

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONECTORES  
CONSTITUÍDOS POR CHAPAS DE AÇO COM RECORTES  
REGULARES - ÊNFASE EM CONECTORES DE GEOMETRIA  
CRESTBOND APLICADOS EM PILARES MISTOS**

**Hermano de Sousa Cardoso**

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

**"AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONECTORES CONSTITUÍDOS POR  
CHAPAS DE AÇO COM RECORTES REGULARES - ÊNFASE EM CONECTORES DE  
GEOMETRIA CRESTBOND APLICADOS EM PILARES MISTOS"**

Hermano de Sousa Cardoso

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 (Coorientador)

---

Profa. Dra. Ana Lydía Reis de Castro e Silva  
DEES - UFMG

---

Prof. Dr. Gustavo de Souza Veríssimo  
UFV

---

Prof. Dr. Maximiliano Malite  
USP

---

Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco  
UERJ

Belo Horizonte, 26 de setembro de 2018

C268a

Cardoso, Hermano de Sousa.

Avaliação do comportamento de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares – ênfase em conectores de geometria Crestbond aplicados em pilares mistos [manuscrito] / Hermano de Sousa Cardoso. – 2018.

xxxi, 319 f., enc.: il.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Coorientador: Ricardo Hallal Fakury.

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

Apêndices: f. 254-319.

Bibliografia: f. 244-253.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Aço - Estruturas - Teses.  
3. Cisalhamento - Teses. 4. Colunas - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto.  
II. Fakury, Ricardo Hallal. III. Universidade Federal de Minas Gerais.  
Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Geraldo Iran e Maria Águeda, pelo apoio incondicional.

Ao meu amor, Margarita Morales, pela inspiração.

À minha avó, Leopoldina Pinheiro (in memoriam), pelos ensinamentos de vida.

## AGRADECIMENTOS

Aos Profs. Rodrigo Caldas e Ricardo Fakury pela excelente orientação, tempo dedicado no trabalho e pela grandiosa contribuição no meu aprendizado acadêmico ao longo desses anos de doutorado.

Ao Prof. Francisco Carlos Rodrigues pelo apoio e ensinamentos no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG (LAEES) e, sobretudo, pelo incentivo do meu ingresso no Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Estruturas da UFMG (PROPEEs).

Aos engenheiros da Smarttech, Alysson Lucas Vieira e Matias Meroniuc pelo suporte no programa Abaqus.

Ao Dr. Nabil Falah e ao Prof. Uwe Starossek da Universidade Técnica de Hamburgo-Harburgo (TUHH) pelo intercâmbio de informações e pelo entusiasmo na cooperação mútua.

Ao Profs. Jean-François Demonceau e Jean-Pierre Jaspert da Universidade de Liège (ULg) que, durante a breve pequena visita à universidade, me sugeriram ideias que foram fundamentais no desenvolvimento deste trabalho. Ao Eng. José Humberto do Centro de Pesquisa CRM-Liège, por todo o seu incentivo.

Aos Drs. François Hanus, Teodora Bogdan e Nicoleta Popa da ArcelorMittal R&D-Luxemburgo e ao Eng. Jacques Berthelley pelas informações oferecidas referentes ao projeto Preco-Beam.

Ao Eng. Afonso Henrique de Araújo ex-gerente de pesquisa da Vallourec que incentivou o desenvolvimento de pesquisas com soluções utilizando perfis tubulares de aço.

À Prof. Adriana Guerra Gumieri por ter me elucidado aspectos muito importantes sobre a reologia do concreto.

Aos Profs. Sofia Diniz e Elvio Piancastelli por terem me auxiliado nas minhas constantes dúvidas sobre o comportamento de concreto.

Aos técnicos do LAEES, Geraldão, Afonso, pelos momentos de descontração e pela ajuda na instrumentação dos ensaios;

Aos colegas da UFV Mestre Ricardo Laguardia de Almeida, Mestre Mateus Petruski e Prof. Gustavo Veríssimo pelo intercâmbio de informações sobre o comportamento do Crestbond.

À Prof. Jacqueline Flor pelo companheirismo nas atividades no laboratório e pelo compartilhamento de dados que foram fundamentais no desenvolvimento do trabalho.

À empresa Viatest e em especialmente ao Eng. Raul Ramires pelo aporte ao oferecer as instalações da empresa para os ensaios de corpos de prova de concreto.

Aos demais colegas do grupo de pesquisa do “pilar misto” Lucas Ribeiro, Julia Prates, Otávio Aguiar, Luis Fernando do Prado e Laura Medina. Ao Daniel Vasconcellos pela ajuda inicial em python scripting aplicado ao Abaqus. E aos demais colegas da pós Armando Souza Cruz Neto, José Hurtado, Anderson Wolenski e Anelize Monteiro.

Aos meus parentes e demais amigos, em especial do Espírito Santo e Minas Gerais.

Aos meus pais Geraldo Iran Cardoso e Águeda Pinheiro, e ao meu amor Margarita Morales pelo apoio constante para o desenvolvimento deste trabalho.

À CAPES, ao CNPq e à FAPEMIG, que tornaram possível a execução deste trabalho.

*“As dificuldades são o aço estrutural que entra na construção do caráter”.*

Carlos Drummond de Andrade

*“Créer, c'est aussi donner une forme à son destin.”*

Albert Camus

*“What can be done with one substance must never be done with another. No two materials are alike. No two sites on earth are alike. No two buildings have the same purpose. The purpose, the site, the material determine the shape. Nothing can be reasonable or beautiful unless it's made by one central idea, and the idea sets every detail. A building is alive, like a man. Its integrity is to follow its own truth, its one single theme, and to serve its own single purpose.”*

Ayn Rand

## RESUMO

Neste trabalho foi realizado um estudo experimental e numérico sobre o comportamento de conectores de cisalhamento constituídos por chapas e recortes regulares de geometria Crestbond quando aplicados em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) de seções compactas. O comportamento desses conectores foi avaliado através da sua rigidez, ductilidade, capacidade resistente e pelos modos de colapso observados. Para atingir o seu objetivo, o estudo se deu por via de três abordagens: experimental, numérica e analítica. Em um primeiro instante, foi realizada uma avaliação inicial do comportamento do conector Crestbond por meio de simulações de ensaios nos quais o concreto não está confinado pelo tubo de aço que compõe os PMPC. Esse procedimento era necessário para que houvesse, posteriormente, uma ideia mais clara, considerando todos efeitos sobrepostos, quais desses efeitos se deviam exclusivamente ao confinamento provocado pelo perfil tubular externo. O programa experimental compreendeu a análise de ensaios de cisalhamento de 17 modelos de PMPC com conectores Crestbond, com o carregamento aplicado sobre o tubo de aço e somente o núcleo de concreto apoiado. Esse programa teve por base o procedimento dos ensaios *standard push test*, preconizado pela norma europeia EN 1994-1-1:2004. As séries de modelos são diferenciadas pelo tipo de concreto (convencional ou autoadensável), pela área de seção, pelo tipo de seção (circular ou retangular) e pelo uso ou não de armaduras de aço no núcleo de concreto. O estudo numérico foi realizado por meio de simulações dos modelos experimentais utilizando o software de elementos finitos Abaqus. Com a calibração do modelo numérico, foi realizado um estudo paramétrico que compreendeu a análise de aproximadamente 200 modelos com conectores. Ao final, nos modelos que a falha ocorria na conexão mista promovida pelo Crestbond, verificou-se que o colapso se dava no momento que deformações correspondentes a resistência à ruptura do aço ( $f_u$ ) eram atingidas ao longo de todo comprimento da seção crítica do *dowel* frontal de aço. Desse modo, constatou-se que a falha do aço do conector era o único estado-limite último (ELU) aplicável para o dimensionamento desses conectores em PMPC com seções compactas. Diante disso, na sequência, foi proposto um modelo analítico que permite o dimensionamento de conectores Crestbond em elementos de vigas mistas e de PMPC com seções compactas.

**Palavras-chave:** Crestbond; Conectores de Cisalhamento; Estruturas Mistas de Aço e Concreto; Pilares Mistos Preenchidos com Concreto; Ensaios de Cisalhamento.



## ***ABSTRACT***

In this work an experimental and numerical study was performed on the behavior of shear connectors composed by steel plate Crestbond geometry cut-outs when applied in concrete-filled steel tubular columns (CFST) with compact sections. The behavior of these connectors was evaluated with respect to their stiffness, ductility, resistance capacity and to the observed failure mode. In order to achieve this goal, the study was based on three approaches: experimental, numerical and analytical. At first, an initial evaluation of the behavior of the Crestbond connector was carried out by means of test simulations in which the concrete is not confined by the steel tube that composes the PMPC. This procedure was necessary to clarify, considering all superimposed effects, which of these effects were exclusively due to the confinement caused by the external tubular profile. The experimental program included the push test analysis of 17 PMPC specimens with Crestbond connectors, with the load applied on the steel tube, and only the concrete core was supported. This program followed the standard push test procedure recommended by the European standard EN 1994-1-1: 2004. The specimen series were distinguished by type of concrete (normal compacting concrete or self compacting concrete), by the sectional area, by the sectional type (circular or rectangular) and by the use or non-use of the steel reinforcement embedded in the concrete core. The numerical study was performed through simulations of the experimental models using the Abaqus finite element software. After the calibration of the numerical model, a parametric study was carried out, encompassing approximately 200 models. Finally, for the models in which the failure occurred in the composite connection promoted by the Crestbond, it was observed that the collapse occurred when the strains corresponding to the steel tensile strength ( $f_u$ ) were reached along the entire length of the steel front dowel critical section. In this way, it was observed that the connector steel failure was the only ultimate limit state (ULS) applicable for the design of the connectors in CFST with compact sections. By taking this into consideration, an analytical model was proposed that allows the Crestbond connector design for composite beams and CFST with compact sections.

**Keywords:** Crestbond; Shear Connectors; Composite Structures of Steel and Concrete; Concrete-Filled Steel Tubular Columns; Push Tests.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de pilares mistos de aço e concreto: (a) pilar misto de seção tubular preenchido com concreto, (b) pilar misto com perfil I revestido com concreto (Fakury <i>et al.</i> , 2016), (c) pilar misto com perfil I parcialmente revestido com concreto (Fakury <i>et al.</i> , 2016).	1
Figura 1.2 – Carregamento aplicado sobre o tubo de aço em um PMPC: (a) interação completa entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, (b) tubo de aço resistindo isoladamente ao carregamento imposto.	3
Figura 1.3 – Flambagem local em pilares curtos e esbeltos: (a) seção circular; (b) seção quadrada.	4
Figura 1.4 – Elementos de PMPC utilizando conectores pinos com cabeça: (a) vista sem corte, (b) vista com corte na direção longitudinal, (c) vista com corte na direção longitudinal antes da concretagem.	4
Figura 1.5 – Conector Crestbond (Veríssimo, 2007): (a) com armadura passante, (b) sem armadura passante.	5
Figura 1.6 – Exemplos de geometria de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares ( <i>composite dowels</i> ).	5
Figura 1.7 - Conector Crestbond com <i>single plate</i> (ligação com chapa simples), viga ligada e armaduras do pilar (Caldas <i>et al.</i> , 2010).	8
Figura 2.1– Seções de PMPC mais usuais: (a) circular; (b) quadrada; e (c) retangular (Han <i>et al.</i> , 2014).	11
Figura 2.2 – Exemplos de seções transversais menos utilizadas: (a) poligonal; (b) semicircular; (c) elíptica e (d) retangular enrijecida (Han <i>et al.</i> , 2014).	12
Figura 2.3 - Lançamento do concreto convencional em PMPC (Han <i>et al.</i> , 2014): (a) na extremidade inferior; (b) na extremidade superior.	12
Figura 2.4 – Comportamento e capacidade resistente dos PMPC (Han <i>et al.</i> , 2014).	13
Figura 2.5 – Falha em pilares: (a) tubulares de aço; (b) concreto simples; (c) PMPC (Han <i>et al.</i> , 2014).	14
Figura 2.6 - Diagramas força <i>versus</i> encurtamento na direção axial do PMPC (Ellobody <i>et al.</i> , 2006): (a) relação $D/t = 40$ ; (b) relação $D/t = 20$ .	16
Figura 2.7 – Exemplo de ligações não rígidas em PMPC (Falah, 2010): (a) ligação flexível da viga de aço ao perfil tubular de aço do PMPC; (b) viga de aço apoiada no PMPC.	17
Figura 2.8 – Exemplos de ligações rígidas com diafragma em PMPC (Guangtai <i>et al.</i> , 2015): (a) diafragma interno; (b) diafragma externo; (c) diafragma passante.	17
Figura 2.9 – Dispositivos de transferência de forças (ABNT NBR 16239:2013).	18
Figura 2.10 - Diagramas força <i>versus</i> encurtamento na direção axial do PMPC e componentes tubo de aço e núcleo de concreto (Shams e Saadeghvaziri, 1999).	20
Figura 2.11 - Curvas típicas de tensão <i>versus</i> deformação para o concreto confinado com $f_c = 41$ MPa: (a) PMPC com seções circulares; (b) PMPC com seções quadradas (Han, 2004).	21
Figura 2.12 – Curva tensão <i>versus</i> deformação de PMPC em função do fator $\xi$ .	21
Figura 2.13 – Distribuição de tensões no núcleo de concreto ao nível da força última (Huang <i>et al.</i> , 2002): (a) seção circular; (b) seção quadrada.	22
Figura 2.14 – Efeito de confinamento em PMPC e pilares de concreto armado (Oliveira <i>et al.</i> , 2010): (a) PMPC com seção circular; (b) PMPC com seção retangular; (c) pilar de concreto armado com seção circular; (d) pilar de concreto armado com seção quadrada.	23
Figura 2.15 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto confinado proposta por Sakino (2006).	24

Figura 2.16 – Introdução de forças em PMPC através do prolongamento de chapas <i>single plate</i> : (a) ilustração de ligações entre vigas de aço e PMPC; (b) corte lateral em PMPC e introdução de forças; (c) corte transversal abaixo das chapas <i>single plate</i> prolongadas e ilustração da área de concreto carregada e confinada. ....	25
Figura 2.17- Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto (Johansson, 2003 <i>apud</i> Silva, 2006). ....	27
Figura 2.18 - Curvas de força aplicada <i>versus</i> deslizamento (Parsley <i>et al.</i> , 2000). ....	27
Figura 2.19 - Conectores de cisalhamento mais usuais: (a) conectores pinos com cabeça; (b) conector perfil U (Maleki e Baghri, 2008). ....	28
Figura 2.20 - Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) simulação usada em elementos finitos; (f) comportamento típico dos <i>studs</i> (Bärtschi, 2005). ....	29
Figura 2.21 - Aplicação de conectores pinos com cabeça sobre <i>deck</i> metálico (Cruz <i>et al.</i> , 2006): (a) procedimento de soldagem; (b) ilustração do conector após a soldagem. ....	31
Figura 2.22 – Comportamento de conectores pino com cabeça (Lungershausen, 1998 <i>apud</i> Nelinger <i>et al.</i> , 2017): (a) em vigas mistas; (b) em vigas mistas sob lajes com formas <i>steel deck</i> . ....	31
Figura 2.23 – Desmonte de modelos experimentais após ensaio (Nelinger, 2015): (a) representação do cone de ruptura ( <i>pry-out</i> ); (b) formação de rótula plástica na base do corpo do conector. ....	32
Figura 2.24 – Conectores parafusos em elementos de vigas mistas (Ataei <i>et al.</i> , 2016): (a) ilustração do sistema, (b) modelo para ensaio antes da instalação da laje pré-moldada, (c) modelo para ensaio após a instalação da laje pré-moldada. ....	34
Figura 2.25 - Conectores parafusos em elementos PMPC (Cardoso, 2014): (a) procedimento de furação no perfil tubular, (b) representação do ponto de solda para a fixação da cabeça do parafuso sobre a parede do perfil tubular, (c) modelo de PMPC ensaiado e representação do colapso estrutural devido à ruptura do núcleo de concreto. ....	34
Figura 2.26 - Representação do comportamento de conectores parafusos em PMPC sob condição de estado-limite último (adaptado de Santos, 2017). ....	34
Figura 2.27 - Conectores de cisalhamento do tipo Perfobond: (a) representação do conector em elementos de vigas mistas (Su <i>et al.</i> , 2016); (b) atuação do conector Perfobond sob esforços de cisalhamento. ....	35
Figura 2.28 – Cunha de concreto observada com conectores Perfobond (Zheng <i>et al.</i> , 2016): (a) ilustração da cunha de concreto; (b) representação da redistribuição de esforços com rigidezes idealizadas. ....	36
Figura 2.29 – Conectores <i>composite dowels</i> : (a) conector tipo <i>clothoidal-shaped</i> (Seidl <i>et al.</i> , 2013a); (b) conector <i>clothoidal-shaped</i> contínuo em sistemas de pontes mistas (Berthelley <i>et al.</i> , 2011b). ....	37
Figura 2.30 - Geometrias de conectores <i>composite dowels</i> : (a) Crestbond após a sua fabricação; (b) <i>clothoidal-shaped</i> sobre viga de aço antes do lançamento do concreto (Berthelley <i>et al.</i> , 2011b); (c) <i>puzzle-shaped</i> utilizado em pontes mistas (Schmitt <i>et al.</i> , 2004). ....	37
Figura 2.31 - Introdução de esforços de cisalhamento em conectores: (a) Crestbond; (b) <i>clothoidal-shaped</i> . ....	38
Figura 2.32 – Estados-limites em vigas mistas: (a) cisalhamento do concreto; (b) <i>pry-out</i> . ....	38
Figura 2.33 – Análise experimental realizada por Veríssimo (2007): (a) cisalhamento de <i>dowels</i> de concreto; (b) cisalhamento da laje de concreto. ....	39
Figura 2.34 - Relações dimensionais para o primeiro protótipo para o conector Crestbond (Veríssimo, 2007). ....	40
Figura 2.35 - Relações dimensionais para a segunda geometria proposta para o conector Crestbond (Veríssimo, 2007). ....	40
Figura 2.36 - Projeto geométrico de conectores de cisalhamento em função do passo $e_x$ (Feldman <i>et al.</i> , 2016): (a) <i>clothoidal-shaped</i> e (b) <i>puzzle-shaped</i> . ....	42

Figura 2.37 – Configurações de projeto para o uso de conectores <i>composite dowels</i> (Z-26.4-56, 2013): (a) alma do perfil T engastada; (b) região do conector engastada; (c) conectores soldados e laje sobre a mesa do perfil I.....	43
Figura 2.38 – Curvas de força versus deslizamento relativo de conectores Crestbond analisados em: (a) ensaios de cisalhamento padrão (Dutra, 2014); (b) ensaios de cisalhamento em PMPC (Aguiar, 2015). .....	45
Figura 2.39 - Nomenclatura de variáveis geométricas em uma seção de conector <i>clothoidal shaped</i> (Feldman <i>et al.</i> , 2016).....	46
Figura 2.40 – Estados-limites últimos em conectores <i>composite dowels</i> (Gallwoszus <i>et al.</i> , 2015): (a) cisalhamento do concreto; (b) <i>pry-out</i> ; (c) a falha do aço do conector. ....	47
Figura 2.41 - <i>pry-out</i> (ruptura cônica do concreto): (a) modelo ensaiado; (b) desenho esquemático (Classen e Herbrand, 2015).....	48
Figura 2.42 – Ilustração esquemática da combinação de esforços de cisalhamento e flexão nos conectores: (a) <i>clothoidal-shaped</i> e <i>puzzle-shaped</i> (Lorenc <i>et al.</i> , 2016b). ....	49
Figura 2.43 – Falha do aço do conector: (a) Critério de escoamento de von Mises (Queiroz <i>et al.</i> , 2001); (b) ruptura do aço do conector <i>puzzle-shaped</i> na seção crítica após sofrer deformações plásticas excessivas (Lorenc <i>et al.</i> , 2014b). ....	50
Figura 2.44 - Ensaio de cisalhamento padrão ( <i>standard push test</i> ) (Veríssimo, 2007): (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior.....	51
Figura 2.45 - Ensaio de cisalhamento adaptados para conectores contínuos: (a) ilustração do ensaio (Classen e Gallwoszus, 2016); (b) perfil de aço e conector (Lorenc <i>et al.</i> 2014). ....	52
Figura 2.46 - Ensaio de cisalhamento para a caracterização do comportamento de conectores: (a) adaptação para a análises de um <i>dowel</i> de concreto individual utilizando conectores <i>clothoidal shaped</i> (Classen e Joerg Gallwoszu, 2016); (b) adaptação para a análise do comportamento de conectores pinos com cabeça soldados em perfis I utilizados em conjunto para o reforço de pilares existentes de concreto armado (Degée <i>et al.</i> , 2017).....	53
Figura 2.47 - Desenho esquemático dos métodos de ensaios utilizados por Parsley <i>et al.</i> (2000) e Parsley (1998): (a) sem ligação; (b) com ligação. ....	54
Figura 2.48 - Modelos analisados por Shakir-Khalil (1993a e b): (a) sem conectores de cisalhamento; (b) com parafusos como conectores; (c) com pregos Hilti como conectores; (d) com suportes soldados na superfície do tubo; (e) com chapas de aço soldadas na superfície do tubo.....	55
Figura 2.49 - Condições de contorno nos modelos analisados por Shakir-Khalil (1993b): (a) tubo de aço apoiado; (b) suportes apoiados. ....	56
Figura 2.50 – Ensaio de cisalhamento de PMPC utilizando parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento (Cardoso, 2014): (a) detalhes dos modelo das séries G e H; (b) modelo instrumentado. ....	56
Figura 2.51 – Comprimento e região de introdução de forças (ANSI/AISC 360-16).....	57
Figura 2.52 - Tipos de ensaios analisados por Dunberry <i>et al.</i> (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016): (a) ensaios de pilares; (b) ensaios de pilares com chapas de topo e com chapas de ligação; (c) pilares com chapas de ligação..	58
Figura 2.53 - Modelo numérico de pilar com chapa de topo e chapas de ligação entre viga e pilar (Mollazadeh e Wang, 2015).....	59
Figura 2.54 – Experimento realizado por Mollazadeh e Wang (2016): (a) Modelo experimental sem chapa de topo e com chapas de ligação viga-pilar; (b) modelo experimental com conectores de cisalhamento e não instrumentado; (c) desenho esquemático do modelo com conectores de cisalhamento; (d) modelo numérico sem chapa de topo e com chapas de ligação viga-pilar.....	59

Figura 2.55 - Estudo experimental realizado por Dunberry <i>et al.</i> (1987): (a) variação do carregamento ao longo da altura do PMPC; (b) variação do deslizamento relativo dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto ao longo da altura do PMPC; (c) deformação longitudinal dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto ao longo da altura do PMPC. ....	60
Figura 2.56 - Transferência de forças de cisalhamento para o núcleo de concreto: (a) força total no núcleo de concreto <i>versus</i> altura do pilar (Dunberry <i>et al.</i> ,1987); (b) deformação no núcleo de concreto <i>versus</i> altura do pilar Mollazadeh e Wang (2015). ....	62
Figura 2.57 - Curvas força <i>versus</i> de deformação por nível, modelo sem conector de cisalhamento (Shakir-Khalil, 1993b).....	63
Figura 2.58 - Curvas força <i>versus</i> de deformação por nível (Shakir-Khalil, 1993b): (a) modelo com 12 conectores pregos Hilti; (b) modelo com 4 conectores parafusos. ....	64
Figura 2.59 – Efeito <i>pinching</i> : (a) modelo ensaiado por Shakir-Khalil (1993b); (b) ilustração do efeito <i>pinching</i> com chapas de ligações sendo carregadas. ....	64
Figura 2.60 – Análise de transferência de forças em PMPC utilizando parafusos de alta resistência como conectores: (a) ilustração do modelo de PMPC; (b) curvas experimentais. ....	65
Figura 3.1 – Modelos numéricos: (a) ensaios de cisalhamento com conectores Crestbond; (b) modelo simplificado com conectores Crestbond para análise dos <i>dowels</i> ; (c) modelo simplificado com conectores <i>puzzle-shaped</i> para análise dos <i>dowels</i> . ....	67
Figura 3.2 - Elementos Finitos (Simulia, 2014): (a) elemento sólido C3D8; (b) elemento de viga B31. ....	69
Figura 3.3 – Métodos de convergências analisados .....	70
Figura 3.4 – Verificação do balanço de energias. ....	71
Figura 3.5 – Ilustração das partições e do ponto referência utilizado para o controle de deslocamento: (a) nos modelos de ensaios cisalhamento padrão; (b) nos modelos simplificados para a análise dos <i>dowels</i> .....	72
Figura 3.6 – Condições de contorno adotadas nos modelos de ensaios de cisalhamento padrão.....	72
Figura 3.7 – Condições de contorno adotadas nos modelos simplificados para a análises dos <i>dowels</i> .....	73
Figura 3.8 - Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação do aço para os componentes conectores e tubo de aço, em função de $f_y$ , $f_u$ e $E_a$ (Aguiar 2015). ....	74
Figura 3.9 - Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação para as barras de armadura de aço. ....	74
Figura 3.10 - Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação para o aço ASTM A572: (a) diagrama obtido em ensaios de caracterização (modificado de Salmon e Johnson 1996); (b) lei constitutiva do aço utilizada nos Subitens 3.3.3.3 e 3.3.3.4. ....	75
Figura 3.11 - Diagrama tensão de compressão <i>versus</i> deformação para um concreto com $f_{cm} = 42,2$ MPa. ....	76
Figura 3.12 – Diagrama tensão <i>versus</i> largura por abertura.....	77
Figura 3.13 – Conectores analisados por Veríssimo (2007): (a) conector Crestbond CR56b; (b) conector constituído por chapa CR 56b-SF.....	79
Figura 3.14 – Desenho esquemático para os modelos B5, B6, C5 e C6 (Veríssimo 2007). ....	80
Figura 3.15 – Desenho esquemático para os modelos B7, B8, C7 e C8. ....	81
Figura 3.16 – Comparação entre curvas de força <i>versus</i> deslizamento relativo.....	83
Figura 3.17 – Padrão de fissuração nas lajes de concreto: (a) vista lateral externa de uma das lajes do modelo experimental B1 (Veríssimo, 2007); (b) vista da lateral interna de uma das lajes de modelo experimental B1 após o desmonte (Veríssimo, 2007); (c) modelo numérico B1-B2 e varável DAMAGET no momento em que o deslizamento relativo é igual a 28,61 mm. ....	84

Figura 3.18 – <i>Pry-out</i> na região inferior da laje de concreto: (a) ensaios com conectores Perfobond (Medberry e Shahrooz, 2002); (b) Modelo numérico C1-C2 no momento em que o deslizamento relativo é igual a 27,69 mm. ....	85
Figura 3.19 - Crestbond, modelos experimentais B1 e B2 (Veríssimo).....	86
Figura 3.20 – Análise de variáveis no modelo numérico B1-B2: (a) Tensões de von Mises no conector quando o deslizamento é igual a 19,30 mm; (b) Tensões de von Mises no conector quando o deslizamento é igual a 28,6 mm; (c) deslocamentos na direção transversal quando o deslizamento relativo é igual a 31,67 mm. ....	86
Figura 3.21 – Cisalhamento da laje de concreto: (a) variável DAMAGEC no modelo B1-B2 no incremento de força máxima; (b) variável DAMAGET no modelo B1-B2 no incremento de força máxima; (c) cisalhamento do concreto na região das aberturas dos conectores segundo Kraus e Wurzer (2007).....	87
Figura 3.22: Modelos numérico reduzidos para a análises de <i>dowels</i> de concreto utilizando conectores <i>clothoidal shaped</i> (adaptado de Classen e Gallwoszus, 2016): (a) malha de elementos finitos; (b) condições de contorno adotadas. ....	89
Figura 3.23 – Análise de conectores <i>composite dowels</i> : (a) Modelo numérico com a laje suprimida para ilustrar o arranjo das armaduras de aço; (b) modelo experimental analisado por Přivřelová (2016). ....	90
Figura 3.24 - Falha por cisalhamento dos <i>dowels</i> de concreto: (a) digrama força versus deslizamento relativo sugerido para a ruptura do aço do conector (Adaptado de Seidl <i>et al.</i> , 2013a); (b) Diagrama força versus deslizamento relativo do modelo PZrest-35 e a reta representativa analítica. ....	91
Figura 3.25 – Representação do dano no concreto por compressão no modelo PZrest-C35: (a) dano inicial próximo a interface entre os <i>dowels</i> de aço e concreto; (b) dano no incremento correspondente à força máxima. ....	91
Figura 3.26 – Geometrias de conectores Crestbond CR 56 utilizadas na modelagem numérica: (a) modelo simplificado para análise dos <i>dowels</i> ; (b) modelos ensaios de cisalhamento. ....	93
Figura 3.27 – Modelagem numérica de modelos simplificados para a análise de <i>dowels</i> de concreto com conectores Crestbond: (a) Modelo numérico com a laje suprimida para ilustrar o arranjo das armaduras de aço; (b) digrama força versus deslizamento relativo do modelo CrestRest-C35. ....	93
Figura 3.28 – Tensões de contato nos conectores de cisalhamento: (a) idealização das tensões de contato em conectores <i>puzzel-shaped</i> (Seidl <i>et al.</i> , 2013a); (b) variável CPREES , com valores em MPa, representando as tensões de contato no modelo CrestRest - C35 durante o incremento de força máxima. ....	95
Figura 3.29 – Disposição das armaduras em modelos numéricos para a análise do comportamento do <i>dowel</i> de concreto de conectores Crestbond em ensaios de cisalhamento: (a) duas barras passantes; (b) uma barra passante, (c) sem barra passante. ....	96
Figura 3.30 - Digrama força versus deslizamento relativo dos modelos Crest-C35-As0, Crest-C35-As0-1 $\Phi$ , Crest-C35-As0-2 $\Phi$ . ....	97
Figura 3.31 – Evolução dos danos de tração e compressão no modelo Crest-C35-As0: (a) dano por compressão no incremento de força máxima; (b) dano por tração no incremento de força máxima; (c) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 0,54 mm; (d) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 0,54 mm; (e) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 2,0 mm; (f) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 2,0 mm. ....	98
Figura 3.32 - Evolução dos danos de tração e compressão no modelo Crest-C35-2 $\Phi$ : (a) dano por compressão no incremento de força máxima; (b) dano por tração no incremento de força máxima; (c) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 3,0 mm; (d) dano por tração para no incremento com o	

deslizamento relativo igual a 3,0 mm; (e) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 10,0 mm; (f) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 10,0 mm. ....	98
Figura 3.33 – Região de contato entre conector e laje: (a) modelo numérico com conector <i>puzzle-shaped</i> ; (b) modelo numérico com conector Crestbond. ....	101
Figura 3.34 - Comparação entre curvas de força <i>versus</i> deslizamento relativo e modelos analíticos para o dimensionamento do aço do conector. ....	104
Figura 3.35- Diagramas de força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico Crest- $e_x$ 121-C26- $f_y$ 324. ....	105
Figura 3.36 - Evolução das deformações plásticas (PEEQ) no <i>dowel</i> de aço do modelo numérico Crest- $e_x$ 121-C26- $f_y$ 324. ....	106
Figura 3.37 – Comparação entre os padrões de ruptura na seção crítica do conector: (a) modelo numérico Crest- $e_x$ 121-C26- $f_y$ 324, (b) modelo numérico PZ- $e_x$ 150-C26- $f_y$ 324, (c) modelo ensaiado por Lorenc <i>et al.</i> (2014). ....	107
Figura 3.38 – Representação do passo $e_x$ utilizado nos conectores Crestbond CR56b. ....	108
Figura 3.39 – Modelagem numérica para o estudo da ruptura do aço do conector: (a) geometria e malha de elementos finitos para o modelo Crest-n4, (b) interações de contato no modelo Crest-n4, (c) geometria e malha de elementos finitos para o modelo Crest-n13. ....	108
Figura 3.40 – Comparação entre curvas de força <i>versus</i> deslizamento relativo e modelos analíticos para a análise da falha do aço do conector: (a) curvas dos modelos numéricos; (b) curva idealizada. ....	110
Figura 3.41 – Idealização do comportamento do aço do conector: (a) diagrama idealizado, (b) deformações plásticas equivalentes (PEEQ) observadas durante a simulação do modelo Crest-n4. ....	110
Figura 3.42 – Diagrama de valores $\eta_D$ <i>versus</i> valores de $e_x$ . ....	114
Figura 3.43 - Diagrama de valores $\eta_D$ <i>versus</i> valores de $e_x$ . ....	115
Figura 4.1 - Modelos ensaiados: (a) modelos da série B e C; (b) modelos da série F (medidas em mm). ....	119
Figura 4.2 – Conectores de cisalhamentos: (a) Crestbond com dois <i>dowels</i> de concreto interno; (b) Crestbond com três <i>dowels</i> de concreto; (c) pino com cabeça (medidas em milímetros). ....	119
Figura 4.3 – Fabricação, preparação e concretagem dos modelos: (a) vista interna do pilar após montagem final dos componentes tubo, conector e armadura; (b) pintura e lubrificação da superfície interna do tubo; (c) bombeamento do concreto provido do caminhão betoneira; (d) lançamento do concreto no pilar; (e) cura úmida e material de vedação para reter umidade. ....	120
Figura 4.4 - Ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto convencional: (a) início de ensaio e equipamento; (b) superfície do corpo de prova após ser realizada a retificação; estrutura interna do corpo de prova após ensaio. ....	123
Figura 4.5 – curvas de variação da resistência à compressão do concreto $f_c$ <i>versus</i> dias: (a) concreto convencional; (b) concreto autoadensável. ....	125
Figura 4.6– Desenho esquemático para realização dos ensaios de cisalhamento em PMPC. ....	127
Figura 4.7 – Instrumentação de ensaios de cisalhamento em PMPC: (a) extensômetros antes de serem vendados com fita isolante; (b) posicionamento dos extensômetros no tubo de aço; (c) PMPC antes da concretagem com conectores pinos e com extensômetros internos; (d) PMPC com dispositivo para o ensaio e instrumentação; (e) modelo pronto para ser ensaiado e DTs verticais. ....	127
Figura 4.8 – Desenho esquemático da instrumentação dos modelos experimentais nos ensaios de cisalhamento: (a) vista frontal; (b) vista lateral detalhada. ....	128
Figura 4.9 - Diagrama força <i>versus</i> tempo de ensaio em ensaios <i>de cisalhamento</i> . ....	129
Figura 4.10 - Curva completa de força <i>versus</i> deslizamento do modelo D1 com e sem tratamento gráfico. ....	132

Figura 4.11 - Curvas força <i>versus</i> tempo dos modelos: (a) G1 e (b) H1.....	133
Figura 4.12 - Curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo com conectores Crestbond (modelos com a seção enrijecida tubular enrijecida são designados na legenda com “*”). .....	136
Figura 4.13 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo com conectores pinos com cabeça. ....	137
Figura 4.14 – Enrijecimento dos perfis tubulares para evitar o colapso dos modelos por plastificação da seção do perfil: (a) Fixação de enrijecedores por soldagem no modelo A2; (b) posicionamento de chapas enrijecedoras no modelo C1; (c) fixação lateral das chapas enrijecedoras por contato no modelo C1 com o auxílio de grampos. ....	138
Figura 4.15 – Enrijecimento do perfil tubular da seção do modelo E para evitar o colapso por plastificação da seção do perfil: (a) diagrama força <i>versus</i> deslizamento relativo representando o momento do descarregamento; (b) chapas enrijecedoras fixadas por contato. ....	139
Figura 4.16 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo durante a fase de ciclos dos modelos com conectores Crestbond e concreto convencional: (a) idealização das curvas em quatro trechos com diferentes rigidezes; (b) modelos com vencimento das folgas durante os ciclos; (c) modelos com vencimento parcial das folgas durante os ciclos. ....	140
Figura 4.17 - Representação da região de contato do conector Crestbond com o concreto: (a) modelo aberto (Aguiar, 2015); (b) valor de espessura da folga D1; (c) valor de espessura da folga D2; (d) valor de espessura da folga D3; (e) representação do efeito parede nas primeiras idades do concreto. ....	142
FIGURA 4.18 - Utilização de vibrador de alta frequência para adensamento do concreto: (a) o concreto é lançado na fôrma, (b) o vibrador começa a movimentar os agregados para junto da superfície da fôrma, e a argamassa feita de cimento e areia começa a se mover no sentido de dentro pra fora, formando bolhas de ar que se acumulam na superfície da fôrma; (c) a argamassa continua a se mover por entre os agregados graúdos em direção à superfície da fôrma; (d) o movimento da argamassa em direção à face da fôrma se completa, posteriormente, o operador movimenta o vibrador para cima e para baixo, fazendo as bolhas de ar escaparem para fora do concreto (Concrete Construction, 1972, <i>apud</i> , Metha e Monteiro, 2014).....	143
Figura 4.19 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo durante a fase de ciclos dos modelos com: (a) conectores Crestbond e concreto autoadensável; (b) conectores pinos com cabeça e concreto convencional. ....	144
Figura 4.20 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo, comparando as rigidezes $k_{sc}$ , durante ensaio monotônico: (a) influência das folgas sobre a rigidez $k_{sc}$ ; (b) influência do enrijecimento da seção do tubo de aço sobre a rigidez $k_{sc}$ .....	145
Figura 4.21 – Diagramas força por conector <i>versus</i> deslizamento relativo: (a) modelos que não houve vencimento das folgas durante a fase de ciclos; (b) modelos sem folgas. ....	147
Figura 4.22 – Idealização de curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo mantendo as mesmas características dos modelos, porém utilizado diferentes tipos de seções. ....	148
Figura 4.23 – Corte transversal em modelos de PMPC com conectores Crestbond, abaixo da região de introdução de forças, indicando a área de concreto carregada e confinada: (a) seção retrângular; (b) seção circular.....	149
Figura 4.24 – Comparação entre modelos com e sem confinamento do concreto, e com conectores Crestbond com quatro <i>dowels</i> de aço: (a) curvas dos modelos C2 (ensaiado por Veríssimo, 2007) e E1 (ensaiado neste trabalho); (b) idealização das curvas. ....	151
Figura 4.25 - Recorte e retirada do tubo de aço e seguido pelo desmonte dos modelos de PMPC: (a) procedimento de recorte do perfil tubular no modelo C1; (b) Aspecto do núcleo de concreto no modelo C1 após recorte do tubo; (c) Aspecto do núcleo de concreto no modelo B1 após recorte do tubo; (d) desmonte do bloco de concreto situado acima das fissuras localizadas na altura do conector no modelo C1; (e) conector Crestbond destacado no modelo C1; (f) conector Crestbond destacado no modelo B1. ....	153



Figura 4.26 – Deformação observada dos conectores Crestbond após o desmonte dos modelos: (a) C1; (b) C1 demonstrando o deslizamento relativo entre <i>dowels</i> de aço e concreto; (c) B1; (d) G2; (e) II. ....	154
Figura 4.27 – Comparação entre curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo idealizadas com retas analíticas .....	155
Figura 4.28 – Análise das deformações longitudinais por níveis no modelo C1: (a) curvas de deformação longitudinal <i>versus</i> deslizamento relativo; (b) indicação das alturas dos níveis na qual foram instalados os EER. ....	157
Figura 4.29 - Análise das deformações transversais por nível no modelo D1: (a) curvas de deformação longitudinal <i>versus</i> deslizamento relativo; (b) indicação das alturas dos níveis na qual foram instalados os EER. ....	158
Figura 4.30 - Curvas de altura de nível do modelo C1 <i>versus</i> deformação.....	158
Figura 4.31 - Comparação entre curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo idealizadas com retas analíticas. ....	159
Figura 4.32 – Comportamento de conectores pinos com cabeça em PMPC: (a) comportamento sob baixos deslizamentos relativos; (b) início da formação de rótula plástica na base dos conectores; (c) comportamento sob estado-limite último; (d) detalhes da conexão mista em estado-limite último. ....	160
Figura 4.33 – Comportamento de conectores parafusos aplicados em PMPC (Cardoso, 2014): (a) recorte do perfil tubular após o ensaio para verificar a integridade do núcleo de concreto; (b) dano sofrido pelo concreto em estado-limite último. ....	161
Figura 4.34 - Curvas de força por conector <i>versus</i> deslizamento do modelo F1. ....	162
Figura 4.35 – Equilíbrio de forças em modelos de PMPC com conectores: (a) pinos com cabeça; (b) conectores Crestbond. ....	163
Figura 4.36 – Deformações longitudinais internas na extremidade inferior do núcleo de concreto do modelo F3. ....	163
Figura 5.1 – Representação de modelos de PMPC com conectores Crestbond: (a) silhueta translúcida indicando as barras de armadura; (b) silhueta indicando a malha de elementos finitos. ....	165
Figura 5.2 – Dimensões dos elementos sólidos adotados na modelagem. ....	166
Figura 5.3 – Representação das partições dos modelos para a varredura da malha de elementos finitos: (a) modelos com dois conectores Crestbond; (b) modelos com quatro conectores Crestbond. ....	167
Figura 5.4 – Condições de contorno adotadas para os modelos de ensaios de cisalhamento em PMPC: (a) condições de contorno devido ao carregamento e suporte; (b) condições de contorno devidas à simetria. ....	167
Figura 5.5 – Pontos de referência para a medição dos deslizamentos relativos entre perfil tubular e núcleo de concreto: (a) modelo numérico; (b) esquematização da instrumentação realizada nos modelos experimentais para obtenção dos deslizamentos.....	169
Figura 5.6 – Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação para o aço ASTM A572: (a) lei constitutiva do aço utilizada nos Capítulos 5 e 6; (b) diagrama obtido em ensaios de caracterização (modificado de Salmon e Johnson 1996). ..	170
Figura 5.7 – Artificio numérico utilizado para simular o escoamento seguido pela instabilidade na região do perfil tubular, em cor verde, próxima a extremidade superior. ....	174
Figura 5.8 – Leis constitutivas utilizadas para o aço do perfil tubular, para as regiões: (a) sujeita a instabilidades após o escoamento do perfil; (b) sujeita a tensões maiores que $f_y$ . ....	175
Figura 5.9 - Comparação entre curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo de modelos experimentais e numéricos, em situações em que a falha ocorreu por plastificação do perfil tubular: (a) modelos A1; (b) modelos C2. ....	176
Figura 5.10 – Representação do escoamento do perfil tubular: (a) modelo experimental A1, (b) modelo numérico A1. ....	177
Figura 5.11 - Representação do escoamento do perfil tubular: (a) modelo experimental C2, (b) modelo numérico C2 (simetria espelhada no plano yz). ....	177

Figura 5.12 – Resposta estrutural no incremento correspondente à força máxima do modelo A1, sendo representado: (a) dano à compressão do concreto; (b) deformações plásticas no conector.....	179
Figura 5.13 - Resposta estrutural no incremento correspondente à força máxima do modelo C2, sendo representado: (a) dano à compressão do concreto; (b) deformações plásticas no conector.....	179
Figura 5.14 – Comparação entre curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo de modelos experimentais e numéricos, em situações em que a falha ocorreu na conexão realizada pelo Crestbond ( <sup>1</sup> Seção enrijecida, <sup>2</sup> Curva experimental ajustada devido à eliminação parcial das folgas durante a fase de ciclos).....	181
Figura 5.15 – Diagramas de força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico B indicando os incrementos em análise.....	182
Figura 5.16 – Evolução das deformações plásticas (PEEQ) do conector Crestbond no modelo B.....	183
Figura 5.17 – Evolução do dano à compressão do concreto do modelo B.....	184
Figura 5.18 – Padrão de fissuração observado: (a) modelo numérico B mostrando a variável DAMAGET no último incremento da análise, sendo ilustrada a silhueta do modelo (simetria espelhada no plano yz) e planos de cortes por nível (simetria espelhada nos planos xz e yz); (b) experimentalmente no modelo B2, através do corte e retirada do tubo de aço seguido do seu desmonte.....	185
Figura 5.19 – Representação dos danos e de esforços no modelo B, durante o último incremento da análise. ....	186
Figura 5.20 – Padrão de fissuração observado numericamente através da variável DAMAGET no último incremento da análise: (a) sobreposição de imagens dos modelo experimental B1 e numérico B; (b) linha de fissuração observada nos modelo experimental B1 e numérico B (simetria espelhada no plano xz). ....	186
Figura 5.21 – Integridade do material observada no núcleo de concreto: (a) modelo numérico I e variável DAMAGEC, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 23,50 mm (simetria espelhada no plano yz); (b) modelo numérico I e variável DAMAGET, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 23,50 mm (simetria espelhada no plano yz). ....	187
Figura 5.22 – Efeito <i>pinching</i> observado: (a) numericamente no modelo I, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 23,50 mm (simetria espelhada no plano yz); (b) experimentalmente após o desmonte do modelo I1..	188
Figura 5.23 – Deslocamentos laterais na extremidade superior do perfil de aço: (a) modelo numérico J, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 30,60 mm (simetria espelhada nos planos xz e yz); (b) modelo experimental J1. ....	188
Figura 5.24 – Comparação entre os modelos numéricos B e C1 <sub>sAtrito</sub> . ....	190
Figura 5.25 – Comparação de resultados entre modelos com conectores de comportamento elasto-plástico e perfeitamente elástico.....	191
Figura 5.26 – Deformações plásticas equivalentes e esmagamento na região do perfil tubular próxima ao Crestbond: (a) modelo B <sub>cn,EL</sub> ; (b) modelo G <sub>cn,EL</sub> ; (c) modelo I <sub>cn,EL</sub> . ....	192
Figura 5.27 - Integridade do material observada no núcleo de concreto: (a) modelo numérico B <sub>cn,EL</sub> e variável DAMAGEC; (b) modelo numérico G <sub>cn,EL</sub> e variável DAMAGEC; (c) modelo numérico I <sub>cn,EL</sub> e variável DAMAGEC; (d) modelo numérico B <sub>cn,EL</sub> e variável DAMAGET; (e) modelo numérico G <sub>cn,EL</sub> e variável DAMAGET; (f) modelo numérico I <sub>cn,EL</sub> e variável DAMAGET. ....	193
Figura 5.28 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo com diferentes valores de $w_c$ : (a) modelo B; (b) modelo I.	194
Figura 5.29 – Comparação entre curvas força <i>versus</i> deslizamento relativo entre modelos com e sem barras de armaduras: (a) modelo D; (b) modelo J.....	195

Figura 5.30 – Estudo de parâmetros relacionados ao comportamento do concreto em modelos de ensaio de cisalhamento padrão: (a) influência da abertura de fissura crítica utilizada na modelagem ( $w_c$ ); (b) influência do uso de barras de armaduras passantes nos <i>dowels</i> de concreto. ....	196
Figura 6.1 – Variação do número de <i>dowels</i> no conector Crestbond CR56b.....	200
Figura 6.2 – Variação de $e_x$ em conectores com dois <i>dowels</i> de concreto (medidas em mm): (a) $e_x = 91$ mm (CR42b); (b) $e_x = 121$ mm (CR56b); (c) $e_x = 136$ mm (CR63b); $e_x = 172$ mm (CR80b). ....	200
Figura 6.3 – Esquematisação e exemplo de modelos utilizados no estudo paramétrico (medidas em mm): (a) esquematização indicando dimensões e valores de distâncias fixas; (b) modelo com conector Crestbond CR56b ( $e_x = 121$ mm), 1 <i>dowel</i> de concreto e seção circular; (c) modelo com conector Crestbond CR42b ( $e_x = 91$ mm), 2 <i>dowels</i> de concreto e seção retangular; (d) modelo com conector Crestbond CR56b ( $e_x = 121$ mm), 3 <i>dowels</i> de concreto e seção quadrada. ....	201
Figura 6.4 – Condições de atrito adotadas nas interações por contato: (a) interface perfil tubular-núcleo de concreto; (b) interface conector-concreto. ....	203
Figura 6.5 – Nomenclatura utilizada para os modelos do estudo paramétrico. ....	203
Figura 6.6 – Diagramas com máximos, mínimos e médias das relações entre as forças $q_{cn,Num}/q_{cn,st}$ : (a) modelos padrão; (b) modelos sem atrito. ....	210
Figura 6.7 – Diagramas com máximos, mínimos e médias das relações entre as forças $q_{cn,Num}/q_{cn,sh}$ : (a) modelos padrão; (b) modelos sem atrito. ....	210
Figura 6.8 – Diagramas com máximos, mínimos e médias das relações entre as forças $q_{cn,Num}/q_{cn,Teo}$ : (a) modelos padrão; (b) modelos sem atrito. ....	211
Figura 6.9 – Variação do passo $e_x$ de conectores Crestbond nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm. ....	213
Figura 6.10 – Variação do número de <i>dowels</i> de aço para conector Crestbond nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm. ....	214
Figura 6.11 – Variação da resistência $f_{u,sc}$ do aço do conector Crestbond nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm. ....	214
Figura 6.12 – Variação de espessura de chapa do conector Crestbond ( $t_{sc}$ ) nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm. ....	215
Figura 6.13 – Variação da resistência $f_y$ do aço do perfil tubular nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm. ....	215
Figura 6.14 – Comparação entre curvas $q_{cn,Num}$ versus $e_x$ de modelos de PMPC com diferentes tipos de seções transversais. ....	217
Figura 6.15 – Comparação entre resultados de modelos com seções circulares variando a esbeltez $D/t$ . ....	218
Figura 6.16 – Comparação entre resultados de modelos com seções circulares variando a esbeltez $B_I/t$ . ....	219
Figura 6.17 – Equilíbrio de forças na seção crítica dos <i>dowels</i> de aço nos conectores Crestbond em elementos de vigas mistas. ....	220

Figura 6.18 – Diagramas de força por <i>dowel</i> de aço <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo de cisalhamento padrão Crest-N13. ....	221
Figura 6.19 – Resultantes de forças sobre plano que secciona as seções críticas dos <i>dowels</i> do conector Crestbond no modelo Crest-n13 (Capítulo 3). ....	222
Figura 6.20 – Plano de corte que passa pela seção crítica nos <i>dowels</i> de aço de um conector Crestbond. ....	222
Figura 6.21 – Diagramas de força por conector <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo S345x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350. ....	222
Figura 6.22 – Resultantes de forças sobre plano que secciona as seções críticas dos <i>dowels</i> do conector Crestbond no modelo S345x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350. ....	223
Figura 6.23 – Diagramas de força por conector <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350. ....	224
Figura 6.24 – Resultantes de forças sobre plano que secciona as seções críticas dos <i>dowels</i> do conector Crestbond no modelo S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350. ....	224
Figura 6.25 – Comparação entre os modos de falhas do aço do conector Crestbond quando empregados em PMPC com: (a) seções retangulares; (b) seções circulares. ....	225
Figura 6.26 – Comparação entre as tensões normais na seção crítica do <i>dowel</i> frontal do Crestbond no incremento correspondente a força $q_{cn,Num}$ : (a) PMPC com seção retangular; (b) PMPC com seção circular. ....	226
Figura 6.27 - Comparação entre as deformações plásticas de cisalhamento na seção crítica do <i>dowel</i> frontal do Crestbond no incremento correspondente a força $q_{cn,Num}$ : (a) PMPC com seção retangular; (b) PMPC com seção circular. ....	226
Figura 6.28 – Fator de ajuste $\eta_P$ , utilizado na adaptação do modelo analítico para a falha do aço de conectores Crestbond em PMPC com seções circulares. ....	227
Figura 6.29 – Retas de ajuste perfeito entre os resultados teóricos e numéricos. ....	228
Figura 6.30 – Diagramas de valores $\eta_P$ <i>versus</i> $\xi$ : (a) modelos que não possuem atrito na interface conector-concreto; (b) comparação entre curvas de modelos com diferentes condições de atrito na interface conector-concreto. ....	228
Figura 6.31 – Diagramas de valores $\eta_P$ <i>versus</i> $\zeta$ : (a) modelos com seções retangulares; (b) modelos com seções quadradas. ....	229
Figura 6.32 – Diagramas de valores $\eta_P$ <i>versus</i> $\zeta$ de modelos que não possuem atrito na interface conector-concreto: (a) modelos com seções retangulares; (b) modelos com seções quadradas. ....	230
Figura 6.33 – Procedimento para obtenção da capacidade característica para a falha do aço do conector: (a) lei constitutiva a ser adotada nas modelagens numéricas; (b) diagrama idealizado de ensaios experimentais (adaptado de Lorenc et al. (2014b)). ....	231
Figura 6.34 – Leis constitutivas que descrevem o comportamento do aço estrutural ASTM A572 com $f_y = 350$ MPa: (a) diagrama tensão nominal <i>versus</i> deformação nominal; (b) diagrama tensão verdadeira <i>versus</i> deformação plástica verdadeira. ....	232
Figura 6.35 – Comparação entre diferentes procedimentos de modelagem numérica para a obtenção da capacidade característica ( $q_{cn,k}$ ) do aço do conector. ....	233
Figura 6.36 – Curvas numéricas de modelos com seções: (a) retangular; (b) quadrada. ....	234
Figura 6.37 – Curvas de modelos com seções circulares. ....	234
Figura A.1 - Padrão de fissuração com o avanço do carregamento no modelo D1c: (a) formação de fissuras longitudinais, (b) início do desprendimento da região de concreto acima dos conectores, (c) <i>pry-out</i> consolidado. ....	258

