H2



(a)



(b)

Figura I.10- Deslocamentos horizontais no Modelo H2: (a) DT 05; (b) DT 06