Figura A.2 – Desmonte dos modelos da série D (modificado de Veríssimo, 2017): (a) Laje de concreto, (b) Conector e concreto compactados entre <i>dowels de aço</i> .	262
Figura A.3 – Razões entre as forças $q_{cn,Teo}$ e $q_{cn,Exp}$ obtidas em diversos trabalhos os quais era analisada a falha da conexão mista devido ao <i>pry-out</i> (Classen e Hegger, 2017), representando a variação: (a) da resistência do concreto $f_{cm}$ , (b) altura teórica do cone de ruptura $h_{po}$ .	263
Figura A.4 - Lajes submetidas à cisalhamento com 3 <i>dowels</i> de concreto.	264
Figura A.5 - Malha de elementos finitos utilizada nos modelos compostos.	265
Figura A.6 - Curvas força <i>versus</i> deslizamento.	265
Figura A.7 - Variáveis de dano no incremento de força máxima.	266
Figura B.1 - Dimensões nominais dos modelos da série A.	268
Figura B.2 - Dimensões nominais dos modelos da série B.	269
Figura B.3 - Dimensões nominais dos modelos da série C.	270
Figura B.4 - Dimensões nominais dos modelos da série D.	271
Figura B.5 - Dimensões nominais dos modelos da série E.	272
Figura B.6 - Dimensões nominais dos modelos da série F.	273
Figura B.7 - Dimensões nominais dos modelos da série G.	274
Figura B.8 - Dimensões nominais dos modelos da série H.	275
Figura B.9- Dimensões nominais dos modelos da série I.	276
Figura B.10 - Dimensões nominais dos modelos da série J.	277
Figura C.1 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo A1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	280
Figura C.2 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo A2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	281
Figura C.3 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo B1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	282
Figura C.4 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo B2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	283
Figura C.5 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo C1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	284
Figura C.6 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo C2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	285
Figura C.7 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo D1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	286
Figura C.8 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo D2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	287
Figura C.9 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo E1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	288
Figura C.10 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo E2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	289
Figura C.11 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo F1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.	290

Figura C.12 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo F2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	291
Figura C.13 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo F3: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	292
Figura C.14 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo G1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	293
Figura C.15 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo G2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	294
Figura C.16 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo H1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	295
Figura C.17 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo I1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	296
Figura C.18 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo I2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	297
Figura C.19 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo G1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	298
Figura C.20 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo G1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos. ....	299
Figura F.1 – Idealização do comportamento por meio de diagramas tensão nominal <i>versus</i> deformação nominal: (a) relação utilizada Lorenc <i>et al.</i> (2014a); relações utilizadas para o estudo de conectores Crestbond aplicados em PMPC. ....	315
Figura F.2 – Falha do aço conector como modo predominante de colapso: (a) fissura observada em conectores <i>puzzle-shaped</i> após a finalização de ensaios de cisalhamento padrão (Lorenc <i>et al.</i> , 2014a); (b) deformação observada em conectores Crestbond após a finalização de ensaios de cisalhamento em PMPC (modelo experimental I1). ....	315
Figura F.3 – Representação de diagramas de tensão verdadeira <i>versus</i> deformações nominais: (a) idealização (adaptado EN 1993-1-5:2004); (b) comparação entre as especificações do aço utilizada por Lorenc <i>et al.</i> (2014b) e as utilizadas neste trabalho para descrever o comportamento do conector Crestbond aplicado em PMPC. ....	316
Figura F.4 – Comparação entre as especificações do aço utilizada por Lorenc <i>et al.</i> (2014b) e as utilizadas neste trabalho nas simulações para descrever o comportamento do conector Crestbond aplicado em PMPC. ....	317
Figura F.5 – Modelagem numérica realizada por Lorenc <i>et al.</i> (2014b): (a) relações constitutivas adotadas nas simulações; (b) comparação entre resultados obtidos por meio das simulações e por experimentos (adaptado de Lorenc <i>et al.</i> , 2014b). ....	318
Figura F.6 – Modelagem numérica de conectores Crestbond em elementos mistos de aço e concreto: (a) relações constitutivas adotadas nas simulações; (b) resultados de simulações de modelos com conectores Crestbond aplicados em PMPC. ....	319

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Intervalos em que a flambagem local no perfil tubular nos PMPC pode ser desconsiderada. ....	15
Tabela 2.2 - Intervalos em que a flambagem local no perfil tubular nos PMPC pode ser desconsiderada, com $f_y = 345$ MPa e $E_a = 200000$ MPa. ....	15
Tabela 2.3 – Classificação de seções de PMPC de acordo com a norma ANSI/AISC 360-16. ....	15
Tabela 3.1 – Características e propriedades dos modelos das séries <i>B</i> e <i>C</i> . ....	80
Tabela 3.2 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos. ....	82
Tabela 3.3 – Propriedades geométricas e mecânicas dos modelos numéricos com conectores <i>puzzle-shaped</i> . ....	89
Tabela 3.4 – Estudo numérico de conectores <i>puzzle-shaped</i> : Comparação entre os resultados analíticos e numéricos. ....	92
Tabela 3.5 - Propriedades geométricas e mecânicas de modelos numéricos com conectores Crestbond. ....	92
Tabela 3.6 - Estudo numérico de conectores Crestbond: Comparação entre os resultados analíticos e numéricos. ....	93
Tabela 3.7 - Propriedades geométricas e mecânicas dos modelos numéricos com conectores Crestbond. ....	96
Tabela 3.8 - Estudo numérico de conectores Crestbond: comparação entre os resultados analíticos e numéricos. ....	99
Tabela 3.9 – Estimativa da capacidade resistente frontal do conector Crestbond. ....	100
Tabela 3.10 - Propriedades geométricas e mecânicas de modelos numéricos para a análise dos <i>dowels</i> de aço. ....	102
Tabela 3.11 – Comparação entre resultados obtidos numericamente e analiticamente para a análise dos <i>dowels</i> de aço .....	104
Tabela 3.12 - Propriedades dos modelos numéricos com conectores Crestbond descontínuo e foças máximas .....	107
Tabela 3.13 – Equações para o dimensionamento de conectores contínuos constituído por chapas com aberturas considerando o cisalhamento do concreto. ....	112
Tabela 3.14 - Modelo analítico proposto neste trabalho para o dimensionamento de conectores Crestbond. ....	115
Tabela 3.15 - Comparação entre as forças máximas dos modelos obtidos em ensaios de cisalhamento e as forças máximas estimadas através do modelo analítico. ....	116
Tabela 4.1 - Séries experimentais .....	121
Tabela 4.2 - Materiais utilizados no traço do concreto .....	122
Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos do concreto convencional. .....	124
Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos do concreto autoadensável. .....	124
Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas dos perfis tubulares. ....	125
Tabela 4.6 - Forças resistentes estimadas para os modelos experimentais com conectores Crestbond. ....	130
Tabela 4.7 - Forças resistentes estimadas para os modelos experimentais com conectores pinos com cabeça. ....	130
Tabela 4.8 – Resultados dos modelos com conectores Crestbond. ....	134
Tabela 4.9 - Resultados dos modelos com conectores pinos com cabeça. ....	137
Tabela 4.10 – Rigidez $k_{sc}$ dos modelos com conectores Crestbond. ....	146
Tabela 4.11 - Rigidez $k_{sc}$ dos modelos com conectores pinos com cabeça. ....	147
Tabela 4.12 - Capacidade característica de deslizamento das séries ensaiadas e comportamento em estado-limite último. .....	151

Tabela 5.1 – Pares de tensão-deformação nominais que definem a lei constitutiva do material aço, utilizado para os conectores Crestbond e perfil tubular. ....	170
Tabela 5.2 – Principais características dos modelos numéricos.....	173
Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos.....	176
Tabela 5.4 – Resultados de modelos, onde a falha se deve essencialmente ao colapso da conexão mista realizada pelo Crestbond. ....	180
Tabela 5.5 – Forças $P_{u,Num}$ obtidas na simulação dos modelos C1, E, H e J ao desconsiderar o atrito na superfície interna do PMPC. ....	189
Tabela 5.6 – Estudo das tensões de cisalhamento por atrito na superfície interna do PMPC. ....	189
Tabela 6.1 – Parâmetros considerados no estudo e intervalo de variação.....	199
Tabela 6.2 – Resultados de modelos com seção circular. ....	205
Tabela 6.3 – Resultados de modelos com seção retangular. ....	207
Tabela 6.4 - Resultados de modelos com seção quadrada. ....	208
Tabela 6.5 - Resultados de modelos que não possuem atrito na interface conector-concreto.....	209
Tabela 6.6 – Comparação entre resultados de modelos com seções circulares, variando a esbeltez $D/t$ . ....	218
Tabela 6.7 – Comparação entre resultados de modelos com seções retangulares, variando a esbeltez $B_1/t$ . ....	219
Tabela 6.8 – Modelo analítico proposto neste trabalho para o dimensionamento de conectores Crestbond aplicados em PMPC com seções compactas. ....	230
Tabela 6.9 – Modelos numéricos modificados para a consideração de um comportamento elasto-plástico perfeito no aço do conector Crestbond.....	233
Tabela 6.10 – Modelo analítico proposto neste trabalho para cálculo da capacidade característica associada a falha do aço do conector Crestbond. ....	236
Tabela A.1 – Resultados da investigação teórica sobre o uso de armaduras passantes nos <i>dowels</i> de concreto.....	257
Tabela A.2 – Características e propriedades dos modelos da série D. ....	259
Tabela A.3 - Características dos modelos e cálculo para capacidade do conector devido ao <i>pry-out</i> com $k_{méd}$ igual a 41. ....	260
Tabela A.4 - Características dos modelos e cálculo para capacidade da laje ao cisalhamento ....	260
Tabela A.5 – Comparação entre os estados-limites cisalhamento da laje de concreto e <i>pry-out</i> com $k_{méd}$ igual a 41..	261
Tabela A.6 – Comparação entre os estados-limites cisalhamento da laje de concreto e <i>pry-out</i> $k_{méd}$ ajustado.....	263
Tabela B.1 – Dimensões reais médias dos modelos com perfis tubulares circulares e com conectores Crestbond. ....	278
Tabela B.2 - Dimensões reais médias dos modelos com perfis tubulares retangulares e com conectores Crestbond..	278
Tabela B.3- Dimensões reais médias dos modelos com perfis tubulares circulares e com conectores pinos com cabeça. ....	278
Tabela D.1– Métodos iterativos utilizados nas simulações.....	301
Tabela D.2. – Materiais contituídos por aço para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3. ....	301
Tabela D.3 – Materiais contituídos por aço para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5. ....	301
Tabela D.4 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3 (continua na próxima página). ....	302
Tabela D.5 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5 (continua na próxima página)..	306



Tabela E.1 – Resultados de modelos com seção circular.....	312
Tabela E.2– Resultados de modelos com seção retangular.....	312
Tabela E.3 – Resultados de modelos com seção quadrada.....	313

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras romanas minúsculas

$a$	Menor comprimento entre <i>dowels</i> de aço
$a/c$	Relação água/cimento
$b$	Base menor do trapézio de referência no conector com geometria Crestbond
$c_o$	cobertura superior de concreto
$c_u$	Altura da base do conector ou cobertura inferior de concreto
$d$	Diâmetro de um perfil tubular circular ou comprimento dos lados de um perfil tubular quadrado
$e_x$	Passo do conector
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
$f_l$	Tensão que causa a estrição do aço do conecor
$f_{cc}$	Resistência à compressão do concreto confinado
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto não confinado
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{cm}$	Resistência à compressão média do concreto
$f_{ct}$	Resistência à tração do concreto
$f_{ctm}$	Resistência à tração média do concreto
$f_u$	Resistência à ruptura do aço
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do tubo de aço
$f_{yr}$	Resistência ao escoamento das armaduras
$f_{yr}$	Resistência ao escoamento do aço das barras de armaduras
$hd$	Altura do <i>dowel</i> de aço
$h_{po}$	Altura do cone de ruptura do concreto devido ao <i>pry-out</i>
$h_{sc}$	Altura total do conector
$k_{méd}$	Constante utilizada na formulação que designa a capacidade média de um conector sujeito ao <i>pry-out</i>
$k_{sc}$	Rigidez do conector de cisalhamento
$l_b$	Comprimento do fuste do conector
$l_{máx}$	Comprimento ao do núcleo de concreto abaixo do conector Crestbond que sofre dano à compressão
$m$	Base maior do trapézio de referência no conector com geometria Crestbond
$n$	Número de <i>dowels</i> de concreto; número total de conectores necessários entre a seção de momento máximo e a de momento nulo
$n_m$	Número total de conectores situados no comprimento $L_m$
$q_{cn}$	Força máxima por conector de cisalhamento
$q_{cn,Exp}$	Força máxima experimental por conector
$q_{cn,k}$	Capacidade característica resistente por conector
$q_{cn,méd}$	Capacidade média resistente por conector
$q_{cn,Num}$	Força máxima numérica por conector
$q_{cn,Rd}$	Força resistente de cálculo por conector
$q_d$	Força máxima por <i>dowel</i>
$q_{d,po}$	Força analítica para a falha do conector devido ao <i>pry-out</i> (força por conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> )
$q_{d,sh}$	Força analítica para a falha do conector devido ao cisalhamento do concreto (força por conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> )
$q_{d,st}$	Força analítica para a falha do aço do conector (força por conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> )
$q_{d,Teo}$	Força teórica para a falha do conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> (menor valor de força dentre os possíveis estados-limites)
$q_{Frontal}$	Força que a região frontal de conectores <i>composite dowels</i> resiste ao cisalhamento do concreto
$q_{sc}$	Força máxima por conector
$q_{sc,po}$	Força analítica para a falha do conector devido ao <i>pry-out</i>

$q_{sc,sh}$	Força analítica para a falha do conector devido ao cisalhamento do concreto
$q_{sc,st}$	Força analítica para a falha do aço do conector
$q_{sc,Teo}$	Força teórica para a falha do conector (menor valor de força dentre os possíveis estados-limites)
$s$	Deslizamento relativo determinado a uma força de $0,7P_{RK}$ ; espaçamento entre conectores
$t$	Espessa do perfil tubular
$t_c$	Espessura da laje de concreto
$t_{pl}$	Espessura da pré-laje
$t_{sc}$	Espessura do conector
$t_{sc}$	Espessura da chapa do conector
$w_c$	Abertura de fissura crítica do concreto

## Letras romanas maiúsculas

$A_a$	Área da seção transversal do perfil tubular
$A_b$	Área total das seções das barras de armaduras passante em um comprimento $e_x$
$A_c$	Área da seção transversal do núcleo de concreto
$A_{c0}$	Área de concreto carregada abaixo de dispositivos para introdução de forças
$A_D$	Área do <i>dowel</i> de concreto
$A_{D,i}$	Área efetiva de concreto
$A_{sc}$	Área da seção transversal do conector de cisalhamento
$A_{sf}$	Área total das seções das barras de armaduras em um comprimento $e_x$
$A_{tr}$	Área transversal total das barras de armadura de aço utilizada na laje de concreto
$A_{tr}$	Área transversal total das barras de armadura utilizadas na laje de concreto
$B$	Comprimento dos lados de um pilar com seção quadrada
$B_1$	Lado de maior comprimento de um pilar com seção retangular
$B_2$	Lado de menor comprimento de um pilar com seção retangular
CA	Concreto armado
$D$	Diâmetro de um pilar com seção circular; diâmetro do círculo inscrito no <i>dowel</i> de concreto
$D_c$	Variável de dano à compressão no concreto
$D_t$	Variável de dano à compressão no concreto
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_r$	Módulo de elasticidade das barras de armaduras
$F_a$	Força resistente que designa o escoamento da seção do perfil tubular de aço
$F_{at}$	Força transferida por atrito
$F_c$	Força resistente que designa o esmagamento do núcleo do concreto confinado pelo perfil tubular externo
$F_{cn,p1}$	Força resistente que designa a ruína do concreto provocado pela atuação do número total de conectores pinos com cabeça empregados no modelo ensaiado
$F_{cn,p2}$	Força resistente que designa a ruptura do aço dos conectores empregados no modelo ensaiado
$F_{cn,sh}$	Força resistente que designa o cisalhamento do núcleo de concreto provocado pela atuação do número total de conectores empregados no modelo ensaiado
$F_{cn,st}$	Força resistente que designa a falha do aço dos conectores empregados no modelo ensaiado
$F_{hd}$	Força horizontal atuante resistida pelos conectores quando a interação é completa
$F_v$	Força de cisalhamento
$K$	Razão entre as resistências as resistências $f_{cc}$ e $f_c$
$K$	Rigidez
$K_c$	Segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$L$	Comprimento total do pilar; comprimento total do conector
$L_a$	Comprimento de transferência de forças acima da chapa de ligação ente viga-pilar
$L_b$	Comprimento de transferência de forças acima da abaixo de ligação ente viga-pilar
$L_m$	Trecho de comprimento que deve ser utilizadas barras de armaduras de costura para controle de fissuração em lajes
$N$	Número de dowels de aço
$P$	Força aplicada

$P_{adh}$	Força que caracterizada pelo rompimento da aderência mecânica na interface entre os <i>dowels</i> de aço e concreto
$P_{cr}$	Força que caracterizada o esmagamento do concreto próximo à região da interface entre os <i>dowels</i> de aço e concreto
$P_{Rk}$	Força resistência característica do conector de cisalhamento
$P_u$	Força máxima por modelo
$P_{u,Exp}$	Força máxima experimental por modelo
$P_{u,Num}$	Força máxima numérica por modelo
$P_{u,Teo}$	Força teórica estimada para a falha do modelo ensiado a cisalhamento
$R$	Raio de curvatura do dowel de aço
$R_g$	Coefficiente para consideração do efeito de atuação de grupo de conectores
$R_p$	Coefficiente para consideração da posição do conector
$U1, U2$ e $U3$	Graus de liberdade translacionais nos nós dos elementos nas direções globais x, y, e z, respectivamente
$Uz$	Deslocamento controlado
$V_{po}$	Volume do cone do cone de concreto expelido devido ao pry-out.
$X$	Razão entre as deformações $\varepsilon_{c1}$ e $\varepsilon_{cc}$

## Letras gregas minúsculas

$\alpha$	Grau de interação dos conectores
$\alpha_P$	Constante
$\alpha_{c,1}$	Considerado igual a 0,85 para fins de dimensionamento em pilares mistos preenchidos com concreto
$\alpha_k$	Constante característica utilizada na formulação para a verificação do estado-limite <i>pry-out</i> quando utilizados conectores <i>composite dowels</i>
$\alpha_u$	Parâmetro que expressa a influência do tubo de aço sobre as tensões laterais de confinamento sobre o núcleo de concreto
$\beta$	Fator que representa a razão entre o carregamento aplicado nas chapas de ligação sobre o carregamento total aplicado na estrutura
$\gamma$	Coefficiente de correção
$\gamma_{ab}$	Coefficiente que leva em consideração o decaimento da resistência ao cisalhamento do concreto nos furos com o comprimento do conector Crestbond
$\gamma_{ap}$	Coefficiente que considera o efeito da armadura passante em conectores Crestbond
$\gamma_{cc}$	Coefficiente de correção para o confinamento do concreto
$\gamma_{exc}$	Coefficiente que considera o efeito da excentricidade do conector Crestbond
$\gamma_{par}$	Coefficiente que considera o efeito de espaçamento em conectores Crestbond paralelos
$\gamma_{sc}$	Coefficiente que considera o efeito do limite elástico do conector Crestbond
$\gamma_v$	Coefficiente de ponderação da resistência do conector
$\gamma_v$	Coefficiente de ponderação da resistência do conector
$\gamma_{xy,pl}$	Deformações plásticas de cisalhamento
$\delta_i$	Deslizamento relativo inicial
$\delta_{init}$	Deslizamento relativo durante a fase de ciclos nos ensaios de cisalhamento
$\delta_u$	Deslizamento relativo máximo
$\delta_{u,tot}$	Deslizamento relativo total somadas as fases de ciclos e carregamento monotônico nos ensaios de cisalhamento
$\delta_{uk}$	Capacidade característica de deslizamento
$\delta_{ult}$	Deslizamento relativo durante a fase de carregamento monotônico nos ensaios de cisalhamento
$\epsilon$	Excentricidade (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$\epsilon_l$	Deformação do aço correspondente $f_l$
$\epsilon_c$	Deformação de compressão no concreto
$\epsilon_{c1}$	Deformação do concreto correspondente a $f_c$
$\epsilon_y$	Deformação que corresponde a resistência $f_u$
$\epsilon_y$	Deformação que corresponde a resistência $f_y$
$\eta$	Fator utilizado na expressão que designa a capacidade média de um conector sujeito ao <i>pry-out</i>
$\eta_{cL}$	Coefficiente que considera o acréscimo de resistência do concreto devido ao seu confinamento
$\eta_D$	Fator de redução ligado a geometria de conector <i>composite dowels</i> utilizado no dimensionamento quando o estado-limite é cisalhamento do concreto
$\eta_D$	Fator que ligado a geometria do conector <i>composite dowels</i> , o qual é empregado para a verificação sobre a falha dos <i>dowels</i> de concreto por cisalhamento

$\eta_F$	Fator que contém as características mecânicas e geométricas da região frontal de um conector composite <i>dowels</i> e sendo utilizado no dimensionamento quando o estado-limite é cisalhamento do concreto
$\eta_S$	Fator utilizado para dimensionamento de conectores composite <i>dowels</i> quando o estado-limite é a falha do aço do conector
$\eta_S$	Fator que ligado a geometria do conector <i>composite dowels</i> , o qual é empregado para a verificação sobre a falha dos <i>dowels</i> de aço
$\lambda$	Índice de esbeltez da seção transversal
$\lambda_p$	Valor máximo de índice de esbeltez referente a seções compactas
$\lambda_r$	Valor máximo de índice de esbeltez referente a seções semicompactas
$\mu$	Coefficiente de atrito estático
$\mu_{vis}$	Viscosidade (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$\xi$	Fator de confinamento
$\rho_D$	Parâmetro que expressa o acréscimo de resistência do cisalhamento dos <i>dowels</i> de concreto devido à presença de barras de armaduras passantes
$\rho_{D,i}$	Parâmetro que expressa o acréscimo de resistência do <i>pry-out</i> devido à presença de barras de armaduras
$\sigma$	Tensão normal
$\sigma_x$	Tensão normal na direção do eixo x
$\sigma_{bo}/\sigma_{c0}$	Razão entre as resistências à compressão do concreto nos estados biaxial e uniaxial (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$\sigma_c$	Tensão de compressão no concreto
$\sigma_{c,Rd}$	Resistência de cálculo do concreto confinado
$\sigma_p$	Carregamento distribuído de compressão
$\sigma_t$	Tensão de tração no concreto
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\tau_{Rd}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
$\tau_{Sd}$	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
$\nu_a$	Coefficiente de Poisson do aço
$\nu_b$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\phi_b$	diâmetro do fuste do conector
$\chi_x$	Fator de redução utilizado para dimensionamento de conectores composite <i>dowels</i> quando o estado-limite é o <i>pry-out</i>
$\psi$	Ângulo de dilatação (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)

## Letras gregas maiúsculas

$\Phi_S$	Diâmetro das barras de armadura
----------	---------------------------------

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira De Normas Técnicas
ANSI	American National Standards Institute
AWS	American Welding Society
COV	Coefficiente de variação
DT	Transdutor de deslocamento
EER	Extensômetros elétricos de resistência
ELS	Estado-limite de serviço
ELU	Estado-limite último
EN	European Committee for Standardization
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
PE	Deformações plásticas
PEEQ	Deformações plásticas equivalentes
PMPC	Pilares mistos preenchidos com concreto
SF	Conector constituído por chapas sem recortes
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFV	Universidade Federal de Viçosa

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1	Considerações Iniciais .....	1
1.1.1	Pilares Mistos de Aço e Concreto .....	1
1.1.2	Transferência de Forças e Conectores de Cisalhamento .....	2
1.2	Objetivos .....	7
1.2.1	Objetivo Geral .....	7
1.2.2	Metodologia.....	7
1.3	Justificativa e Relevância do Tema .....	8
1.4	Organização do Texto .....	9
<b>2</b>	<b>Revisão Bibliográfica .....</b>	<b>11</b>
2.1	Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto.....	11
2.2	Efeito do Confinamento no Concreto .....	19
2.3	Meios Mecânicos para Transferência de Forças .....	26
2.4	Principais Características dos Conectores de Cisalhamento.....	28
2.4.1	Classificação dos Conectores de Cisalhamento.....	29
2.5	Tipos de Conectores de Cisalhamento.....	30
2.5.1	Conectores Pinos com Cabeça.....	30
2.5.2	Conectores Parafusos.....	33
2.5.3	Conectores Perfobond .....	35
2.5.4	Conectores <i>Composite Dowels</i> .....	37
2.6	Ensaio de Cisalhamento ( <i>Push-Test</i> ).....	50
2.6.1	Ensaio de Cisalhamento em Vigas Mistas .....	51
2.6.2	Ensaio de cisalhamento em PMPC .....	54
2.7	Região de Introdução de Forças em PMPC .....	57
<b>3</b>	<b>Análise Inicial sobre o Comportamento de Conectores Compostos por <i>Dowels</i> de Aço e Concreto.....</b>	<b>66</b>
3.1	Considerações Iniciais .....	66
3.2	Descrição dos Modelos Numéricos .....	67
3.2.1	Considerações Iniciais e Tipo de Malha.....	67
3.2.2	Método de Convergência Utilizado.....	69
3.2.3	Modelos Constitutivos para o Material Aço.....	73
3.2.4	Modelos Constitutivos para o Material Concreto.....	75

3.3	Comportamento de Conectores Crestbond em Ensaios de Cisalhamento Padrão .....	79
3.3.1	Programa Experimental Realizado por Veríssimo (2007).....	79
3.3.2	Análise Numérica de Ensaios de Cisalhamento Padrão Utilizando Conectores Crestbond.....	81
3.3.3	Análise Numérica de Modelos Simplificados para a Análises dos <i>Dowels</i> .....	88
3.3.4	Modelo Analítico Proposto para o Cálculo do Cisalhamento do Concreto Utilizando Conectores Crestbond.....	111
<b>4</b>	<b>Análise Experimental .....</b>	<b>117</b>
4.1	Considerações Iniciais .....	117
4.2	Descrição do Programa Experimental .....	118
4.2.1	Modelos Experimentais .....	118
4.2.2	Características e Propriedades dos Materiais .....	122
4.2.3	Instrumentação e Procedimentos de Ensaios.....	126
4.3	Estimativa de forças últimas .....	129
4.4	Análise Experimental.....	132
4.4.1	Apresentação dos Resultados .....	132
4.4.2	Estudo sobre a Fase de Ciclos e Rigidez do Modelos .....	140
4.4.3	Comportamento e Mecanismo de Falha de Conectores Crestbond em PMPC .....	147
4.4.4	Comportamento e Mecanismo de Falha de Conectores Pinos com Cabeça em PMPC .....	159
<b>5</b>	<b>Análise Numérica do Comportamento de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos.....</b>	<b>164</b>
5.1	Considerações Iniciais .....	164
5.2	Descrição dos Procedimentos de Modelagem .....	165
5.3	Aferição da Modelagem Numérica e Análise de Resultados.....	171
5.3.1	Introdução.....	171
5.3.2	Plastificação do Tubo de Aço como Estado-Limite Último.....	174
5.3.3	Colapso da Conexão Realizada pelo Crestbond.....	180
5.4	Investigações Adicionais .....	191
<b>6</b>	<b>Estudo Paramétrico.....</b>	<b>197</b>
6.1	Considerações Iniciais .....	197
6.2	Descrição dos Modelos do Estudo Paramétrico .....	198
6.3	Apresentação dos Resultados.....	203
6.4	Análise Final dos Resultados .....	212
6.5	Proposição de um Modelo Analítico para o Cálculo da Capacidade Média do Aço de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos.....	220

6.6	Proposição de um Modelo Analítico para o Cálculo da Capacidade Característica do Aço de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos .....	231
<b>7</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>237</b>
7.1	Conclusões .....	237
7.2	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	243
<b>8</b>	<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>244</b>
<b>Apêndices</b>		
<b>A</b>	<b>Estudos Complementares em Vigas Mistas com Conectores Crestbond..</b> .....	<b>254</b>
A.1	Controle de Fissuração de Laje Mista com Barras de Armadura de Costura .....	254
A.1.1	Prescrições da Norma ABNT NBR 8800:2008 .....	254
A.1.2	Investigação Teórica .....	255
A.2	<i>Pry-out</i> como Estado-Limite Último em Ensaios de Cisalhamento .....	258
A.3	Análise dos <i>Dowels</i> de Concreto de Conectores Crestbond Contínuos .....	264
<b>B</b>	<b>Dimensões Nominais e Reais dos Modelos Experimentais .....</b>	<b>267</b>
<b>C</b>	<b>Curvas Força <i>versus</i> Deslizamento dos Modelos Experimentais .....</b>	<b>279</b>
<b>D</b>	<b>Dados de Entrada dos Materiais no Programa Abaqus .....</b>	<b>300</b>
<b>E</b>	<b>Resultados Numéricos Suplementares para a Determinação da Capacidade de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos .....</b>	<b>311</b>
<b>F</b>	<b>Procedimentos Numéricos para o Estudo do Comportamento do Aço de Conectores Compostos por <i>Dowels</i> de Aço e Concreto (<i>Composite Dowels</i>) ...</b> .....	<b>314</b>





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

#### 1.1.1 Pilares Mistos de Aço e Concreto

Define-se como elemento estrutural misto de aço e concreto aquele em que há o trabalho conjunto de um perfil de aço e concreto. Dentre esses elementos, têm-se os pilares mistos, que podem ser preenchidos com concreto, totalmente revestidos ou parcialmente revestidos com concreto (Fig. 1.1).

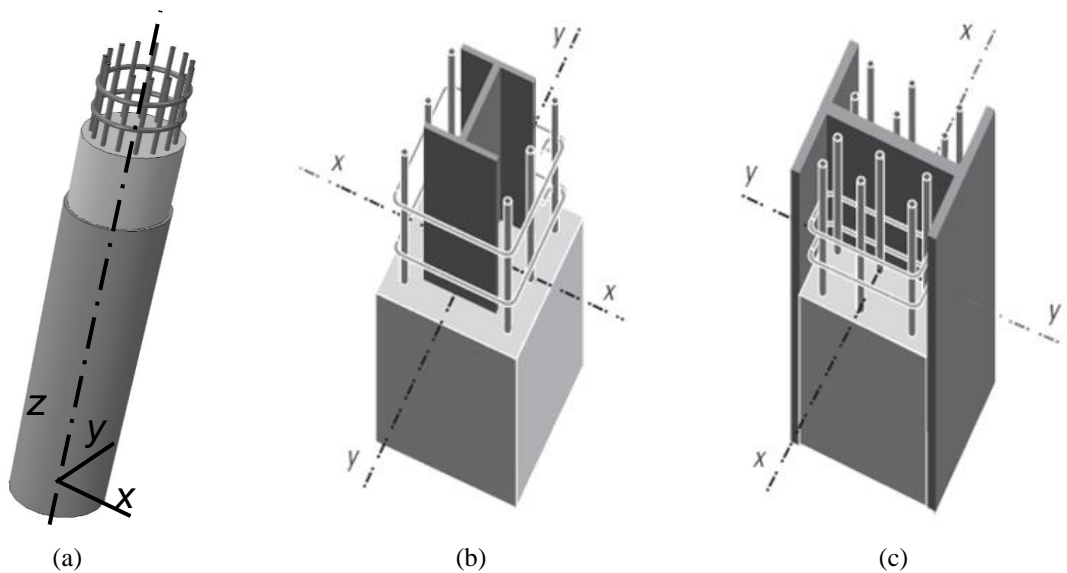


Figura 1.1 – Exemplos de pilares mistos de aço e concreto: (a) pilar misto de seção tubular preenchido com concreto, (b) pilar misto com perfil I revestido com concreto (Fakury *et al.*, 2016), (c) pilar misto com perfil I parcialmente revestido com concreto (Fakury *et al.*, 2016).

Os pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC), objeto do presente estudo, são constituídos por um tubo de aço externo circular ou retangular com concreto, armado ou não, no seu interior. Esses pilares, em relação aos pilares puramente de concreto, apresentam algumas vantagens estruturais, como o aumento da resistência do concreto do núcleo em função do confinamento proporcionado pelo tubo de aço, redução do peso próprio e das dimensões da seção transversal, aumento da ductilidade e a dispensa de fôrmas para concretagem. Em relação aos pilares puramente de aço, apresentam a vantagem de possuir mais rigidez e ainda o fato de que a flambagem local do tubo de aço fica restringida pelo núcleo de concreto.

O dimensionamento de pilares mistos no Brasil é prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008. Mais recentemente, foi editada a norma ABNT NBR 16239:2013, que apresenta algumas regras adicionais para o dimensionamento de PMPC, servindo de complementação para a ABNT NBR 8800:2008.

### **1.1.2 Transferência de Forças e Conectores de Cisalhamento**

Na Fig 1.2 é representado o comportamento dos PMPC considerando diferentes estágios de carregamento quando a estrutura é submetida à compressão centrada. Nessa ilustração, o carregamento é aplicado diretamente sobre o perfil de aço, com ambas as extremidades inferiores dos componentes, tubo de aço e núcleo de concreto, apoiados. Com a aplicação de um carregamento distribuído ( $\sigma_p$ ) sobre a superfície superior do tubo de aço, são desenvolvidas tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) na interface entre o tubo e o núcleo de concreto. Assim, parte do carregamento aplicado é transferida para o núcleo de concreto (Fig 1.2a). Contudo, à medida que se eleva o deslizamento relativo entre os componentes do PMPC, a transferência de forças de cisalhamento para o núcleo de concreto vai diminuindo até que a interação entre os componentes é interrompida (Fig 1.2b). Assim, um dos problemas no projeto de PMPC enfrenta é assegurar que as reações de apoio, transmitidas a esses pilares pelas vigas, se distribuam adequadamente entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. A norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008 reforça essas observações, prescrevendo que nas regiões de introdução de forças deve-se evitar que ocorra escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para isso, muitas vezes, devem ser utilizados conectores de cisalhamento para resistir à totalidade dos esforços solicitantes de cálculo na interface entre os dois materiais.

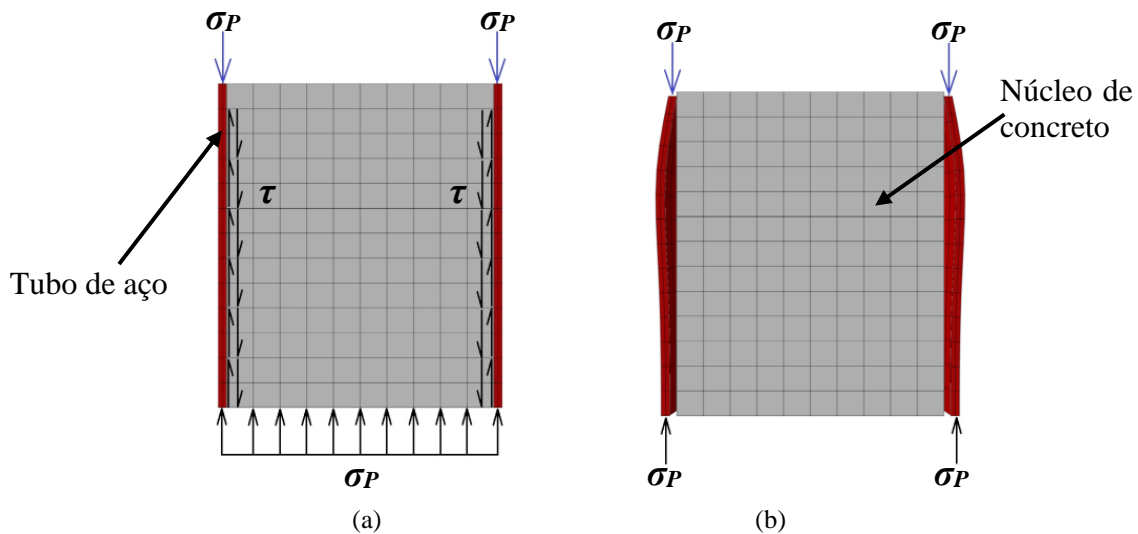


Figura 1.2 – Carregamento aplicado sobre o tubo de aço em um PMPC: (a) interação completa entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, (b) tubo de aço resistindo isoladamente ao carregamento imposto.

O comportamento do PMPC pode variar de acordo com a esbeltez da seção mista, a qual é função da relação entre o diâmetro da seção (ou lado, para seções quadradas) pela espessura do perfil tubular. Por exemplo, para maiores relações — seções mais esbeltas — o colapso do elemento misto pode ocorrer através da flambagem local do perfil tubular, como pode ser observado na Fig. 1.3. Contudo quando são utilizadas mais seções compactas — seções menos esbeltas — a flambagem local do perfil não ocorre e o efeito do confinamento sobre o concreto é considerável, conforme abordado com maiores detalhes no capítulo de revisão bibliográfica. Desse modo, percebe-se que ao empregar seções mais esbeltas a capacidade do PMPC é subaproveitada, com a interação entre tubo de aço e núcleo sendo interrompida prematuramente devido à flambagem local, antes que sejam atingidas as resistências ao escoamento e à compressão desses componentes, respectivamente.

Os conectores de cisalhamento se caracterizam por serem ligados, normalmente por meio de solda, ao perfil de aço, e se projetarem para o interior do concreto. Na Fig. 1.4 é ilustrado um elemento de PMPC, em que a ligação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto é realizada por conectores pinos com cabeça (*stud bolt*). Como a seção transversal do perfil do pilar é fechada, a montagem interna dos conectores de cisalhamento é dificultada, necessitando, em alguns casos, de soluções mais elaboradas. Na solução apresentada na Fig. 1.4, são feitas aberturas na parede do tubo e, posteriormente, são soldadas chapas com conectores pinos com cabeça.

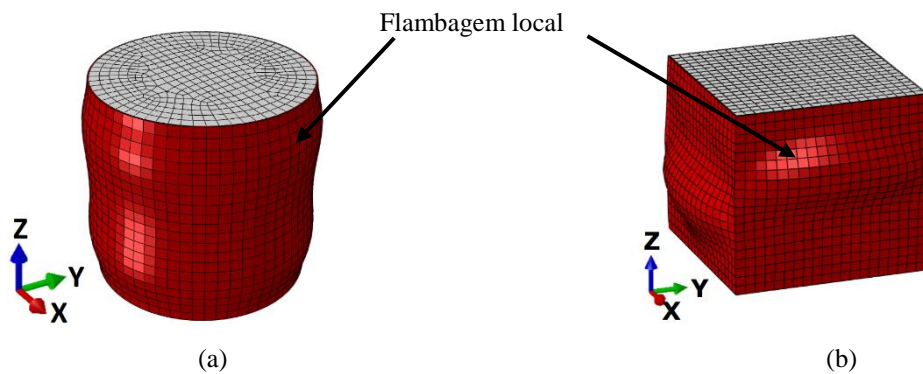


Figura 1.3 – Flambagem local em pilares curtos e esbeltos: (a) seção circular; (b) seção quadrada.

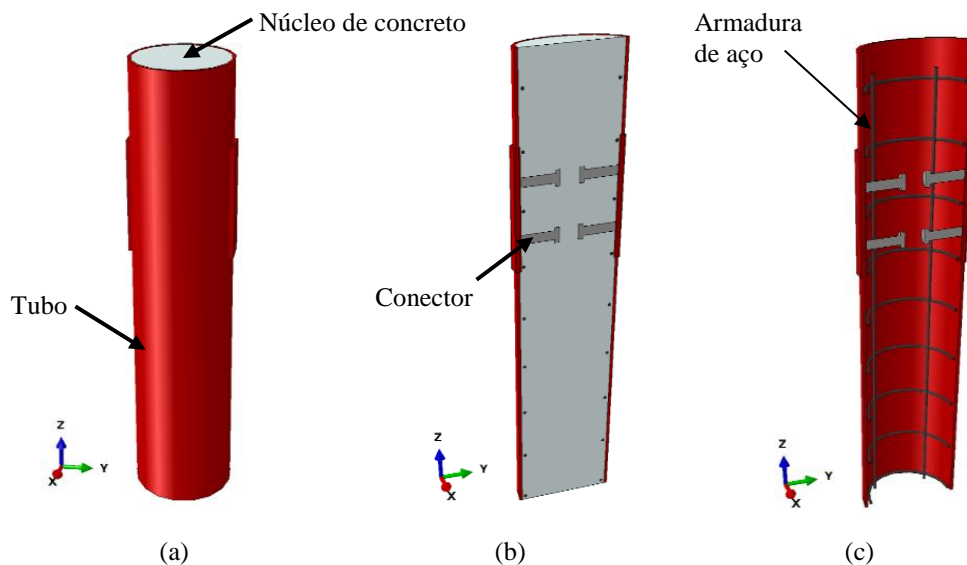


Figura 1.4 – Elementos de PMPC utilizando conectores pinos com cabeça: (a) vista sem corte, (b) vista com corte na direção longitudinal, (c) vista com corte na direção longitudinal antes da concretagem.

O comportamento dos conectores de cisalhamento pode ser definido pela rigidez, ductilidade e capacidade resistente. Esses parâmetros são obtidos através de curvas força *versus* deslizamento relativo entre o perfil de aço e o concreto, traçadas com os resultados de ensaios de cisalhamento (*push test*). Atualmente, o ensaio de cisalhamento mais adotado para a caracterização dos conectores de cisalhamento é o *standard push test*, com seus procedimentos definidos pela norma europeia EN 1994-1-12004.

Os mecanismos de transferência de forças em elementos de PMPC podem ser influenciados por diversos parâmetros, como: a aderência natural entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, o ganho de resistência do concreto devido ao seu confinamento, a fluência e a retração do concreto, o tipo de conector de cisalhamento utilizado e o tipo de carregamento aplicado sobre o PMPC.

Recentemente foi desenvolvido, e está sendo aprimorado por pesquisadores da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e da Universidade Federal de Viçosa (UFV), um conector formado por uma chapa de aço com recortes regulares, sendo a geometria de recorte padronizada e denominada como Crestbond. O Crestbond possui dentes trapezoidais de cantos arredondados (Fig. 1.5), permitindo que esses dentes interajam com a região de concreto entre as aberturas por tensões de contato. Essa geometria de conector foi concebida inicialmente por Veríssimo (2007).

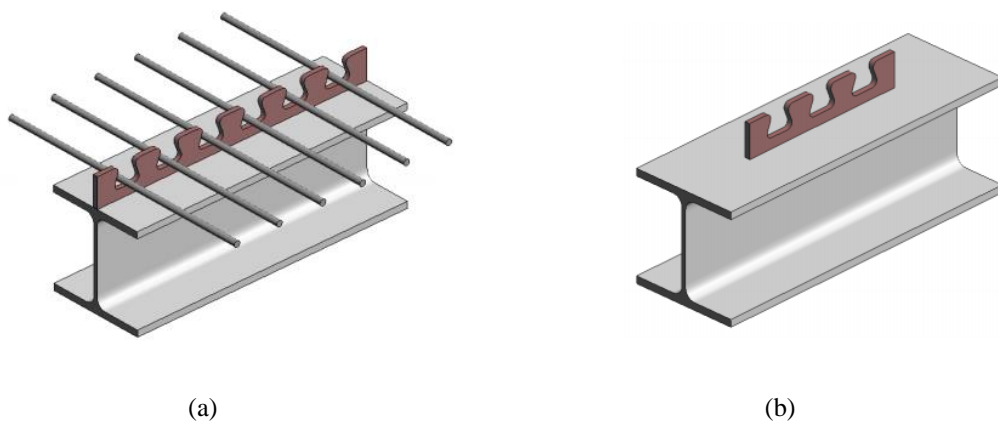


Figura 1.5 – Conector Crestbond (Veríssimo, 2007): (a) com armadura passante, (b) sem armadura passante.

Esses conectores formados por chapas e com geometria aberta são conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels*, sendo as geometrias mais estudadas, além do Crestbond, a *clothoidal-shaped* e a *puzzle-shaped*. Essas geometrias são comparadas na Fig. 1.6.

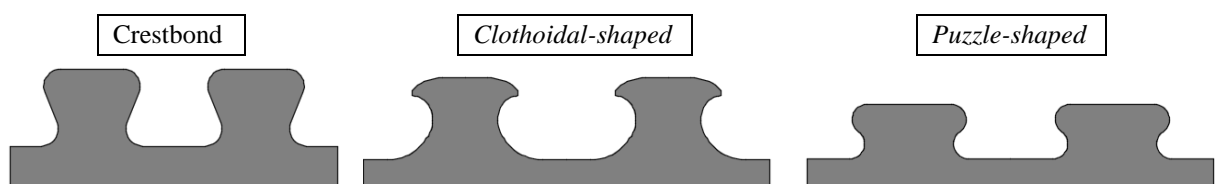


Figura 1.6 – Exemplos de geometria de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares (*composite dowels*).

O primeiro modelo analítico para o dimensionamento de conectores Crestbond foi proposto por Veríssimo (2007) e visava exclusivamente para o dimensionamento desses conectores em elementos de vigas mistas de edifícios. Posteriormente, mais estudos envolvendo essa geometria de conector foram realizados, sendo propostos outros modelos para o cálculo da capacidade do conector também aplicados em vigas mistas, que podem ser encontradas nos

estudos de Silva (2011) e Dutra (2014). Esses modelos foram desenvolvidos a partir da concepção analítica no qual o cisalhamento do concreto é o modo de falha predominante.

No entanto, recentes pesquisas demonstraram que os conectores *composite dowels* aplicados em vigas, em geral, podem estar sujeitos a outros estados-limites: falha do aço do conector ou ruptura cônica do concreto (*pry-out*). Na literatura vigente já podem ser encontrados guias de dimensionamento e uma aprovação técnica (com caráter normativo) que estabelecem critérios para a utilização de conectores com geometrias *clothoidal-shaped* e *puzzle-shaped* em vigas mistas de pontes e que estabelecem modelos de cálculo para a verificação dos estados-limites previamente citados (Seidl *et al.*, 2013a; Seidl *et al.*, 2013b; Z-26.4-56, 2013). Desse modo, há uma forte tendência de padronização das expressões dos conectores *composite dowels*, sendo necessário apenas a adaptação de coeficientes de ajuste que são função da geometria do conector. O trabalho de mestrado defendido recentemente por Almeida (2018) teve como um dos objetivos verificar a empregabilidade da equação da falha por *pry-out*, apresentada pela aprovação técnica Z-26.4-56 (2013), para conectores Crestbond em vigas mistas de edifícios, e ao final, realizou a proposição de ajustes na formulação base considerando a geometria do Crestbond.

Os conectores com geometria Crestbond, assim como os demais conectores *composite dowels*, apresentam um comportamento rígido e dúctil (Veríssimo, 2007; Seidl *et al.*, 2013a; Seidl *et al.*, 2013b), sendo esse comportamento ideal para os conectores de cisalhamento, pois evita que ele se rompa por fadiga em estado-limite de serviço e permite uma melhor redistribuição das forças de cisalhamento em estado-limite último. Além disso, esse conector permite a passagem de barras de armadura entre os dentes, o que é interessante do ponto de vista construtivo.

Na literatura são encontrados alguns estudos experimentais sobre a transferência de forças em elementos de PMPC, porém não foi observada a utilização de conectores com características semelhantes às dos conectores Crestbond (rígido e dúctil). Na literatura vigente, a interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto era realizada sem a presença de conectores ou somente por conectores flexíveis (conectores parafusos e pregos hilti).

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo Geral

Este projeto tem como objetivo geral desenvolver um modelo de cálculo para a determinação da capacidade resistente de conectores com geometria Crestbond utilizados para transferência de forças em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) de seções compactas.

### 1.2.2 Metodologia

Para que o objetivo geral do trabalho fosse alcançado, foi estabelecida a seguinte metodologia:

- analisar numericamente os ensaios experimentais encontrados na literatura nos quais o concreto não está confinado pelo tubo de aço que compõe os PMPC;
- desenvolver modelos de cálculo para a verificação e dimensionamento dos conectores Crestbond, em situações nas quais o concreto não está confinado pelo tubo de aço que compõe os PMPC, para os estados-limites de cisalhamento do concreto e de falha do aço do conector, baseando-se na concepção teórica desenvolvida para os conectores *clothoidal-shaped* e *puzzle-shaped*;
- realizar uma análise experimental composta de ensaios de cisalhamento com conectores Crestbond nos quais o concreto está confinado pelo tubo de aço que compõe os PMPC;
- desenvolver um modelo numérico capaz de prever adequadamente o comportamento de conectores Crestbond em PMPC;
- realizar um estudo paramétrico com o auxílio do modelo numérico desenvolvido;
- determinar adaptações necessárias nos modelos desenvolvidos para as situações nas quais não há o confinamento do concreto para que seja considerada a influência adicional da restrição lateral provocada pelo perfil tubular sobre a capacidade do conector Crestbond.



### 1.3 Justificativa e Relevância do Tema

O conector Crestbond, apesar de ter sido concebido recentemente, continua sendo bastante estudado, visando a seu aprimoramento e definição do seu comportamento sob condições distintas: Veríssimo (2007), Silva (2011), Silva (2013), Dutra (2014), Aguiar (2015), Petruski (2016) e Prado (2017).

Esses conectores podem atuar também como chapas de ligação *single plate*, através do prolongamento dessas chapas, como pode ser observado na Fig. 1.7. Assim, uma mesma chapa serve de ligação entre a viga e o pilar e permite a passagem de forças do tubo de aço para o núcleo de concreto. Além disso, o espaçamento entre os dentes permite a passagem dos estribos que constituem a armadura de aço no núcleo de concreto.

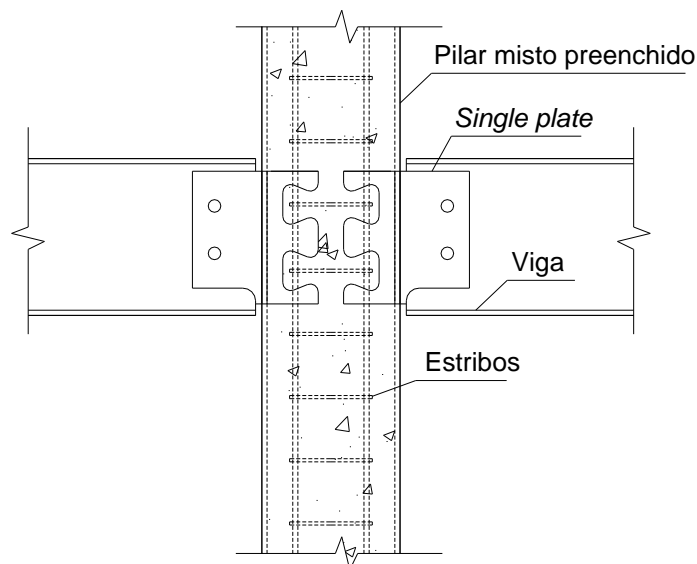


Figura 1.7 - Conector Crestbond com *single plate* (ligação com chapa simples), viga ligada e armaduras do pilar (Caldas *et al.*, 2010).

Tendo em vista a ausência de estudos sobre de transferência de forças em PMPC utilizando conectores rígidos, a crescente utilização das estruturas mistas no Brasil e a incessante busca por novas tecnologias no ramo das estruturas mistas de aço e concreto, optou-se, então, pelo estudo do comportamento de conectores Crestbond utilizados em PMPC.

## 1.4 Organização do Texto

Neste Capítulo 1 são apresentadas informações introdutórias ao tema, os objetivos e a justificativa do trabalho.

No Capítulo 2 é apresentado o estado da arte, englobando os tópicos essenciais à compreensão do tema proposto e seus aspectos mais relevantes, como: as características dos PMPC e seu comportamento estrutural; o efeito do confinamento do núcleo de concreto; descrição dos meios de transferência de forças; o comportamento dos conectores de cisalhamento, tendo como enfoque principal o Crestbond e demais geometrias de conectores *composite dowels* que são usualmente empregadas; procedimentos do ensaio *standard push test*; a compreensão da montagem e instrumentação de cisalhamento em PMPC realizados por diversos autores; e o estudo de transferência de forças entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto ao longo do comprimento de introdução de forças.

No Capítulo 3 é realizado um estudo numérico-analítico sobre o comportamento de conectores *composite dowels* em ensaios de cisalhamento de vigas mistas — situação na qual o concreto não está confinado pelo tubo de aço que compõe o PMPC. Neste capítulo buscou-se compreender a similaridade entre os comportamentos dos conectores Crestbond e *puzzle-shaped*. Ao final desse estudo, com base na abordagem analítica para o *puzzle-shaped*, são propostas formulações para o dimensionamento do Crestbond em elementos de vigas mistas contemplando a verificação nos estados-limites falha do aço e do cisalhamento do concreto.

No Capítulo 4 é apresentado o programa experimental que compreendeu as análises de 20 modelos de PMPC que foram ensaiados a cisalhamento, dentre os quais foram empregados conectores Crestbond (17 modelos) e conectores pinos com cabeça (3 modelos). Ao longo desse capítulo procurou-se descrever os procedimentos e a instrumentação adotados para os ensaios e os fenômenos observados durante a execução dos mesmos.

No capítulo 5 é realizada a aferição numérica dos modelos do programa experimental, buscando manter uma padronização dos critérios de modelagem adotados neste capítulo e nos apresentados no Capítulo 3. Além disso, é observado, com maiores detalhes, o comportamento dos componentes conectores, núcleo de concreto e tubo de aço.

No Capítulo 6, com a calibração numérica efetuada, é mostrada uma análise paramétrica de modelos de PMPC de seções compactas com conectores Crestbond, a qual permitiu que se estudasse a influência de diversos parâmetros mecânicos e de geometria sobre a capacidade da conexão mista. Posteriormente, é discutida a empregabilidade das equações desenvolvidas no Capítulo 3 — sem o confinamento do perfil tubular — para o dimensionamento da conexão mista com Crestbond em elementos de PMPC. Ao final, é examinado se o cisalhamento do concreto deixa de ser um estado-limite devido à alta compactidade das seções dos PMPC em estudo e é proposta uma nova adaptação da equação para a verificação da falha do aço do conector.

No capítulo 7 são dispostas as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros e, finalmente, no Capítulo 8 são apontadas as referências bibliográficas mencionadas ao longo da tese.

Algumas informações e estudos adicionais foram incluídos como apêndices ao texto, a saber: estudos complementares em vigas mistas com conectores Crestbond (Apêndice A); dimensões nominais e reais dos modelos experimentais (Apêndice B); relação completa das curvas força *versus* deslizamento relativo dos modelos experimentais (Apêndice C); dados de entrada dos materiais no programa Abaqus (Apêndice D); resultados numéricos suplementares para a determinação da capacidade de conectores Crestbond aplicados em pilares mistos (Apêndice E); procedimentos numéricos para o estudo do comportamento do aço de conectores *composite dowels* (Apêndice F).

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto

Os pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto (PMPC) são compostos por dois componentes que trabalham como um único elemento estrutural: o perfil tubular de aço e o núcleo de concreto. As seções usualmente mais empregadas são as circulares, quadradas e retangulares. Essas seções são ilustradas na Fig. 2.1, onde  $t$  é a espessura do perfil tubular,  $D$  é o diâmetro externo da seção circular,  $B$  o lado da seção quadrada e  $B_1$  e  $B_2$  são os lados com maior e menor comprimento, respectivamente, de uma seção retangular.

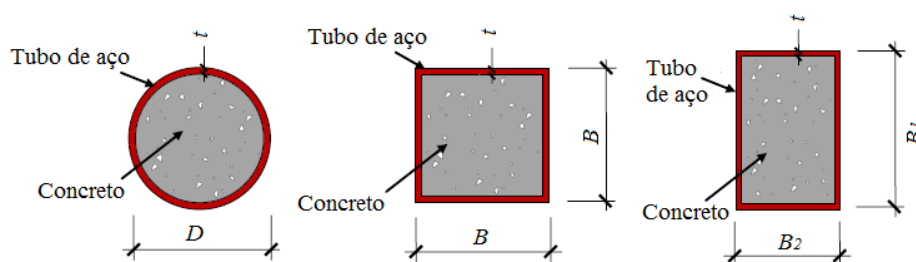


Figura 2.1– Seções de PMPC mais usuais: (a) circular; (b) quadrada; e (c) retangular (Han *et al.*, 2014).

Seções transversais de formas geométricas menos usuais podem ser também empregadas para atender a critérios estéticos e arquitetônicos, podendo-se citar: poligonal, semicircular e elíptica, dentre outras. Seções com tubos de aço enrijecidos também podem ser empregados, melhorando o comportamento do perfil tubular contra a flambagem local e contribuindo para um possível aumento de resistência da seção devido ao acréscimo de confinamento do concreto gerado pelas paredes dos enrijecedores (Fig. 2.2).

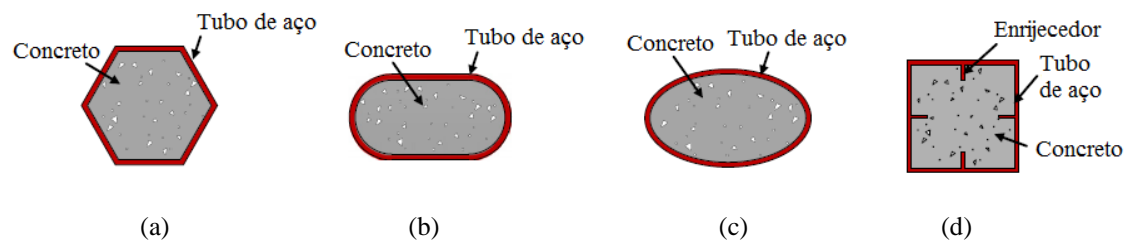


Figura 2.2 – Exemplos de seções transversais menos utilizadas: (a) poligonal; (b) semicircular; (c) elíptica e (d) retangular enrijecida (Han *et al.*, 2014).

Uma das vantagens dos PMPC é a dispensa do uso de fôrmas durante a concretagem, reduzindo custos na obra e o tempo de concretagem. O lançamento do concreto pode ser realizado de duas maneiras: (a) bombeamento na extremidade inferior do pilar (Fig. 2.3a), (b) bombeamento na extremidade superior do pilar (Fig. 2.3b). Quando o bombeamento se dá na extremidade superior do pilar, torna-se essencial a sua vibração para garantir o adensamento necessário do concreto.

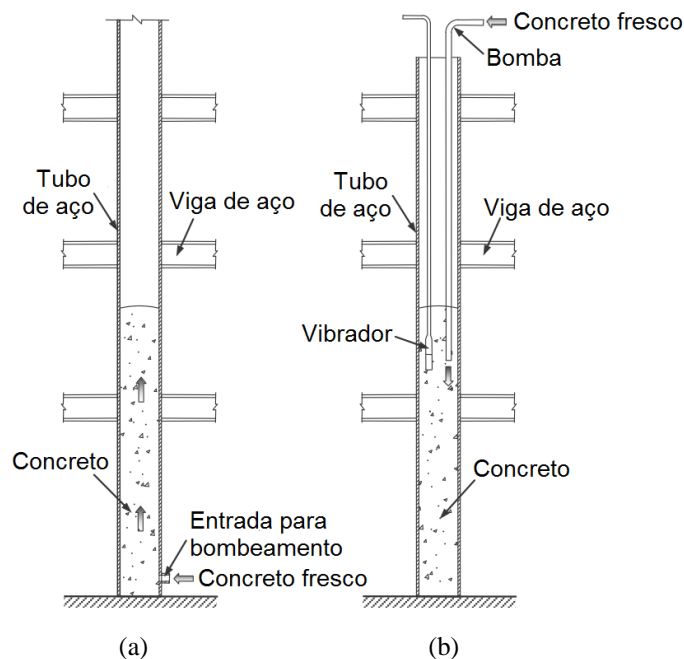


Figura 2.3 - Lançamento do concreto convencional em PMPC (Han *et al.*, 2014): (a) na extremidade inferior; (b) na extremidade superior.

Os PMPC têm sido utilizados como elementos estruturais em diversas áreas da construção civil. Destaca-se sua aplicação nos sistemas estruturais de edifícios, sobretudo de edifícios altos. Também são utilizados em obras de arte como viadutos e pontes, em cais, portos e estruturas em plataformas marítimas. Em alguns países da Ásia e Oceania esse elemento estrutural vem sendo bastante utilizado devido à sua melhor propriedade de resistir aos efeitos de abalos sísmicos, proporcionada pelo aumento da capacidade resistente do pilar, por conta do

confinamento. Isso ocorre pela alta ductilidade promovida pelo tubo de aço e pela grande capacidade de absorção de energia (Johansson e Gylltoft, 2002). O emprego de pilares mistos começou a se popularizar nos Estados Unidos da América, no início da década de 1970 (Viest, 1984). Segundo Morino e Tsuda (2003), em 1961, foi publicado o primeiro artigo técnico no Japão sobre pilares mistos comprimidos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto, utilizados em uma torre de transmissão de energia.

Na Fig. 2.4 são comparados os comportamentos e capacidades resistentes de pilares: de aço (tubo); de concreto armado (CA); e, mistos (PMPC). Observando a Fig. 2.4a, nota-se que a capacidade resistente de um PMPC é maior que a soma das capacidades isoladas dos pilares constituídos por tubo de aço e de concreto armado. Esse ganho de capacidade resistente ocorre devido ao confinamento do núcleo de concreto provocado pelo tubo de aço. Menciona-se ainda que esse confinamento gera também um aumento significativo de ductilidade nos PMPC, como pode ser observado na Fig. 2.4b. Dessa forma, o preenchimento da seção de um tubo de aço com concreto, promove um aumento da capacidade resistente do pilar sem alterar suas dimensões externas. Se comparados os PMPC com os pilares usuais de concreto armado, o uso dos PMPC permite que a estrutura se torne mais leve, havendo uma redução do peso e do seu volume, e dessa forma, uma fundação mais econômica (Hassanein *et al.*, 2015).

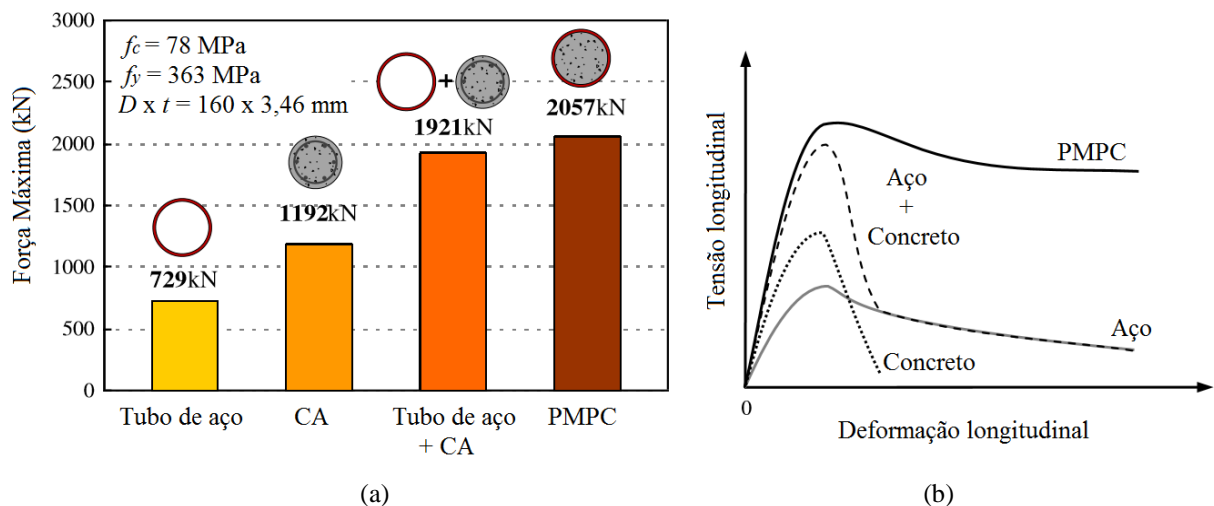


Figura 2.4 – Comportamento e capacidade resistente dos PMPC (Han *et al.*, 2014).

Uma comparação entre os possíveis modos de falha, entre pilares curtos tubulares mistos preenchidos com concreto com os componentes tubo de aço e núcleo de concreto atuando estruturalmente separadamente, pode ser observada na Fig. 2.5. Nota-se que os pilares curtos de aço estão sujeitos à flambagem local com deslocamentos nas direções interna e externa, e os pilares de concreto sem armação falham pela ruptura ao cisalhamento. Quando esses dois

componentes atuam em conjunto, a flambagem local do tubo em direção ao seu interior é prevenida pelo núcleo de concreto, e este componente por sua vez, tem como modo de falha o esmagamento. Em PMPC mais esbeltos, o núcleo de concreto contribui para um aumento de inércia do pilar, dificultando que o pilar falhe por instabilidade global. Outra qualidade dos PMPC é disposição de seus componentes: o tubo de aço, por ser o componente mais externo, permite uma maior inércia do perfil – aproveitando melhor a resistência do material – e o núcleo de concreto, componente interno, apresenta ganho da capacidade resistente do material devido ao seu confinamento.

Em situações de incêndio, o perfil tubular do PMPC ficará diretamente exposto ao fogo, perdendo a sua capacidade resistente, razão pela qual em muitos casos são necessárias soluções construtivas para contornar esse problema (Falah, 2010). Contudo, mesma com essa perda, a capacidade resistente ainda é maior quando comparada à dos pilares tubulares de aço isolados. Isso ocorre porque, nos PMPC, uma determinada quantidade de calor é absorvida pelo núcleo de concreto, e assim o perfil tubular fica sujeito a uma menor taxa de elevação de temperatura (Han *et al.*, 2014).

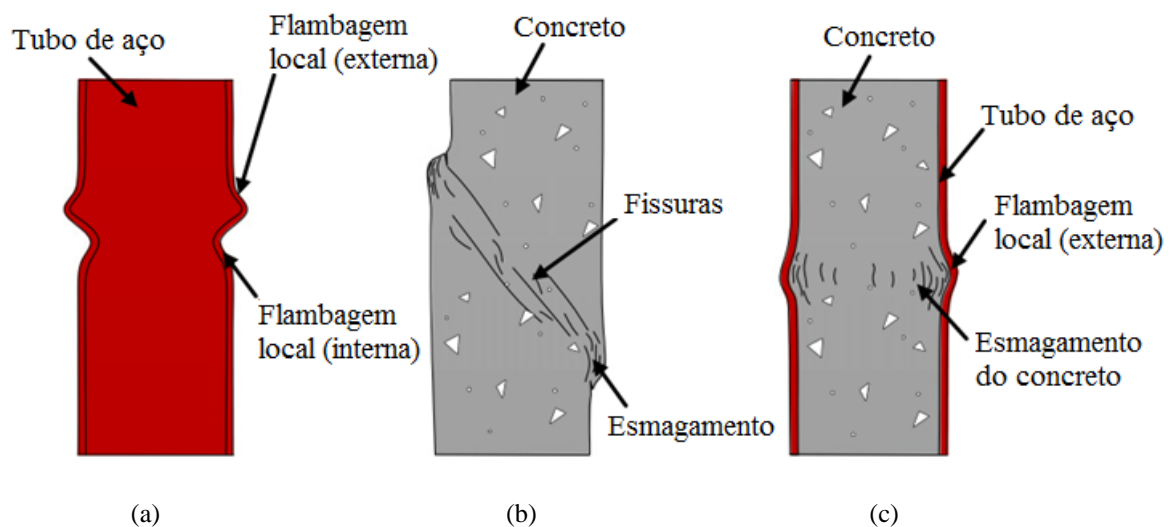


Figura 2.5 – Falha em pilares: (a) tubulares de aço; (b) concreto simples; (c) PMPC (Han *et al.*, 2014).

Segundo as normas americana ANSI/AISC 360-16, europeia EN 1994-1-1:2004 e brasileira ABNT NBR 8800:2008, a flambagem local do perfil tubular, em elementos de PMPC, pode ser desprezada quando as relações apresentadas na Tab. 2.1 não são excedidas. Para se ter uma noção da ordem de grandeza, os valores de  $E_a$  e  $f_y$  são substituídos por 200000 MPa e 345 MPa, respectivamente, e a formulação reescrita na Tab. 2.2. Observando essa tabela, percebe-se que a norma europeia é a mais conservadora e a americana a menos conservadora. A norma ANSI/AISC 360-16 ainda classifica as seções transversais dos PMPC de acordo com o índice

de esbeltez da seção, com  $\lambda = D/t$  (seções circulares) ou  $\lambda = B/t$  (seções retangulares). As seções podem ser classificadas como compactas, semicompactas e esbeltas, conforme os intervalos de esbeltez definidos na Tab. 2.3. Observando as formulações da ANSI/AISC 360-16, nas Tabs. 2.1 e 2.3, nota-se que para as seções compactas e semicompactas, não ocorre a flambagem local do tubo de aço ( $\lambda \leq \lambda_r$ ), sendo a plastificação da seção como estado-limite último.

Tabela 2.1 – Intervalos em que a flambagem local no perfil tubular nos PMPC pode ser desconsiderada.

Norma	Seção Circular	Seção Retangular*
ANSI/AISC 360-16	$D/t \leq 0,19(E_a/f_y)$	$B/t \leq 3,0\sqrt{E_a/f_y}$
EN 1994-1-1:2004	$D/t \leq 90(235/f_y)$	$B/t \leq 52\sqrt{235/f_y}$
ABNT NBR 8800:2008	$D/t \leq 0,15(E_a/f_y)$	$B/t \leq 2,26\sqrt{E_a/f_y}$
Obs: *Caso sejam utilizadas seções retangulares, $B$ é considerado como o valor do comprimento de maior lado.		

Tabela 2.2 - Intervalos em que a flambagem local no perfil tubular nos PMPC pode ser desconsiderada, com  $f_y = 345$  MPa e  $E_a = 200000$  MPa.

Norma	Seção Circular	Seção Retangular*
ANSI/AISC 360-16	$D/t \leq 110,14$	$B/t \leq 72,23$
EN 1994-1-1:2004	$D/t \leq 61,30$	$B/t \leq 42,92$
ABNT NBR 8800:2008	$D/t \leq 86,96$	$B/t \leq 54,41$

Tabela 2.3 – Classificação de seções de PMPC de acordo com a norma ANSI/AISC 360-16.

Tipo de seção	Seção circular	Seção retangular
Compacta	$\lambda \leq \lambda_p$ $\lambda_p = 0,15(E_a/f_y)$	$\lambda \leq \lambda_p$ $\lambda_p = 2,26\sqrt{E_a/f_y}$
Semicompacta	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ $\lambda_r = 0,19(E_a/f_y)$	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ $\lambda_r = 3,0\sqrt{E_a/f_y}$
Esbelta	$\lambda_r < \lambda \leq 0,31(E_a/f_y)^a$	$\lambda_r < \lambda \leq 5,0\sqrt{E_a/f_y}^a$
OBS: <sup>a</sup> Na norma ANSI/AISC 360-16 é permitido dimensionar PMPC com seções esbeltas apresentando esbeltez máximas de $0,31(E_a/f_y)$ e $5,0\sqrt{E_a/f_y}$ para as seções circulares e retangulares, respectivamente.		



Aslanit *et al.* (2015) classificam os elementos de PMPC em curtos ou esbeltos, sendo considerados pilares curtos os que apresentam relação  $L/B$  ou  $L/D$  menor ou igual a 4 e os pilares esbeltos quando essa relação é superada. Os autores ainda classificam os componentes dos PMPC de acordo com suas respectivas resistências mecânicas, sendo considerados concretos e tubos de alta resistência mecânica quando  $f_c \geq 60$  MPa e  $f_y \geq 450$  MPa, respectivamente, onde  $f_c$  é a resistência do concreto à compressão e  $f_y$  a resistência ao escoamento do aço.

Nos estudos de Ellobody *et al.* (2006), foram analisados PMPC curtos e de seção compacta submetidos à compressão centrada. Nas Figs. 2.6a e 2.6b são apresentadas curvas força *versus* encurtamento de modelos com relação  $D/t = 20$  e  $D/t = 40$ , variando a resistência do concreto. Nota-se que reduzindo a relação  $D/t$  pela metade, há um aumento considerável da capacidade resistente do pilar misto. Contudo, observa-se nas curvas com relação  $D/t = 40$ , uma perda de ductilidade para modelos com concreto de alta resistência ( $f_c \geq 60$  MPa). Nota-se também que o aumento da resistência do concreto possui pouca influência na rigidez do PMPC, porém, proporciona um aumento do ramo linear das curvas. Esse comportamento da rigidez nos PMPC também é descrito por Gibbons e Scott (1996) e Abed *et. al* (2013).

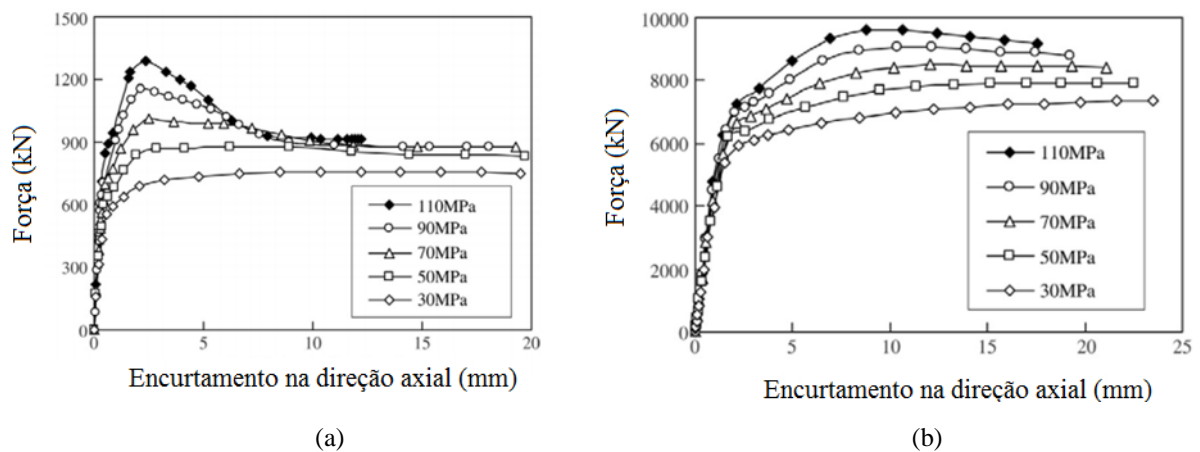


Figura 2.6 - Diagramas força *versus* encurtamento na direção axial do PMPC (Ellobody *et al.*,2006): (a) relação  $D/t = 40$ ; (b) relação  $D/t = 20$ .

Para que se garanta que o pilar funcione como um elemento misto, é necessário que haja interação entre o aço e o concreto. Essa interação é obtida através da aderência natural, na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, ou por conectores de cisalhamento. Os conectores de cisalhamento são utilizados quando as tensões de cisalhamento solicitantes de cálculo ( $\tau_{Sd}$ ) na interface entre os componentes superam as tensões de cisalhamento resistentes de cálculo ( $\tau_{Rd}$ ) garantidas pela aderência natural. As normas ABNT NBR 8800:2008 e EN

1994-1-1:2004 especificam  $\tau_{Rd} = 0,55$  MPa e  $\tau_{Rd} = 0,40$  MPa para os PMPC com seções circulares e retangulares (incluindo as quadradas), respectivamente. Na norma ANSI/AISC 360-16, é especificado  $\tau_{Rd} = 0,4$  MPa, para as seções retangulares, quadradas e circulares.

Segundo Falah (2010), o descarregamento de esforços das vigas sobre os PMPC – forças e/ou momento fletor – pode ser realizado somente sobre o perfil tubular de aço ou sobre o perfil tubular de aço e o núcleo de concreto simultaneamente, dependendo do tipo de ligação adotado. Chaves (2001) e Falah (2010) mencionam que há uma grande dificuldade na execução de ligações entre vigas e PMPC, sendo necessárias soluções mais elaboradas em alguns casos. Na Fig. 2.7a é ilustrado um exemplo de ligação em que cantoneiras são conectadas à alma da viga, garantindo a transmissão da reação de apoio (força cortante) para o perfil tubular de aço. Na Fig. 2.7b a reação da viga é aplicada diretamente na extremidade do PMPC, sobre o perfil tubular e o núcleo de concreto. Quando se deseja uma ligação rígida entre a viga e o PMPC, são utilizados usualmente diafragmas, como pode ser observado na Fig. 2.8.

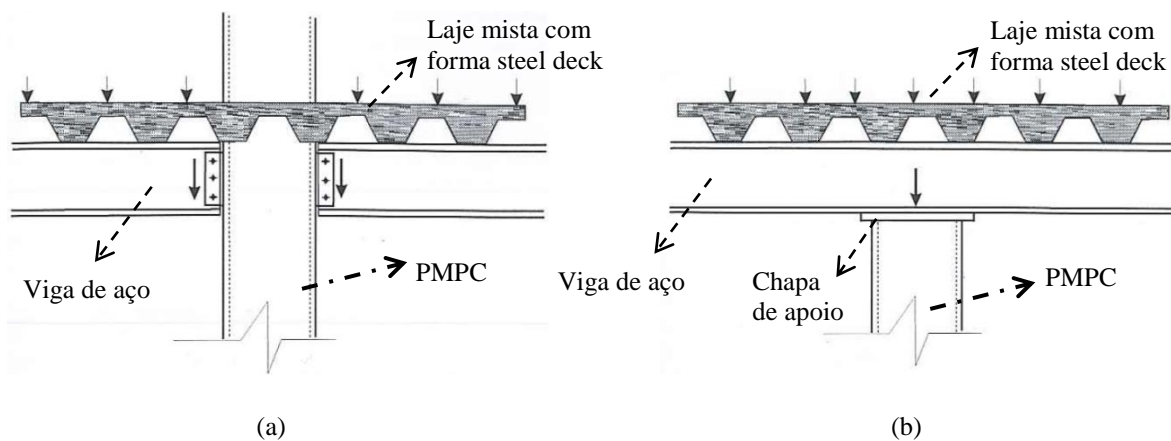


Figura 2.7 – Exemplos de ligações não rígidas em PMPC (Falah, 2010): (a) ligação flexível da viga de aço ao perfil tubular de aço do PMPC; (b) viga de aço apoiada no PMPC.

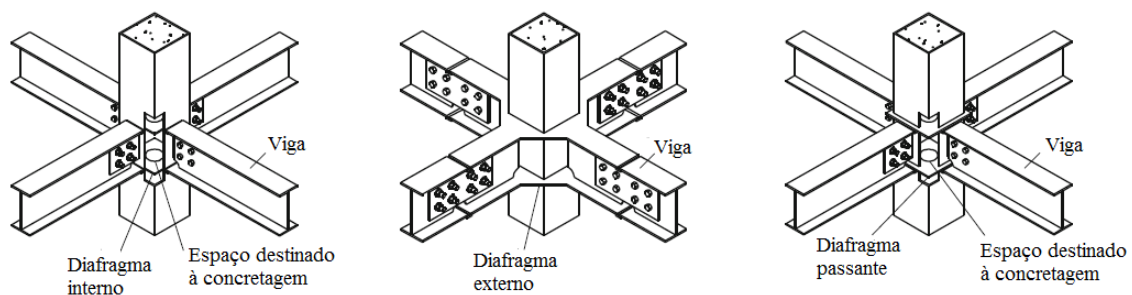


Figura 2.8 – Exemplos de ligações rígidas com diafragma em PMPC (Guangtai *et al.*, 2015): (a) diafragma interno; (b) diafragma externo; (c) diafragma passante.

Yu *et al.* (2015) analisaram o comportamento de PMPC em função de diferentes tipos de agregados que compõem o traço do concreto. Dentre os tipos de agregados estudados têm-se o calcário, agregado leve, escória de alto forno e sucata de vidro. Todos os modelos apresentavam a relação água-cimento (a/c) igual a 0,42. Os resultados demonstraram que apesar da utilização de diferentes tipos de agregados, as forças máximas experimentais dos modelos apresentaram valores bastante próximos às forças máximas previstas. Para a previsão dessas forças foi utilizada a norma EN 1994-1-1:2004. Os PMPC com escória de alto forno e sucata de vidro apresentaram uma rigidez inicial maior em relação aos pilares com outros tipos de agregados. Observou-se que ao se utilizar agregados leves na composição do concreto, houve uma queda da capacidade resistente e ductilidade dos PMPC se comparados com os outros modelos. Os autores mencionam que a formulação da EN 1994-1-1:2004 não se mostrou adequada, superestimando o acréscimo de resistência e a ductilidade do PMPC com agregado leve na composição do concreto.

Embora a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 cubra de uma forma ampla o projeto de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, ela não contempla com precisão algumas particularidades das estruturas com perfis tubulares. Essas particularidades são apresentadas na norma ABNT NBR 16239:2013, que contém algumas orientações adicionais para o dimensionamento de estruturas de PMPC. Por exemplo, a ABNT NBR 16239:2013 especifica que quando se torna necessária a utilização de conectores de cisalhamento em PMPC, podem ser utilizados dispositivos similares aos dispositivos tipo 1 e tipo 2 (Fig. 2.9). Nos dispositivos tipo 1 são empregados parafusos de alta resistência e nos dispositivos tipo 2 conectores pinos com cabeça.

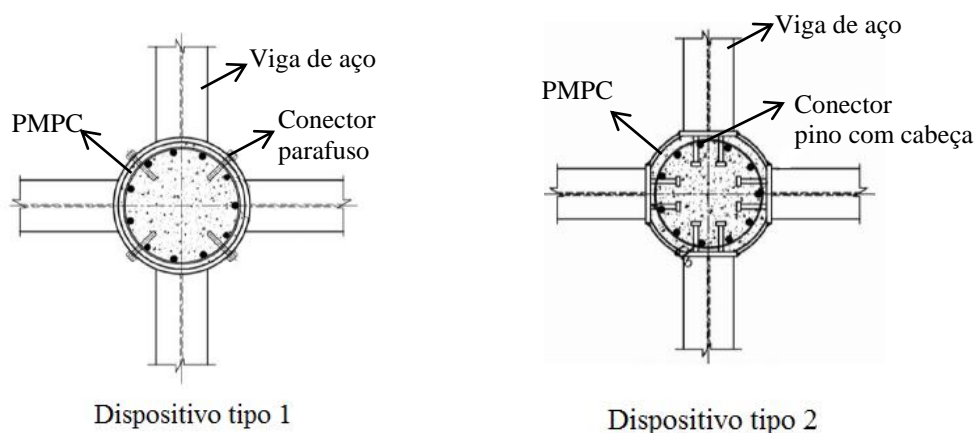


Figura 2.9 – Dispositivos de transferência de forças (ABNT NBR 16239:2013).

## 2.2 Efeito do Confinamento no Concreto

O concreto é um material heterogêneo e composto, na sua composição básica, de areia, cimento, água e de agregados graúdos e miúdos. Em algumas ocasiões, costuma-se adicionar outro material na composição do concreto, para a obtenção de propriedades específicas, modificando, por exemplo, a sua resistência e a sua durabilidade. O comportamento do concreto é complexo e depende da proporção dos materiais que o constituem.

Conforme citado no Subitem 2.1 a capacidade resistente de um PMPC é superior à soma da capacidade do tubo de aço isolado e do núcleo de concreto isolado (Fig. 2.4). Esse aumento da capacidade resistente é devido ao confinamento do núcleo de concreto proveniente da restrição lateral provocada pelo perfil externo tubular. Diversos autores relatam que o comportamento dos PMPC está relacionado à deformação lateral dos materiais que compõem o pilar misto, ou seja, é influenciado pelos valores dos coeficientes de Poisson do aço e do concreto (Chaves, 2001; Johansson e Gylltoft, 2002; Sakino, 2006; Shams e Saadeghvaziri, 1999). Nos PMPC, para valores baixos de carregamento, o aço apresenta uma maior deformação radial do que o concreto, por possuir um coeficiente de Poisson ( $\nu_a \cong 0,30$ ) mais elevado que o coeficiente de Poisson do concreto ( $\nu_c \cong 0,20$ ). Logo, para essa situação não haverá confinamento do núcleo de concreto. Com a elevação do carregamento, o processo de fissuração no concreto se intensifica. Assim, o coeficiente de Poisson aparente do concreto se eleva, permitindo uma maior expansão em relação ao tubo de aço, que por sua vez, restringe a expansão do núcleo de concreto, gerando tensões de confinamento. A fissuração do concreto se intensifica para tensões próximas de  $0,5f_c$ . Para esse estágio de carregamento e posteriormente, o núcleo de concreto está submetido a um estado triaxial de tensões, e o tubo de aço a um estado biaxial de tensões. Em estágios mais avançados de carregamento, o tubo de aço atinge a sua força máxima (escoamento para seções compactas e semicompacta, ou flambagem local para seções esbeltas), não conseguindo suportar um maior carregamento e ocasionando um aumento de transferência de forças para o núcleo de concreto. O mecanismo de transferência de força, nesse estágio, pode ser visualizado na Fig. 2.10.

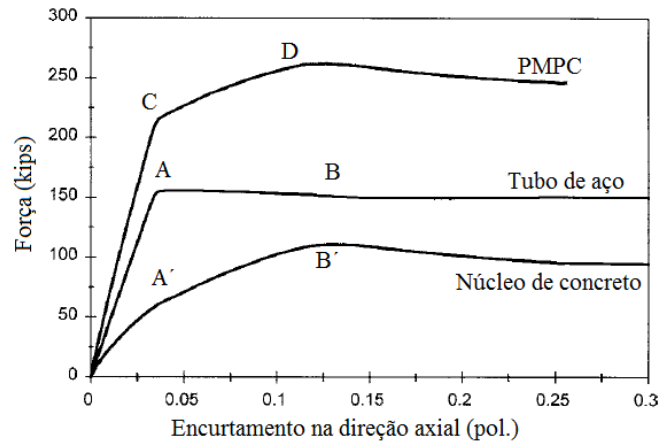


Figura 2.10 - Diagramas força *versus* encurtamento na direção axial do PMPC e componentes tubo de aço e núcleo de concreto (Shams e Saadeghvaziri, 1999).

Segundo Shams e Saadeghvaziri (1999), os comportamentos pós-críticos dos PMPC com seções circulares e retangulares são diferentes, porém, o mecanismo de transferência de forças é similar. Os autores descrevem como se dá o comportamento de PMPC curtos em diferentes estágios de carregamento. No primeiro estágio de carregamento, o tubo de aço absorve a maior parcela de força até que se atinja a sua força máxima (observar ponto A na Fig. 2.10). Posteriormente, há uma maior parcela de forças sendo transferidas do tubo de aço para o núcleo de concreto (observar trecho entre pontos A' e B'). Com o avanço do carregamento, a taxa de transferência de forças do tubo para o concreto começa a diminuir até que se atinja a capacidade no núcleo de concreto (ponto B'). Após a esse estágio, ocorre uma redistribuição de forças do núcleo de concreto para o tubo de aço, com o tubo de aço sofrendo comportamento de encruamento.

Na Fig. 2.11 são apresentadas curvas típicas tensão *versus* deformação para o concreto confinado com  $f_c = 41$  MPa, retiradas do estudo de Han *et al.* (2001), em função do fator de confinamento:

$$\xi = \frac{A_a f_y}{A_c f_c} \quad (2.1)$$

onde  $A_a$  é área da seção do tubo de aço,  $A_c$  é a área da seção no núcleo de concreto,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do tubo de aço e  $f_c$  a resistência do concreto à compressão.

Observando a Fig. 2.11, nota-se que quanto maior for  $\xi$  maior será o efeito de confinamento no núcleo de concreto. Percebe-se também que para o mesmo valor do fator  $\xi$ , menor será o efeito de confinamento do núcleo de concreto em PMPC com seções quadradas.

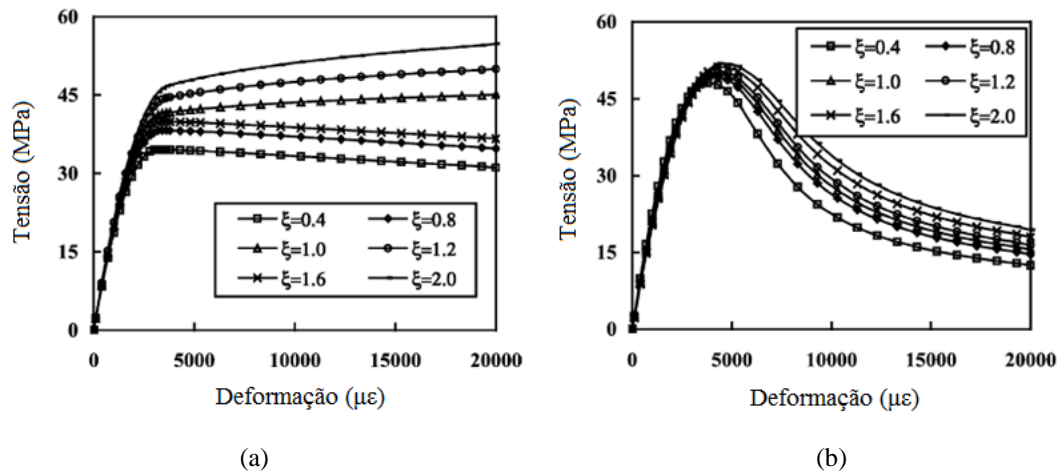


Figura 2.11 - Curvas típicas de tensão *versus* deformação para o concreto confinado com  $f_c = 41$  MPa: (a) PMPC com seções circulares; (b) PMPC com seções quadradas (Han, 2004).

Segundo Han *et al.* (2005), o comportamento plástico dos PMPC pode ser descrito por uma curva tensão *versus* deformação em função do fator  $\zeta$ , como se observa na Fig. 2.12. Nessa figura há três possíveis inclinações entre os pontos A e B, definidas em função dos fatores  $\zeta$  e  $\zeta_o$ . Quando  $\zeta = \zeta_o$  o trecho A-B é aproximadamente linear com inclinação nula. Para um maior fator de confinamento, ou seja,  $\zeta > \zeta_o$ , o trecho A-B apresenta uma rigidez positiva. Quando  $\zeta < \zeta_o$ , entre os pontos A e B há um trecho com amolecimento. Han (2004)<sup>1</sup> *apud* Han *et. al* (2005) definem  $\zeta_o = 1,1$  e  $\zeta_o = 4,5$  para PMPC com seções circulares e quadradas, respectivamente.

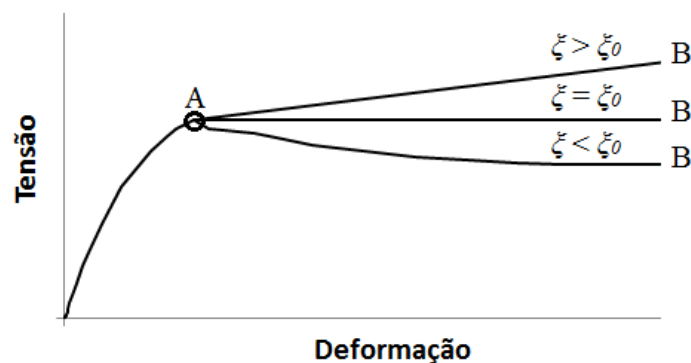


Figura 2.12 – Curva tensão *versus* deformação de PMPC em função do fator  $\zeta$ .

Huang *et al.* (2002) realizaram um estudo numérico-experimental analisando o confinamento do núcleo de concreto nos PMPC com seções circulares e quadradas. Para a análise numérica, foi modelado um quarto dos modelos devido à dupla simetria, como pode ser observado na

<sup>1</sup> Han, L.H. (2004). Concrete-filled steel tubular structures (the second version). Peking: China Science Press.

Fig. 2.13. Nessa figura são ilustradas as variações das tensões longitudinais em função da tensão resistente  $f_c$ . Os modelos apresentavam uma altura igual a 840 mm, esbeltez  $D/t$  ou  $B/t$  igual a 70 e um concreto com  $f_c = 31,15$  MPa. As seções mostradas representam o estado de tensões no momento em que os modelos são submetidos à força máxima, em uma altura de 467 mm da base dos modelos. Observando-se a Fig. 2.13a, nota-se que o perfil com seção circular apresenta uma distribuição de tensões praticamente uniforme, enquanto, nas seções quadradas, há uma maior concentração das tensões nas regiões próximas dos cantos (regiões mais rígidas do tubo), como pode ser observado na Fig. 2.13b.

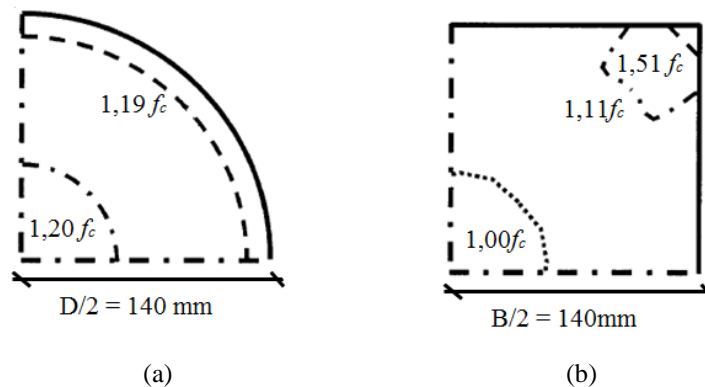


Figura 2.13 – Distribuição de tensões no núcleo de concreto ao nível da força última (Huang *et al.*, 2002): (a) seção circular; (b) seção quadrada.

De acordo com Schneider (1998) e Shanmugam e Lakshmi (2001), somente os pilares de seção circular apresentam um acréscimo considerável de capacidade resistente devido ao confinamento (Fig. 2.14a). Esse ganho de capacidade não é tão significativo nos pilares de seções quadrada e retangular. Esse comportamento ocorre porque os lados dos pilares de seção quadrada (ou retangular) não apresentam rigidez suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão. Assim, apenas o concreto situado na porção mais central e nos cantos de seções quadrada fica confinado, como pode-se observar na Fig. 2.14b (a "separação" entre o núcleo de concreto e o tubo de aço está numa escala exagerada). O concreto também pode sofrer confinamento local devido à presença de barras de armaduras de aço transversais (estribos) e longitudinais (vergalhões), como pode se notar nas Figs. 2.14c e 2.14d. Segundo Oliveira *et al.* (2010), a distribuição de tensões em um concreto confinado por armaduras transversais é muito complexa, sendo que o impedimento à expansão do concreto é localizada.

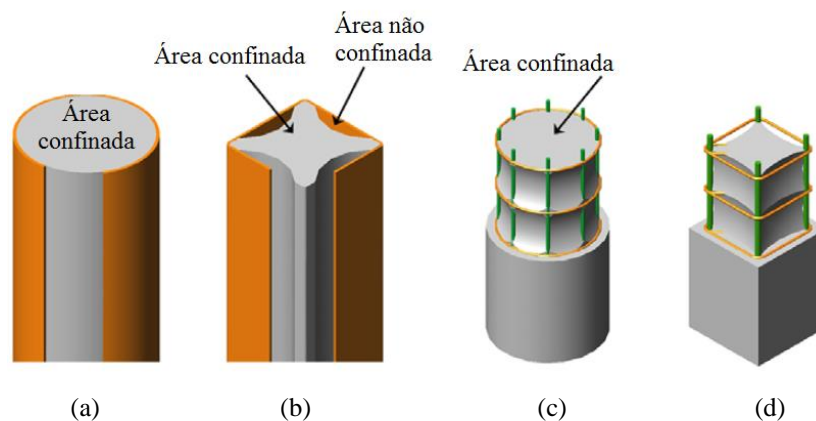


Figura 2.14 – Efeito de confinamento em PMPC e pilares de concreto armado (Oliveira *et al.*,2010): (a) PMPC com seção circular; (b) PMPC com seção retangular; (c) pilar de concreto armado com seção circular; (d) pilar de concreto armado com seção quadrada.

O fator  $K$ , descrito no estudo de Sakino (2006), representa a razão entre as resistências do concreto confinado ( $f_{cc}$ ) e do concreto não confinado ( $f_c$ ), sendo dado, para PMPC com seções circulares, por:

$$K = \frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,1 \frac{2}{\left(\frac{D}{t} - 2\right)} \frac{\alpha_u f_y}{f_c} \quad (2.2)$$

onde  $\alpha_u$  é um parâmetro que expressa a influência do tubo de aço nas tensões laterais de confinamento sobre o núcleo de concreto.

Para PMPC com seções retangulares ou quadradas, o fator  $K$  deve ser tomado igual a 1. Contudo, apesar de não se considerar um aumento da capacidade resistente para seções retangulares, é esperado um aumento de ductilidade após se atingir a força máxima do PMPC ao se comparar com os pilares convencionais de concreto armado.

Segundo Sun e Sakino (2000)<sup>2</sup> *apud* Falah (2008) e Sakino (2006), para ser obtido o parâmetro  $\alpha_u$  seria necessário um esforço bastante laborioso, dependendo de outros fatores, sendo que um deles é determinado por uma regressão de dados experimentais. Diante disso, Falah (2010), através de seu estudo paramétrico, propõe a substituição da Eq. (2.2) pela seguinte expressão:

<sup>2</sup> Sun, Y.; Sakino, K (2000). A comprehensive Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined Circular Transverse Reinforcement. *The 6th ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, University of Southern California, 2000, pp. 1067-1074



$$K = \frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,1 \left[ 159,6 \left( \frac{D}{t} \right)^{-0,855} (f_c)^{-1,164} \right] \quad (2.3)$$

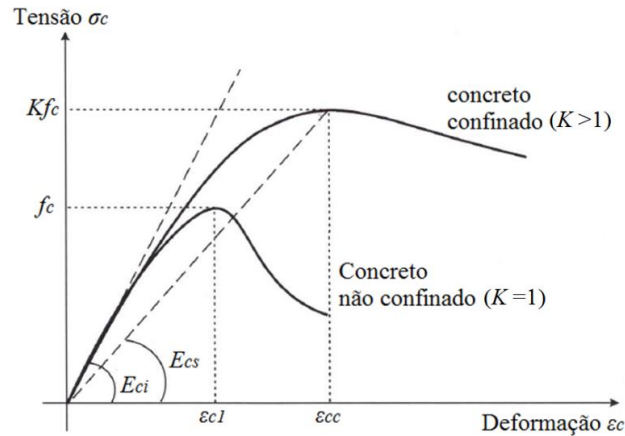


Figura 2.15 – Curva tensão *versus* deformação do concreto confinado proposta por Sakino (2006).

Sun e Sakino (2000)<sup>2</sup> *apud* Sakino (2006) propõem uma formulação analítica para o traçado da curva tensão *versus* deformação do concreto confinado em PMPC. Para essa formulação, é considerado o confinamento provocado pelo perfil tubular (quadrados ou circulares) ou por estribos, ou por ambos. Para um carregamento centrado e monotônico, a tensão axial de compressão do concreto  $\sigma_c$  correspondente a uma deformação axial de compressão  $\varepsilon_c$ , e é dada por:

$$\sigma_c = Kf_c \frac{\alpha X + (b-1)X^2}{1 + (\alpha-2)X + bX^2} \quad (2.4)$$

sendo  $X = \varepsilon_{c1}/\varepsilon_{cc}$  (ver deformações na Fig. 2.15), com o fator  $K$  previamente descrito.

A Eq. (2.4) é dependente das constantes  $\alpha$  e  $b$  e da deformação  $\varepsilon_{cc}$ . As constantes  $\alpha$  e  $b$  influem sobre o trecho ascendente e descendente, respectivamente. Esses parâmetros são obtidos através das relações:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c1}} = \begin{cases} 1 + 4,7(K-1) & \text{para } K \leq 1,5, \\ 3,35 + 20(K-1,5) & \text{para } K > 1,5. \end{cases} \quad (2.5)$$

$$\alpha = \frac{E_{ci}}{E_{cs}} = \frac{E_{ci}\varepsilon_{c1}}{Kf_c} \quad (2.6)$$

$$b = 1,5 - 0,017f_c + \gamma_{cc} \sqrt{\frac{(K-1)f_c}{23}} \quad (2.7)$$

onde  $\varepsilon_{c1}$  é a deformação correspondente à  $f_c$ ,  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto,  $E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante da origem até a tensão  $K f_c = f_{cc}$  (Fig. 2.15) e  $\gamma_{cc} = 2,4$  para o concreto confinado pelo tubo de aço.

Existem situações nas quais a seção transversal de concreto pode estar sujeita a um efeito de confinamento parcial. Isso ocorre quando o carregamento é exercido sobre uma região de concreto com área consideravelmente menor que a área total da seção transversal de concreto. Na Fig. 2.16 é ilustrado um exemplo em que a introdução de forças em PMPC é realizada pelo prolongamento de chapas *single plate*, utilizadas usualmente para a realização de ligações entre vigas e pilares de aço. Neste exemplo, além do efeito de confinamento global no núcleo de concreto, há o efeito adicional de confinamento parcial gerado através das tensões de contato exercidas por chapas *single plate* sobre uma área de concreto. A área não carregada de concreto restringe a expansão da área de concreto carregada, gerando uma região de confinamento localizada (Fig. 2.16c).

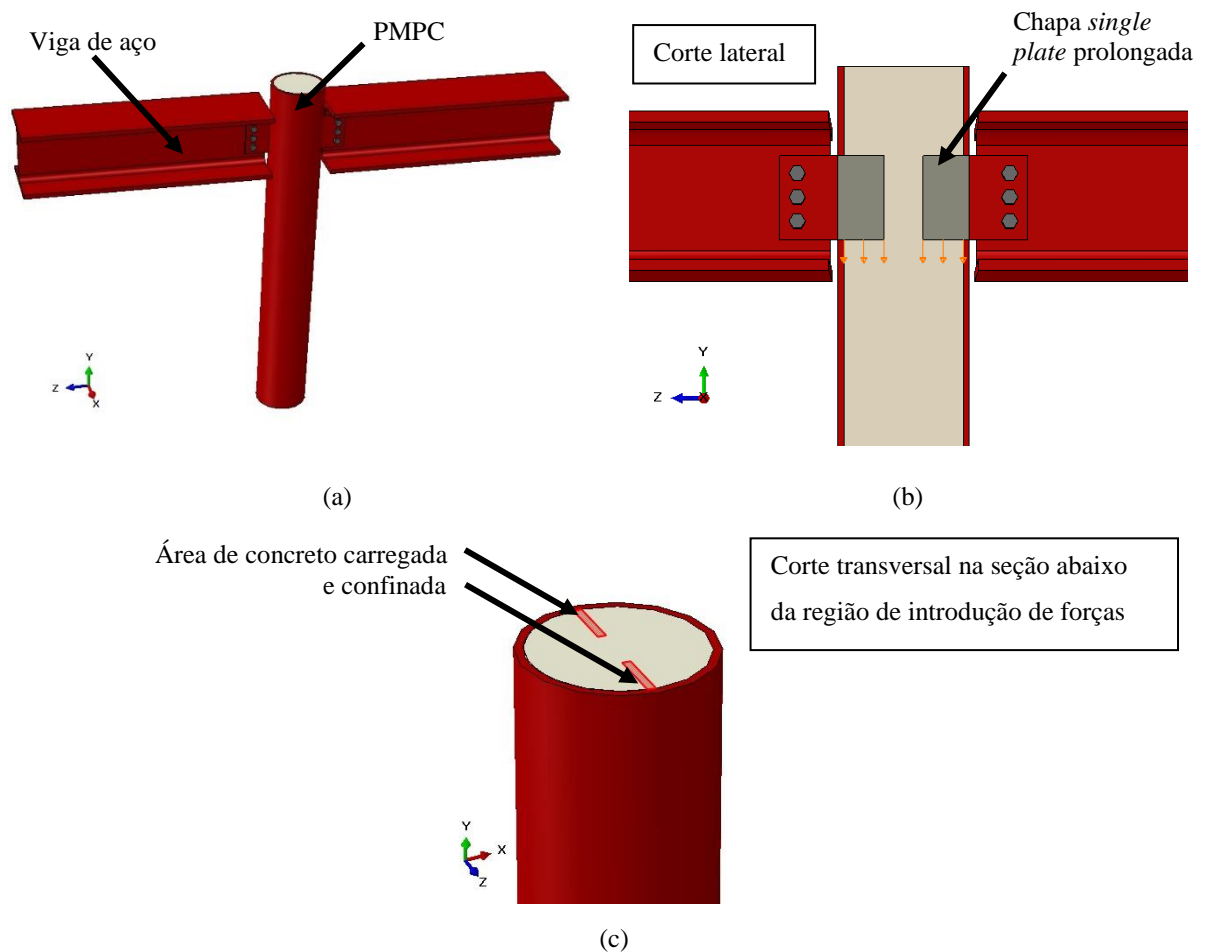


Figura 2.16 – Introdução de forças em PMPC através do prolongamento de chapas *single plate*: (a) ilustração de ligações entre vigas de aço e PMPC; (b) corte lateral em PMPC e introdução de forças; (c) corte transversal abaixo das chapas *single plate* prolongadas e ilustração da área de concreto carregada e confinada.

A EN 1994-1-1:2004 apresenta um equacionamento para se obter resistência de cálculo  $\sigma_{c,Rd}$  do concreto confinado, em PMPC, considerando ambos os efeitos sobrepostos de confinamento global e o confinamento parcial da seção:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_{c0}}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_{c0}} \leq f_{yd}, A_c/A_{c0} \leq 20 \quad (2.8)$$

onde  $t$  é a espessura do perfil tubular;  $d$  é o diâmetro do tubo ou a dimensão dos lados de uma seção quadrada;  $A_c$  é a área da seção transversal do concreto;  $A_{c0}$  é a área de concreto carregada abaixo de dispositivos para introdução de forças (ex: área hachurada em cor vermelha na Fig. 2.16c);  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto não confinado;  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do tubo de aço;  $\eta_{cL}$  coeficiente igual a 4,9 para seções circulares e igual a 3,5 para seções quadradas.

### 2.3 Meios Mecânicos para Transferência de Forças

Um dos mecanismos que garante o comportamento misto dos PMPC, possibilitando que as tensões de cisalhamento sejam transferidas entre o núcleo de concreto e o tubo de aço, é a aderência natural na interface aço-concreto. Esse mecanismo pode ser subdividido em três parcelas: adesão química, aderência mecânica e atrito. A ocorrência da adesão química está intrinsecamente ligada à ocorrência mútua da retração do núcleo de concreto e do deslocamento radial do tubo de aço, sendo esse deslocamento função da pressão exercida pelo concreto fresco no tubo de aço no momento da concretagem (Roeder *et al.*, 1999). A aderência mecânica está relacionada com o grau de rugosidade da superfície interna do tubo de aço, resultando no engrenamento entre o núcleo de concreto e as irregularidades do tubo de aço. Já o atrito se caracteriza por ser um mecanismo de transferência de força que depende da força normal aplicada na interface e à condição da interface. Esses mecanismos podem ser observados na Fig. 2.17.

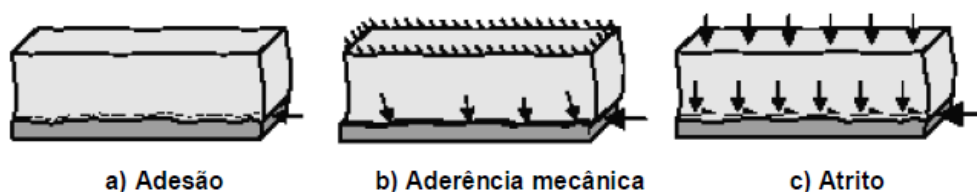


Figura 2.17- Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto (Johansson, 2003<sup>3</sup> apud Silva, 2006).

Parsley *et al.* (2000) analisaram a influência das três parcelas da aderência natural sobre o comportamento mecânico de PMPC através de curvas de força aplicada *versus* deslizamento relativo do tubo de aço e do núcleo de concreto, obtidas em um ensaio de cisalhamento (Subitem 2.6). Na Fig. 2.18 são representado um diagrama força *versus* deslizamento relativo contendo as curvas de ensaios de dois modelos semelhantes com seções quadradas. Observando, percebe-se inicialmente que as curvas descrevem um comportamento rígido com a adesão, aderência mecânica e o atrito atuando em conjunto. Posteriormente, com o rompimento da adesão, há um decréscimo do carregamento aplicado e um aumento significativo de deslizamento. Finalmente, com o rompimento da aderência mecânica, a força atuante sofre um decréscimo para um patamar de força estável, atuando somente o atrito. Ao se atingir esse patamar, Parsley *et al.* (2000) descarregaram a estrutura e carregaram novamente o pilar misto, atingindo-se o mesmo nível de força obtido anteriormente, quando somente atuava a parcela do atrito.

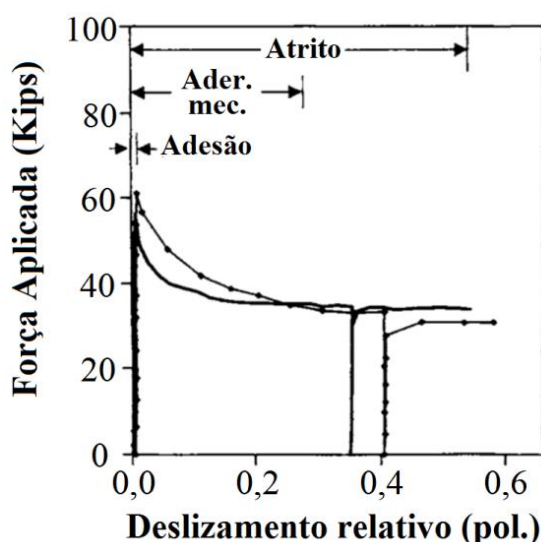


Figura 2.18 - Curvas de força aplicada *versus* deslizamento (Parsley *et al.*, 2000).

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

Quando a aderência natural na interface entre o aço e o concreto não é suficiente para garantir o comportamento misto da estrutura, torna-se necessário o uso de conectores de cisalhamento. Os conectores de cisalhamento mais usuais nos elementos mistos são os pinos com cabeça (*stud bolts*) e conectores em perfil U (Fig. 2.19). Na literatura, podem-se encontrar outros tipos de conectores de cisalhamento como os parafusos estruturais, Perfobond, perfis T, pregos, rebite com rosca interna, HVB da Hilti, Crestbond e dentre outros.



Figura 2.19 - Conectores de cisalhamento mais usuais: (a) conectores pinos com cabeça; (b) conector perfil U (Maleki e Baghri, 2008).

## 2.4 Principais Características dos Conectores de Cisalhamento

A principal função dos conectores é assegurar o comportamento misto da estrutura, transferindo esforços na interface entre o aço e o concreto. Os conectores de cisalhamento previnem a separação de elementos aço e de concreto na direção normal e, também previnem que haja um deslizamento relativo significativo na direção tangencial à interface entre esses elementos. Quando a separação se dá na direção normal nas vigas mistas, este fenômeno é denominado *uplift*, no qual a laje de concreto se eleva em relação à viga de aço. Vários estudos foram realizados para descrever o comportamento desses dispositivos para a melhoria da sua aplicabilidade e de seu desempenho estrutural.

Os primeiros estudos com conectores de cisalhamento ocorreram na Suíça, segundo Viest (1960), em um projeto chamado “Sistema Alpha”. De acordo com Ollgaard *et al.* (1971), o primeiro tipo de conector utilizado foi o conector espiral, em pontes que utilizavam tecnologia mista na década de 1950, quando as estruturas mistas começaram a ser utilizadas em larga escala. Posteriormente, o conector espiral foi substituído por conectores pinos com cabeça (*stud bolt*) e os conectores em perfil U.

### 2.4.1 Classificação dos Conectores de Cisalhamento

O comportamento dos conectores pode ser definido através de curvas força *versus* deslizamento entre o concreto e o perfil de aço, obtidas ao final de um ensaio. Dessas curvas, podem-se obter parâmetros que definem o comportamento desses dispositivos de acordo com sua rigidez (flexível ou rígido) e ductilidade (frágil ou dúctil). Um conector é definido como rígido quando apresenta baixos valores de deslizamentos em estado-limite de serviço (Fig. 2.20a e Fig. 2.20b) e dúctil quando apresenta grandes valores de deslizamentos relativos em estado-limite último (Fig. 2.20b e Fig. 2.20e). Na Fig. 2.20f é representada uma curva de comportamento típico de conectores pinos com cabeça (*studs*) quando utilizados em elementos de vigas mistas. A resistência característica de um conector ( $P_{Rk}$ ) é definida como 90% da força última obtida em um ensaio. Na Fig. 2.20 podem ser observados parâmetros de deslizamento relativo, sendo  $\delta_i$  o deslizamento inicial e  $\delta_u$  o deslizamento máximo, ambos medidos ao nível da resistência característica  $P_{Rk}$ , na parte ascendente e descendente da curva, respectivamente.

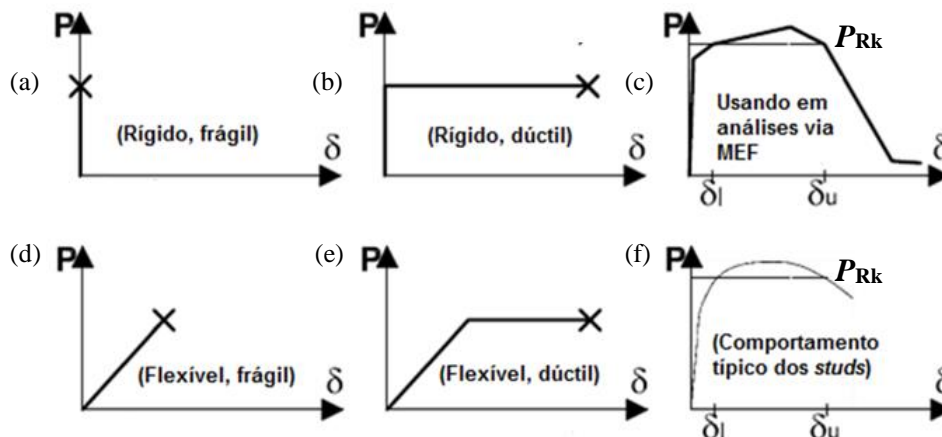


Figura 2.20 - Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) simulação usada em elementos finitos; (f) comportamento típico dos *studs* (Bärtschi, 2005).

Segundo Almeida (2012), não se encontra na literatura vigente uma definição precisa dos limites de rigidez que caracterizam um conector como rígido ou flexível. O autor define a rigidez do conector como a razão entre o valor de força a  $0,6P_{Rk}$  e o deslizamento medido a esse nível de força. Considerando os valores de rigidez obtidos através dessa definição, Almeida (2012) determina que os conectores com rigidez abaixo de 200 kN/mm, são classificados como flexíveis, e os restantes, como rígidos. Contudo, a norma europeia EN 1994-1-1:4 define a rigidez do conector  $k_{sc}$  ao nível de  $0,7P_{Rk}$ :

$$k_{sc} = 0,7P_{RK}/s \quad (2.9)$$

onde  $s$  é o deslizamento relativo determinado a uma força de  $0,7P_{RK}$ , em ensaios tipo *standard push test* (Subitem 2.6) especificados no Anexo B da norma.

Os conectores podem ser classificados ainda em relação à sua capacidade de deformação, em dúcteis ou frágeis. Os conectores dúcteis apresentam capacidade de deformação suficiente para justificar a hipótese do comportamento plástico ideal da ligação ao cisalhamento. Conforme a EN 1994-1-1:2004, um conector pode ser considerado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) for de pelo menos 6 mm. O deslizamento  $\delta_{uk}$  é tomado como o valor mínimo de  $\delta_u$  obtido em uma série de ensaios, reduzido em 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados ensaiados.

Neste trabalho para a força máxima por conector é empregada a nomenclatura  $q_{cn}$ . Contudo, em algumas situações, torna-se necessário realizar a análise considerando a força máxima obtida em um modelo ensaiado a cisalhamento ou através da força máxima por *dowels* quando são utilizados conectores constituídos por chapas com recortes (ver a definição de *dowel* no subitem 2.5.4). Para essas forças descritas, são empregadas, respectivamente, as nomenclaturas  $P_u$  e  $q_d$ .

## 2.5 Tipos de Conectores de Cisalhamento

### 2.5.1 Conectores Pinos com Cabeça

Os pinos com cabeça ou *stud bolts* (Figs 2.21 a 2.23), são atualmente os conectores de cisalhamento mais utilizados nas estruturas mistas em aço e concreto, sendo largamente empregados nas vigas mistas. O conector é soldado no perfil de aço por meio de um arco elétrico com o auxílio de um equipamento específico (Fig. 2.21a).

Algumas vantagens dos conectores pinos com cabeça podem ser destacadas: o processo rápido de soldagem, a boa ligação com o concreto, a produção em larga escala e o seu dimensionamento normatizado. Contudo, algumas desvantagens desse dispositivo podem ser citadas: o problema de fadiga na região da solda e a pequena área de contato com o concreto, limitando a capacidade de transferência dos esforços.

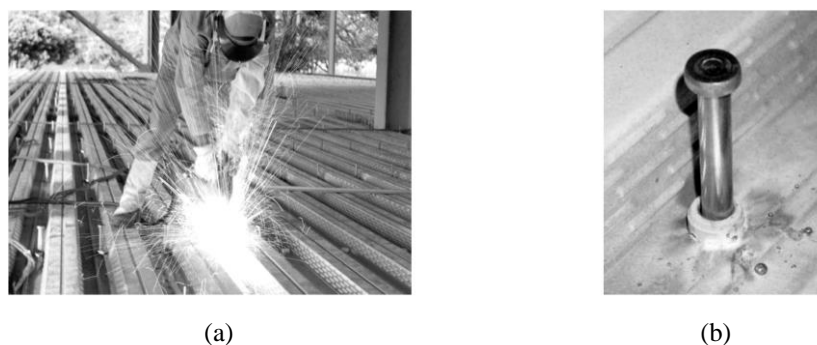


Figura 2.21 - Aplicação de conectores pinos com cabeça sobre *deck* metálico (Cruz *et al.*, 2006): (a) procedimento de soldagem; (b) ilustração do conector após a soldagem.

Na Fig. 2.22a é ilustrado o procedimento de transferência de forças na conexão realizada pelo conector pino com cabeça, quando a viga mista é submetida a uma força resultante de cisalhamento  $P$ . Para pequenos deslizamentos relativos entre o perfil de aço e o concreto, a força  $P$  é transferida na conexão por uma força equivalente  $A$  com uma inclinação  $\beta$  — região inferior do conector, próxima a solda. Com o aumento dos esforços solicitantes, há o esmagamento do concreto no entorno da base do conector, transferindo a resultante da atuação das forças de cisalhamento para o corpo do conector, gerando excentricidades na conexão. Com a excentricidade imposta, o conector tende a fletir, porém, em situações de serviço, essa flexão é contida devido à atuação da cabeça do conector. Essa restrição evitaria o efeito *uplift* que caracteriza separação na transversal entre o perfil de aço e a laje de concreto. Posteriormente, com o avanço do carregamento, agora em regime plástico, surge uma força resultante de tração  $C$  no corpo de conector. Nessa fase de carregamento, o concreto situado no *entorno* do conector está sob altas tensões de confinamento e, assim ocorre aumento significativo das tensões normais sobre o perfil de aço, proveniente da reação provocada pelo núcleo de concreto, havendo uma maior parcela de forças transferidas por atrito (representadas pela letra  $D$ ).

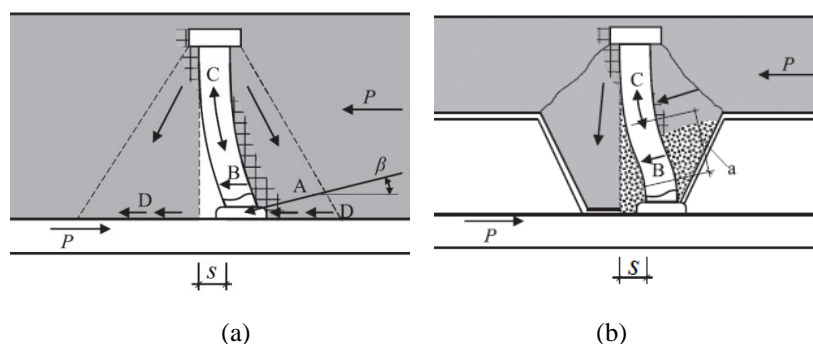


Figura 2.22 – Comportamento de conectores pino com cabeça (Lungershausen, 1998<sup>4</sup> *apud* Nelinger *et al.*, 2017): (a) em vigas mistas; (b) em vigas mistas sob lajes com formas *steel deck*.

<sup>4</sup> Lungershausen, H. (1998). Zur *Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*. Tese de Doutorado. Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität, Bochum, Alemanha, 1988.



A capacidade da conexão é alcançada quando há o rompimento do conector ou do concreto. Caso sejam utilizadas formas *steel deck* na laje, a falha do concreto é caracterizada pela formação de um cone de ruptura entre os ressaltos (Figs. 2.22b e 2.23a). Esse fenômeno é conhecido como *pry-out*, no qual há a formação de um cone de concreto que é expelido para fora da laje. A capacidade desses conectores é influenciada por diversos parâmetros, como o diâmetro e o comprimento do conector, a resistência à ruptura do aço, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto (Shariati *et al.*, 2012; Spremić *et al.*, 2013).

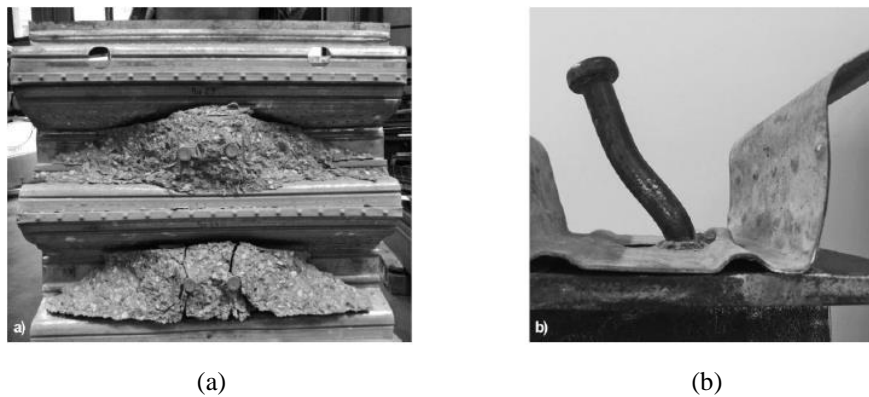


Figura 2.23 – Desmonte de modelos experimentais após ensaio (Nelinger, 2015): (a) representação do cone de ruptura (*pry-out*); (b) formação de rótula plástica na base do corpo do conector.

Segundo a norma ABNT NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo de um conector é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$q_{cn,Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_v} \quad (2.10)$$

$$q_{cn,Rd} = \frac{R_g R_p A_{sc} f_u}{\gamma_v} \quad (2.11)$$

sendo:

- $\gamma_v$  – coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual 1,10 para combinações especiais;
- $A_{sc}$  – área da seção transversal do conector;
- $f_u$  – resistência à ruptura do aço do conector;
- $E_c$  – módulo de elasticidade do concreto;
- $R_g$  – coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupo de conectores (apresentado no Subitem O.4.2.1.2 da ABNT NBR 8800:2008);

- $R_p$  – coeficiente para consideração da posição do conector (apresentado no Subitem O.4.2.1.3 da ABNT NBR 8800:2008).

As Eqs. (2.10) e (2.11) quantificam as capacidades do concreto e do aço do conector, respectivamente. Observando essas formulações, pode-se notar que a norma brasileira não considera a influência da altura total do conector sobre a sua capacidade resistente. Esse parâmetro é de fato considerado na formulação proposta pela norma europeia EN 1994-1-1:2004, na qual um aumento da altura do conector contribui para um aumento na capacidade que o concreto, no entorno do conector, resiste.

## 2.5.2 Conectores Parafusos

Os parafusos estruturais, na maioria das situações, são utilizados em ligações metálicas permitindo que, através dessas conexões, haja transferência de esforços solicitantes entre diferentes elementos estruturais. Outra função estrutural para esses parafusos, porém menos utilizada, é a sua utilização como conectores de cisalhamento. Quando esses dispositivos são utilizados como conectores de cisalhamento, apresentam algumas vantagens em relação aos conectores pinos com cabeça, como a não utilização de equipamentos específicos para a sua soldagem e um menor custo para a sua aquisição e instalação.

Nas Figs. 2.24 e 2.25 são ilustrados exemplos de aplicações desses conectores para elementos de vigas mistas e PMPC, respectivamente. No primeiro exemplo, uma laje de concreto pré-moldada é disposta sobre a viga de aço, e esses dois componentes apresentam regiões de furos para a passagem do conector. Na instalação do conector, a cabeça é disposta sob a face inferior da mesa do perfil, e na extremidade da laje é realizado o aperto do dispositivo com o conjunto de porcas e arruelas. Após esse procedimento, os furos da laje são eliminados com o uso de argamassas. No segundo exemplo, os conectores parafusos são dispostos, antes da concretagem, com a cabeça em contato com a parede externa do perfil tubular e são fixados com pontos de solda. Essa disposição é prescrita pela norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 (Fig. 2.9).

Santos (2017) sugere um modelo de cálculo para o cálculo da capacidade de conectores parafusos quando o colapso estrutural ocorre devido à ruptura do núcleo de concreto:

$$q_{cn,Rd} = 0,42l_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (2.12)$$

onde  $l_b$  e  $\phi_b$  são o comprimento e diâmetro do fuste do conector (Fig. 2.26), respectivamente;  $\sigma_{c,Rd}$  é a resistência do concreto confinado abaixo do conector, sendo obtido de acordo com a Eq. (2.8).

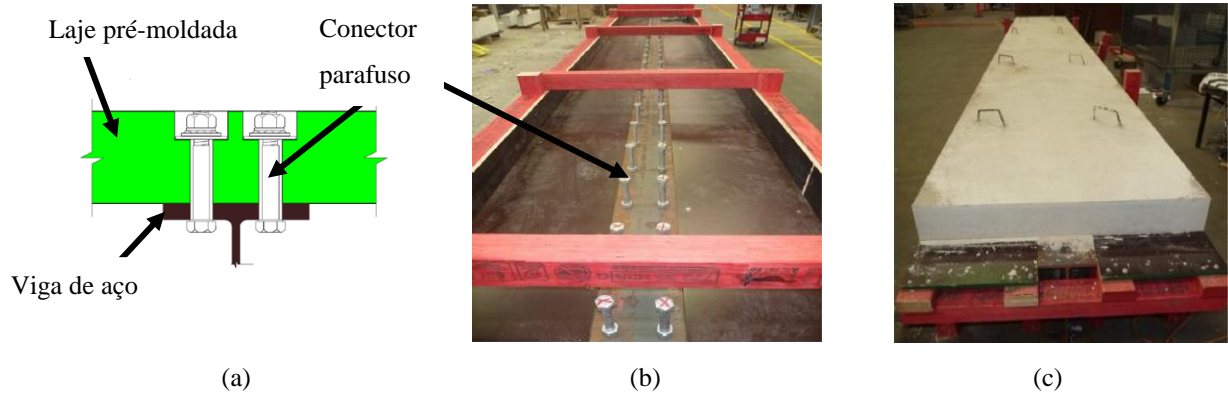


Figura 2.24 –Conectores parafusos em elementos de vigas mistas (Ataei *et al.*, 2016): (a) ilustração do sistema, (b) modelo para ensaio antes da instalação da laje pré-moldada, (c) modelo para ensaio após a instalação da laje pré-moldada.

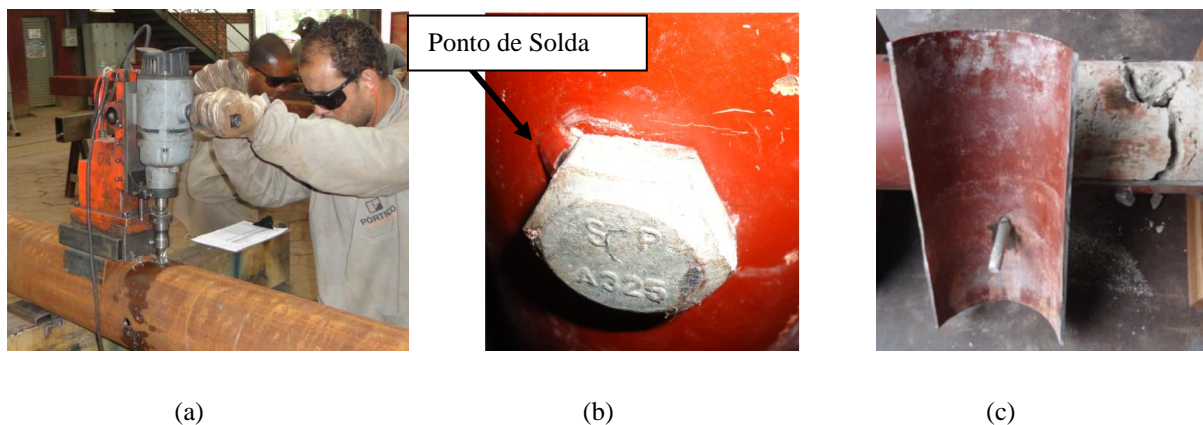


Figura 2.25 - Conectores parafusos em elementos PMPC (Cardoso, 2014): (a) procedimento de furação no perfil tubular, (b) representação do ponto de solda para a fixação da cabeça do parafuso sobre a parede do perfil tubular, (c) modelo de PMPC ensaiado e representação do colapso estrutural devido à ruptura do núcleo de concreto.

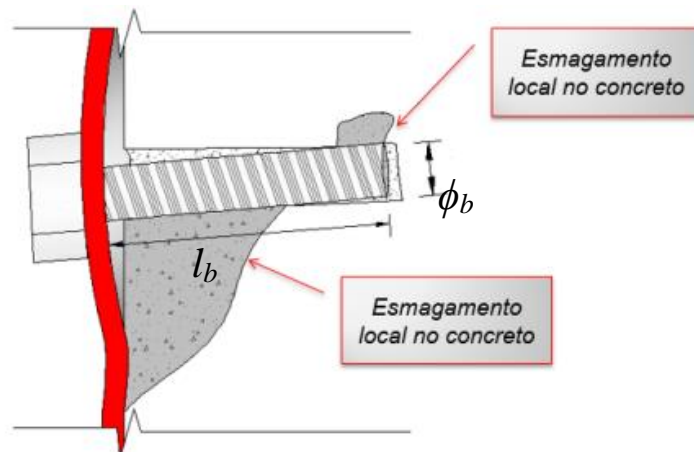


Figura 2.26 - Representação do comportamento de conectores parafusos em PMPC sob condição de estado-limite último (adaptado de Santos, 2017).

### 2.5.3 Conectores Perfobond

O conector de cisalhamento Perfobond foi desenvolvido nos anos 1980 pela empresa alemã *Leonhardt, André and Partners* (Leonhardt<sup>5</sup> *et al. apud Shariati et al.*, 2012), para ser utilizado em um projeto de pontes mistas na Venezuela. Esse conector consiste em uma chapa plana de aço, com furos circulares, soldada sobre o perfil de aço (Fig. 2.27a). O conector Perfobond, diferentemente dos pinos cabeça, não exige um equipamento específico para a sua soldagem. A sua geometria também permite que passem pelos furos as barras de armaduras utilizadas no concreto.

Quando esforços solicitantes forem impostos no elemento misto, as regiões frontal do conector e de concreto delimitado pelos furos, por rea o, irão resistir a esses esforços (Fig. 2.27b). A região de concreto delimitada pelos furos também evita o efeito de *uplift*, não necessitando uma cabeça de ancoragem como ocorre nos conectores pinos com cabeça. Essa região é denominada como *dowel* de concreto e influi diretamente na capacidade do conector.

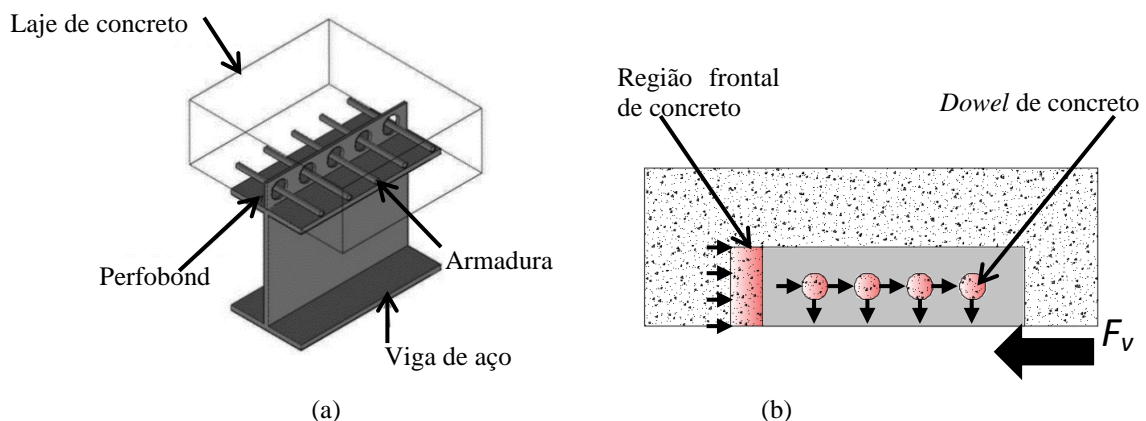


Figura 2.27 - Conectores de cisalhamento do tipo Perfobond: (a) representa o do conector em elementos de vigas mistas (Su *et al.*, 2016); (b) atua o do conector Perfobond sob esforços de cisalhamento.

O Perfobond foi concebido para contornar o comportamento flexível dos conectores pinos com cabeça, sujeitos a problemas de fadiga quando aplicados em pontes (Shariati *et al.*, 2012). Embora esse conector apresente um comportamento rígido, resultados de ensaios realizados por Studnicka *et al.* (2002) demonstraram que, em geral, o Perfobond possuia uma ruptura frágil. Segundo Oguejiofor e Hosain (1997) a capacidade do conector é dada pela seguinte equa o:

<sup>5</sup> Leonhard, E; André, H; Harre, W (1987). *New Improved Shear Connector with High Fatigue Strength for Composite Structure*. New beneficial agents for composite steel-composite structures with high Danerfestigkeit) Concrete and Stahlbetoubau, v.12, p. 325-331.

$$q_{cn,k} = 4,50h_{sc}t_{sc}f_{ck} + 4,21nA_D\sqrt{f_{ck}} + 0,91A_{tr}f_{yr} \quad (2.13)$$

onde  $h_{sc}$  é a altura total do conector;  $t_{sc}$  é a espessura do conector;  $n$  é o número de *dowels* de concreto;  $A_D$  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;  $f_{yr}$  é a resistência ao escoamento das armaduras.

Nos ensaios de conectores Perfobond realizados por Kraus e Wurzer (2007), foi observada a ruptura do concreto por cisalhamento, formando uma região em formato de cunha (Fig 2.28). Segundo Zheng *et al.* (2016) e Kraus e Wurzer (2007), tensões são transmitidas pelo contato do aço com o concreto que preenche os furos do conector e, posteriormente, essas forças são transmitidas da zona A para zona B (Fig 2.28). O concreto da zona A está submetido a um estado triaxial de tensões, onde ocorre o esmagamento do concreto. Na zona B, irão atuar tensões de compressão na direção em que as forças são transmitidas, enquanto na direção transversal atuarão esforços de tração. Caso se utilizem barras de armadura passante nos *dowels* de concreto, o confinamento na zona A aumenta, e a armadura combaterá as tensões de tração na zona B. Dessa forma, o uso da armadura de aço pode aumentar a capacidade resistente do conector.

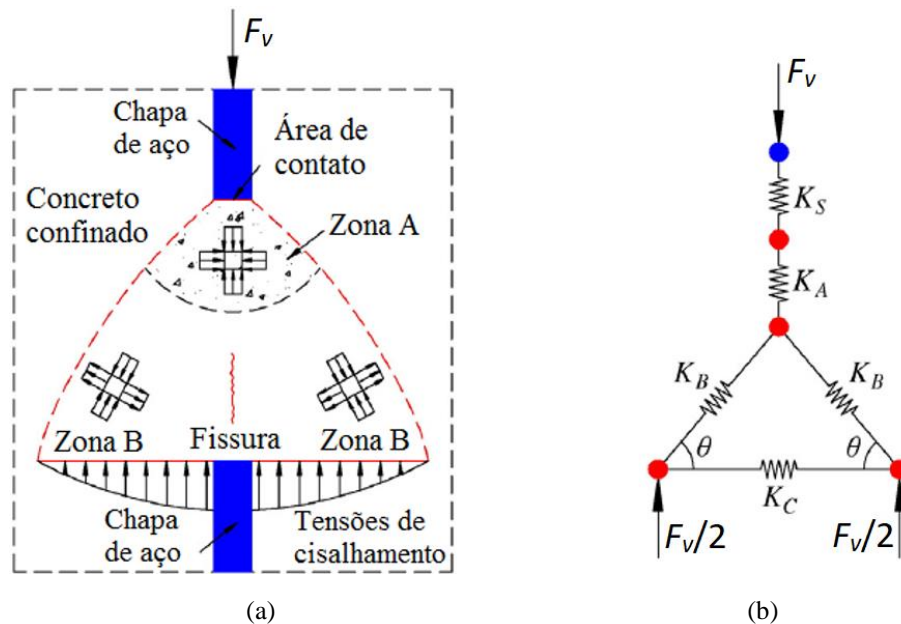


Figura 2.28 – Cunha de concreto observada com conectores Perfobond (Zheng *et al.*, 2016): (a) ilustração da cunha de concreto; (b) representação da redistribuição de esforços com rigidezes idealizadas.

## 2.5.4 Conectores *Composite Dowels*

Os conectores de cisalhamento denominados como *composite dowels* consistem de chapas metálicas com aberturas regulares, caracterizando alternância de *dowels* de aço e concreto ao longo de seu comprimento (Figs. 2.29 a 2.32). Na Fig. 2.30 são ilustrados alguns exemplos de geometrias de aberturas em conectores *composite dowels*, sendo estas: Crestbond, *clothoidal-shaped* e *puzzle-shaped*. Esses conectores, assim como os conectores Perfobond — sendo esse composto somente por *dowels* de concreto, ver Subitem 2.5.3 — apresentam elevada rigidez em estado-limite de serviço. Além disso, a geometria aberta dos conectores *composite dowels* possibilita uma maior ductilidade, em estado-limite último, se comparados com os conectores Perfobond.

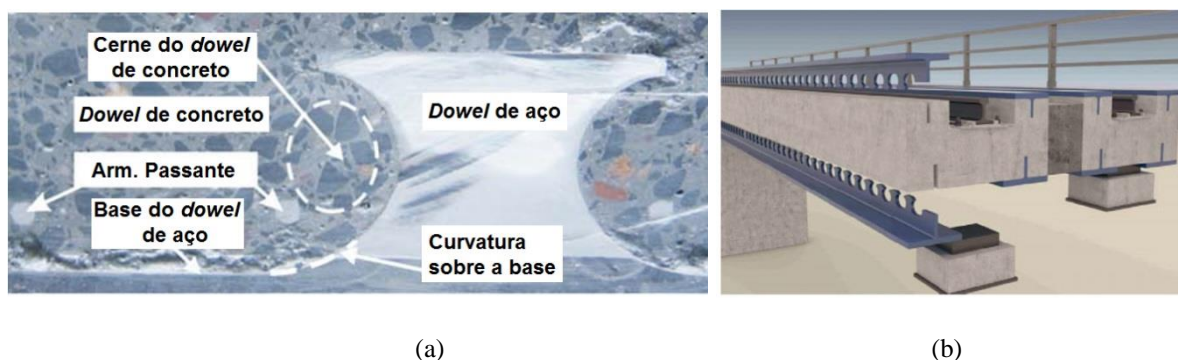


Figura 2.29 – Conectores *composite dowels*: (a) conector tipo *clothoidal-shaped* (Seidl *et al.*, 2013a); (b) conector *clothoidal-shaped* contínuo em sistemas de pontes mistas (Berthelley *et al.*, 2011b).

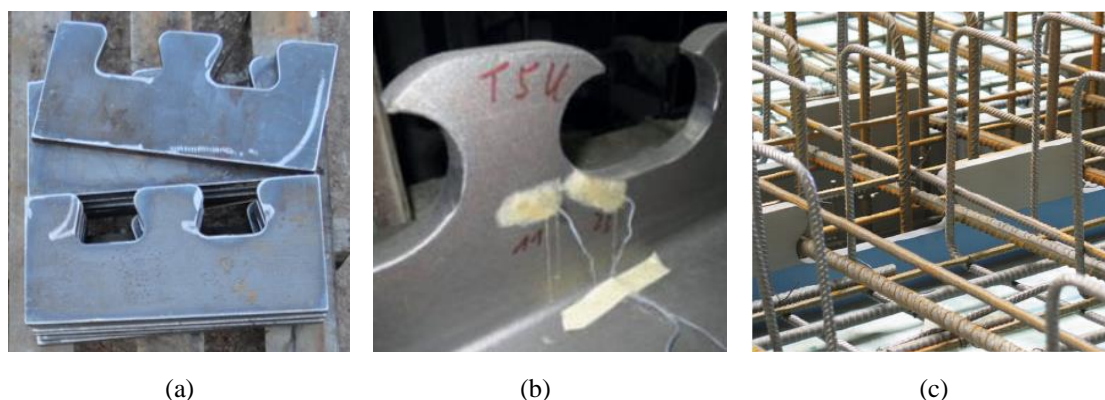


Figura 2.30 - Geometrias de conectores *composite dowels*: (a) Crestbond após a sua fabricação; (b) *clothoidal-shaped* sobre viga de aço antes do lançamento do concreto (Berthelley *et al.*, 2011b); (c) *puzzle-shaped* utilizado em pontes mistas (Schmitt *et al.*, 2004).

Na Fig. 2.31 é apresentado um desenho esquemático de como é realizada a transferência de forças quando são utilizados conectores *composite dowels*. Para pequenos deslizamentos relativos entre o perfil de aço e o concreto, a região inferior do conector está sujeita a uma força resultante oriunda de esforços de cisalhamento ( $F_v$ ). Assim, uma resultante de mesma

magnitude e de sentido contrário realiza o equilíbrio de forças no elemento misto. Os *dowels* de aço e de concreto são regiões do conector e da laje, respectivamente, em que há uma interação mútua entre si, através de tensões de contato na sua interface. Dessa forma, são transferidos esforços entre esses *dowels*. Nos conectores Crestbond e *puzzle-shaped* o *dowel* de concreto é delimitado pela região entre os *dowels* de aço (Fig. 2.31a). Como os conectores *clothoidal-shaped* apresentam uma transição menos suave entre o corpo do conector e sua face superior (Fig. 2.31b), menor é a altura do *dowel* de concreto que interage com o *dowel* de aço (Berthelley *et al.*, 2011a).

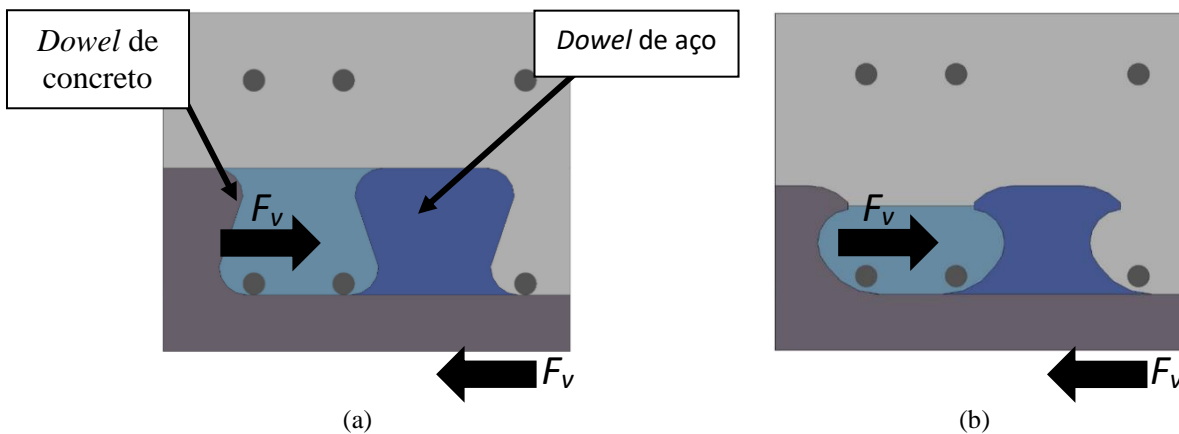


Figura 2.31 - Introdução de esforços de cisalhamento em conectores: (a) Crestbond; (b) *clothoidal-shaped*.

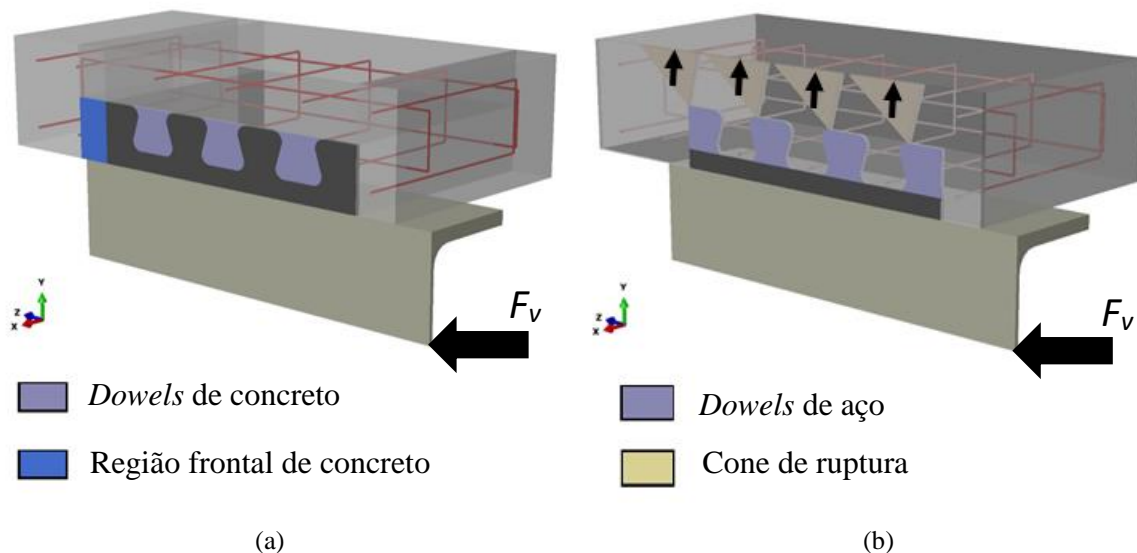


Figura 2.32 – Estados-limites em vigas mistas: (a) cisalhamento do concreto; (b) *pry-out*.

Caso a força atuante de cisalhamento no elemento misto seja maior que a força resistente, o *dowel* de aço pode romper por flexão, como pode ser observado no equilíbrio de forças representado na Fig.2.31, e o *dowel* de concreto pode romper por cisalhamento. Caso o conector seja utilizado descontinuamente, a região frontal de concreto em contato com o conector irá

resistir também a esforços de cisalhamento (Fig. 2.32a). Outro estado-limite que pode ocorrer nesses elementos mistos é a formação de um cone de ruptura devido ao fenômeno *pry-out* (Fig. 2.32b).

#### 2.5.4.1 Conector Crestbond

O primeiro estudo envolvendo a geometria de conector do tipo Crestbond se deu na tese de doutorado de Veríssimo (2007) (Fig. 2.33). Esse estudo possibilitou a publicação de diversos artigos sobre esse tema (Veríssimo *et al.* 2006a e b; Veríssimo *et al.* 2007a, b e c; Veríssimo *et al.* 2008a e b). Nesses estudos, os autores realizaram um programa experimental com ensaios do tipo *standard push test* (cisalhamento padrão - Item 2.6), e com os dados adquiridos, propuseram a primeira equação para o dimensionamento de conectores Crestbond em vigas mistas. A equação foi obtida com o uso de modelos estatísticos e redes neurais.

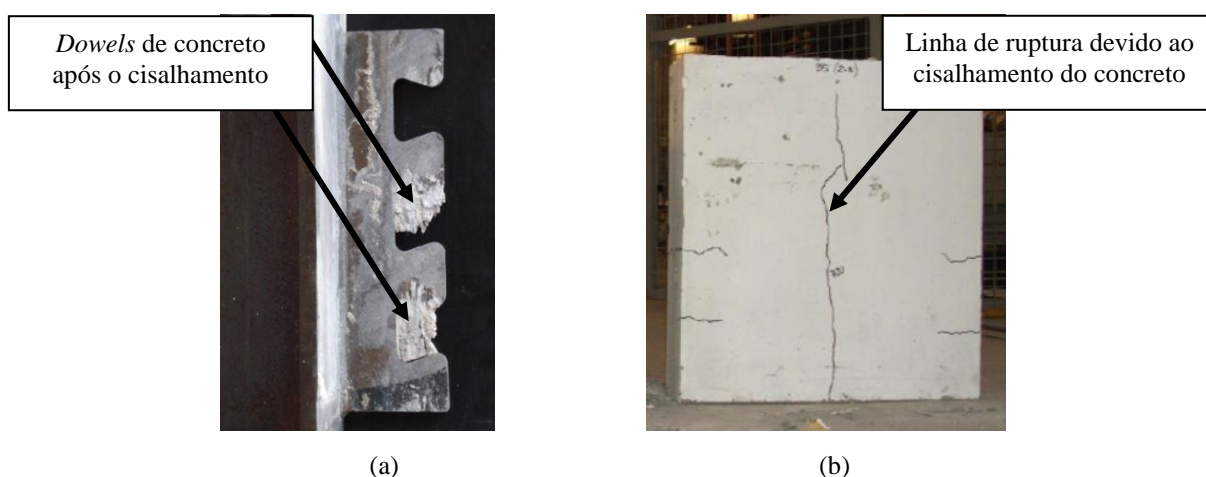


Figura 2.33 – Análise experimental realizada por Veríssimo (2007): (a) cisalhamento de *dowels* de concreto; (b) cisalhamento da laje de concreto.

Posteriormente, Silva (2011) apresentou um novo modelo de cálculo da capacidade resistente dos conectores Crestbond, com melhores correlações em relação às medições experimentais realizadas por Veríssimo (2007). Silva (2013) elaborou um modelo numérico de elementos finitos capaz de simular o comportamento desses conectores em ensaios de cisalhamento padrão. Dutra (2014) realizou um estudo paramétrico através de novas simulações numéricas de ensaios de cisalhamento padrão e propôs um novo modelo de cálculo (Subitem 2.5.4.3). Aguiar (2015) analisou através de simulações numéricas o comportamento desses conectores quando utilizados em PMPC. Petruski (2016) realizou simulações numéricas de ensaios de vigas mistas utilizando esses conectores.



Veríssimo (2007) estudou duas geometrias de aberturas para os conectores Crestbond. A primeira proposta pode ser observada na Fig. 2.34 e teve por base estudos com conector Perfobond, os quais foram utilizados para a definição de diversos parâmetros da geometria do Crestbond, tais como a espessura da chapa, o espaçamento entre *dowels* e as dimensões das aberturas. Observando a Fig. 2.34, percebe-se que foram estabelecidas relações geométricas entre partes que constituem o conector, sendo esta função de um furo circular fictício inscrito no dente trapezoidal. O objetivo dessa primeira configuração foi comparar o desempenho do Crestbond com um Perfobond com características semelhantes.

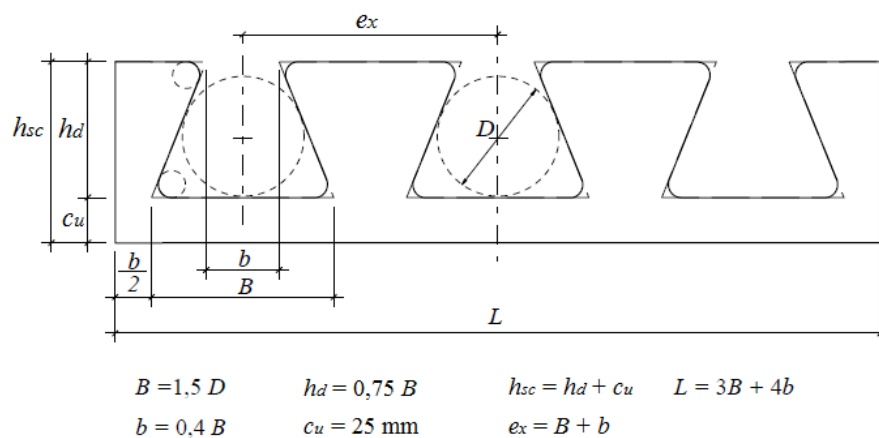


Figura 2.34 - Relações dimensionais para o primeiro protótipo para o conector Crestbond (Veríssimo, 2007).

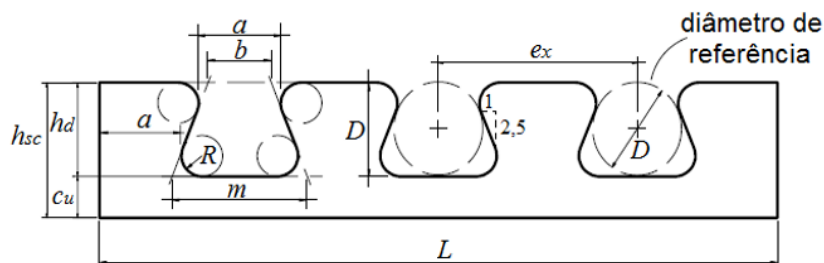


Figura 2.35 - Relações dimensionais para a segunda geometria proposta para o conector Crestbond (Veríssimo, 2007).

Na concepção da primeira geometria, visava-se o corte simétrico do conector, para facilitar a sua fabricação. Assim, os dentes externos eram menores que os internos. Veríssimo (2007) observou após os primeiros ensaios que os dentes externos menores falhavam devido à pressão contra o concreto. Assim, buscou-se uma melhoria desse comportamento, aumentando a base dos dentes internos, e igualando o comprimento da base dos dentes externos com os internos. Essa alteração resultou na segunda geometria mostrada na Fig 2.35. A nomenclatura da segunda

geometria segue atrelada a um diâmetro de referência (ex: para um diâmetro de 56 mm, tem-se a nomenclatura CR56b).

Dutra (2014) em seu estudo paramétrico realizou as seguintes observações:

- a resistência do concreto influencia diretamente na capacidade do Crestbond, por exemplo, aumentando-se a resistência do concreto de 25 MPa para 45 MPa, tem-se um aumento de 25,7% da capacidade do conector;
- quanto maior a espessura do conector, maior será a sua capacidade resistente, sendo esse aumento mais significativo para conectores com espessuras maiores que 9,5 mm;
- o aumento da altura da base do conector (ver altura  $c_u$  na Fig. 2.35) contribui para a elevação da capacidade do conector.
- o concreto é o material que mais influi no comportamento da conexão, sendo que o aumento da resistência ao escoamento do conector não contribuiu significativamente para o aumento da capacidade, para um concreto com  $f_c = 25$  MPa. Contudo, para um concreto com  $f_c = 45$  MPa, observou-se que a capacidade do conector aumentava de forma mais significativa com o aumento da resistência ao escoamento da chapa do conector;
- o posicionamento das barras de armadura também influi na capacidade do conector, havendo um maior ganho da capacidade resistente se a armadura é posicionada na região da abertura do conector.

Os modelos analíticos concebidos por Veríssimo (2007) e Silva, (2011) tinham como base o modelo analítico apresentado por Oguejiofor e Hosain (1997), que define a capacidade do conector Perfbond (Eq. 2.13). Segundo Classen e Hegger (2017), o cone de ruptura de concreto, que ocorre devido ao estado-limite último *pry-out*, é exclusivo para conectores de geometria aberta e não ocorre em conectores de geometria fechada como o Perfobond. Além disso, a geometria aberta do conector induz a uma maior ductilidade da conexão, e por sua vez, maiores deformações no aço do conector, podendo levar à sua ruptura. Percebe-se que, ao utilizar a concepção analítica desenvolvida por Oguejiofor e Hosain (1997) para os conectores Crestbond, estaria se considerando erroneamente apenas o cisalhamento da laje como estado limite-último.

### 2.5.4.2 Conectores *Puzzle-Shaped* e *Clothoidal-Shaped*

As dimensões dos conectores *puzzle-shaped* e *clothoidal-shaped* são função do passo do conector  $e_x$ , na qual é representado nas Figs. 2.36a e 2.36b. Nota-se que o conector Crestbond se assemelha ao conector *puzzle shaped*. Contudo, nos estudos encontrados na literatura, em uma aprovação técnica com caráter normativo (Z-26.4-56, 2013) e em guias de dimensionamento (Seidl *et al.*, 2013a; Seidl *et al.*, 2013b), envolvendo os conectores *puzzle-shaped* e *clothoidal-shaped*, os conectores foram analisados e especificados com comprimento contínuo ao longo da estrutura (Fig. 2.29b), não apresentando a região frontal do conector em contato com o concreto. Além disso, a aplicabilidade desses conectores era voltada para projeto de pontes mistas, sendo demandada em projetos e recomendado nos guias de dimensionamento uma alta taxa de armadura (Fig. 2.30c).

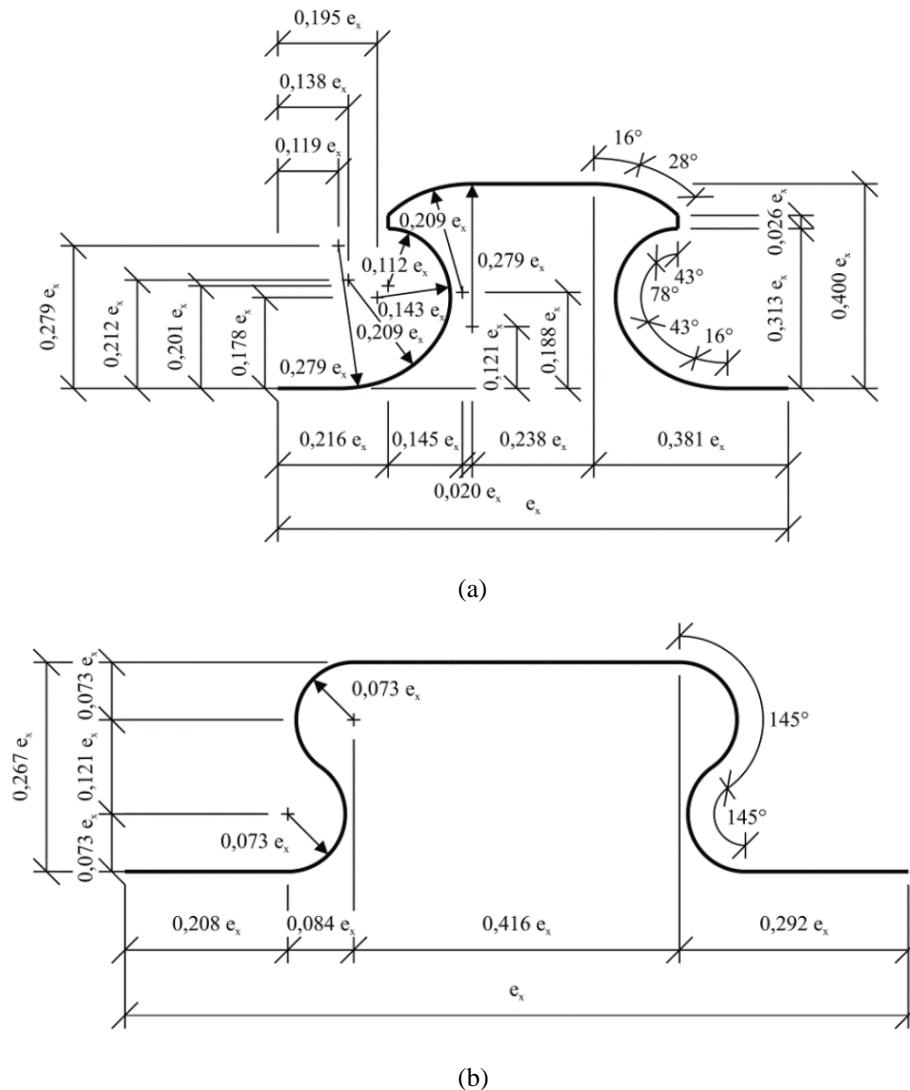


Figura 2.36 - Projeto geométrico de conectores de cisalhamento em função do passo  $e_x$  (Feldman *et al.*, 2016): (a) *clothoidal-shaped* e (b) *puzzle-shaped*.

A aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) sugere que os conectores possam atuar com o perfil metálico solidariamente com a laje através de três configurações (Fig. 2.37). Nas duas primeiras configurações (Figs. 2.37a e 2.37b), são realizados, durante a fabricação do conector, o recorte contínuo diretamente na alma de um perfil I. Dessa forma, tem-se ao final desse processo, o conector de cisalhamento integrado com a viga T de aço, dispensando a solda entre a viga e o conector. Na configuração apresentada na Fig. 2.37a, a alma do perfil é engastada com o concreto no seu entorno. Na configuração apresentada na Fig. 2.37b, somente a região do conector se encontra engastada pela laje de concreto. E na disposição ilustrada na Fig. 2.37c os conectores são soldados diretamente na mesa superior do perfil I, com a laje de concreto situada sobre a mesa superior do perfil de aço.

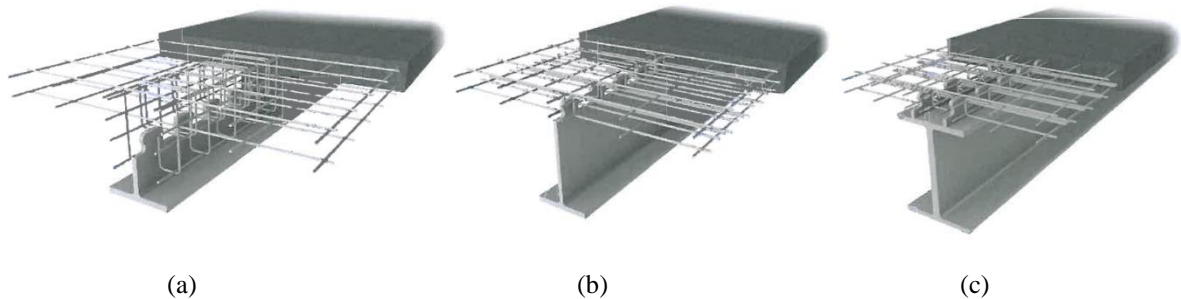


Figura 2.37 – Configurações de projeto para o uso de conectores *composite dowels* (Z-26.4-56, 2013): (a) alma do perfil T engastada; (b) região do conector engastada; (c) conectores soldados e laje sobre a mesa do perfil I.

As seções constituídas por vigas T com conectores integrados em sua borda superior através do procedimento de oxicorte, são denominadas como Tecnologia PrecoBeam (*Prefabricated Enduring Composite Beams based on innovative Shear Transmission*).

#### 2.5.4.3 Modelo Analítico Proposto por Dutra (2014)

Dutra (2014) propõe a seguinte formulação analítica para o cálculo da capacidade média por conector Crestbond utilizado em vigas mistas:

$$q_{cn,méd} = \gamma q_{el} = \gamma 0,127 n f_{cm}^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1}, \text{ em kN} \quad (2.14)$$

onde:

- $q_{el} = 0,127 n f_{cm}^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1}$  (kN);
- $n$  é o número de *dowels* de concreto; no caso da presença da região frontal do conector atuando sobre o concreto, soma-se a esse número o valor de 1,12; para conectores em paralelo, somam-se o número de *dowels* de concreto de todos os conectores;

- $f_c$  é a resistência à compressão do concreto da laje (MPa);
- $D$  é o diâmetro inscrito nos *dowels* de concreto (mm);
- $t_{sc}$  é a espessura da chapa do conector (mm);
- $\gamma = \gamma_{par} \gamma_{ap} \gamma_{ab} \gamma_{sc} \gamma_{exc}$

sendo:

- $\gamma_{par} = 0,997 + \left(\frac{s}{275}\right)^{2,5}$  coeficiente que considera o efeito do espaçamento em conectores paralelos;  
 $s$  é o espaçamento entre os conectores em mm; em caso de apenas um conector  $\gamma_{par} = 1$ ;
- $\gamma_{ap} = 1 + 0,003\phi_s f_c^{0,5}$  coeficiente que considera o efeito da armadura passante;  
 $\phi_s$  é o diâmetro das barras de armadura passante em mm;
- $\gamma_{ab} = 0,63 + \frac{1,833}{n+1}$  coeficiente que leva em consideração o decaimento da resistência ao cisalhamento dos *dowels* de concreto com o comprimento do conector;
- $\gamma_{exc} = 1,52 \left(\frac{h_{sc} - 0,5D}{t_c + t_{pl}}\right)^{0,4}$  coeficiente que considera o efeito da excentricidade do conector;
- $h_{sc}$  é a altura total do conector (mm);
- $t_c$  é a espessura da laje de concreto (mm);
- $t_{pl}$  é a espessura da pré-laje, se houver (mm);
- $\gamma_{sc}$  é o coeficiente que considera o efeito do limite elástico do conector de cisalhamento isolado em sua capacidade resistente. Dutra (2014) admite como limite elástico o valor de 80% da força do conector ao final de um deslizamento de 10 mm. O coeficiente  $\gamma_{sc}$  pode ser calculado da seguinte maneira:
  - se  $k < 2,7$ ;  $\gamma_{sc} = 0,75k^{0,25}$
  - se  $2,1 \leq k < 2,7$ ;  $\gamma_{sc} = 0,9 + 0,01(k - 2,1)$
  - se  $k < 2,1$ ;  $\gamma_{sc} = 0,96$

$k = \frac{q_{sc}}{q_{el}}$ , onde  $q_{sc}$  é a capacidade resistente do conector isolado, em kN, dado pela

formulação abaixo:

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

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço do conector (MPa);

$b$  é a base menor do trapézio inscrito na abertura do Crestbond, em mm (Figs. 2.34 e 2.35).

Na Fig. 2.38 são comparadas duas curvas força *versus* deslizamento relativo obtidas numericamente por Dutra (2014) e Aguiar (2015). Em ambos os modelos analisados pelos autores foram utilizados conectores Crestbond do tipo CR56b, com resistências de concreto próximas ( $f_c \approx 40$  MPa). As resistências ao escoamento do aço dos conectores eram de 324 MPa e 350 MPa, respectivamente, nos estudos de Dutra (2014) e Aguiar (2015). Dutra simulou ensaios de cisalhamento padrão e Aguiar (2015) simulou ensaios de cisalhamento em PMPC. O PMPC modelado apresentava um perfil tubular com dimensões de 219,1 mm x 6,4 mm e altura de 1000 mm. Entre o núcleo de concreto e o tubo de aço havia uma folga de 50 mm, para que se permitisse o deslizamento entre os dois componentes. Fazendo-se uma relação entre as forças últimas experimentais obtida pelos autores, tem-se a razão  $769/366 = 2,10$ . Percebe-se que no ensaio de cisalhamento em PMPC a força última foi muito superior à do ensaio padrão, provavelmente, devido ao confinamento do concreto gerado pelo tubo perfil tubular, elevando, assim, a resistência mecânica do núcleo concreto.

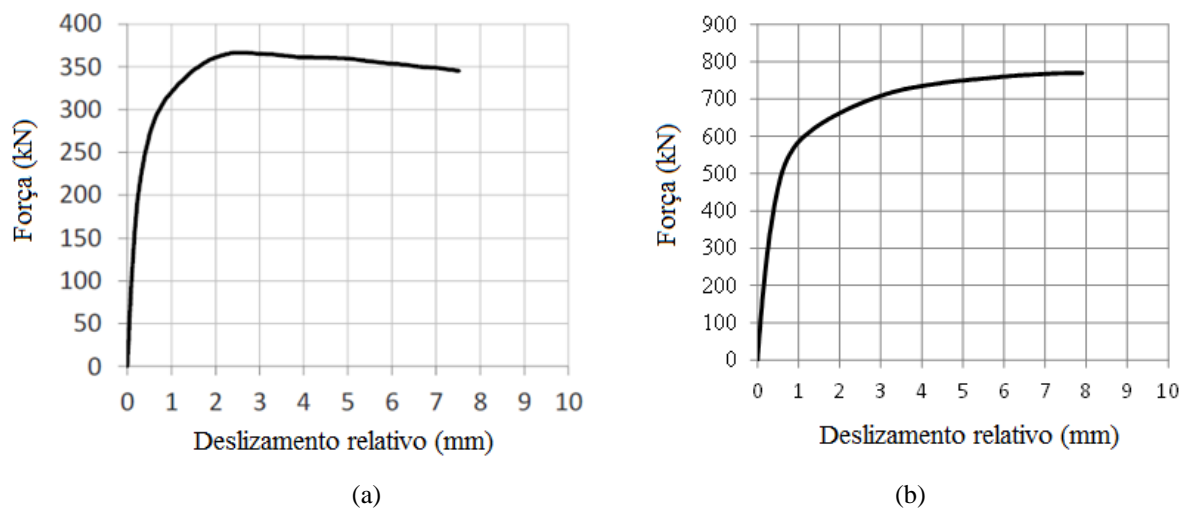


Figura 2.38 – Curvas de força versus deslizamento relativo de conectores Crestbond analisados em: (a) ensaios de cisalhamento padrão (Dutra, 2014); (b) ensaios de cisalhamento em PMPC (Aguiar, 2015).

#### 2.5.4.4 Modelo Analítico da Aprovação Técnica Z-26.4-56 (2013)

A aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) apresenta prescrições para o dimensionamento de conectores *clothoidal shaped* e *puzzle shaped*. O projeto desses conectores é função do passo do conector  $e_x$ , como mostrado anteriormente na Fig. 2.36. Na Fig. 2.39 são apresentadas nomenclaturas de outras variáveis geométricas utilizadas no modelo analítico para o cálculo da capacidade do conector. A região representada com a nomenclatura  $A_D$  é designada como a área do *dowel* de concreto. A área efetiva de concreto ( $A_{D,i}$ ) é obtida através da relação  $A_{D,i} = e_x t_c$ .

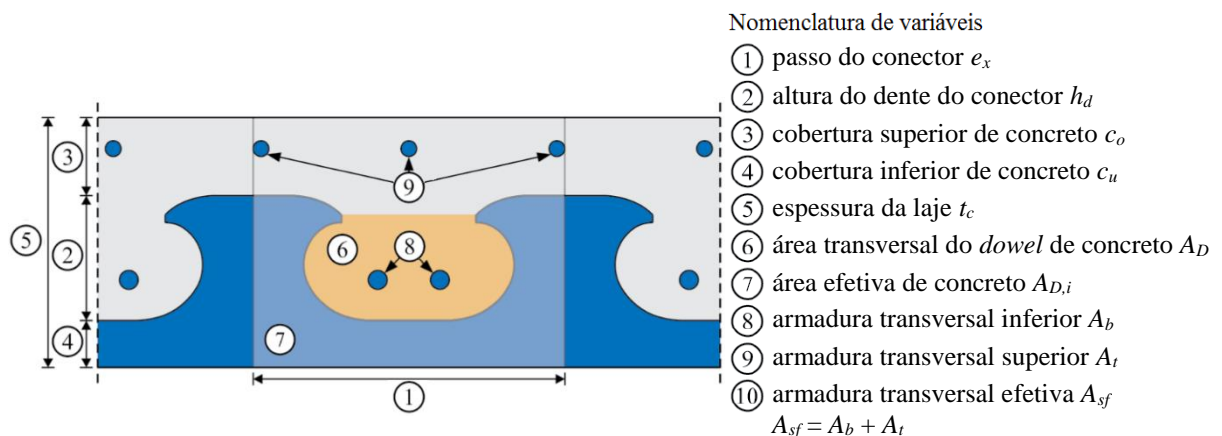


Figura 2.39 - Nomenclatura de variáveis geométricas em uma seção de conector *clothoidal shaped* (Feldman *et al.*, 2016).

A Z-26.4-56 (2013) estabelece que para o dimensionamento dos conectores *clothoidal shaped* e *puzzle shaped*, deve-se obedecer as seguintes prescrições:

- Geométricas:  $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$ ;  $6 \text{ mm} \leq t_{sc} \leq 40 \text{ mm}$  (espessura do conector);  $0,08 \leq t_{sc}/h_d \leq 0,5$ ;  $L_c \geq 250 \text{ mm}$  (comprimento da laje);  $c_o \geq 20 \text{ mm}$  e  $c_u \geq 20 \text{ mm}$ ;  $e_x \geq 2,5h_{po}$  ( $h_{po}$  é descrito no Subitem 2.5.4.4.2).
- Material concreto: a resistência característica  $f_{ck}$  deve estar entre o intervalo  $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$ ; A consistência deve ser elevada, tendo um *slump flow* com um abatimento maior ou igual a classe F3 (420 mm - 480 mm) apresentada na norma DIN EN - 206:2014.
- Material aço: aços estruturais com resistências compatíveis com os aços do tipo S235 a S460 (EN 10025-2:2005).

Os possíveis modos de falha dos conectores submetidos a um carregamento estático são: cisalhamento do concreto (item 2.5.4.4.1), ruptura do concreto (*pry-out*) (item 2.5.4.4.2) e falha do aço do conector (item 2.4.3.4.3). Esses estados-limites são representados na Fig. 2.40. O valor mínimo de capacidade, por conector, deve ser considerado como a resistência característica por *dowel*  $q_{d,k}$ . A força resistente de cálculo de um conector corresponde ao valor de  $q_{d,k}$  dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência de um conector  $\gamma_v = 1,25$ .

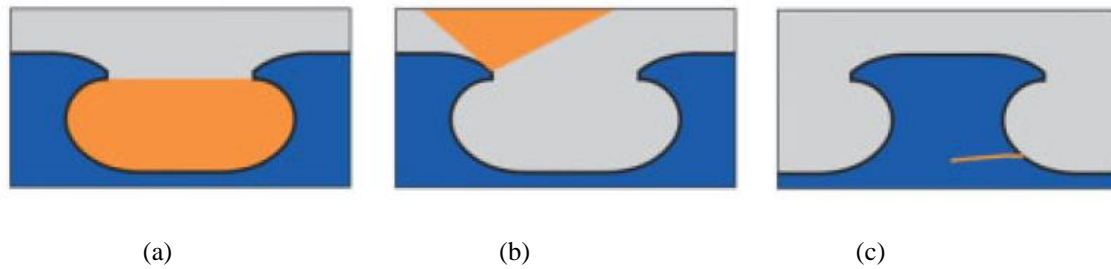


Figura 2.40 – Estados-limites últimos em conectores *composite dowels* (Gallwoszus *et al.*, 2015): (a) cisalhamento do concreto; (b) *pry-out*; (c) a falha do aço do conector.

#### 2.5.4.4.1 Cisalhamento do Concreto

Conectores constituídos por chapas de aço com pequenas aberturas e com elevada espessura da chapa, o modo de falha dominante é o cisalhamento do concreto ao longo de dois planos de corte coincidentes com as faces laterais dos conectores (Feldman *et al.*, 2016).

Segundo Feldman *et al.* (2016), há um efeito adicional de ancoragem da armadura transversal na região dos furos dos conectores que influi diretamente na capacidade resistente dos conectores. Os autores ainda afirmam que, em furos com grandes dimensões, os dois planos de cisalhamento não são bem definidos, chegando a se fundir. Para isso, a aprovação técnica Z-26.4-56 considera um fator de redução ligado à geometria do conector ( $\eta_D$ ). Para os conectores *clothoidal shaped* e *puzzle shaped*, esses fatores são  $\eta_{D,CL} = 3 - e_x/180$  e  $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$ , respectivamente.

A capacidade característica do cisalhamento do concreto, para cada trecho com comprimento  $e_x$ , é dada pela seguinte equação:

$$q_{d,sh,k} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_D) \quad (2.15)$$

sendo  $\rho_D = (E_r A_b)/(E_{cm} A_D)$ ;  $E_r$  é o módulo de elasticidade da armadura transversal;  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto. Os outros parâmetros estão representados na Fig. 2.39.



#### 2.5.4.4.2 Pry-out (Ruptura do Cônica do Concreto)

A ruptura cônica do concreto ocorre quando a distância vertical dos *dowels* até a face superior, ou inferior, não é elevada. Com um maior deslizamento relativo do conector, durante a sua solicitação, uma parcela do concreto situado entre as aberturas estará sob tensões hidrostáticas de compressão (região confinada). No limiar da região confinada, por reação, surgem tensões de tração, com resultante provocando uma “força de arrancamento” na direção ortogonal a laje de concreto. Quando a laje de concreto é pouco espessa, essas tensões de tração promovem a fissuração do concreto, levando à ruptura de uma região em formato de cone (Fig. 2.41), que pode ocorrer tanto na face superior ou inferior da laje, dependendo da posição do conector.

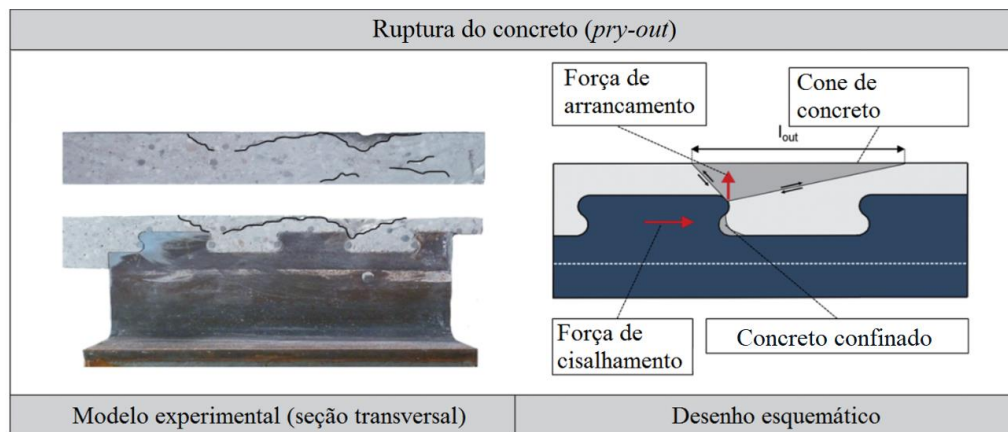


Figura 2.41 - *pry-out* (ruptura cônica do concreto): (a) modelo ensaiado; (b) desenho esquemático (Classen e Herbrand, 2015).

Esse limite é alcançado quando se atinge, para cada trecho com comprimento  $e_x$ , a resistência característica definida pela seguinte equação:

$$q_{d,po,k} = \alpha_k h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.16)$$

onde:

- $\alpha_k$  é uma constante característica igual a 90;
- $h_{po} = \min(c_o + 0,07e_x; c_u + 0,13e_x)$ ;
- $\rho_{D,i} = \frac{E_r A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}}$ .

Para conectores que apresentam o passo  $e_x \leq 4,5h_{po}$ , a capacidade  $q_{cn,po}$  deve ser reduzida pelo fator  $\chi_x$ :

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5h_{po}} \leq 1 \quad (2.17)$$

Segundo Classen e Hegger (2017), caso deseje-se obter a capacidade média por meio da Eq. (2.16), deve-se substituir  $\alpha, k$  pela relação  $k_{méd}/\eta$ . Os autores definem o parâmetro  $k_{méd}$  igual a 41 quando são utilizados conectores *puzzle-shaped* e  $\eta$  é definido adiante. Desse modo, realizando as devidas substituições, tem-se como a capacidade média ao *pry-out*:

$$q_{d,po,méd} = \frac{k_{méd}}{\eta} h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{cm}} (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.18)$$

com

$$\eta = 0,4 - 0,001 f_{cm} \quad (2.19)$$

#### 2.5.4.4.3 Falha do Aço do Conector

A falha do aço do conector pode ocorrer quando o conector apresenta baixa espessura ou é constituído de um aço com baixa resistência. Esse modo de falha ocorre com uma combinação de cisalhamento e flexão nos *dowels* de aço dos conectores, ocorrendo a falha na seção crítica desses *dowels* (Lorenc *et al.*, 2014a, b; Lorenc, 2016a, b), como se observa na Fig .2.42.

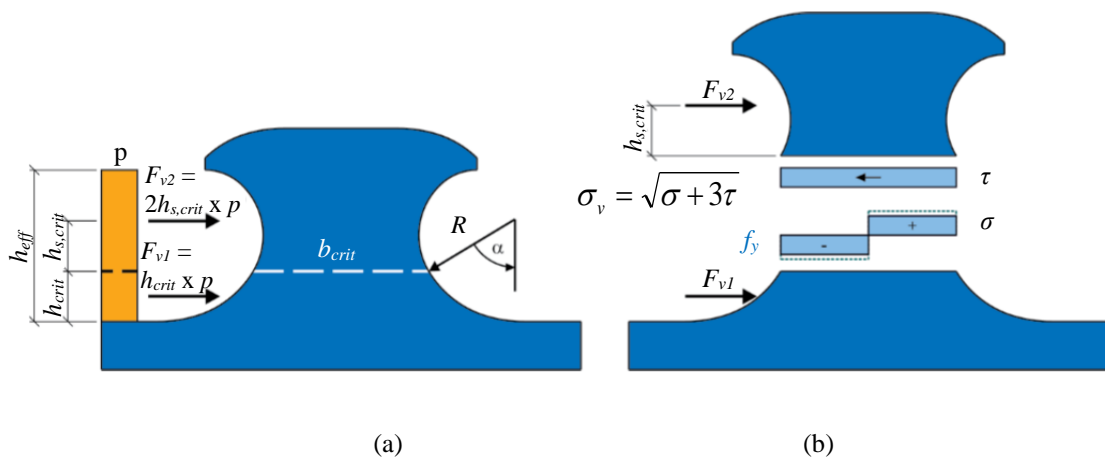


Figura 2.42 – Ilustração esquemática da combinação de esforços de cisalhamento e flexão nos conectores: (a) *clothoidal-shaped* e *puzzle-shaped* (Lorenc *et al.*, 2016b).

A concepção analítica para o cálculo da capacidade do aço do conector é derivada do critério de escoamento de von Mises<sup>6</sup>, analisado na seção crítica do conector (Feldman *et al.*, 2016). Logo, a falha do conector ocorre quando as tensões internas, as quais o conector está sujeito em uma dada seção, estão sobre a superfície cilíndrica de von Mises (Fig. 2.43a), ocorrendo o escoamento naquela região. Além disso, é considerado que as tensões na seção crítica do

<sup>6</sup> O critério de von Mises é frequentemente utilizado para aço estruturais quando estão sujeitos a um estado biaxial ou triaxial de tensões. Assume-se que o material sofre escoamento quando um ponto em um sistema tridimensional de coordenadas, em que os eixos quantificam as tensões em cada direção ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), se situa sob a superfície cilíndrica de von Mises.

conector são originadas através das atuações combinadas da força de cisalhamento  $F_{v2}$  e do momento  $F_{v2} \cdot h_{s,crit}$ , conforme representado na Fig. 2.42. Após o escoamento, com a deformação contínua em regime plástico, advém a ruptura do conector na seção crítica (Fig. 2.43).

Realizando o equilíbrio de forças, no momento que a tensão interna do conector alcança a superfície de von Mises, e considerando parâmetros geométricos dos conectores *puzzle-shaped* e *clothoidal-shaped*, a capacidade característica da falha do aço em função de  $e_x$  é dada pela seguinte expressão:

$$q_{d,st,k} = \eta_s e_x t_{sc} f_y = 0,25 e_x t_{sc} f_y \quad (2.20)$$

onde  $t_{sc}$  é a espessura da chapa do conector e  $\eta_s$  é um fator que depende das características geométricas dos conectores. A aprovação técnica Z-26.4-56 que apresenta prescrições para os conectores *clothoidal shaped* e *puzzle shaped*, substitui o fator  $\eta_s$  por uma constante igual a 0,25.

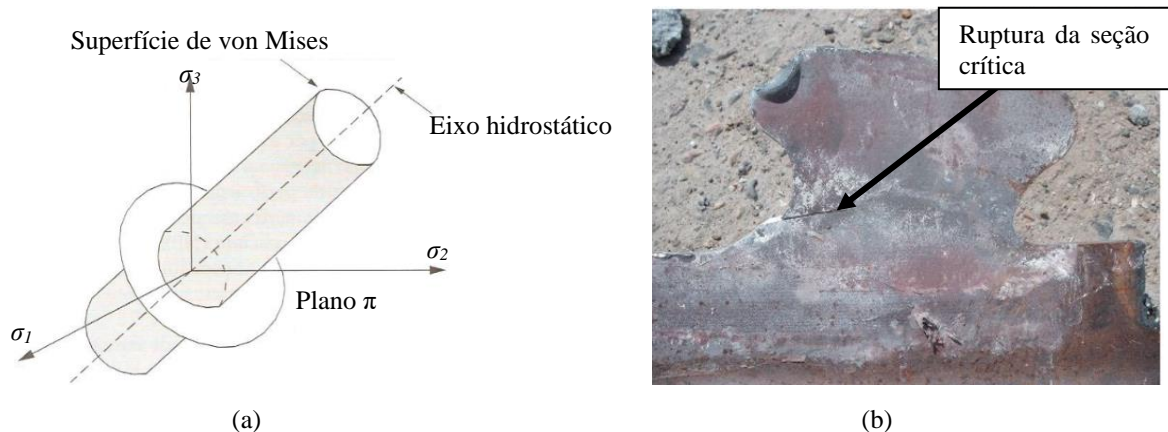


Figura 2.43 – Falha do aço do conector: (a) Critério de escoamento de von Mises (Queiroz *et al.*, 2001); (b) ruptura do aço do conector *puzzle-shaped* na seção crítica após sofrer deformações plásticas excessivas (Lorenc *et al.*, 2014b).

## 2.6 Ensaios de Cisalhamento (*Push-Test*)

Os ensaios de cisalhamento, ou *push-test*, têm como objetivo designar o comportamento de meios mecânicos que realizam a transferência de forças entre os componentes perfil de aço e concreto nas estruturas mistas. Esses meios mecânicos são designados como a aderência natural na interface entre os componentes e os conectores de cisalhamento, conforme discutido no Subitem 2.3. O comportamento da aderência natural, de conectores de cisalhamento, ou dos dois meios mecânicos atuando em conjunto, é avaliado através de curvas força *versus*

deslizamento relativo entre os componentes perfil de aço e concreto (Figs. 2.18 e 2.20). Para isso, é necessário que o carregamento seja aplicado sobre a superfície de um dos componentes do elemento misto (sendo este o perfil de aço ou concreto), e que o outro componente esteja inteiramente apoiado. Dessa forma, a curva força *versus* deslizamento, obtida nos ensaios, é influenciada apenas pela atuação dos meios mecânicos.

Em muitas situações, para o estudo do comportamento de conectores de cisalhamento, é desejável que se minimize a parcela da força de cisalhamento que é transferida através aderência natural. Para isso, a superfície do perfil de aço em contato com o material concreto, deve ser previamente lubrificada ou deve ser realizado outro tipo de tratamento superficial, de forma que se minimize a aderência natural na interface entre o perfil e o concreto.

### 2.6.1 Ensaios de Cisalhamento em Vigas Mistas

A norma europeia de estruturas mistas de aço e concreto EN 1994-1-1:2004 especifica o ensaio de cisalhamento padrão - *standard push test*. Nesse tipo de ensaio, são adotados conectores de cisalhamento soldados em perfis H posicionados entre duas lajes de concreto, com dimensões idênticas de 650x600x150 mm. Essas lajes são apoiadas na parte inferior e o carregamento é aplicado na parte superior do perfil de aço, conforme Fig. 2.44.

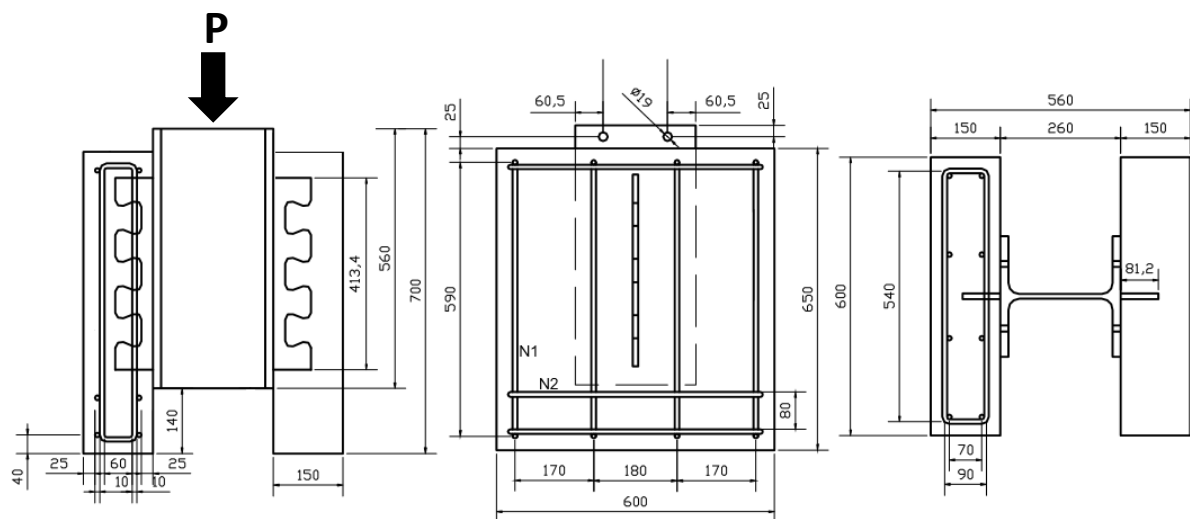


Figura 2.44 - Ensaio de cisalhamento padrão (*standard push test*) (Veríssimo, 2007): (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior.

A norma EN 1994-1-1:2004 determina que o ensaio seja executado em duas fases consecutivas: primeiramente, a estrutura é submetida a 25 ciclos de carregamento e descarregamento entre 5% a 40% da força máxima prevista para o ensaio. Posteriormente, o ensaio passa a ser controlado por controle de deslocamento. O deslocamento relativo entre o perfil de aço e as duas lajes de concreto é medido em diversos pontos do modelo e, dessa maneira, uma curva de força *versus* deslocamento médio, que representa o comportamento do conector é obtida.

Lorenc *et al.* (2010) propõem uma adaptação desse ensaio, na qual é eliminada a parcela de força resistida pela região frontal do conector nos ensaios, como se observa na Fig. 2.45, aplicando-se, nessa região, um material de resistência desprezável, como uma camada de isopor. Como o conector permite o corte simétrico, pode-se realizar o corte na alma de um perfil I ou H para obter o formato desejado do conector (Fig. 2.45b). Assim, com o procedimento de corte no perfil original, dispõem-se de dois novos perfis em formato de T e com o conector situado na extremidade da alma desses perfis. Posteriormente, as mesas dos dois perfis T são soldadas entre si, e os conectores são dispostos internamente nas duas lajes de concreto (Fig. 2.45a)

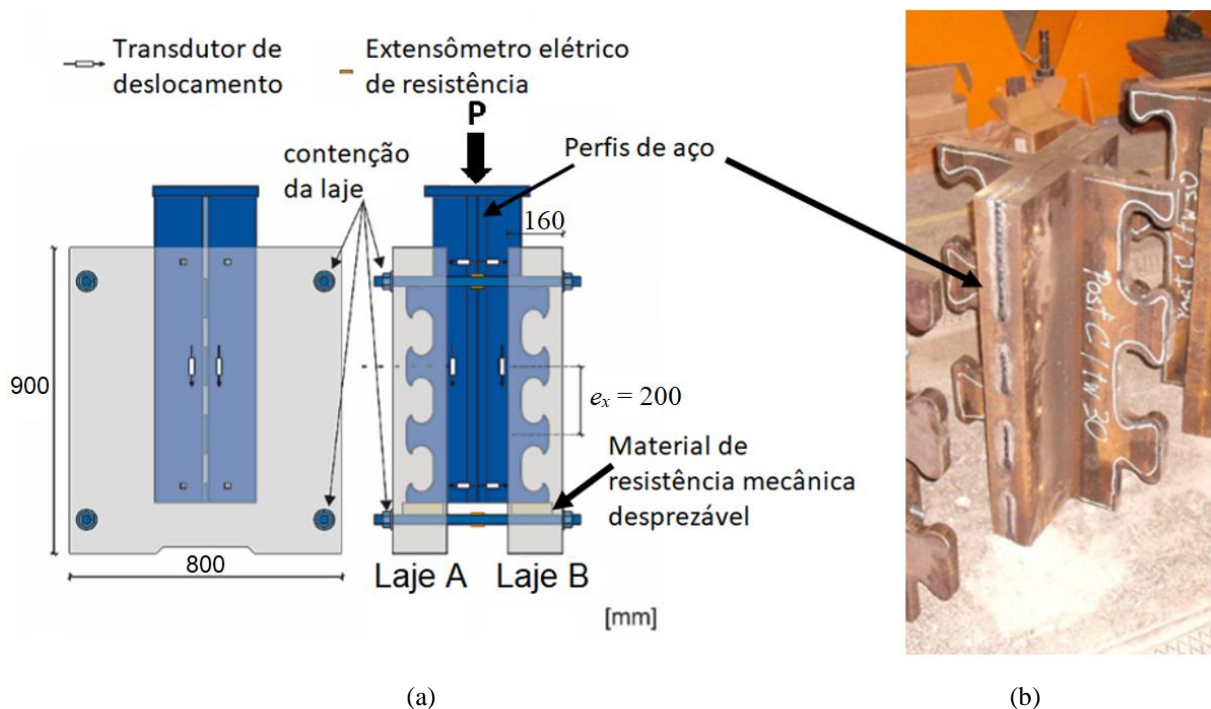


Figura 2.45 - Ensaio de cisalhamento adaptados para conectores contínuos: (a) ilustração do ensaio (Classen e Gallwoszus, 2016); (b) perfil de aço e conector (Lorenc *et al.* 2014).

Observando-se ainda a Fig. 2.45a, percebe-se que há também a contenção da laje impedindo o seu desprendimento em relação ao perfil de aço. O uso dessa restrição é aconselhada para simular o uso dos conectores em vigas mistas de pontes, nas quais além de haver a continuidade da laje de concreto e do conector, é utilizada na maioria dos casos, alta taxa de armadura (Fig. 2.30c), evitando o efeito de separação entre o perfil de aço e laje (*uplift*).

Na literatura vigente são encontradas outras configurações de ensaios de cisalhamento em vigas mistas. Classen e Gallwoszus (2016) realizaram ensaios de cisalhamento com conectores *chothoid-shaped*, porém, adaptados para se analisar a capacidade de um único *dowel* de concreto (Fig. 2.46a). Degée *et al.* (2017) apresentam uma metodologia de ensaios de cisalhamento para situações em que um pilar de concreto armado é reforçado com a introdução, em seu centro geométrico, de perfil I com conectores de cisalhamento soldados em suas mesas, conforme ilustra a Figura 2.46b.

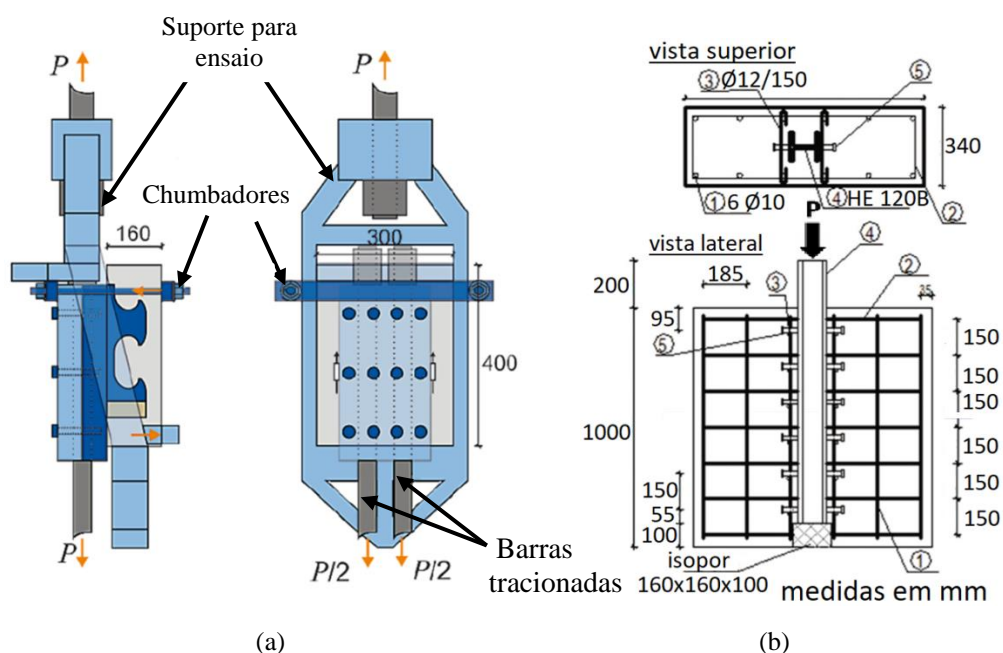


Figura 2.46 - Ensaios de cisalhamento para a caracterização do comportamento de conectores: (a) adaptação para a análises de um *dowel* de concreto individual utilizando conectores *clothoidal shaped* (Classen e Joerg Gallwoszu, 2016); (b) adaptação para a análise do comportamento de conectores pinos com cabeça soldados em perfis I utilizados em conjunto para o reforço de pilares existentes de concreto armado (Degée *et al.*, 2017).

É oportuno salientar que a maioria dos ensaios de cisalhamento encontrados na literatura seguem as prescrições do ensaio de cisalhamento padrão de se realizar o ensaio em duas etapas: considerando a fase de 25 ciclos de carregamento e descarregamento, e posteriormente a segunda fase do ensaio com o aumento progressivo do carregamento até o colapso estrutural.

## 2.6.2 Ensaios de cisalhamento em PMPC

Neste tópico são apresentados alguns trabalhos sobre pilares mistos preenchidos com concreto encontrados na literatura, destacando, principalmente, a maneira de aplicação de forças e as condições de contorno dos modelos.

Parsley (1998) realizou oito ensaios de cisalhamento em pilares mistos tubulares retangulares, sem conectores de cisalhamento. Foram utilizados dois métodos de ensaio, como pode ser observado na Fig. 2.47. No primeiro método (Fig. 2.47a), o carregamento é aplicado sobre o núcleo de concreto e a base do tubo de aço é inteiramente apoiada. Dessa forma, tem-se uma distribuição uniforme de tensões na seção da base do tubo. Contudo, em situações práticas, o carregamento no tubo de aço é introduzido de forma localizada pelas ligações das vigas com o pilar. Visando simular esse comportamento, o autor utilizou outro método de ensaio, em que chapas de aço são soldadas na extremidade inferior do tubo e parafusadas a perfis T para simular as ligações do pilar com as vigas (Fig. 2.47b). Em ambos os métodos de ensaios, foi deixada uma folga de 25 mm na extremidade inferior do tubo de aço.

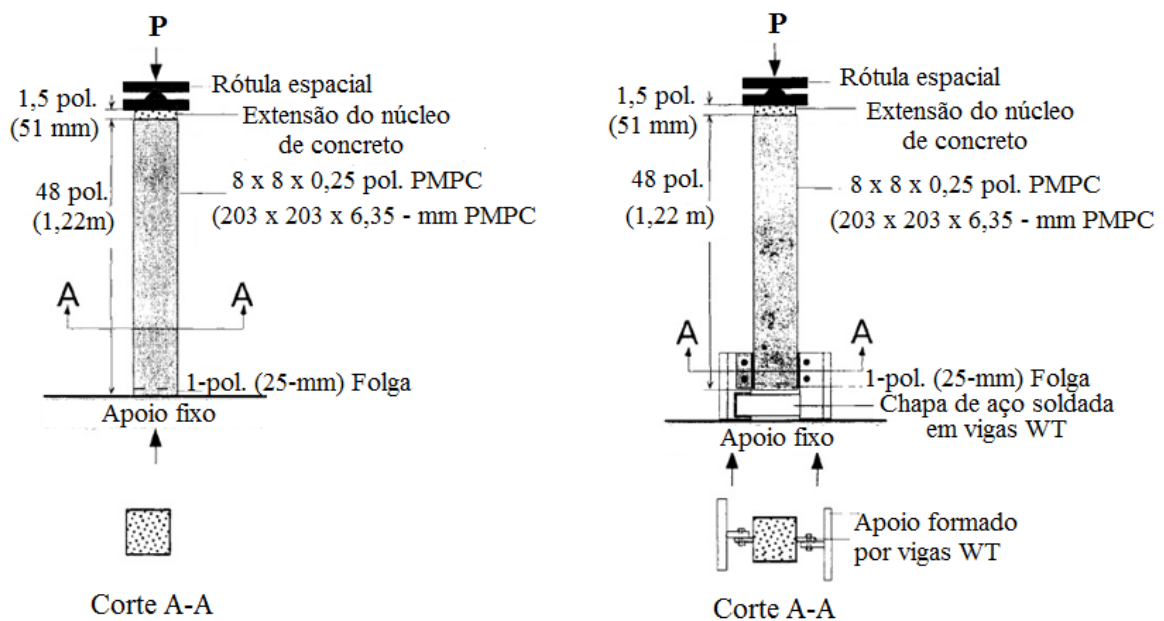


Figura 2.47 - Desenho esquemático dos métodos de ensaios utilizados por Parsley *et al.* (2000) e Parsley (1998): (a) sem ligação; (b) com ligação.

Na Fig. 2.48 são ilustrados os ensaios realizados por Shakir-Khalil (1993a, b). Os modelos de PMPC tinham seções retangulares, quadradas e circulares, e parte dos modelos apresentava conectores de cisalhamento. Os conectores analisados foram pregos Hilti e parafusos de grau 4.6. Os pregos Hilti tinham 3,7 mm de diâmetro e 62 mm de comprimento, e os parafusos tinham 12 mm de diâmetro e 50 mm de comprimento. Nos modelos foi adotada uma folga de 50 mm entre o núcleo de concreto e o tubo de aço. Esses modelos apresentavam alturas de 250 mm, 450 mm e 650 mm.

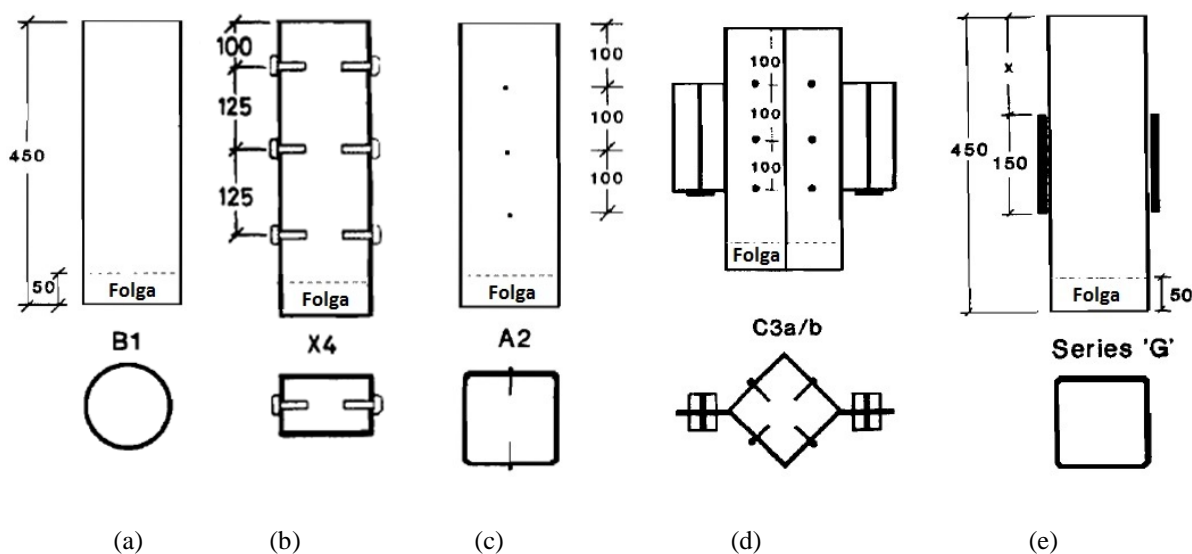


Figura 2.48 - Modelos analisados por Shakir-Khalil (1993a e b): (a) sem conectores de cisalhamento; (b) com parafusos como conectores; (c) com pregos Hilti como conectores; (d) com suportes soldados na superfície do tubo; (e) com chapas de aço soldadas na superfície do tubo.

O carregamento foi aplicado sobre o núcleo de concreto, porém os PMPC eram apoiados de três maneiras diferentes, como pode ser observado na Fig. 2.49. No primeiro caso, a extremidade inferior do tubo de aço era inteiramente apoiada (Fig. 2.49a). Para o segundo e terceiro casos, os pilares eram apoiados por diferentes dispositivos soldados lateralmente na parede do tubo. O primeiro dispositivo era um suporte metálico (Figs. 2.48d e 2.49b), o segundo dispositivo era uma chapa de aço espessa (Fig. 2.48e). A distância dos dispositivos, até a extremidade superior do tubo variava de acordo com o modelo analisado.

Nos estudos de Cardoso (2014), os modelos de PMPC apresentavam como conectores de cisalhamento parafusos de alta resistência (Fig. 2.50). O tubo de aço apresentava seção transversal de dimensões nominais 219,1 x 6,4 mm (diâmetro e espessura) e uma altura de 1000 mm. Assim como nos estudos de Shakir-Khalil (1993a e b), em uma das extremidades do tubo foi deixada uma folga 50 mm. A superfície interna do tubo foi tratada com aplicação de pintura e cera desmoldante, permitindo uma melhor caracterização da transferência de forças



proporcionada apenas pelo conector de cisalhamento, minimizando a parcela transferida pela aderência natural. Diferentemente dos estudos de Parsley (1998) e Shakir-Khalil (1993a e b), o carregamento foi aplicado sobre o tubo de aço, com o apoio no núcleo de concreto.

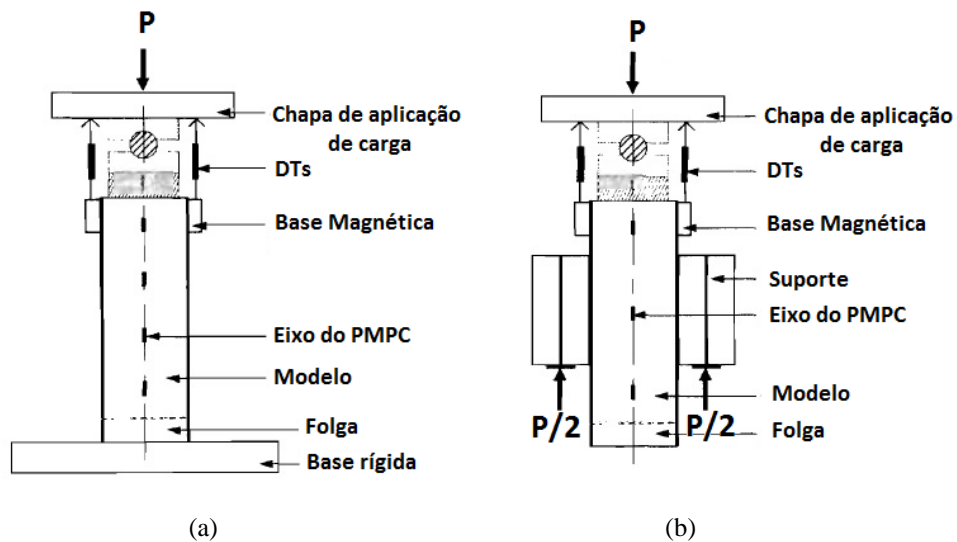


Figura 2.49 - Condições de contorno nos modelos analisados por Shakir-Khalil (1993b): (a) tubo de aço apoiado; (b) suportes apoiados.

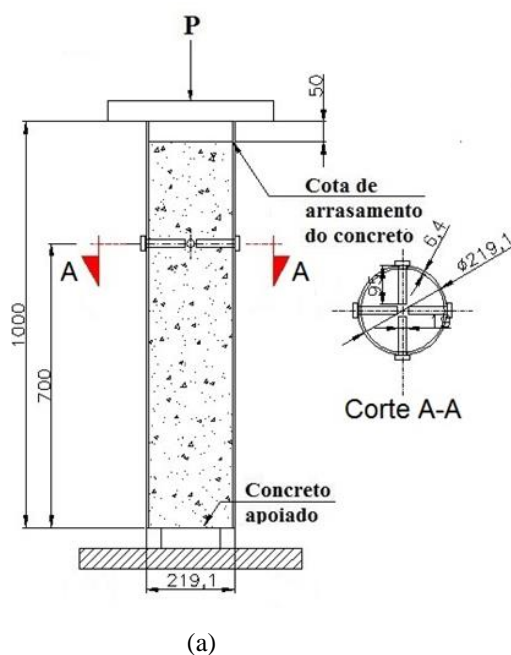


Figura 2.50 – Ensaio de cisalhamento de PMPC utilizando parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento (Cardoso, 2014): (a) detalhes dos modelos das séries G e H; (b) modelo instrumentado.

Ainda podem ser encontrados na literatura outros estudos envolvendo ensaios de cisalhamento em PMPC, dentre eles Cardoso *et al.* (2014), Ribeiro Neto *et al.* (2012), Roeder *et al.* (1999), Kilpratck e Rangan (1999a e b) e Viridi e Dowling (1980).

## 2.7 Região de Introdução de Forças em PMPC

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 especifica que as regiões de introdução de forças são aquelas onde ocorrem variações localizadas de esforços solicitantes devido a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases. Ainda é especificado que, nessas regiões, deve ser evitado que ocorra escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço.

As normas ANSI/AISC 360-16, EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008 apresentam especificações para se definir o comprimento de introdução de forças, sendo que abaixo desse comprimento é considerado que os componentes dos pilares mistos (perfil de aço e núcleo de concreto) estão sob tensões uniformes. A norma ANSI/AISC 360-16 assume que esse comprimento, que pode ser considerado acima e abaixo dos pontos de introdução de forças, é igual a duas vezes a menor dimensão do pilar (Fig. 2.51). As normas EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008 assumem que esse comprimento é igual duas vezes a menor dimensão da seção do pilar (como a norma ANSI/AISC 360-16) ou um terço da distância entre pontos de introdução de forças, o que for menor. Contudo, essas duas normas não deixam claro se esse comprimento deve ser considerado acima ou abaixo dos pontos de introdução de forças.

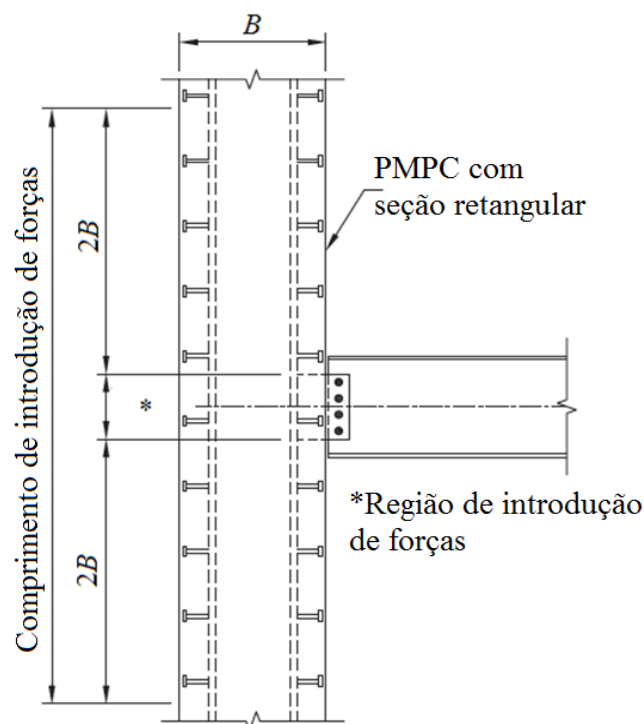


Figura 2.51 – Comprimento e região de introdução de forças (ANSI/AISC 360-16).

Dunberry *et al.* (1987) realizaram ensaios experimentais de PMPC com seções quadradas, tendo como principal objetivo investigar o comprimento de transferência de forças e como ocorria a distribuição de esforços nesse comprimento. Esses ensaios foram dispostos de três maneiras diferentes. Na primeira disposição, os componentes tubo de aço e núcleo de concreto eram apoiados e carregados simultaneamente na extremidade superior por uma chapa de topo (Fig. 2.52a). O carregamento proveniente das chapas de topo simulava os esforços provenientes de andares superiores. Na segunda disposição, além das chapas de topo, eram soldadas, lateralmente na superfície do tubo, chapas que simulavam o comportamento de ligações entre vigas e pilares (Fig. 2.52b). Nos ensaios restantes, foram analisadas somente o carregamento proveniente de ligações entre vigas e pilares (Fig. 2.52c).

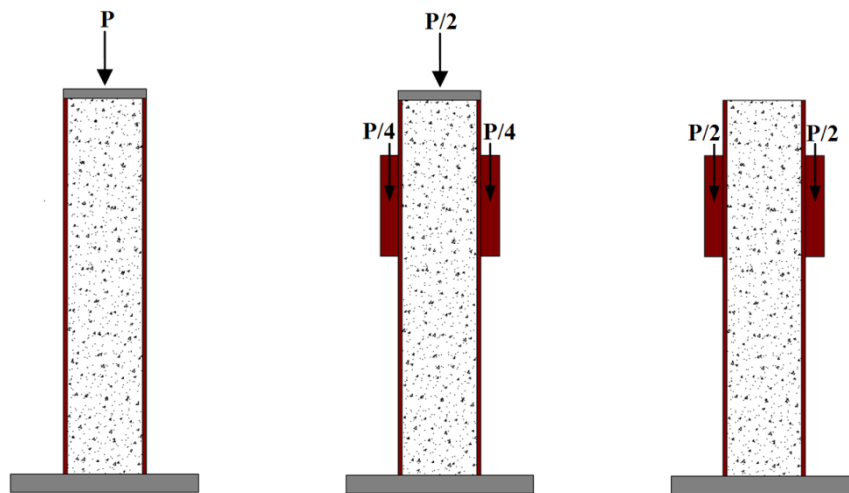


Figura 2.52 - Tipos de ensaios analisados por Dunberry *et al.* (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016): (a) ensaios de pilares; (b) ensaios de pilares com chapas de topo e com chapas de ligação; (c) pilares com chapas de ligação.

Mollazadeh e Wang (2015, 2016) também analisaram como era realizada a transferência de forças em pilares, comparando os seus resultados com análises experimentais de Dunberry *et al.* (1987) e com as prescrições apresentadas nas normas ANSI/AISC 360-16 e EN 1994-1-1:2004. Mollazadeh e Wang (2015) realizaram um estudo numérico (Fig. 2.53), considerando as três disposições de ensaios apresentadas na Fig. 2.52. Os modelos foram calibrados com base nos modelos experimentais de Dunberry *et al.* (1987) e de outros autores. Em outro estudo, Mollazadeh e Wang (2016) realizam um estudo numérico-experimental, considerando novamente as três disposições de modelos citadas previamente (Figs. 2.53 e 2.54a) e outro modelo adicional com conectores de cisalhamento (Figs. 2.54b e 2.54c). Nesse último modelo, foram utilizados parafusos passantes como conectores de cisalhamento, abaixo da ligação entre viga e pilar, e sem a utilização da chapa de topo, não havendo carregamento na extremidade do

modelo. Os modelos experimentais serviram para a calibração dos modelos numéricos (Fig. 2.54d).

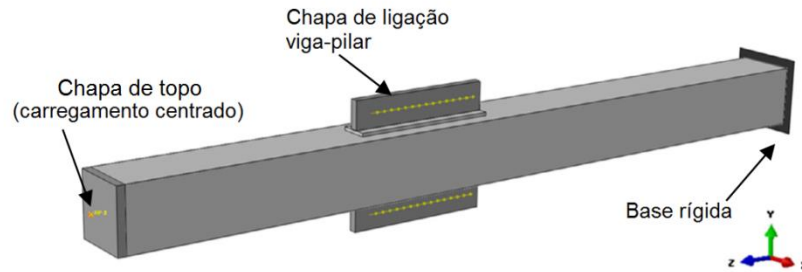


Figura 2.53 - Modelo numérico de pilar com chapa de topo e chapas de ligação entre viga e pilar (Mollazadeh e Wang, 2015).

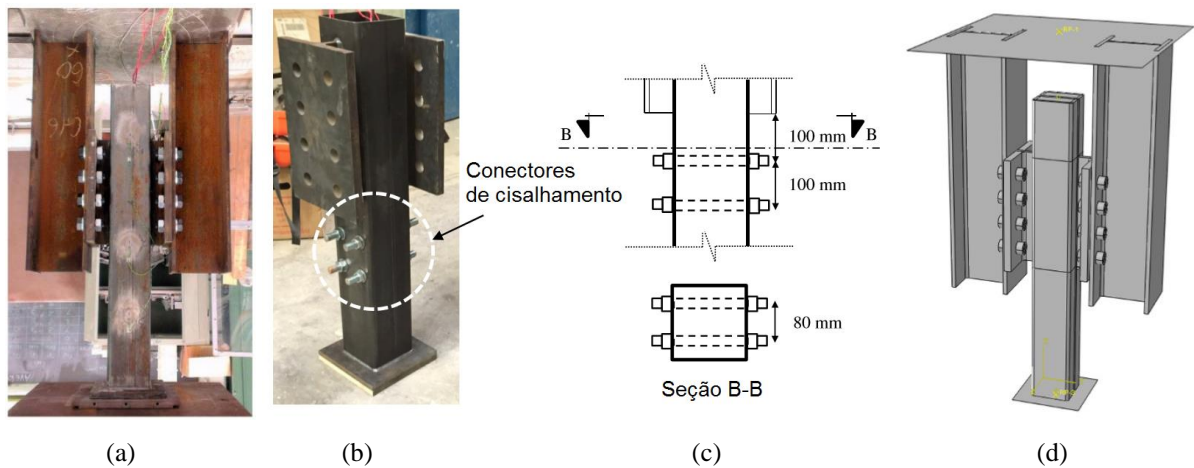


Figura 2.54 – Experimento realizado por Mollazadeh e Wang (2016): (a) Modelo experimental sem chapa de topo e com chapas de ligação viga-pilar; (b) modelo experimental com conectores de cisalhamento e não instrumentado; (c) desenho esquemático do modelo com conectores de cisalhamento; (d) modelo numérico sem chapa de topo e com chapas de ligação viga-pilar.

Nas análises realizadas por Dunberry *et al.* (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016), as forças eram transferidas gradualmente para o núcleo de concreto, ao invés de apresentar uma taxa de transferência significativa em uma dada região localizada. Na Fig. 2.55 é demonstrado como ocorre as distribuições de esforços ao longo do pilar em um dado modelo. Em um comprimento de altura mais acima da chapa que faz a ligação entre a viga e o pilar, os esforços solicitantes nos componentes núcleo de concreto e no tubo de aço permanecem constantes, representando o carregamento originário dos andares superiores. Em um comprimento de altura  $L_a$ , um pouco acima da chapa de ligação, inicia-se um aumento gradual de esforços solicitantes nos componentes devido à transferência de forças de cisalhamento entre vigas e pilares. A transferência de forças se mantém até um comprimento de altura  $L_b$  abaixo da chapa de ligação.

Os comprimentos  $L_a$  e  $L_b$  estão representados na Fig. 2.55b. Nota-se também, que fora dos limites dos comprimentos de transferência e da região de introdução de forças, as deformações longitudinais dos componentes são iguais (Fig. 2.55c). O deslizamento relativo no pilar não ocorre nessa região (Fig. 2.55b), ocorrendo apenas na zona de incompatibilidade de deformações entre os componentes.

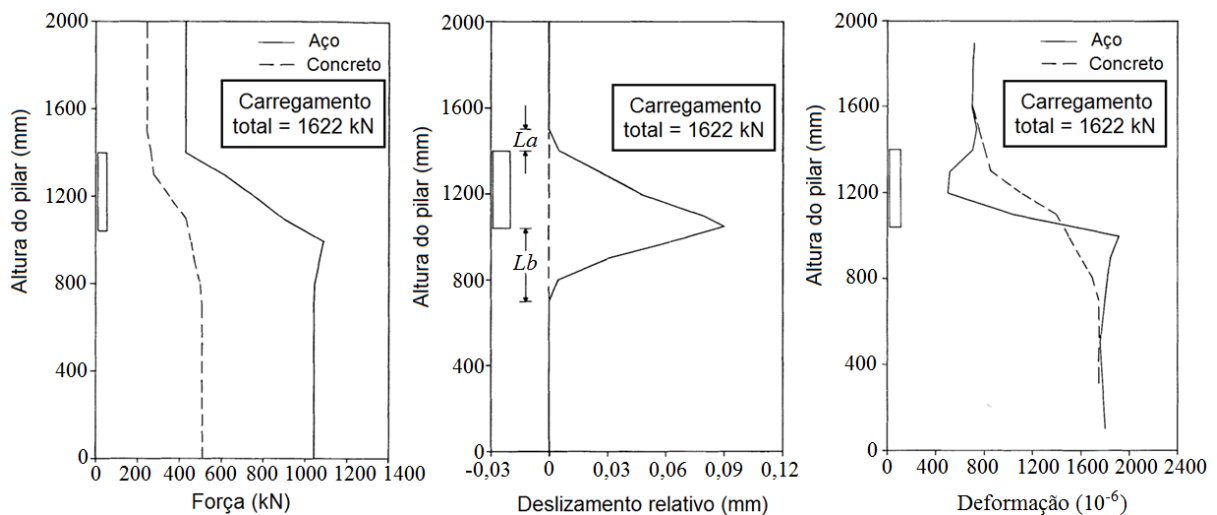


Figura 2.55 - Estudo experimental realizado por Dunberry *et al.* (1987): (a) variação do carregamento ao longo da altura do PMPC; (b) variação do deslizamento relativo dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto ao longo da altura do PMPC; (c) deformação longitudinal dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto ao longo da altura do PMPC.

Os valores de comprimentos de transferência de forças ( $L_a$  e  $L_b$ ) foram analisados por Dunberry *et al.* (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016). Considerando os modelos com seções quadradas de lado  $B$  nos estudos de Dunberry *et al.* (1987), os comprimentos de transferência de forças média variavam entre  $3B$  e  $3,5B$  para  $L_a$  e entre  $1B$  e  $2B$  para  $L_b$ .

Mollazadeh e Wang (2015, 2016) notaram que ao aumentar o comprimento do pilar acima da ligação entre viga e pilar (região de introdução de forças), a força máxima do modelo também se elevava. Os autores concluíram que isso se devia a atuação das tensões de aderência na interface dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto. Logo, em um modelo com maior comprimento acima da ligação, obtinha-se um maior comprimento da atuação de esforços de cisalhamento na interface entre os componentes. Os autores também mencionam que o comprimento  $L_a$  pode se estender até a extremidade superior dos modelos e que não dependem das dimensões de uma seção transversal do pilar, conforme prescrito nas normas ANSI-AISC 360-16 e EN 1994-1-1:2004 e no estudo de Dunberry *et al.* (1987). Contudo, o aumento do comprimento do pilar abaixo dessa ligação entre viga e pilar, não implicaria em um aumento da força última nos pilares. Segundo Mollazadeh e Wang (2015, 2016), abaixo da ligação há

uma certa taxa de transferência de forças do tubo de aço para o núcleo de concreto, porém, a soma das forças nos componentes, permanece constante.

A influência das formas de carregamento apresentadas anteriormente na Fig. 2.52 sobre a estrutura também foram discutidas nos trabalhos de Dunberry *et al.* (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016). Os autores afirmam que quando é utilizada chapa de topo sobre os pilares (Figs. 2.52a e 2.52b), a resistência dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto são alcançadas com a plastificação completa de suas seções. Mollazadeh e Wang (2015) demonstram analiticamente que quando os pilares do último pavimento de uma edificação qualquer, apresentam em sua extremidade uma chapa de topo e são sujeitos a um carregamento, em praticamente todas as situações, o comportamento misto do pilar é garantido — os componentes atuando como um único elemento estrutural. Dunberry *et al.* (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016) notaram que quando o pilar é carregado somente por ligações entre vigas e pilares (Fig. 2.52b), o núcleo de concreto pode não alcançar a sua capacidade à plastificação, diferentemente do tubo de aço, que tem a sua resistência limitada à plastificação de sua seção. Nos modelos numéricos analisados por Mollazadeh e Wang (2015), enquanto o tubo de aço atingia sua capacidade à plastificação, o núcleo de concreto atingia somente 50% da sua resistência à plastificação.

Conforme citado previamente, sob algumas condições de carregamento, o componente núcleo de concreto não atinge a capacidade à plastificação. Dessa forma, Dunberry *et al.* (1987) e CIDECT Design Guide nº 9 (Kurobane *et al.*, 2005), recomendam utilizar um fator de minoração  $\alpha_{c,2}$ , para a resistência do concreto no dimensionamento de PMPC. Esse fator é dado pela equação:

$$\alpha_{c,2} = 1 - 1,2\beta \left[ \alpha_{c,1} A_c f_c / (A_a f_y + \alpha_{c,1} A_c f_c) \right] \quad (2.21)$$

onde:

- $\beta$ : fator que representa a razão entre o carregamento aplicado nas chapas de ligação sobre o carregamento total aplicado na estrutura (e.x.:  $\beta = 0$  para Fig. 2.48a e  $\beta = 1$  para Fig. 2.52c);
- $\alpha_{c,1}$ : considerado igual a 0,85, para fins de dimensionamento. Para análise a experimental, esse fator pode ser considerado igual a 1 (Dunberry *et al.*, 1987).

A norma canadense, CSA S16-14, especifica conservadoramente que se aplique no último andar sobre a extremidade PMPC uma chapa de topo, carregando simultaneamente ambos os componentes núcleo de concreto e tubo de aço. A norma ainda especifica que, nos demais andares, não seria necessário o uso de conectores de cisalhamento aplicados internamente nos PMPC. Conforme citado previamente, nos estudos de Mollazadeh e Wang (2015), com a chapa de topo sobre o PMPC no último andar, o comportamento misto é garantido, não necessitando de conectores de cisalhamento.

Mollazadeh e Wang (2016) compararam modelos idênticos com e sem conectores de cisalhamento instalados no comprimento de introdução de força abaixo da chapa de ligação ( $L_b$ ). Os autores concluem que o uso de conectores de cisalhamento contribui para um aumento da taxa de transferência de forças do tubo de aço para o núcleo de concreto, porém não contribui para um aumento da resistência do PMPC.

Dunberry *et al.* (1987) e assim como Mollazadeh e Wang (2015) demonstram que um aumento do comprimento da chapa de ligação e um aumento da tensão resistente de aderência na interface entre os componentes também contribuem para um aumento da taxa de transferência de forças para o núcleo do concreto e para um aumento da resistência do pilar. Essas observações podem ser notadas na Fig. 2.56. Considerando todas as conclusões apresentadas, presume-se que o uso do conector Crestbond como um prolongamento da chapa de ligação entre viga e pilar pode contribuir para um aumento de resistência do PMPC. Contudo, o uso do conector Crestbond utilizado abaixo do comprimento de transferência  $L_b$ , seria desnecessário.

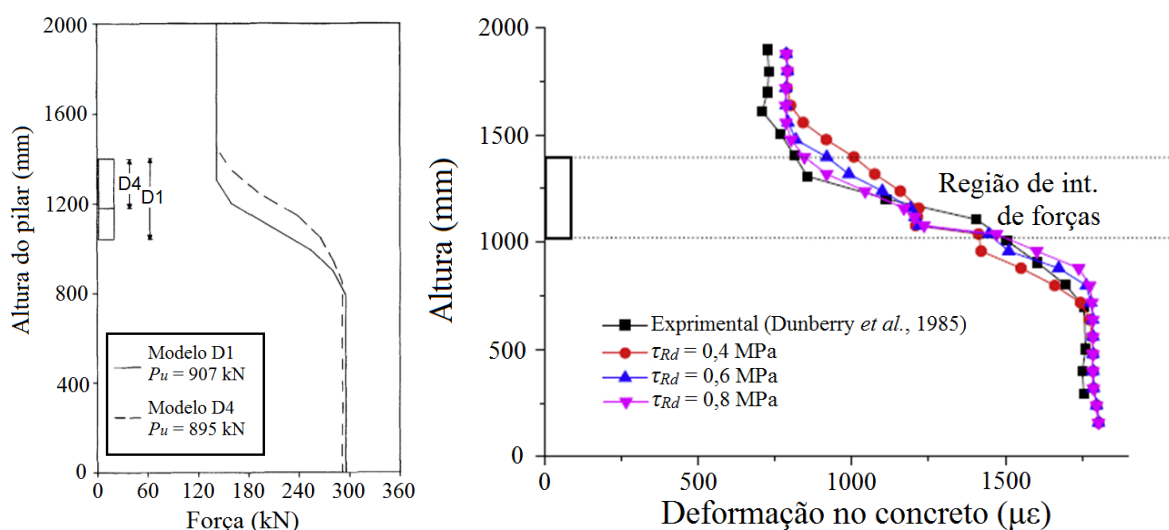


Figura 2.56 - Transferência de forças de cisalhamento para o núcleo de concreto: (a) força total no núcleo de concreto *versus* altura do pilar (Dunberry *et al.*, 1987); (b) deformação no núcleo de concreto *versus* altura do pilar Mollazadeh e Wang (2015).

Os ensaios de cisalhamento em PMPC, diferentemente dos analisados por Dunberry *et al.* (1987) e Mollazadeh e Wang (2015, 2016), apresentam o carregamento sendo aplicado em um dos componentes (tubo de aço ou núcleo de concreto) e estando o outro componente apoiado. Dessa forma, nos ensaios o deslizamento relativo não será nulo ao longo do pilar. O comprimento de transferência de forças nos ensaios de cisalhamento em PMPC, assim como nos ensaios usuais de PMPC, é definido como o comprimento em que as deformações por nível de altura se mantêm constantes.

Nas Figs. 2.57 e 2.58 adiante, são apresentadas curvas de força *versus* deformação média em um dado nível do PMPC. Essas curvas foram obtidas em ensaios de cisalhamento realizados por Shakir-Khalil (1993b). Para cada modelo, são apresentadas curvas de quatro níveis equidistantes entre si de 100 mm. Essas curvas permitem analisar qual parcela de forças é transferida do núcleo de concreto para o tubo de aço. São analisados modelos que apresentam perfis tubulares circulares com dimensões de 168,3x5,0 mm, sem conectores (Fig. 2.57), com 12 conectores pregos Hilti (Fig. 2.58a) e 4 conectores parafusos (Fig. 2.58b). Nesses modelos, a extremidade inferior do tubo de aço está inteiramente apoiada.

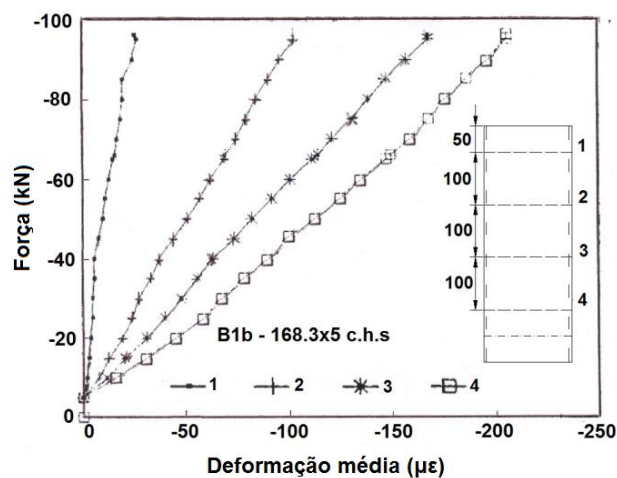


Figura 2.57 - Curvas força versus de deformação por nível, modelo sem conector de cisalhamento (Shakir-Khalil, 1993b).

Observando a Fig. 2.57, nota-se que as deformações no tubo de aço crescem gradualmente ao longo do pilar, apresentando valores mais altos na extremidade inferior. Percebe-se ainda que as deformações para cada nível aumentam em taxas constantes. Nos modelos com conectores de cisalhamento, as curvas força *versus* de deformação apresentam uma acentuada queda de rigidez para um carregamento próximo à força máxima do modelo, como pode ser observado na Fig. 2.58. Nos modelos em que se utilizaram parafusos, observou-se que a diferença entre as deformações nos níveis superior e inferior à altura do conector aumentava de forma



significativa com o avanço do carregamento. Isso pode ser explicado pela alta concentração de tensões no tubo de aço logo abaixo dos parafusos, permitindo uma transferência de forças por nível mais efetiva se comparada com os modelos sem conectores e com conectores pregos Hilti.

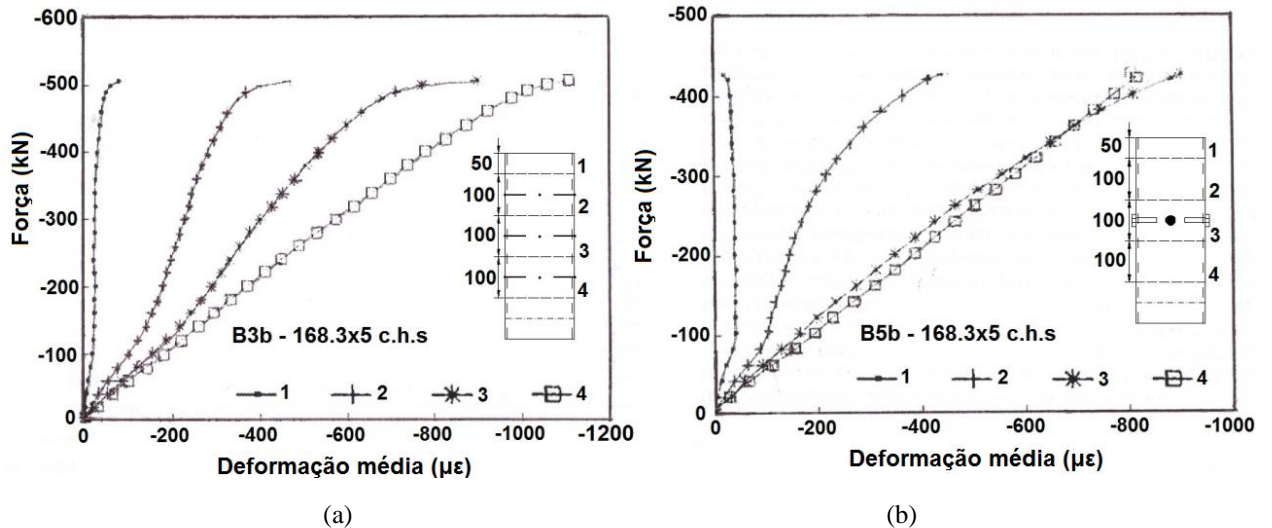


Figura 2.58 - Curvas força versus de deformação por nível (Shakir-Khalil, 1993b): (a) modelo com 12 conectores pregos Hilti; (b) modelo com 4 conectores parafusos.

Em alguns modelos analisados por Shakir-Khalil (1993a, b), foi observado o efeito *pinching* (aperto). Esse fenômeno é ilustrado na Fig. 2.59 e ocorre devido à rotação excessiva das chapas de ligação, originando um contração no tubo de aço na região logo abaixo dessas chapas. O autor conclui que esse efeito contribui também para o aumento da capacidade resistente dos modelos, devido à uma maior restrição ao deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. As chapas de ligação entre viga e pilar, nos ensaios realizados por Shakir-Khalil (1993a, b), são representadas por dispositivos metálicos soldados na parede do perfil tubular (Fig 2.49b e Fig 2.59a).

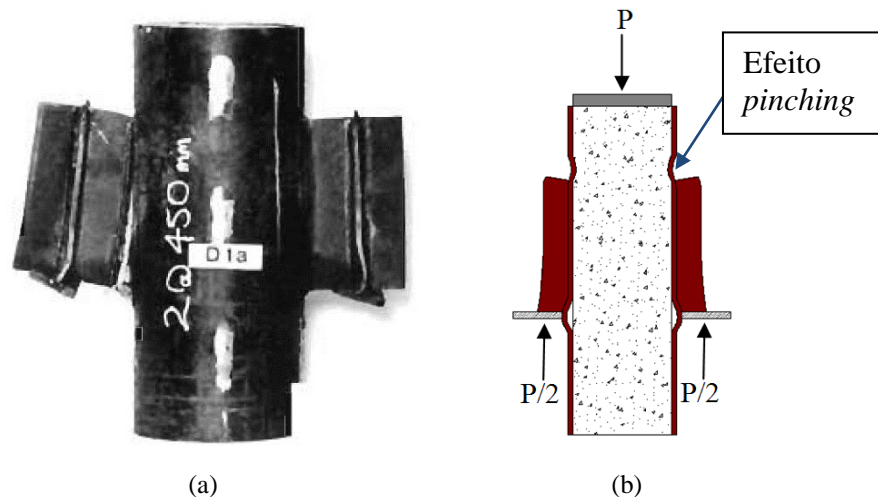


Figura 2.59 – Efeito *pinching*: (a) modelo ensaiado por Shakir-Khalil (1993b); (b) ilustração do efeito *pinching* com chapas de ligações sendo carregadas.

A análise da transferência de forças entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto pode ser realizada através de estudos de curvas de deformação longitudinal *versus* altura, em um dado nível de carregamento. As curvas apresentadas na Fig. 2.60 foram obtidas através da análise de dados experimentais de um ensaio de cisalhamento de um modelo de PMPC com parafusos como conectores, realizado por Cardoso (2014). Nessa figura, são apresentadas leituras de deformações do tubo de aço ao longo de quatro níveis, correspondentes a uma variação de carregamento  $\Delta P = 100$  kN. Nota-se que à medida que se aumenta o carregamento, as deformações do tubo aumentam na região acima dos conectores. Porém na região abaixo dos conectores, não há um aumento de deformações no tubo de aço, indicando que os conectores foram efetivos para transferir as forças para o núcleo de concreto.

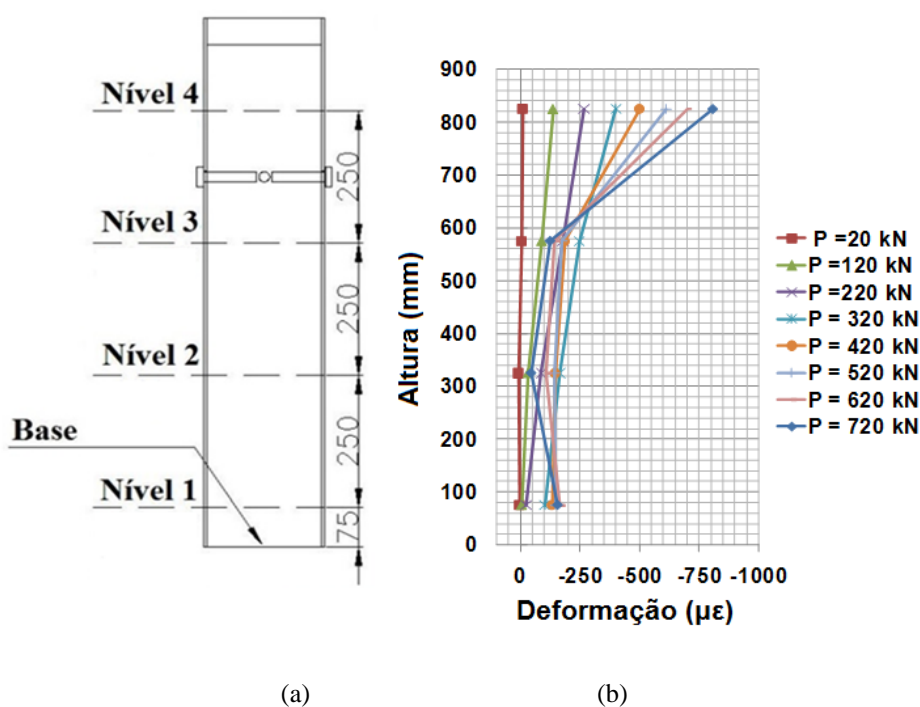


Figura 2.60 – Análise de transferência de forças em PMPC utilizando parafusos de alta resistência como conectores: (a) ilustração do modelo de PMPC; (b) curvas experimentais.

# 3

## ANÁLISE INICIAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE CONECTORES COMPOSTOS POR *DOWELS* DE AÇO E CONCRETO (*COMPOSITE DOWELS*)

### 3.1 Considerações Iniciais

Este capítulo tem como principal objetivo descrever o comportamento de conectores compostos por *dowels* de aço e concreto aplicados em elementos de vigas mistas, utilizando como ferramenta o método dos elementos finitos. Para atingir esse objetivo, foram simulados modelos com conectores dos tipos Crestbond e os *puzzle-shaped*. A aferição numérica foi realizada ao comparar-se os modelos experimentais de conectores Crestbond em ensaios de cisalhamento padrão, ensaiados por Veríssimo (2007). Posteriormente, foram simulados modelos de conectores *puzzles-shaped* e Crestbond que representassem a atuação de somente um *dowel* de aço ou de concreto, sob a atuação de esforços de cisalhamento. Essas simulações foram necessárias para uma melhor compreensão dos estados-limites que esses conectores estão sujeitos e, assim, poder compará-los. Essa análise comparativa é importante, pois os conectores *puzzle-shaped* apresentam prescrições normatizadas e guias de dimensionamento que detalham de forma sucinta como ocorrem seus estados-limites.

As referências advindas por prescrições normativas e da literatura, complementadas por suas análises, e as conclusões presentes neste capítulo, serviram como embasamento para o estudo experimental-numérico sobre o uso de conectores Crestbond em PMPC (capítulos 4, 5 e 6). Ao final deste capítulo (item 3.3.4), é proposto um modelo para o cálculo da capacidade média de conectores Crestbond, contínuos ou descontínuos, considerando como estado-limite o cisalhamento da laje de concreto. Pode se dizer também que o modelo analítico proposto neste

capítulo, contribuiu de forma significativa para a elucidação e desenvolvimento de um modelo analítico para o dimensionamento de conectores Crestbond aplicados em PMPC, presente no capítulo 7.

## 3.2 Descrição dos Modelos Numéricos

### 3.2.1 Considerações Iniciais e Tipo de Malha

Nas simulações realizadas neste estudo foram considerados apenas um quarto dos modelos, devido à dupla simetria, como pode ser observado na Fig. 3.1. Na Fig 3.1a é exibido um dos modelos experimentais com conectores Crestbond, o qual foi ensaiado por cisalhamento e analisado nos estudos de Veríssimo (2007). Nas Figs 3.1b e c são apresentados modelos numéricos simplificados com conectores Crestbond e *puzzle-shaped*. Essas últimas simulações tiveram como objetivo analisar os *dowels* de aço e de concreto separadamente.

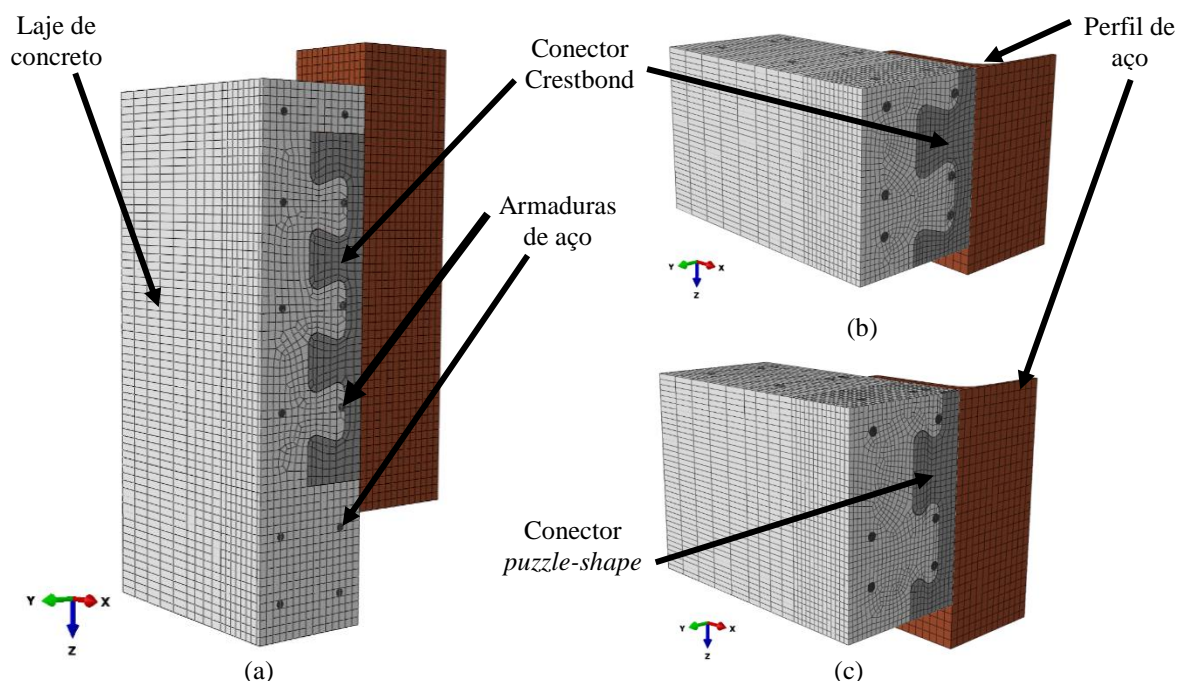


Figura 3.1 – Modelos numéricos: (a) ensaios de cisalhamento com conectores Crestbond; (b) modelo simplificado com conectores Crestbond para análise dos *dowels*; (c) modelo simplificado com conectores *puzzle-shaped* para análise dos *dowels*.

A laje de concreto, o perfil de aço e os conectores de cisalhamento foram modelados com elementos do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido) (Fig. 3.2a). Esse tipo de elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos principais x, y e z). Esses elementos podem ser empregados em análises não lineares complexas que envolvem situações de contato, plasticidade e grandes deformações.

Nos estudos de Aguiar (2015), Cardoso (2014), Cardoso *et al.* (2014) e Falah (2010), para os perfis de aço, conector e o concreto, também foram utilizados elementos C3D8. Os autores citados analisaram o comportamento de conectores de cisalhamento em PMPC. Neste trabalho, propõe-se também a análise numérica de PMPC utilizando conectores Crestbond. Porém, como essas análises são descritas nos capítulos posteriores, desejava-se manter certa padronização das modelagens numéricas, adotando os mesmos tipos de elementos para os modelos de vigas mistas (presente neste capítulo) e de PMPC (Capítulo 5).

Para as barras de armadura de aço envolvidas pelo concreto foram utilizados elementos de viga B31 (linear e com dois nós) com comprimento igual a 25 mm. Esses elementos apresentam 6 graus de liberdade (translação e rotação segundo os eixos principais x, y e z) e permitem deformações oriundas de esforços de cisalhamento. O uso desses elementos é aconselhável em um dado perfil apenas quando a dimensão da seção transversal é consideravelmente menor que o comprimento longitudinal. Diversos estudos numéricos utilizaram elementos B31 (Fig. 3.2b) para as barras das armaduras, dentre os mais recentes podem ser citados: Amadio *et al.* (2017), Khanouki *et al.* (2016), Qiu *et al.* (2017). Dutra (2014) utilizou elementos B33 (formulação cúbica e com dois nós) para as barras das armaduras, em seus modelos de cisalhamento padrão com conectores Crestbond. Contudo, ao realizar um estudo de malha para os modelos neste trabalho, comparando o uso dos elementos B31 com os elementos B33, não se notou uma diferença significativa nos resultados.

Na região de conexão entre o perfil de aço e a laje de concreto há uma maior discretização da malha de elementos (Fig 3.1). É nessa região que ocorre a transferência de forças para a laje de concreto, necessitando, por isso, de uma maior discretização do seu entorno. Nessa região, para os componentes perfil, laje e conector, utilizaram-se, na direção longitudinal, elementos com dimensões de 10 mm e 6 mm, para os modelos de ensaios de cisalhamento (Fig. 3.1a) e para os modelos que analisam separadamente os *dowels*, respectivamente (Figs. 3.1b e 3.1c). Na direção transversal da laje de concreto, a largura dos elementos variava de 6 mm a 30 mm. Para

os perfis de aço e conector, na direção transversal, a largura dos elementos eram 10 mm e 3 mm, respectivamente.

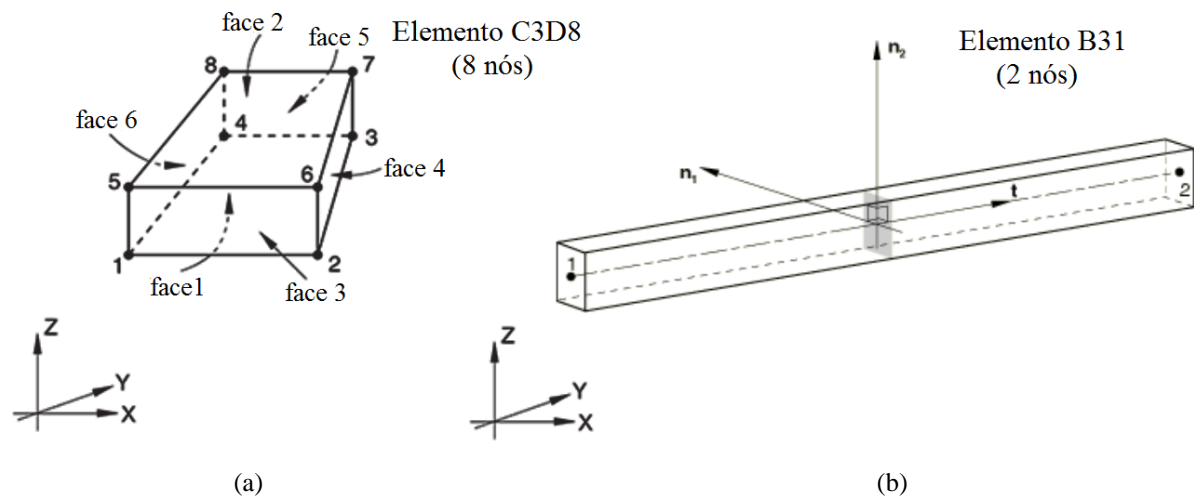


Figura 3.2 - Elementos Finitos (Simulia, 2014): (a) elemento sólido C3D8; (b) elemento de viga B31.

Em muitos casos, para geometrias mais complexas, o programa *Abaqus* exige que se introduzam partições nos modelos, antes que o algoritmo faça a varredura e atribuição da malha. As partições se bem definidas em regiões estratégicas, como em regiões de transição de geometria, podem minimizar as distorções na malha de elementos finitos. As partições adotadas foram atribuídas nos modelos de ensaios de cisalhamento padrão e nos modelos simplificados para a análise dos *dowels* podem ser observadas na Fig 3.5.

O contato entre concreto, perfil de aço e conectores de cisalhamento foi simulado através de interações face a face. Para o contato entre o conector e o concreto foi adotado um coeficiente de atrito estático ( $\mu$ ) igual a 0,5. Nas regiões de contato restantes, não foi adotado atrito. Para as barras das armaduras de aço, foi utilizada a ferramenta *embedded*, que permite que haja uma aderência completa com o concreto.

### 3.2.2 Método de Convergência Utilizado

Neste trabalho testou-se a convergência de diversos métodos de análise, para se verificar qual apresentaria o melhor custo-benefício em relação ao esforço computacional e ao poder de convergência. Os métodos analisados foram: Newton Raphson, *Riks* modificado, *Dynamic Implicit* e *Dynamic Explicit*. No diagrama da Fig. 3.3 são apresentadas as curvas dos modelos experimentais C1 e C2 analisados por Veríssimo (2007), e as demais curvas foram obtidas através de modelos numéricos utilizando os métodos de convergência aqui citados.

Em todos os métodos, com exceção ao *Riks* modificado, utilizou-se controle de deslocamento. Para o método de *Riks* é necessário que se prescreva um fator de força proporcional, assim todas as grandezas de forças obtidas são proporcionais a esse fator. Com isso, devido a esse processo iterativo, observou-se que o método de *Riks* não foi capaz de obter convergência após um eventual decréscimo de força, com a análise sendo interrompida no momento que a rigidez da curva numérica se anulava (observar curva de cor amarela na Fig. 3.3). Ao prescrever deslocamentos, como nos demais métodos, um decréscimo eventual de força não causaria, necessariamente, um problema de convergência.

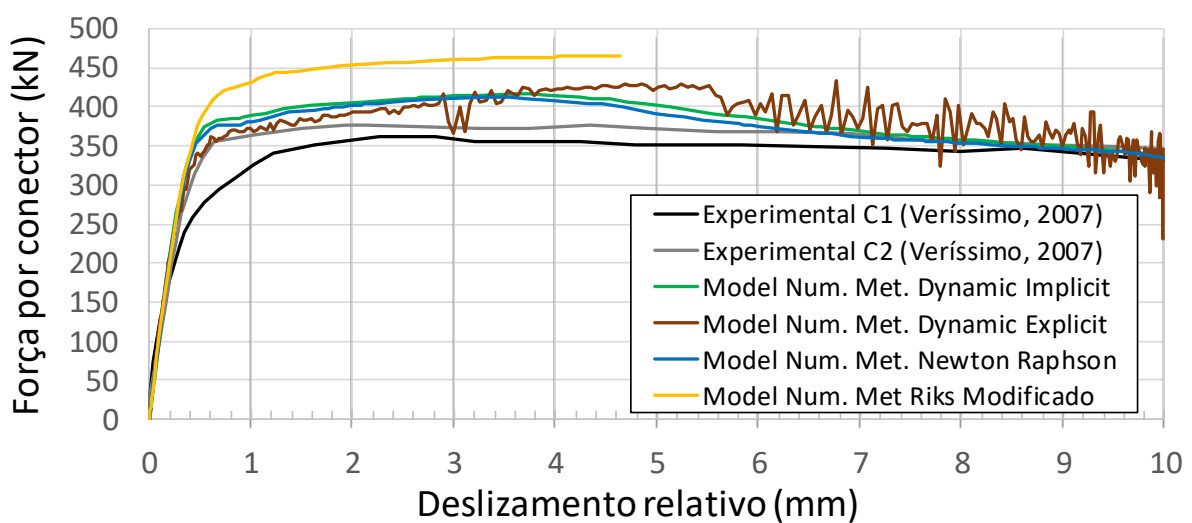


Figura 3.3 – Métodos de convergências analisados

O método de Newton Raphson apresentou uma boa convergência, praticamente coincidindo com a curva obtida pelo método *Dynamic Implicit*. Contudo, esse método só conseguiu uma convergência um pouco após 10 mm de deslizamento relativo, quando os elementos apresentaram uma grande distorção.

Os métodos *Dynamic Explicit* e *Dynamic Implicit* são geralmente utilizados em problemas dinâmicos. Contudo, podem ser utilizados também em problemas quase-estáticos, quando se apresenta uma aceleração consideravelmente baixa, podendo-se considerar o problema como estático. O *Dynamic Explicit*, diferentemente dos outros métodos aqui citados, utiliza o método explícito de convergência. Esse método é incondicionalmente convergente, os deslocamentos nodais são atualizados diretamente, não precisando da inversão da matriz de rigidez, não ocorrendo o processo iterativo de convergência. Dessa forma, esse método pode levar a erros se o tamanho do passo da análise numérica for muito longo. Percebe-se pelo diagrama, que à medida que se aumenta a não linearidade do problema, aumenta-se o ruído da curva. Apesar

disso, esses ruídos podem ser eliminados utilizando uma função de pós-processamento *smooth* oferecida no programa Abaqus. O *Dynamic Implicit*, por sua vez, utiliza o método implícito de convergência, sendo um método iterativo como os demais citados, sendo necessária a inversão da matriz de rigidez em todas as iterações.

O método *Dynamic Implicit* não apresentou um custo computacional elevado e demonstrou melhor convergência que o método de Newton Raphson. Contudo, é essencial verificar se a análise se comporta como quase-estática para se utilizar o método *Dynamic Implicit*. Isso pode ser feito comparando as energias interna e cinética do modelo durante a análise. Essa verificação foi realizada para o mesmo modelo numérico representado pela curva do diagrama da Fig. 3.3. A verificação é demonstrada no diagrama da Fig. 3.4, em que são comparadas curvas de energia *versus* deslizamento relativo. Percebe-se que a energia interna é consideravelmente maior que a cinética em toda a análise, podendo-se considerar a análise como quase-estática. Assim, ao longo deste estudo, foi escolhido o *Dynamic Implicit* como método de convergência na maioria dos modelos numéricos deste trabalho. Nos modelos analisados no Subitem 3.3.3.4 e no Subapêndice A.3, os quais apresentavam conectores de grande comprimento, originando, portanto, uma maior quantidade de interações por contato, foi necessária a utilização do método *Dynamic Explicit*.

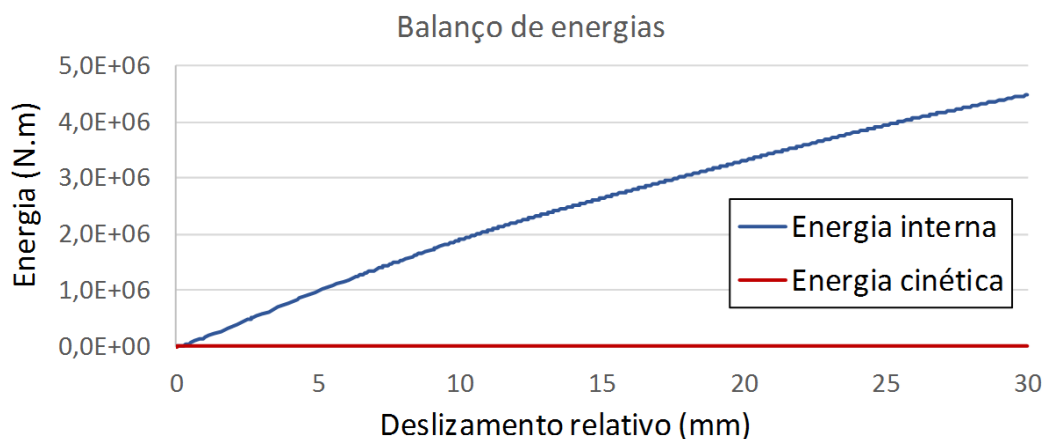


Figura 3.4 – Verificação do balanço de energias.

Nos modelos deste trabalho, para o controle de deslocamento, foi prescrito um deslocamento em um ponto de referência situado no centro geométrico da superfície superior do perfil I. O ponto de referência é designado como RP-1, como pode ser observado na Fig 3.5, e sobre este ponto há uma translação prescrita U3 (translação no eixo global z). Todos os nós da superfície do perfil de aço são acoplados ao ponto RP-1 (região de cor rosa), através do *constraint coupling*. Assim, os valores de deslocamentos e rotações impostos no ponto RP-1, serão os



mesmos na superfície acoplada. Nas Figs. 3.6 e 3.7 são apresentadas as condições de contorno, adotadas nos Subitens 3.3.2 e 3.3.3, que restringem a translação lateral das superfícies de simetria. Na laje de concreto em alguns modelos a restrição se deu somente na translação vertical e em outros, em todas as direções.

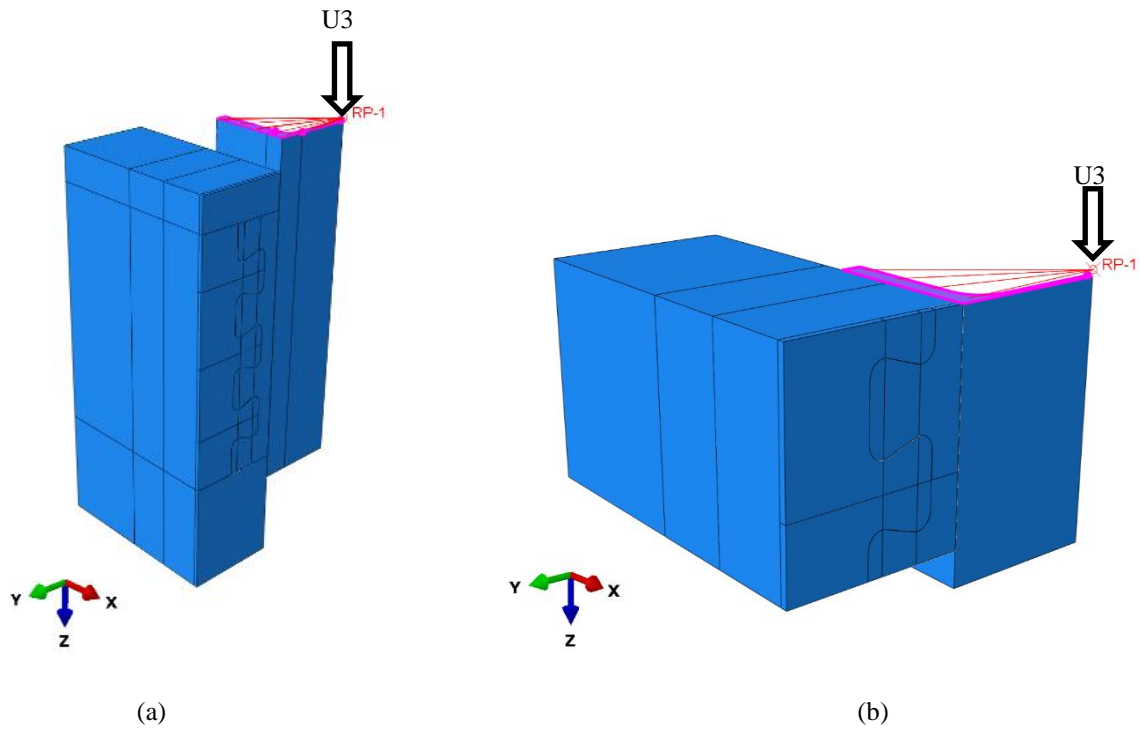


Figura 3.5 – Ilustração das partições e do ponto referênci utilizado para o controle de deslocamento: (a) nos modelos de ensaios cisalhamento padrão; (b) nos modelos simplificados para a análise dos *dowels*.

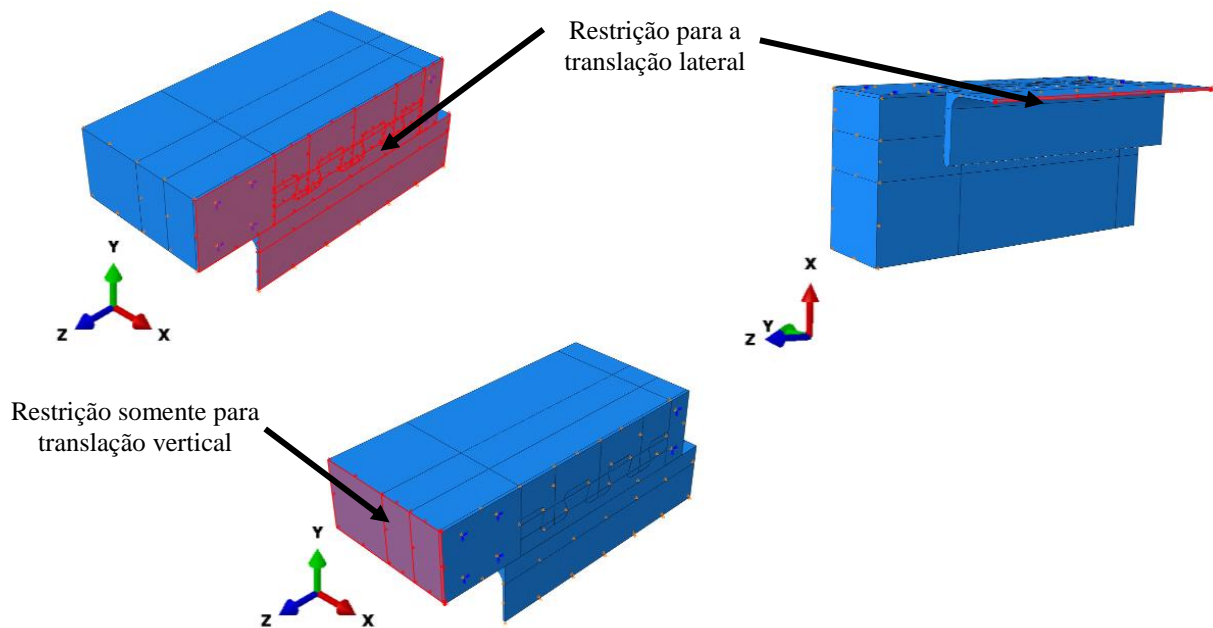


Figura 3.6 – Condições de contorno adotadas nos modelos de ensaios de cisalhamento padrão.

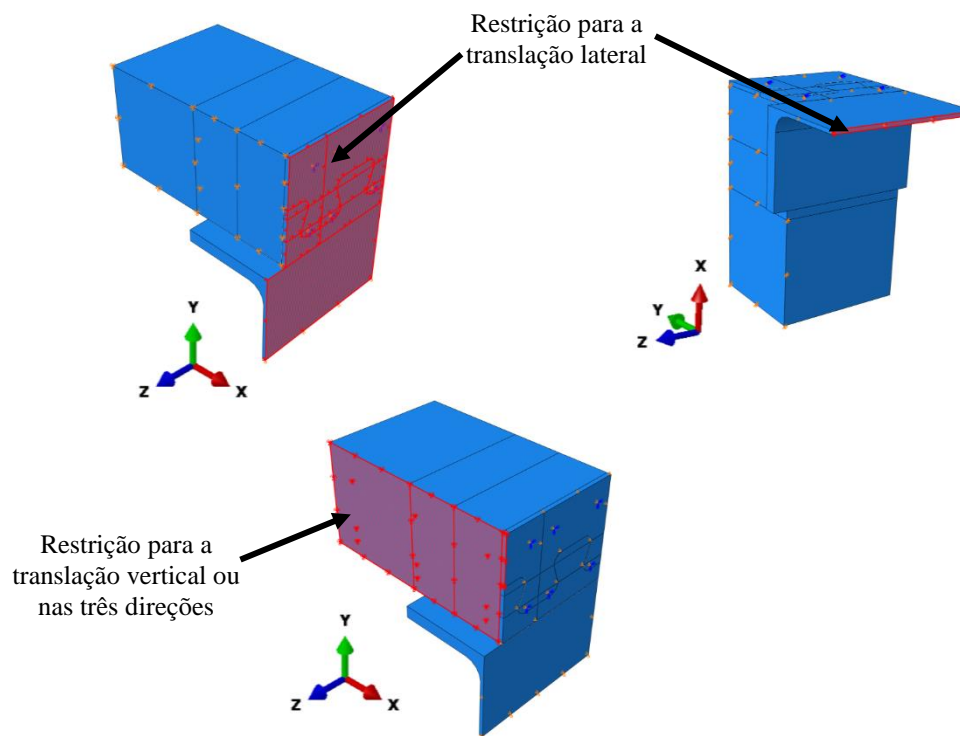


Figura 3.7 – Condições de contorno adotadas nos modelos simplificados para a análises dos *dowels*

### 3.2.3 Modelos Constitutivos para o Material Aço

O diagrama de tensão *versus* deformação que representa a lei constitutiva dos conectores é ilustrado na Fig. 3.8. Esse diagrama foi utilizado no estudo de Aguiar (2015), e possui um trecho elástico, seguido de um patamar e encruamento, posteriormente, um descarregamento simulando a ruptura do material. Os pontos que permitem o traçado dos diagramas são função dos valores da resistência ao escoamento ( $f_y$ ), da resistência à ruptura ( $f_u$ ) e do módulo de elasticidade ( $E_a$ ). Para o perfil de aço foi utilizada a mesma lei constitutiva, porém, não foi considerando o trecho de descarregamento (Trecho D-E).

Um comportamento elasto-plástico perfeito foi adotado para as barras de armadura de aço no núcleo de concreto, como pode ser observado na Fig. 3.9.

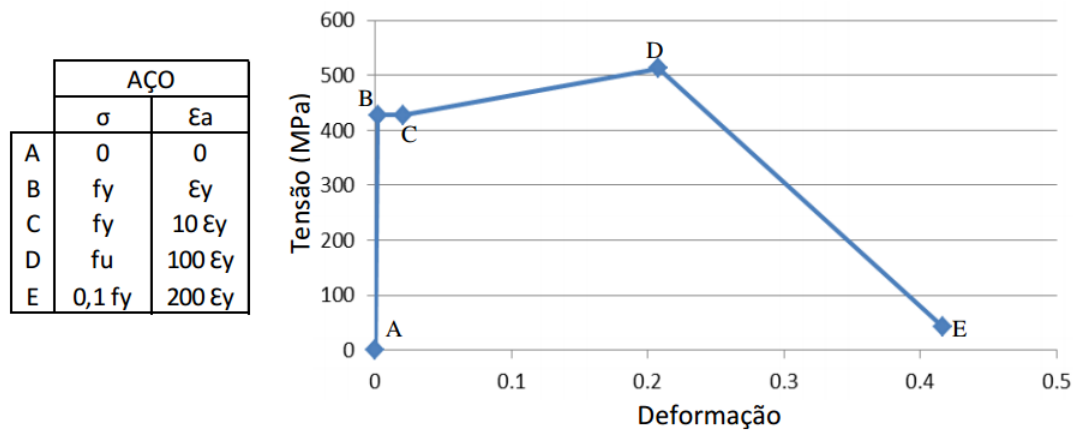


Figura 3.8 - Diagrama de tensão *versus* deformação do aço para os componentes conectores e tubo de aço, em função de  $f_y$ ,  $f_u$  e  $E_a$  (Aguiar 2015).



Figura 3.9 - Diagrama de tensão *versus* deformação para as barras de armadura de aço.

Nos Subitens 3.3.3.3 e 3.3.3.4 foram realizadas simulações que permitissem o estudo da falha do aço do conector como estado-limite, isolando a influência da laje de concreto armado sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento. Dessa forma, optou-se em utilizar um diagrama que representasse melhor o comportamento do aço ASTM A572 (Fig.3.10a), sendo essa especificação, dentre as mais conhecidas de aço de alta resistência mecânica, a que mais se assemelha as especificações utilizadas neste trabalho. Contudo, para que os resultados obtidos nas simulações apresentassem maior concordância com o modelo analítico apresentado no Subitem 2.5.4.4.3, e que ocorresse o colapso estrutural, em estado-limite último, logo após se atingisse a tensão de ruptura  $f_u$ , optou-se por considerar o descarregamento do diagrama logo após que essa tensão fosse atingida, como pode se observar o trecho E-F representado na Fig. 3.10b.

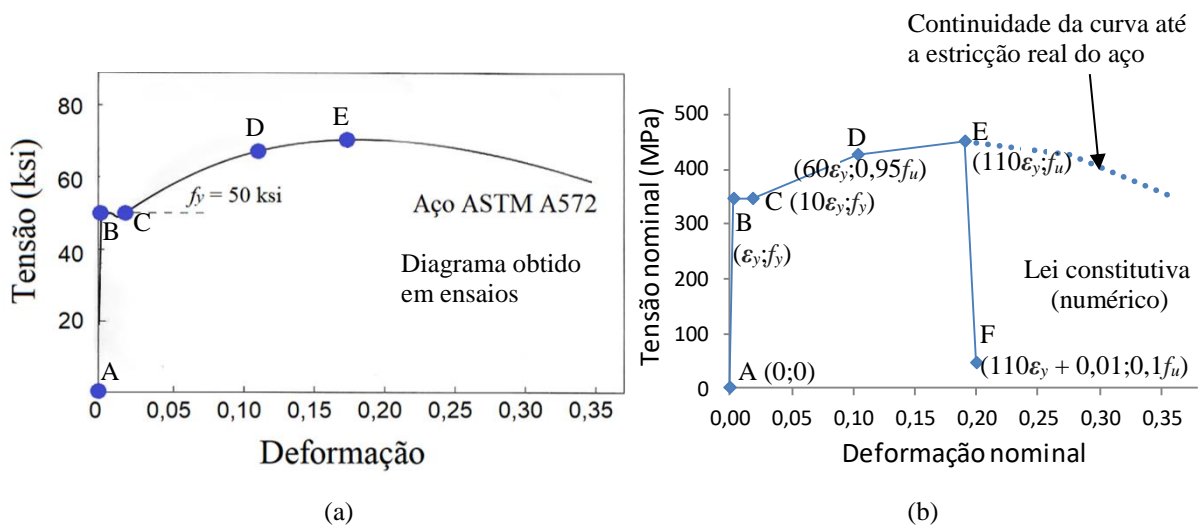


Figura 3.10 - Diagrama de tensão *versus* deformação para o aço ASTM A572: (a) diagrama obtido em ensaios de caracterização (modificado de Salmon e Johnson 1996); (b) lei constitutiva do aço utilizada nos Subitens 3.3.3.3 e 3.3.3.4.

### 3.2.4 Modelos Constitutivos para o Material Concreto

Para levar em conta o efeito de dano e de plasticidade para o material concreto, foi utilizado o modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity*. Esse modelo constitutivo é o ideal para simular condições em que há o confinamento local do concreto causado, por exemplo, pela presença de estribos pouco espaçados e de conectores de cisalhamento, que ao serem solicitados reagem com o concreto, provocando altas tensões próximas às regiões de contato.

Nesse modelo constitutivo, os parâmetros levantados são: ângulo de dilatância ( $\psi$ ), a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), a razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão ( $K_c$ ), a viscosidade ( $\mu_{vis}$ ) e a excentricidade ( $\epsilon$ ). Esses parâmetros foram calibrados a partir das curvas força *versus* deslizamento obtidas através dos ensaios experimentais de Veríssimo (2007). Após a calibração, foram obtidos os seguintes valores:  $\psi = 28^\circ$ ,  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ ,  $K_c = 2/3$ ,  $\mu_{vis} = 5 \times 10^{-5}$ , e  $\epsilon = 0,1$ , os quais foram adotados posteriormente nas simulações com modelos simplificados para a análise dos *dowels*.

O comportamento do concreto à compressão será representado através da lei constitutiva representada pelo diagrama tensão *versus* deformação ilustrado na Fig. 3.11. Nesse diagrama considera-se que o concreto se comporta linearmente até atingir 40% do valor de  $f_{cm}$ . Posteriormente, ilustrada em cor vermelha no diagrama, é utilizada a formulação proposta pela norma europeia EN 1992-1-1:2004 dada por:

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (3.1)$$

onde  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  e  $k = 1,05E_{cm}(\varepsilon_{c1}/f_{cm})$ ;  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto, definido como a tangente que delimita as tensões  $\sigma_c = 0$  e  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$  (trecho linear apresentado na Fig. 3.11);  $\varepsilon_c$  é a deformação do concreto à compressão,  $\varepsilon_{c1}$  e  $\varepsilon_{cu1}$  são deformações do concreto obtidas de acordo com a tabela 3.1 da norma EN 1992-1-1:2004.

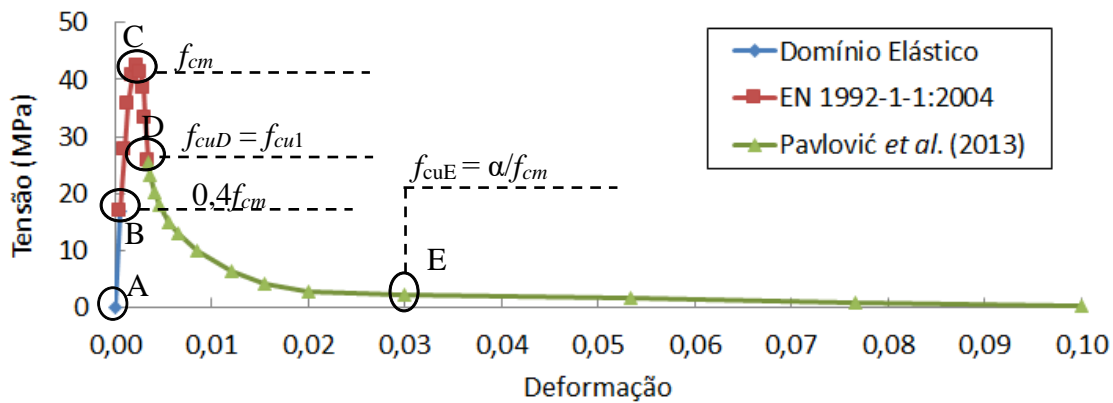


Figura 3.11 - Diagrama tensão de compressão versus deformação para um concreto com  $f_{cm} = 42,2$  MPa.

Contudo, a formulação proposta pela norma europeia se limita a uma deformação última de  $\varepsilon_{cu1}$ , correspondente à tensão  $f_{cu1}$ , como mostra a Fig. 3.11. Essa formulação não causaria grandes limitações para análises de estruturas convencionais de concreto armado, desde que as deformações sofridas na estrutura de concreto sejam menores que a deformação  $\varepsilon_{cu1}$  em situações de carregamento último. Nas estruturas mistas em que se utilizam conectores de cisalhamento, podem ocorrer elevadas deformações por esmagamento na região do concreto em contato com os conectores. Dessa maneira, a resistência do concreto pode ser superestimada caso não sejam consideradas deformações superiores a  $\varepsilon_{cu1}$ . Para contornar essa situação, Pavlović *et al.* (2013) propõem uma extensão da formulação apresentada pela norma EN 1992-1-1:2004 (ilustrada no diagrama da Fig. 3.11 pelo trecho D-F), definida por:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\mu\alpha_{iD}\alpha_{iE}\pi}{2}\right)}{\beta\text{sen}\left(\frac{\alpha_{iE}\pi}{2}\right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (3.2)$$

sendo  $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD})/(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD})$ . As tensões nos pontos D e E são definidas como  $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$  e  $f_{cuE} = \alpha/f_{cm}$ , respectivamente. As deformações nos pontos D, E e F são definidas como  $\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$ ;  $\varepsilon_{cuE} = 0,03$ ;  $\varepsilon_{cuF} = 0,1$ , respectivamente. Os parâmetros restantes são definidos como  $\alpha = 20$ ,  $\alpha_{iD} = 0,5$ ,  $\alpha_{iE} = 0,10$  e  $\beta = f_{cm}/f_{cu1}$ .

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, ABNT NBR 6118:2014, apresenta um diagrama parábola-retângulo que idealiza o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial. Contudo, esse diagrama é mais indicado para o dimensionamento e cálculo em estados-limites últimos, sendo incapaz de representar o comportamento do concreto em estado pós-crítico, e assim, não sendo aconselhável a sua utilização como lei constitutiva do material na modelagem do presente trabalho.

O comportamento do concreto à tração foi representado através de curvas de tensão *versus* tamanho de abertura de fissura fictícia. O primeiro ponto dessa curva tem como tensão a resistência do concreto à tração ( $f_{ctm}$ ), e a partir desse ponto é representada a perda de resistência devida ao processo de fissuração. Na Fig. 3.12, é apresentado um diagrama com uma curva com tensão  $f_{ctm}$  igual a 3,48 MPa e com abertura de fissura crítica ( $w_c$ ) igual a 1,0 mm, valor que define o tamanho necessário de abertura de fissura para que o concreto tenha resistência nula ( $f_{ctm} = 0$ ). Por motivos de convergência, o último ponto da curva é estabelecido quando a tensão é igual a 5% de  $f_{ctm}$ . Neste trabalho, após a calibração com os modelos experimentais de Veríssimo (2007), adotou-se, para  $w_c$ , o valor 1,0 mm. Os valores de  $f_{ctm}$  foram estimados a partir dos valores de  $f_{cm}$  (obtidos em ensaios de compressão de corpo de prova), conforme a Tabela 3.1 da norma EN 1992-1-1:2004.

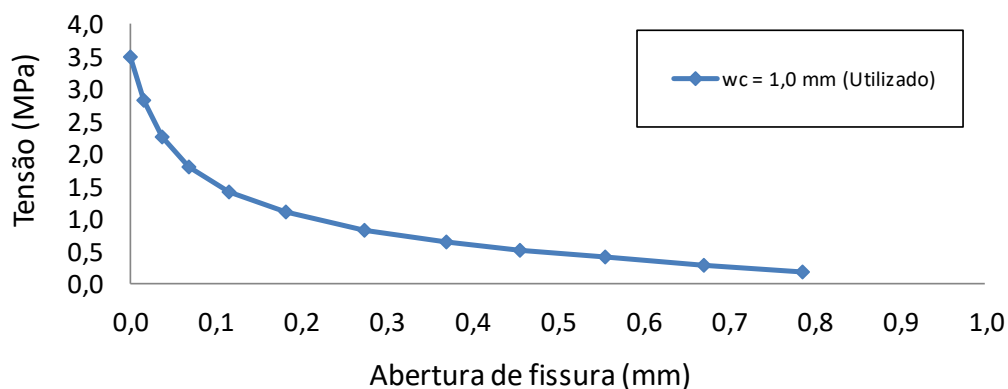


Figura 3.12 – Diagrama tensão *versus* largura por abertura

As curvas de tensão *versus* tamanho de abertura de fissura fictícia que estabelecem a lei constitutiva do concreto à tração foram obtidas através de uma função polinomial cúbica de Bézier representada por:

$$B(t) = \left[ \frac{w}{w_c}(t), \frac{\sigma_t}{f_{ctm}}(t) \right] = (1-t)^3 P_0 + 3(1-t)^2 t P_1 + 3(1-t)t^2 P_2 + t^3 P_3 \quad \therefore t \in [0,1] \quad (3.3)$$

onde  $t$  é um parâmetro que varia de 0 a 1;  $w$  é largura em mm da abertura por fissura fictícia;  $w_c$  é a abertura de fissura crítica;  $\sigma_t$  é a tensão de tração;  $f_{ctm}$  é a resistência do concreto à tração;  $P_0, P_1, P_2$  e  $P_3$  são parâmetros de ajuste da curva.

Através da função  $B(t)$ , descrita na Eq. (3.3), e aplicando-se valores para os parâmetros de ajuste da curva, pode-se obter os valores normalizados de largura de abertura por fissura e de tensões de tração,  $w/w_c$  e  $\sigma_t/f_{ctm}$ , respectivamente. Neste trabalho adotou-se os valores de parâmetros de ajustes sugeridos por Kim e Nguyen (2010), observados na matriz

$$B(t) = \left[ \frac{w}{w_c}(t) \right], \begin{Bmatrix} P_0 \\ P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0,05 \\ 0,1 \\ 1,0 \end{Bmatrix}; B(t) = \left[ \frac{\sigma}{f_{ctm}}(t) \right], \begin{Bmatrix} P_0 \\ P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1,0 \\ 0,3 \\ 0,2 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

onde as colunas à direita da igualdade, representam os valores dos parâmetros de ajustes da função  $B(t)$  para  $w/w_c$  e  $\sigma_t/f_{ctm}$ , respectivamente.

O programa Abaqus permite que se defina uma resposta de dano para uma melhor simulação do comportamento pós-pico do concreto. As variáveis de dano são definidas como  $D_c = 1 - \sigma_c/f_{cm}$  e  $D_t = 1 - \sigma_t/f_{ctm}$ , estando relacionadas com a deformação do concreto submetido à compressão e à largura de abertura de fissura, respectivamente.

### 3.3 Comportamento de Conectores Crestbond em Ensaio de Cisalhamento Padrão

#### 3.3.1 Programa Experimental Realizado por Veríssimo (2007)

Neste item são descritos os ensaios de cisalhamento padrão, com conectores Crestbond de geometria CR56b e com conectores constituídos por chapas sem aberturas, realizados por Veríssimo (2007), mostrados na Fig. 3.13. Os conectores constituídos por chapas sem aberturas tinham dimensões externas iguais às dos conectores Crestbond. Esses conectores foram incluídos na análise para verificar qual seria a parcela que a região frontal dos conectores Crestbond resiste, e foram designados como CR 56b-SF.

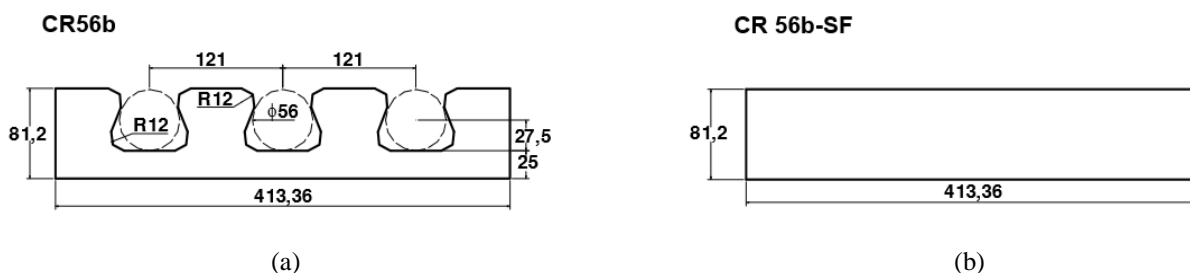


Figura 3.13 – Conectores analisados por Veríssimo (2007): (a) conector Crestbond CR56b; (b) conector constituído por chapa CR 56b-SF.

Essa parte do programa experimental incluiu ao todo 16 modelos, subdivididos em duas séries: B e C. As características e propriedades dos modelos dessas séries são apresentadas na Tab. 3.1, sendo diferenciadas pela resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ). Na série B, essa resistência variou entre 25 MPa a 30 MPa nos dias dos ensaios. Na série C, variou entre 45 MPa a 50 MPa. Nas duas séries existiam quatro variações de modelos, sendo três com conectores CR56b e uma com conectores CR56b-SF. As variações com conectores Crestbond se deviam à utilização de diferentes taxas de armadura passante nos *dowels* de concreto: sem armadura, com uma barra de armadura de 10 mm e com uma barra de armadura de 12 mm. Nota-se na Tab 3.1, onde  $\Phi_s$  indica o diâmetro da barra da armadura, que os modelos agrupados em pares (ex: B1 e B2, C1 e C2, B3 e B4, etc.) apresentam as mesmas características, podendo-se considerá-los pares de modelos semelhantes. Nas Figs. 3.14 e 3.15 são apresentados os desenhos esquemáticos de alguns modelos.



Tabela 3.1 – Características e propriedades dos modelos das séries B e C

Série B				Série C			
Modelo	Designação do conector	$f_c$ (MPa)	$\Phi_s$ (mm)	Modelo	Designação do conector	$f_c$ (MPa)	$\Phi$ (mm)
B1	CR56b	26,6	0	C1	CR56b	46,9	0
B2	CR56b	26,6	0	C2	CR56b	48,1	0
B3	CR56b	27,2	10	C3	CR56b	49,1	10
B4	CR56b	26,9	10	C4	CR56b	48,7	10
B5	CR56b	28,5	12	C5	CR56b	48,7	12
B6	CR56b	24,8	12	C6	CR56b	45,9	12
B7	CR56b-SF	28,3	0	C7	CR56b-SF	49,4	0
B8	CR56b-SF	24,8	0	C8	CR56b-SF	49,7	0

Algumas características em comum a todos os modelos podem ser citadas:

- os conectores e os perfis I possuíam resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e resistência à ruptura ( $f_u$ ) iguais 324 MPa e 489 MPa, respectivamente;
- os modelos possuíam barras de armadura de diâmetro de 10 mm acima e abaixo dos conectores (como se ser observados pelas barras designadas como N2 na Fig. 3.15);
- as espessuras do conector e da laje de concreto eram 12 mm e 150 mm, respectivamente;
- para o perfil de aço foram utilizadas seções com especificações HEB 260. As dimensões dos conectores podem ser visualizadas na Fig. 3.13.

#### B5/B6/C5/C6 CR56b-As12

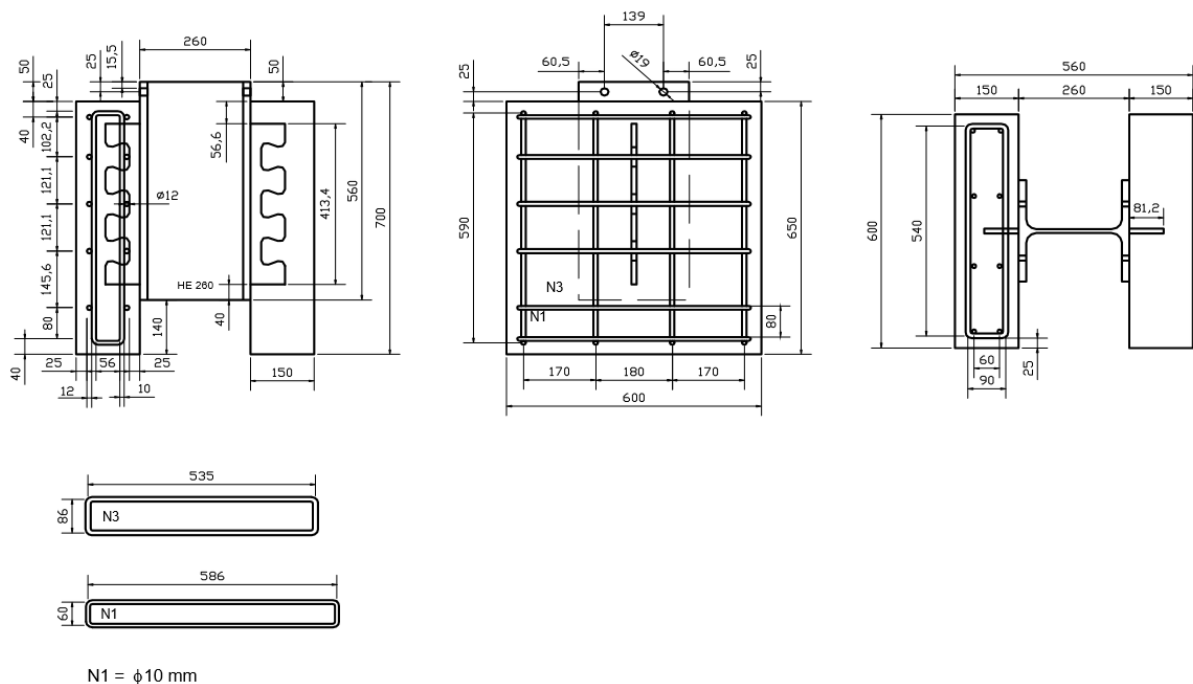


Figura 3.14 – Desenho esquemático para os modelos B5, B6, C5 e C6 (Veríssimo 2007).

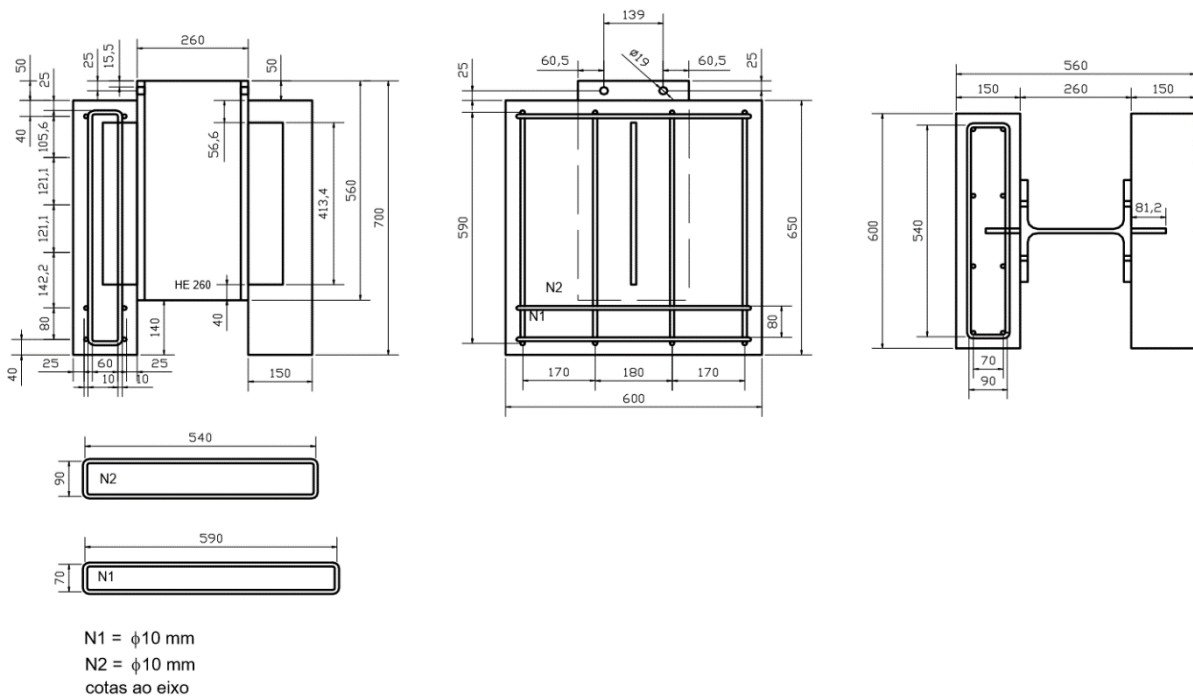
**B7/B8/C7/C8 CR56b-SF**

Figura 3.15 – Desenho esquemático para os modelos B7, B8, C7 e C8.

### 3.3.2 Análise Numérica de Ensaio de Cisalhamento Padrão Utilizando Conectores Crestbond

Nas simulações realizadas neste trabalho, foram adotadas as características mecânicas e geométrica médias dos modelos experimentais ensaiados por Veríssimo (2007). Os pares de deformações e tensões utilizados nas leis constitutivas, podem ser observados no Apêndice D. Na Tab. 3.2 são apresentadas as forças máximas experimentais médias por conector ( $q_{cn,Exp}$ ) e máxima numérica por conector ( $q_{cn,Num}$ ). Na última coluna é apresentada a razão entre as forças  $q_{cn,Num}/q_{cn,Exp}$ . Na Fig. 3.16 são apresentados diagramas comparando as curvas força por conector *versus* deslizamento relativo de modelos experimentais (Veríssimo, 2007) e numéricos. Ao avaliar esses resultados, constata-se que, com exceção aos modelos experimentais B7 e B8, a modelagem numérica apresentou resultados bastante próximos aos obtidos experimentalmente.

Veríssimo (2007) menciona que o modo de fissuração das lajes era semelhante em todos os seus modelos ensaiados, com fissuras localizadas na linha de ação dos conectores e na extremidade (Fig. 3.17a). Além disso, havia um desprendimento de concreto em formato de cunha na região inferior da laje, logo abaixo do conector (Fig. 3.17b). Todas essas observações foram constatadas nas simulações numéricas realizadas neste trabalho, como pode se observar nas Figs. 3.17c e 3.18b.

Nessas figuras, o dano à tração no concreto da laje é representado pela variável DAMAGET, com cada coloração representando uma escala de dano indicada na legenda. Para esta variável, valor 0 representa nenhum dano no material à tração e, o valor 1, o dano máximo à tração. A representação dessas variáveis ocorre em um dado incremento da análise, na qual o deslizamento relativo é próximo aos deslizamentos máximos obtidos nos ensaios experimentais (Fig. 3.16), a fim de se obter uma melhor comparação entre a deformação final dos modelos experimentais e numéricos.

Tabela 3.2 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos.

Modelo Experimental	$q_{cn,Exp}$ (kN) Valor médio	$f_{cm}$ (MPa) Valor médio	Modelo Numérico	$q_{cn,Num}$ (kN)	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,Exp}}$
B1	301,33	26,60	B1-B2	296,89	0,985
B2					
B3	362,30	27,05	B3-B4	331,11	0,914
B4					
B5	374,95	26,65	B5-B6	326,29	0,870
B6					
B7	180,65	26,55	B7-B8	131,21	0,726
B8					
C1	369,40	47,50	C1-C2	416,54	1,128
C2					
C3	500,15	48,90	C3-C4	456,00	0,912
C4					
C5	480,90	47,30	C5-C6	460,86	0,958
C6					
C7	216,55	49,55	C7-C8	200,20	0,924
C8					
				Média	0,927
				COV	12,15 %

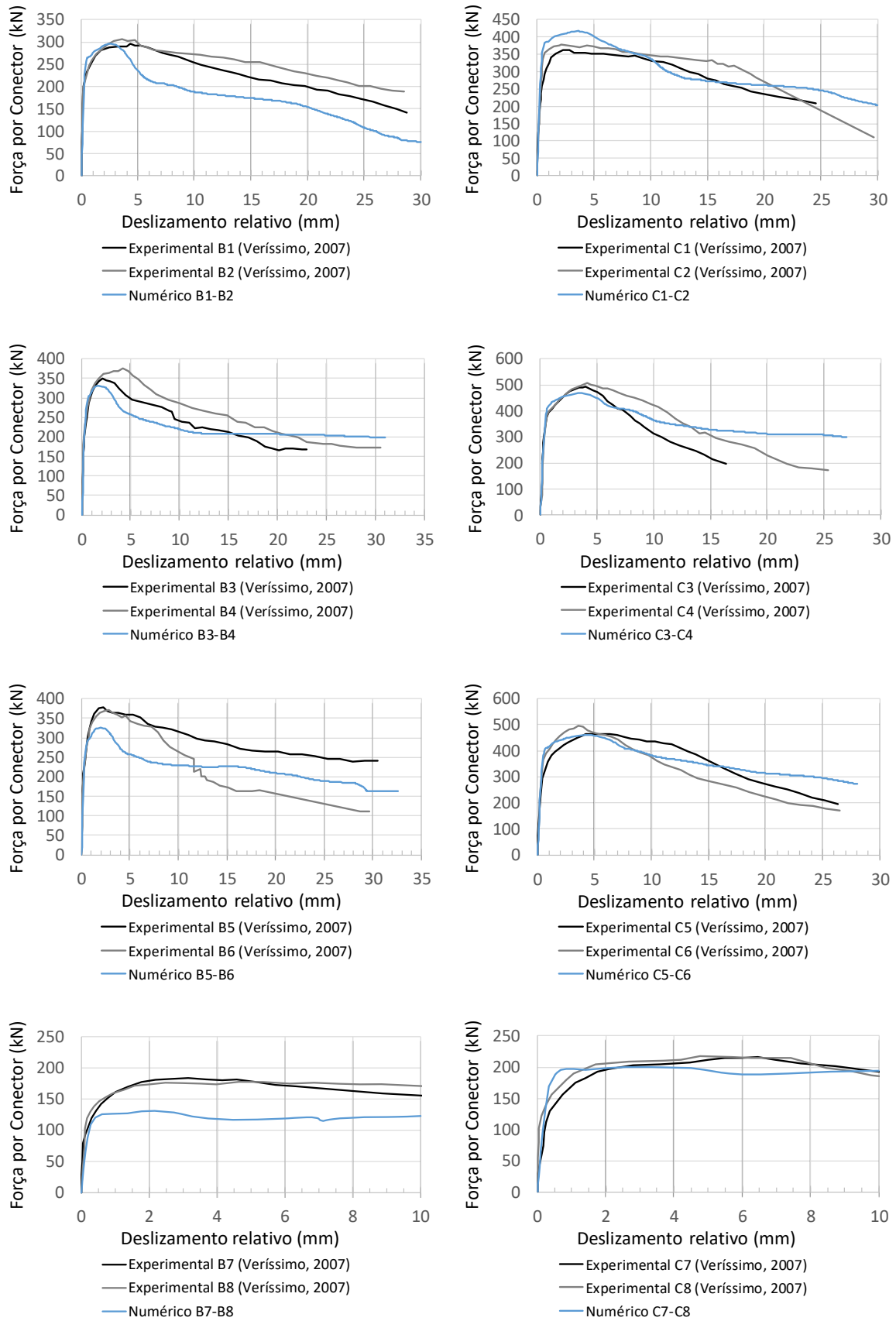


Figura 3.16 – Comparação entre curvas de força *versus* deslizamento relativo.

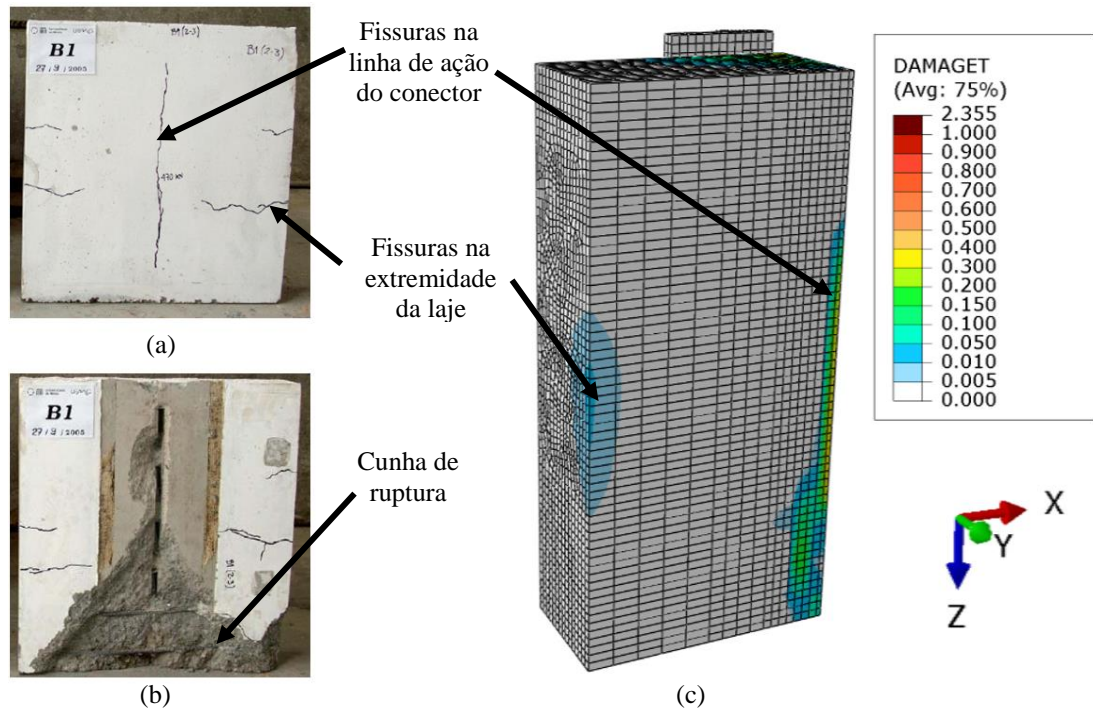


Figura 3.17 – Padrão de fissuração nas lajes de concreto: (a) vista lateral externa de uma das lajes do modelo experimental B1 (Veríssimo, 2007); (b) vista da lateral interna de uma das lajes de modelo experimental B1 após o desmonte (Veríssimo, 2007); (c) modelo numérico B1-B2 e varável DAMAGET no momento em que o deslizamento relativo é igual a 28,61 mm.

Medberry e Shahrooz (2002) realizaram ensaios de cisalhamento padrão com conectores Perfobond, e observaram o mesmo fenômeno de desprendimento de concreto em formato de cunha na região inferior da laje. Segundo os autores, na região frontal do conector, atuam esforços de tração, além de esforços de compressão. Medberry e Shahrooz (2002), esquematizam a distribuição das tensões de tração na região abaixo dos conectores, como pode ser observado na Fig. 3.18a. Como nessa região, não há contenção da laje de concreto pelo perfil I, há o desprendimento de uma região de concreto após um estágio avançado de fissuração. O fenômeno de desprendimento de uma parcela do volume de concreto da laje também é denominado como *pry-out* (item 2.6.4.3). Na Fig. 3.18b, é ilustrado o modelo numérico C1-C2, para um deslizamento de 27,69 mm, muito superior ao correspondente à força máxima (Fig. 3.18). Logo, pode-se considerar esse desprendimento, nesse caso específico, como um estágio pós-crítico.

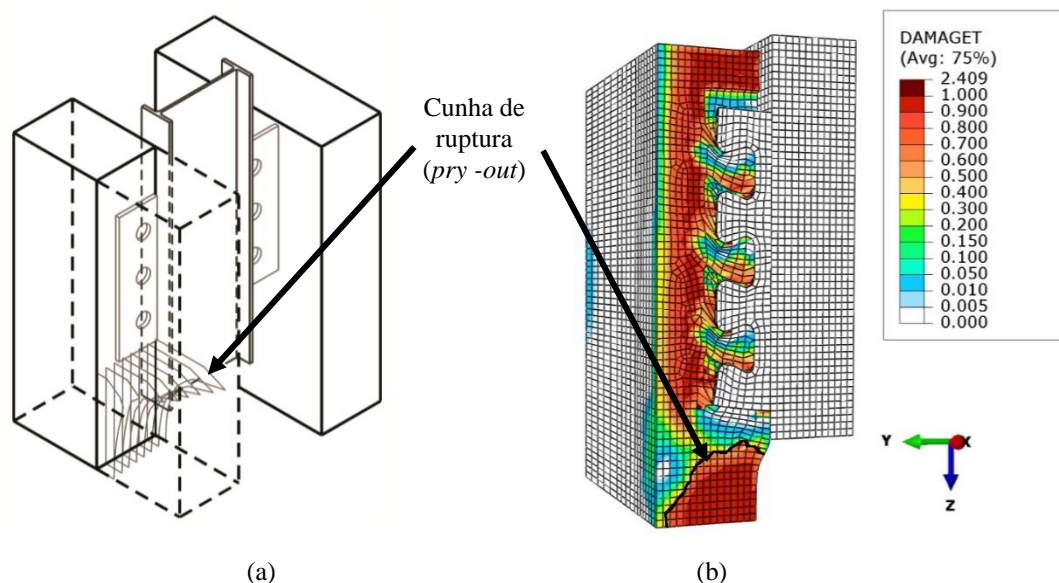


Figura 3.18 – *Pry-out* na região inferior da laje de concreto: (a) ensaios com conectores Perfobond (Medberry e Shahrooz, 2002); (b) Modelo numérico C1-C2 no momento em que o deslizamento relativo é igual a 27,69 mm.

Veríssimo (2007) destaca que o primeiro *dowel* de aço (ou dente frontal) dos conectores foi o mais solicitado durante o ensaio, sendo que nos outros *dowels* de aço não se observou uma deformação significativa. Na Fig. 3.19 são apresentadas as deformadas dos conectores dos modelos experimentais B1 e B2, após o desmonte dos modelos. Na Fig. 3.20 são representadas as tensões de von Mises no conector do modelo numérico B1-B2. A Fig. 3.20a ilustra o estado de tensão correspondente ao incremento em que a solicitação no conector é máxima. Contudo, percebe-se que o escoamento só ocorre no primeiro dente. Na legenda são representadas as tensões verdadeiras  $f_y$  e  $f_u$  iguais a 324,5 MPa e 568,2 MPa, respectivamente.

A solicitação máxima do primeiro dente do conector ocorre quando o deslizamento relativo é igual a 19,30 mm, ao se atingir a força máxima do modelo (Fig. 3.16). Após esse estágio, as tensões de von Mises começam a diminuir, devido ao desprendimento do conector da laje (Fig. 3.20b), sendo esse efeito conhecido como *uplift*. Na Fig. 3.20c são ilustrados os deslocamentos nodais na direção *y* no último incremento da análise numérica com deslizamento relativo igual a 31,67 mm. Nota-se, assim, um significativo desprendimento da laje em relação ao perfil de aço após o modelo atingir sua capacidade resistente máxima.



Figura 3.19 - Crestbond, modelos experimentais B1 e B2 (Veríssimo).

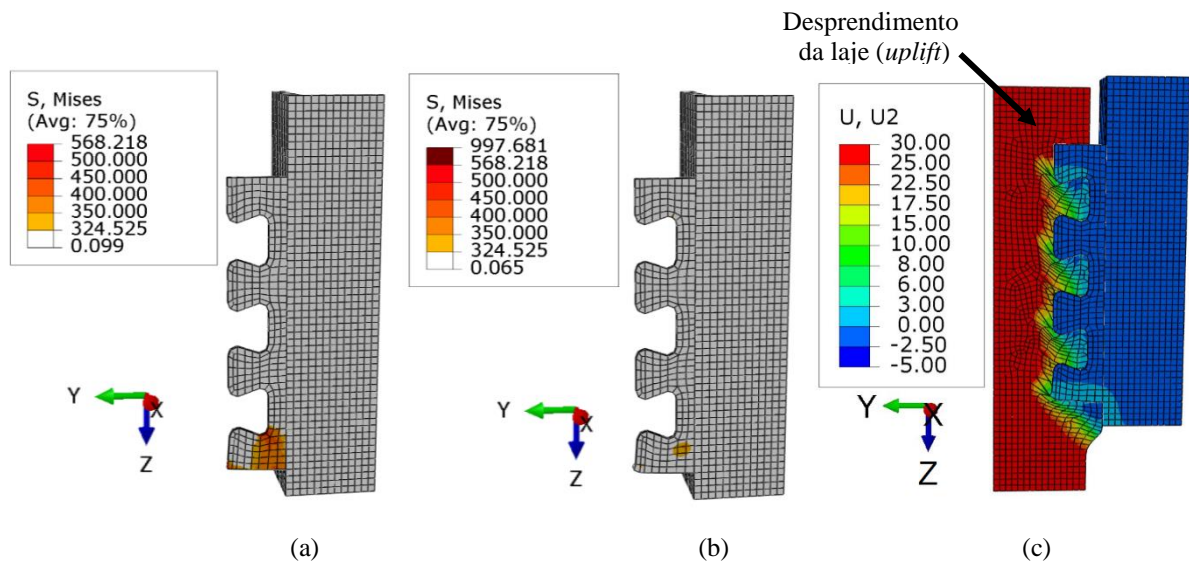


Figura 3.20 – Análise de variáveis no modelo numérico B1-B2: (a) Tensões de von Mises no conector quando o deslizamento é igual a 19,30 mm; (b) Tensões de von Mises no conector quando o deslizamento é igual a 28,6 mm; (c) deslocamentos na direção transversal quando o deslizamento relativo é igual a 31,67 mm.

No item 2.6.4 é mencionado que, para os conectores compostos de *dowels* de aço e concreto, os estados-limites de resistência são: o cisalhamento do concreto, *pry-out* e falha do aço do conector. Esses dois últimos estados-limites não foram verificados como delimitadores de resistência nos ensaios experimentais de Veríssimo (2007) e nos modelos numéricos. Logo, torna-se fundamental verificar se é o cisalhamento da laje de concreto que governa o comportamento da conexão realizada pelo Crestbond.

Conforme descrito no item 2.5.2, quando há o cisalhamento da laje de concreto provocado pela atuação de um conector composto por *dowels*, o concreto delimitado pelas aberturas apresentará duas regiões de comportamento distintos. Uma primeira região sujeita a um estado triaxial de tensões de compressão em que o concreto é esmagado, e uma segunda em região que atuam tanto esforços de tração como de compressão (Fig 2.25). Essas observações também foram

constatadas na modelagem numérica. A Fig. 3.21 ilustra o modelo numérico B1-B2 quando submetido a um carregamento de 296,9 kN, sendo a força máxima atingida.

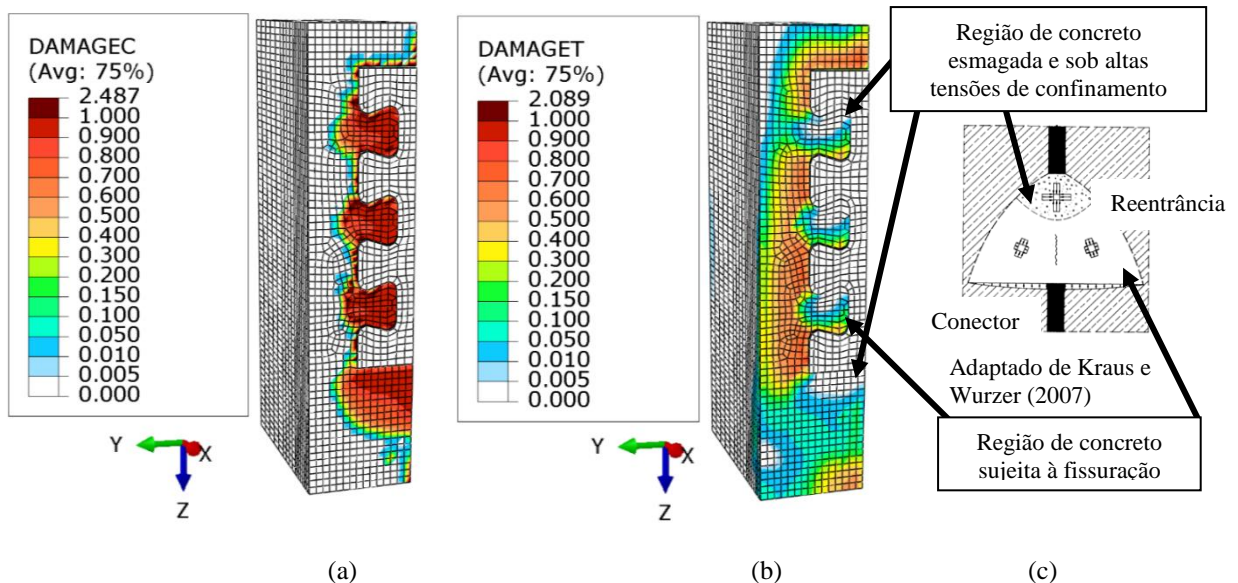


Figura 3.21 – Cisalhamento da laje de concreto: (a) variável DAMAGEC no modelo B1-B2 no incremento de força máxima; (b) variável DAMAGET no modelo B1-B2 no incremento de força máxima; (c) cisalhamento do concreto na região das aberturas dos conectores segundo Kraus e Wurzer (2007)

Nessa figura, para uma visualização melhor do cisalhamento do concreto, são ilustrados somente os componentes conector Crestbond e laje de concreto. Nas Figs. 3.21a e 3.21b são representados os danos à compressão e à tração, pelas variáveis DAMAGEC e DAMAGET, respectivamente. O valor 0 representa nenhum dano no material à tração ou à compressão, e o valor 1,0 a perda total da capacidade do material resistir à tração ou à compressão. Na Fig 3.21c é apresentado um esquema proposto por Kraus e Wurzer (2007), em que a laje de concreto sofre cisalhamento devido à atuação do conector Perfobond. Observando-se as Figs. 3.21a e 3.21b, nota-se que, na modelagem, o *dowel* de concreto do Crestbond pode ser dividido em duas regiões de comportamentos diferentes. A primeira região em contato com o *dowel* de aço que não está sujeita à fissuração, logo não sofre dano à tração, porém sofre dano à compressão e, uma segunda região em que há perda de rigidez tanto à tração quanto à compressão. As duas regiões que constituem o *dowel* de concreto apresentam perda quase total da rigidez do concreto à compressão. Observa-se também que a fissuração da laje de concreto se estende até a superfície da laje, formando uma linha de fissuração ao longo da linha de atuação do conector Crestbond (Fig 3.21b e 3.17c). Essas observações confirmam, assim, o cisalhamento da laje de concreto.



### 3.3.3 Análise Numérica de Modelos Simplificados para a Análises dos *Dowels*

No subitem anterior, foi realizada a calibração com modelos de ensaios de cisalhamento padrão utilizando conectores Crestbond. Essa etapa foi importante, pois os procedimentos de modelagem utilizados previamente foram reutilizados neste subitem na modelagem numérica de modelos simplificados para as análises individuais dos *dowels* de aço ou de concreto. As geometrias de *dowels* estudadas e comparadas foram as que constituem os conectores *puzzle-shaped* e Crestbond CR56b. O conector *puzzle-shaped*, além de apresentar uma geometria similar ao Crestbond, tem o seu comportamento já conhecido, sido descrito em diversos estudos, como na aprovação técnica com caráter normativo Z-26.4-56 (2013) e em guias de dimensionamento (Seidl *et al*, 2013a e b). A calibração dos modelos com conectores *puzzle-shaped* foi conferida comparando-se com os resultados obtidos com o modelo analítico presente na Z-26.4-56 (2013).

#### 3.3.3.1 Estudo Numérico-teórico do Cisalhamento dos Componentes de Concreto em Situações de Alto Confinamento

Neste subtópico são abordadas as situações de alto confinamento dos *dowels* de concreto, sendo aquelas em que se utilizam alta taxa de armadura no entorno dos conectores, usualmente em projetos de pontes, e que são consideradas nos fatores de ajustes presentes na aprovação técnica Z-26.4-56 (2013). A configuração dos modelos numéricos de conectores Crestbond e *puzzle-shaped*, para a análise dos *dowels* de concreto quando submetidos a cisalhamento, podem ser observadas nas Figs. 3.1b, 3.1c e 3.7. Para que ocorra o cisalhamento do *dowel* de concreto, sem que haja o desprendimento da laje de concreto em relação ao perfil de aço, a base da laje foi restringida segundo as três direções. As geometrias dos modelos e condições de contorno foram baseadas no ensaio de cisalhamento adaptado para a análise de um *dowel* de concreto realizado no estudo numérico-experimental de Classen e Gallwoszus (2016) (Figs. 2.46a, 3.22a e 3.22b). Observando na Fig.3.22b, as condições de contorno adotadas no modelo numérico, percebe-se que a base da laje também se encontra restringida nas direções do eixo x e do eixo z, sendo esses eixos ortogonais ao qual é aplicado o carregamento (eixo y).

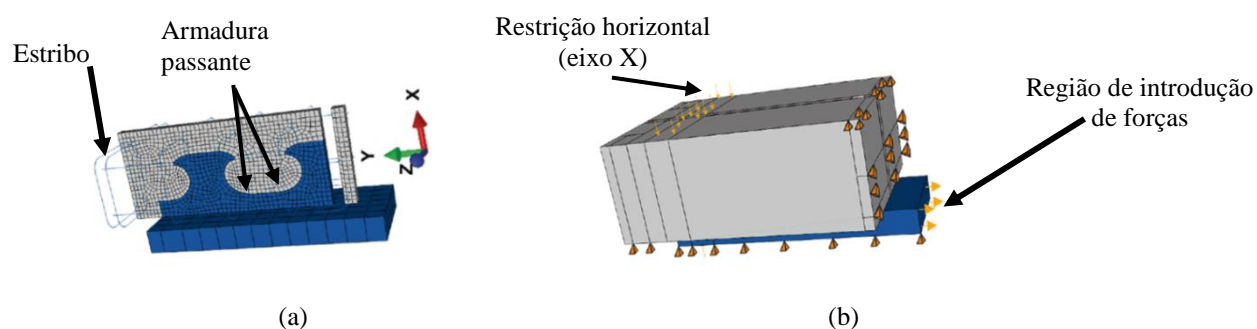


Figura 3.22: Modelos numérico reduzidos para a análises de *dowels* de concreto utilizando conectores *clothoidal shaped* (adaptado de Classen e Gallwoszus, 2016): (a) malha de elementos finitos; (b) condições de contorno adotadas.

Na simulação do conector *puzzle-shaped* foram adotados os seguintes parâmetros: passo do conector  $e_x$  igual a 150 mm (Fig. 2.36); duas barras de armadura passante no *dowel* de concreto com 10 mm de diâmetro, conector com espessura  $t_{sc}$  igual a 12 mm; e a resistência à compressão  $f_c$  do concreto variando entre 20 MPa e 50 MPa. Na Tab. 3.3 é apresentado um resumo com as principais propriedades dos modelos analisados. Maiores detalhes sobre a terminologia de alguns parâmetros adotados na tabela podem ser encontrados no Subitem 2.5.4.4.1 (cisalhamento do concreto). O arranjo de armaduras utilizado nos ensaios apresentados por Veríssimo (2007) é semelhante ao que usualmente é utilizado em vigas mistas de edifício (baixo confinamento), não sendo indicado, portanto, para o estudo de caso do presente subitem (alto confinamento). Com isso, a disposição das barras de armadura utilizadas na modelagem foi baseada no trabalho experimental de Přivřelová (2016) (Fig. 3.23) que estudou conectores com geometria *clothoidal-shaped* com duas barras passantes entre os componentes. Segundo Seidl *et al.* (2013a), o uso de pelo menos duas barras passantes promove elevada capacidade resistente e alta ductilidade do conector.

Tabela 3.3 – Propriedades geométricas e mecânicas dos modelos numéricos com conectores *puzzle-shaped*.

Modelo	$A_D$ (mm <sup>2</sup> )	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$e_x$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$t_{sc}$ (mm)	$E_{cm}$ (MPa)	$E_r$ (MPa)	$\Phi_s$ (mm)	$\eta_D$	$\rho_D$
PZrest-C20	3003,75	157,08	150,00	20,0	12,0	27085,18	210000	10	1,625	0,41
PZrest-C25	3003,75	157,08	150,00	25,0	12,0	28960,41	210000	10	1,625	0,38
PZrest-C30	3003,75	157,08	150,00	30,0	12,0	30588,56	210000	10	1,625	0,36
PZrest-C35	3003,75	157,08	150,00	35,0	12,0	32036,35	210000	10	1,625	0,34
PZrest-C40	3003,75	157,08	150,00	40,0	12,0	33345,76	210000	10	1,625	0,33
PZrest-C45	3003,75	157,08	150,00	45,0	12,0	34545,10	210000	10	1,625	0,32
PZrest-C50	3003,75	157,08	150,00	50,0	12,0	35654,45	210000	10	1,625	0,31

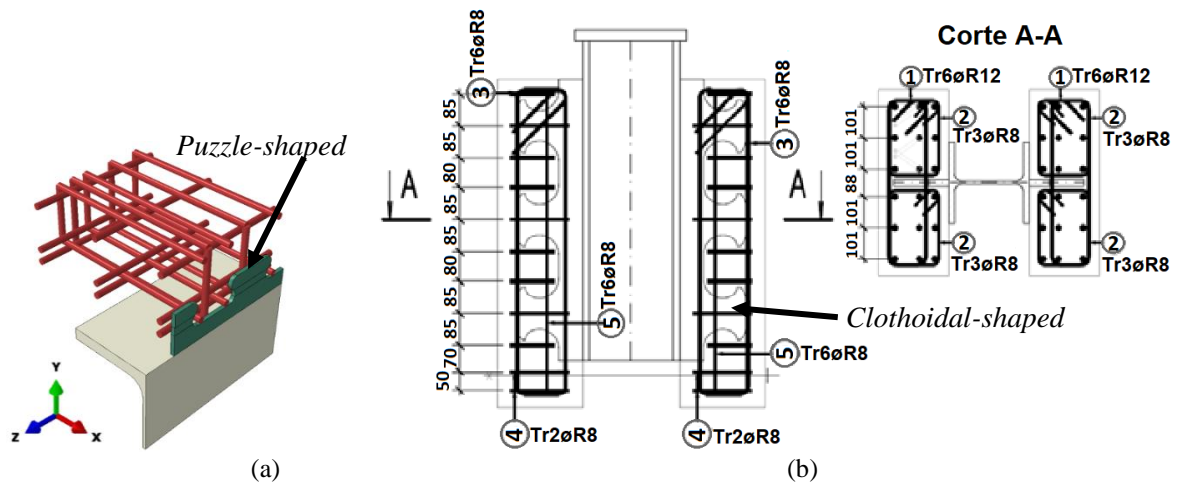


Figura 3.23 – Análise de conectores *composite dowels*: (a) Modelo numérico com a laje suprimida para ilustrar o arranjo das armaduras de aço; (b) modelo experimental analisado por Přivřelová (2016).

Neste estudo optou-se em utilizar as dimensões de todos os componentes (conector, armadura e perfil) mais próxima daquelas analisadas nos ensaios de Veríssimo (2007). Contudo observa-se que o espaçamento entre os *dowels* de concreto no estudo experimental de Veríssimo (2007) é menor que  $e_x$  igual a 150 mm, valor adotado para o *puzzle-shaped*. Essa dimensão foi escolhida porque os conectores *puzzle-shaped* apresentam as suas dimensões em função do passo  $e_x$ , sendo o fator mínimo normalizado para  $e_x$  igual a 150 mm.

Seidl *et al.* (2013a) mencionam que quando os conectores compostos por chapas com recortes são continuamente solicitados, e o estado-limite é o cisalhamento da laje de concreto, o comportamento estrutural pode ser descrito em três etapas distintas. Essas etapas estão representadas nos dois diagramas de força *versus* deslizamento dispostos na Fig. 3.24, onde o primeiro contém a idealização proposta por Seidl *et al.* (2013a) (Fig. 3.24a) e o segundo, a curva do modelo numérico PZrest-C35 e a reta representativa do modelo analítico (Fig. 3.24b). Na primeira etapa, a interação entre os *dowels* de aço e concreto apresenta uma resposta linear, até ser alcançada a força  $P_{adh}$ , caracterizada pelo rompimento da aderência mecânica na interface entre os *dowels*. No início da segunda etapa, há um trecho com rigidez nula quando é alcançada a força  $P_{cr}$ , ocorrendo o esmagamento do concreto próximo à região da interface entre os *dowels* (Fig. 3.25 a). Posteriormente, a força se eleva, dando continuidade ao processo de esmagamento e ocorrendo também a fissuração do concreto, até atingir a força máxima  $P_u$  (Fig. 3.25b). Na terceira etapa, é evidenciado o comportamento pós-crítico, sendo que o decréscimo de rigidez

no descarregamento depende das características mecânicas dos aços do conector e das barras da armadura e do concreto.

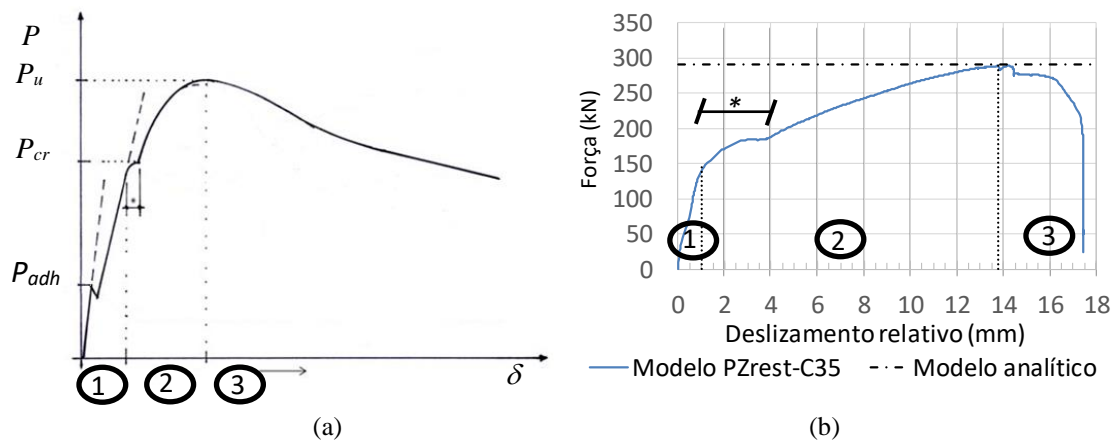


Figura 3.24 - Falha por cisalhamento dos *dowels* de concreto: (a) digrama força versus deslizamento relativo sugerido para a ruptura do aço do conector (Adaptado de Seidl *et al.*, 2013a); (b) Diagrama força versus deslizamento relativo do modelo PZrest-35 e a reta representativa analítica.

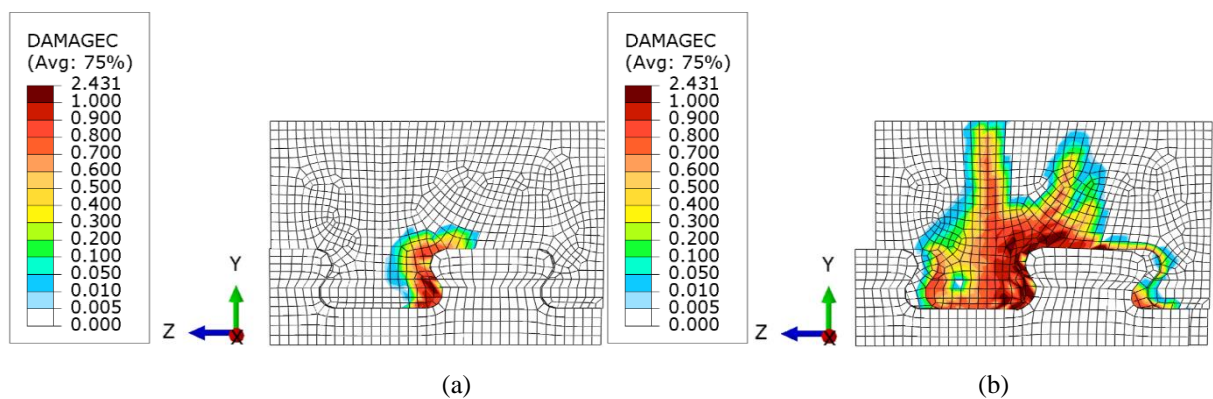


Figura 3.25 – Representação do dano no concreto por compressão no modelo PZrest-C35: (a) dano inicial próximo a interface entre os *dowels* de aço e concreto; (b) dano no incremento correspondente à força máxima.

A Tab. 3.4 sumariza a análise do conector *puzzle-shaped*, comparando as forças máximas numéricas  $q_{d,Num}$  e as forças analíticas  $q_{d,Teo}$ . A Eq. (2.15) descrita anteriormente no Subitem 2.5.4.4.1 possibilita o cálculo da capacidade característica da conexão mista devido à falha do concreto por cisalhamento. Os valores de cada variável da dessa equação são apresentados na Tab. 3.3. Na última coluna da Tab. 3.4 são apresentadas as razões entre as forças numéricas e analíticas. Ao final, por meio dos resultados da Tab. 3.4, foi obtida uma razão média entre as forças  $q_{d,Num}$  e  $q_{d,Teo}$  igual a 0,975 e um coeficiente de variação (*COV*) igual a 3,54%. Com o baixo valor de *COV* obtido, assume-se que a Eq. (2.15) pode ser utilizada para o cálculo das capacidades característica e média da conexão mista para este estado-limite. Como o modelo numérico representou bem os resultados da equação característica, Eq. (2.15), é portanto conservador em relação a resultados médios que devem ser observados experimentalmente. Apesar disso, será considerado representativo do comportamento que se

espera observar nos experimentais e portanto seus resultados serão referenciados como médios nesse texto.

Como o modelo numérico com conectores *puzzle-shaped* levou a resultados com boa concordância com o modelo analítico, realizaram-se novas simulações com conectores Crestbond. Nessas simulações, mantiveram-se as características dos modelos de análises dos *dowels* de concreto com conectores *puzzle-shaped*, tais como as propriedades mecânicas dos materiais, espessura do conector e a mesma taxa de armadura, porém, com exceção do valor de  $e_x$ , que agora foi tomado igual a 121,12 mm (Fig 3.25a). Este foi o valor de comprimento  $e_x$  igual aos *dowels* internos dos conectores Crestbond CR56b analisado por Veríssimo (Fig. 3.26b). As armaduras utilizadas no modelo numérico com conectores Crestbond também foram baseadas no arranjo do estudo experimental realizado por Přivřelová (2016) (Figs 3.23b e 3.27a). A Tab 3.5 apresenta um quadro resumo com as principais propriedades desses modelos. Na Fig. 3.27b é ilustrada a curva força *versus* deslizamento relativo do modelo CrestRest-C35.

Tabela 3.4 – Estudo numérico de conectores *puzzle-shaped*: Comparação entre os resultados analíticos e numéricos.

Modelo	$q_{d,Num}$ (kN)	$q_{d,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{d,Num}}{q_{d,Teo}}$
PZrest-C20	229,82	229,81	1,000
PZrest-C25	251,29	252,14	0,988
PZrest-C30	275,36	272,16	1,012
PZrest-C35	288,47	290,46	0,993
PZrest-C40	296,89	307,40	0,966
PZrest-C45	303,71	323,24	0,940
PZrest-C50	311,06	338,17	0,920
		Média	0,975
		COV	3,54%

Tabela 3.5 - Propriedades geométricas e mecânicas de modelos numéricos com conectores Crestbond.

Modelo	$A_D$ (mm <sup>2</sup> )	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$e_x$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$t_{sc}$ (mm)	$E_{cm}$ (MPa)	$E_r$ (MPa)	$\Phi_s$ (mm)	$\eta_D^1$	$\rho_D$
CrestRest – C20	3403,48	157,08	121,12	20,0	12,0	27085,18	210000	10,0	2,204	0,36
CrestRest – C25	3403,48	157,08	121,12	25,0	12,0	28960,41	210000	10,0	2,204	0,33
CrestRest – C30	3403,48	157,08	121,12	30,0	12,0	30588,56	210000	10,0	2,204	0,32
CrestRest – C35	3403,48	157,08	121,12	35,0	12,0	32036,35	210000	10,0	2,204	0,30
CrestRest – C40	3403,48	157,08	121,12	40,0	12,0	33345,76	210000	10,0	2,204	0,29
CrestRest – C45	3403,48	157,08	121,12	45,0	12,0	34545,10	210000	10,0	2,204	0,28
CrestRest – C50	3403,48	157,08	121,12	50,0	1200	35654,45	210000	10,0	2,204	0,27

Obs:

<sup>1</sup>Valor obtido através de análise de regressão com os resultados analíticos e numéricos apresentados na Tab.3.6.

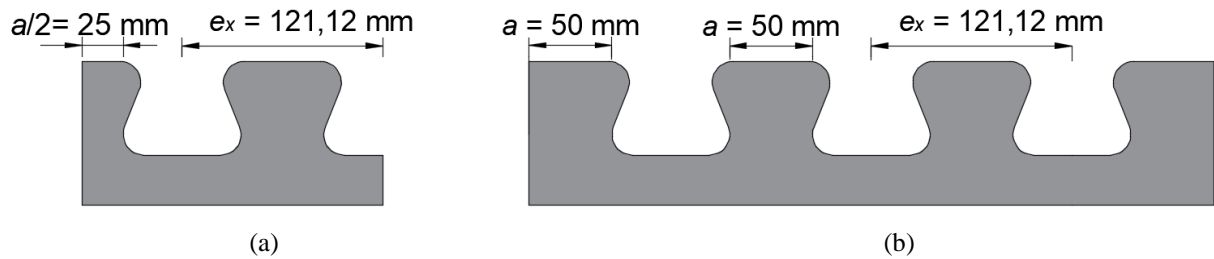


Figura 3.26 – Geometrias de conectores Crestbond CR 56 utilizadas na modelagem numérica: (a) modelo simplificado para análise dos *dowels*; (b) modelos ensaios de cisalhamento.

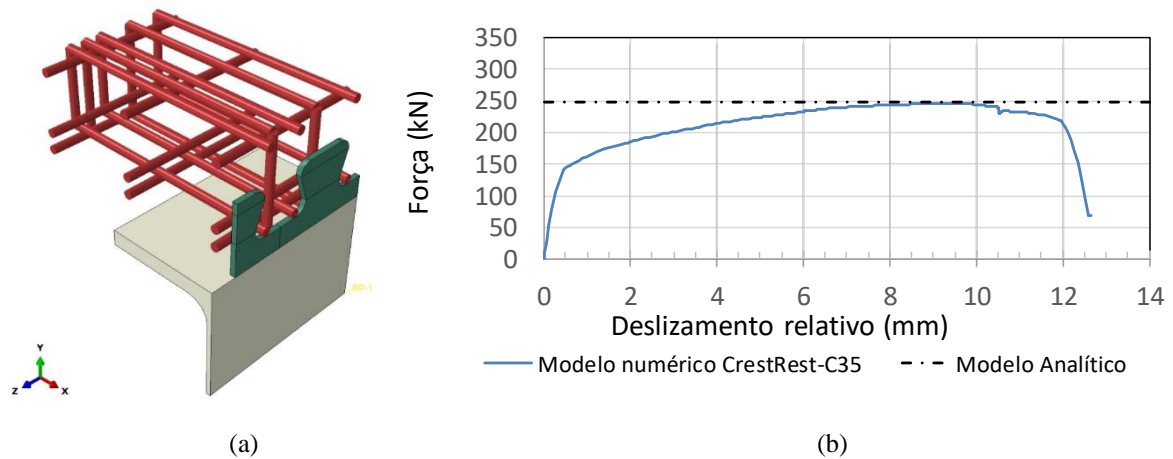


Figura 3.27 – Modelagem numérica de modelos simplificados para a análise de *dowels* de concreto com conectores Crestbond: (a) Modelo numérico com a laje suprimida para ilustrar o arranjo das armaduras de aço; (b) digrama força *versus* deslizamento relativo do modelo CrestRest-C35.

Para o Crestbond, obteve-se o fator  $\eta_D$  igual a 2,204, por meio de análise de regressão, de modo que a razão média entre as forças máximas numéricas e analíticas fossem igual a 1,0. Na Tab. 3.6 são apresentados os valores de  $q_{d,Num}$  e de  $q_{d,Teo}$ , através da análise de regressão. Após esse procedimento, obteve-se um coeficiente de variação igual a 4,24%, representando uma baixa variação também entre os resultados numéricos e teóricos dos modelos com conectores Crestbond.

Tabela 3.6 - Estudo numérico de conectores Crestbond: Comparação entre os resultados analíticos e numéricos.

Modelo	$P_{u,Num}$ (kN)	$P_{u,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{d,Num}}{q_{d,Teo}}$
CrestRest - C20	211,85	196,34	1,079
CrestRest - C30	223,35	215,77	1,035
CrestRest - C35	235,19	233,21	1,009
CrestRest - C40	246,24	249,15	0,988
CrestRest - C45	258,00	263,93	0,978
CrestRest - C50	267,66	277,75	0,964
		Média	1,000
		COV	4,24%

O valor de  $\eta_D$  igual a 2,204, obtido para o conector Crestbond com  $e_x$  de 121 mm, é mais elevado se comparado com o valor 1,625, utilizado para os conectores *puzzle-shaped* com  $e_x$  de 150 mm. Se fosse utilizado, hipoteticamente, um valor de  $e_x$  igual a 121 mm para o conector *puzzle-shaped*, desconsiderando que seu valor normativo mínimo é igual a 150,0 mm, o valor de  $\eta_D$  para esse conector seria 1,697 ( $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$ ). Percebe-se que esse último valor de  $\eta_D$ , utilizado para o conector *puzzle-shaped*, ainda é consideravelmente menor ao valor de  $\eta_D$  igual 2,204 para o Crestbond com  $e_x$  de 121 mm.

Seidl *et al.* (2013a) afirmam que a capacidade do conector, para o estado-limite último de cisalhamento do concreto, é fortemente influenciada pela sua geometria. Ao observar a geometria do conector Crestbond, percebe-se que apresenta uma maior altura de *dowel* de aço que o conector *puzzle-shaped*, permitindo uma superfície de contato maior entre o *dowel* de aço e o de concreto. As alturas  $h_d$  (Figs. 2.35 e 2.39) para os conectores Crestbond e *puzzle-shaped*, em análise, são 56,20 mm e 40,05 mm, respectivamente, o que leva a uma razão de 1,40.

Segundo Seidl *et al.* (2013a), elevadas tensões de contato ocorrem na interface entre os *dowels* de aço e de concreto. Essas tensões acompanham o formato arqueado do conector, conforme pode ser observado na Fig. 3.28a, na qual são idealizadas tensões de contato em um conector *puzzle-shaped*. Na Fig. 3.28b é ilustrada a variável CPREES (valores em MPa), na superfície do *dowel* de aço, durante o incremento de força máxima para o modelo numérico CrestRest - C35. Essa variável quantifica as tensões de contato que atuam numa superfície de uma dada instância. Observando-se a Fig. 3.28b, nota-se que a distribuição das tensões de contato atuando ao longo da superfície do *dowel* de aço do conector Crestbond, se dá de forma semelhante à idealização dessas tensões para o conector *puzzle* (Fig. 3.28a). Considerando que os conectores Crestbond apresentam altura ( $h_d$ ) maior que os conectores *puzzle-shaped* — sendo essas alturas,  $h_{d,Crest} = 0,464e_{x,Crest} = 56$  mm e  $h_{d,PZ} = 0,275e_{x,PZ} = 41,25$  mm, respectivamente — acredita-se que o fator  $\eta_D$  poderia se elevar, devido a uma maior superfície de contato entre os componentes de aço e de concreto.

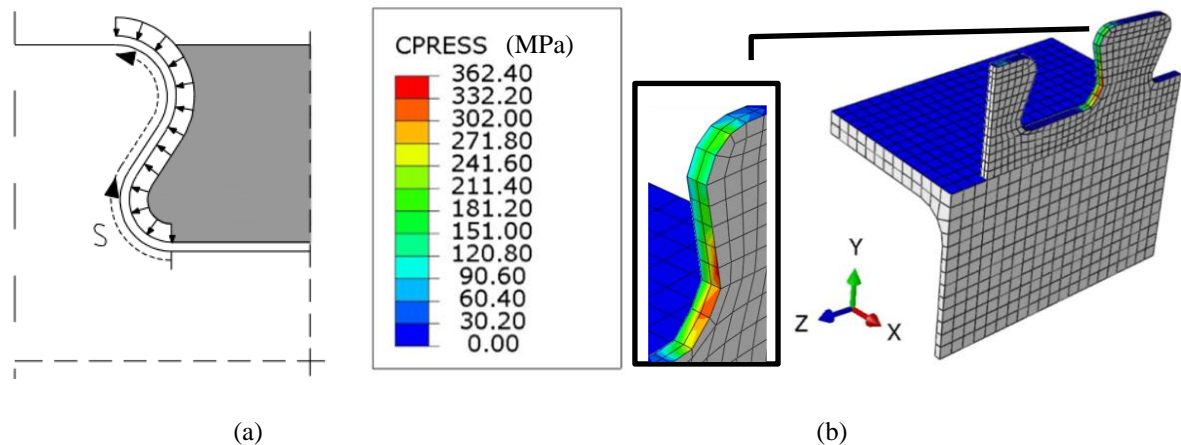


Figura 3.28 – Tensões de contato nos conectores de cisalhamento: (a) idealização das tensões de contato em conectores *puzzle-shaped* (Seidl *et al.*, 2013a); (b) variável CPRESS, com valores em MPa, representando as tensões de contato no modelo CrestRest - C35 durante o incremento de força máxima.

### 3.3.3.2 Estudo Numérico-teórico do Cisalhamento dos Componentes de Concreto em Situações de Baixo Confinamento

Neste tópico, foram realizadas simulações de modelos com geometrias simplificadas para verificar o quanto um *dowel* de concreto resistiria em um ensaio de cisalhamento padrão. Neste ensaio, são utilizadas menores taxas de armaduras, podendo-se considerar que o concreto delimitado pelo conector possui baixo confinamento. Na modelagem, ao invés de se restringir na base da laje de concreto a translação nos três eixos cartesianos, como no subitem anterior, restringiu-se somente a translação na direção do eixo longitudinal. Conforme mencionado, o conector *puzzle-shaped* vem sendo utilizado e estudado em situações que a taxa de armadura é consideravelmente elevada e construídos de forma contínua, diferentemente da situação empregada em ensaios de cisalhamento padrão (comparar Figs. 2.30c e 3.14).

Na Tab 3.7 são apresentadas as principais características geométricas e mecânicas dos 21 modelos numéricos analisados neste item, que podem possuir duas ( $2\Phi$ ), uma ( $1\Phi$ ) ou nenhuma barra de armadura passante ( $A_{s0}$ ). As disposições das barras, para as simulações do presente subitem, situações de baixo confinamento, foram baseadas no ensaio de cisalhamento realizado por Veríssimo (2007) (Figs. 3.14 e 3.29). Assim como no subitem anterior, as armaduras passantes possuíam diâmetro  $\Phi_S = 10,0$  mm, o conector espessura  $t_{sc} = 12$  mm, e as resistências à compressão  $f_c$  variando entre 20 MPa e 50 MPa. O valor de  $e_x$  adotado foi igual a 121,12 mm que é o valor do comprimento de  $e_x$  para os *dowels* de concreto do conector Crestbond CR56b utilizado nos ensaios experimentais de Veríssimo (2007) (Figs. 3.13a e 3.26b).



Tabela 3.7 - Propriedades geométricas e mecânicas dos modelos numéricos com conectores Crestbond.

Modelo	$A_D$ (mm <sup>2</sup> )	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$e_x$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$E_{cm}$ (MPa)	$E_r$ (MPa)	$\Phi_s$ (mm)	$\rho_D$
Crest-C20-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	20,0	324,0	27085,18	210000	10	0,36
Crest-C25-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	25,0	324,0	28960,41	210000	10	0,33
Crest-C30-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	30,0	324,0	30588,56	210000	10	0,32
Crest-C35-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	35,0	324,0	32036,35	210000	10	0,30
Crest-C40-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	40,0	324,0	33345,76	210000	10	0,29
Crest-C40-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	45,0	324,0	34545,10	210000	10	0,28
Crest-C50-2 $\Phi$	3403,48	157,08	121,12	50,0	324,0	35654,45	210000	10	0,27
Crest-C20-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	20,0	324,0	27085,18	210000	10	0,18
Crest-C25-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	25,0	324,0	28960,41	210000	10	0,17
Crest-C30-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	30,0	324,0	30588,56	210000	10	0,16
Crest-C35-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	35,0	324,0	32036,35	210000	10	0,15
Crest-C40-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	40,0	324,0	33345,76	210000	10	0,15
Crest-C40-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	45,0	324,0	34545,10	210000	10	0,14
Crest-C50-1 $\Phi$	3403,48	78,54	121,12	50,0	324,0	35654,45	210000	10	0,14
Crest-C20-As0	3403,48	0	121,12	20,0	324,0	27085,18	210000	0	0
Crest-C25-As0	3403,48	0	121,12	25,0	324,0	28960,41	210000	0	0
Crest-C30-As0	3403,48	0	121,12	30,0	324,0	30588,56	210000	0	0
Crest-C35-As0	3403,48	0	121,12	35,0	324,0	32036,35	210000	0	0
Crest-C40-As0	3403,48	0	121,12	40,0	324,0	33345,76	210000	0	0
Crest-C40-As0	3403,48	0	121,12	45,0	324,0	34545,10	210000	0	0
Crest-C50-As0	3403,48	0	121,12	50,0	324,0	35654,45	210000	0	0

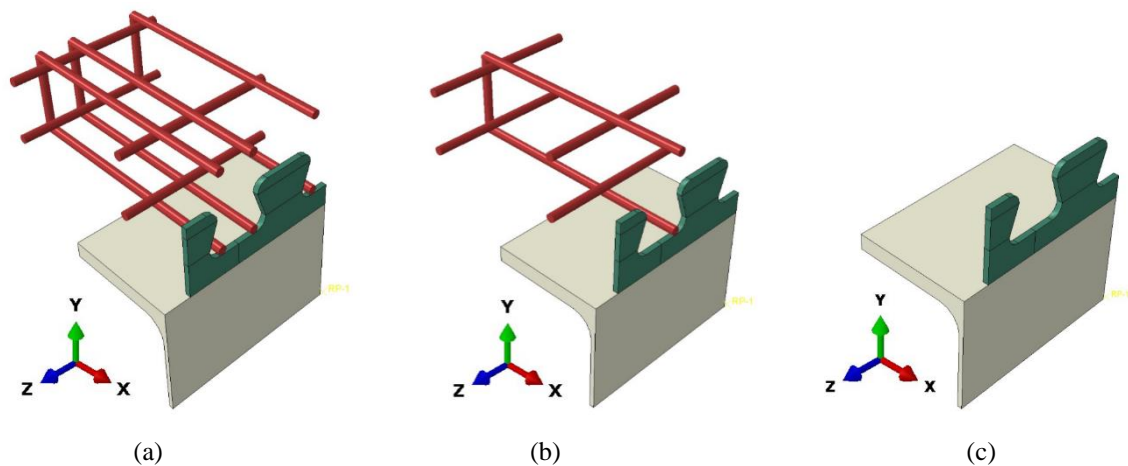


Figura 3.29 – Disposição das armaduras em modelos numéricos para a análise do comportamento do *dowel* de concreto de conectores Crestbond em ensaios de cisalhamento: (a) duas barras passantes; (b) uma barra passante, (c) sem barra passante.

Na Fig 3.30 é apresentado um diagrama contendo curvas de força *versus* deslizamento relativo de modelos com concreto com resistência  $f_c = 35$  MPa, porém variando a taxa de armadura. Após se atingir a força máxima nos modelos sem nenhuma barra de armadura, o *dowel* de concreto perde praticamente toda sua capacidade de resistir a esforços de compressão. Nota-se

que a ausência de barras de armadura passante não é aconselhável, pois ocasiona a redução da ductilidade e da capacidade resistente.

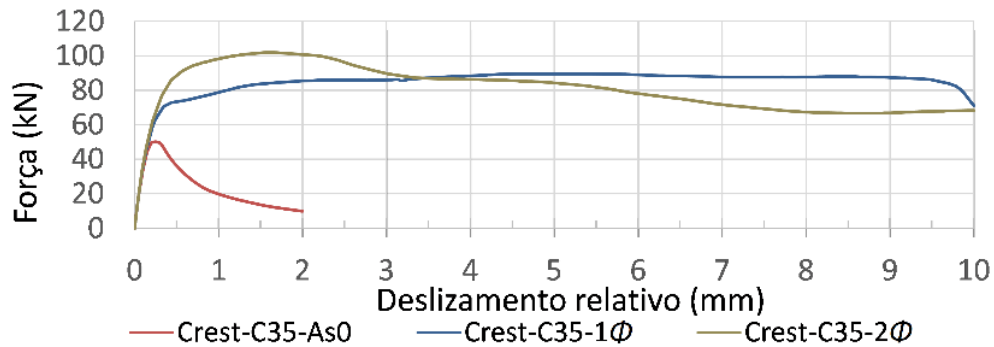


Figura 3.30 - Digrama força *versus* deslocamento relativo dos modelos Crest-C35-As0, Crest-C35-As0-1Φ, Crest-C35-As0-2Φ.

A evolução dos danos por compressão e tração no modelo com nenhuma armadura passante Crest-C35-As0 é apresentada na Fig. 3.31. Nas Figs. 3.31a e 3.31b são apresentados os danos no incremento de força máxima. Percebe-se que a laje de concreto já se encontra bastante fissurada, com a região colorida na Fig. 3.31b representando o dano à tração na laje de concreto. Contudo, o *dowel* de concreto (Fig. 3.31a) apresenta regiões que ainda não sofreram dano à compressão. Após atingir a força máxima, há uma queda drástica de rigidez da curva força *versus* deslocamento relativo do modelo (Fig. 3.30). Esse comportamento foi observado também pelas variáveis de dano ilustradas nas Figs. 3.31c e 3.31d, representado o dano da laje de concreto no incremento com o deslocamento relativo igual a 0,54 mm.

Com isso, levantou-se a hipótese que o não uso de armaduras estaria contribuindo para a queda prematura de rigidez do concreto à tração, levando à fissuração generalizada da laje, e assim, não permitindo que se alcance a capacidade máxima à compressão do *dowel* de concreto. Essas observações foram verificadas e estão comentadas no Apêndice A.1, em um estudo adicional sobre o controle de fissuração de laje mistas utilizando barras de armadura de costura segundo as prescrições normativas da ABNT NBR 8800:2008, demonstrando que a ausência de barras de armadura contribui diretamente para o cisalhamento prematuro da laje.

Na Fig. 3.32 é ilustrada a evolução dos danos por tração e compressão para o modelo com duas barras de armadura passante, Crest-C35-2Φ. Nas Figs. 3.32a e 3.32b são apresentadas as variáveis de dano na laje de concreto no incremento de força máxima. Percebe-se que em toda região do *dowel* de concreto houve dano por compressão, aproveitando melhor a capacidade do *dowel* de concreto. O uso de duas barras de armadura passante contribuiu também para que o

dano por tração não aumentasse de forma significativa, como ocorreu no modelo sem armadura Crest-C35-As0, melhorando de forma significativa a ductilidade do conector (Fig 3.30).

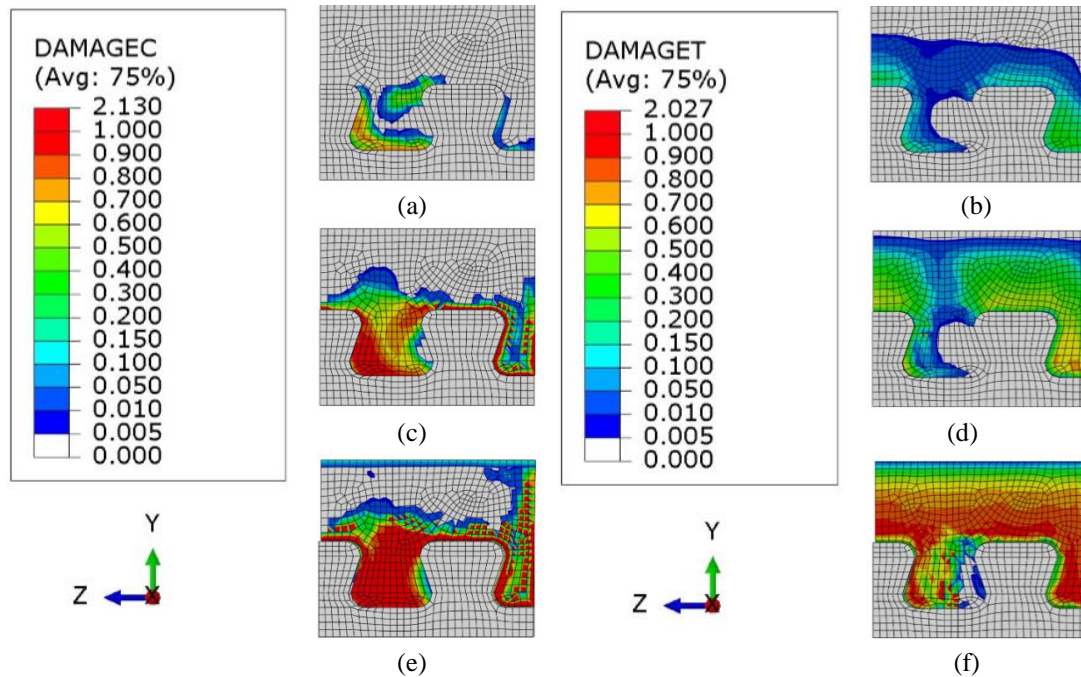


Figura 3.31 – Evolução dos danos de tração e compressão no modelo Crest-C35-As0: (a) dano por compressão no incremento de força máxima; (b) dano por tração no incremento de força máxima; (c) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 0,54 mm; (d) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 0,54 mm; (e) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 2,0 mm; (f) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 2,0 mm.

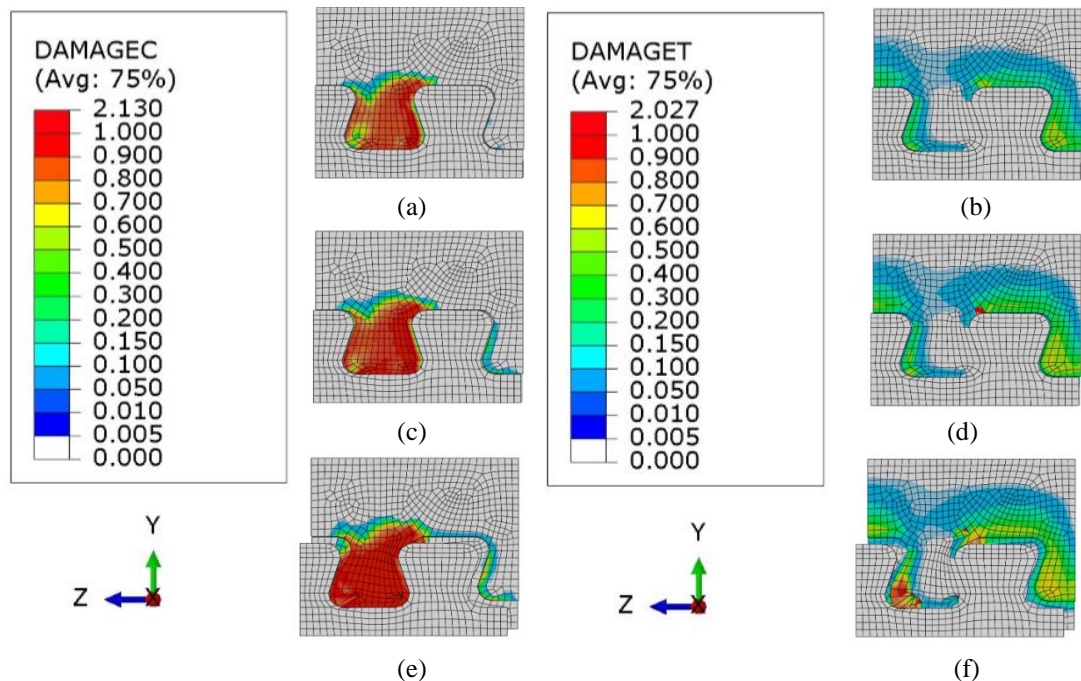


Figura 3.32 - Evolução dos danos de tração e compressão no modelo Crest-C35-2Φ: (a) dano por compressão no incremento de força máxima; (b) dano por tração no incremento de força máxima; (c) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 3,0 mm; (d) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 3,0 mm; (e) dano por compressão no incremento com o deslizamento relativo igual a 10,0 mm; (f) dano por tração para no incremento com o deslizamento relativo igual a 10,0 mm.

Na Tab. 3.8 são listados os resultados da análise numérica apresentada neste subitem, mostrando as forças máximas numérica  $q_{d,Num}$  e analítica  $q_{d,Teo}$  (capacidade média), com esta última calculada através da estimativa do valor do fator  $\eta_D$  por meio de análise de regressão. O ajuste do fator  $\eta_D$ , foi obtido de forma semelhante à descrita no item 3.3.3.1 e apresentada na Tab. 3.8. Contudo neste tópico, foi realizado um ajuste de  $\eta_D$  para as diferentes disposições de armaduras analisadas:  $\eta_{D,As} = 0,873$  quando se utiliza armadura passante (uma ou duas), e  $\eta_{D,As0} = 0,570$  para nenhuma armadura passante.

Tabela 3.8 - Estudo numérico de conectores Crestbond: comparação entre os resultados analíticos e numéricos.

Modelo	$q_{d,Num}$ (kN)	$\eta_D$	$q_{d,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{d,Num}}{q_{d,Teo}}$
Crest-C20-2 $\Phi$	65,97	0,873	77,77	0,848
Crest-C25-2 $\Phi$	77,83	0,873	85,47	0,911
Crest-C30-2 $\Phi$	91,00	0,873	92,37	0,985
Crest-C35-2 $\Phi$	101,90	0,873	98,69	1,033
Crest-C40-2 $\Phi$	111,74	0,873	104,54	1,069
Crest-C40-2 $\Phi$	120,93	0,873	110,02	1,099
Crest-C50-2 $\Phi$	129,29	0,873	115,18	1,123
Crest-C20-1 $\Phi$	60,84	0,873	67,52	0,901
Crest-C25-1 $\Phi$	72,96	0,873	74,75	0,976
Crest-C30-1 $\Phi$	82,29	0,873	81,26	1,013
Crest-C35-1 $\Phi$	89,55	0,873	87,23	1,027
Crest-C40-1 $\Phi$	94,58	0,873	92,77	1,019
Crest-C40-1 $\Phi$	98,41	0,873	97,96	1,005
Crest-C50-1 $\Phi$	102,62	0,873	102,87	0,998
Crest-C20-As0	32,89	0,570	37,41	1,138
Crest-C25-As0	39,28	0,570	41,83	1,065
Crest-C30-As0	44,86	0,570	45,82	1,022
Crest-C35-As0	50,15	0,570	49,49	0,987
Crest-C40-As0	55,41	0,570	52,91	0,955
Crest-C40-As0	60,81	0,570	56,12	0,923
Crest-C50-As0	64,92	0,570	59,16	0,911
			Média	1,000
			COV	0,075

Conforme discutido anteriormente e apresentado na Fig. 3.30, o uso de nenhuma armadura leva a um comportamento mais frágil. Pode-se observar também que na Fig. 3.31a, há uma região próxima à superfície de contato entre os *dowels* de aço e concreto que não apresentou dano à compressão no incremento de força máxima. Foi discutido que o  $\eta_D$  é função da geometria do conector e proporcional à extensão da região de contato, como demonstra a comparação dos conectores Crestbond e *puzzle-shaped* no item anterior. Assim, supõe-se, observando a Fig

3.31a e comparando-se com as Figs. 3.28a e 3.32a, que as tensões de contato, quando não se utilizam armaduras, não estariam sendo distribuídas de maneira uniforme.

No Subitem 3.3 foram discutidos os modelos experimentais de Veríssimo (2007) com conectores Crestbond CR56b descontínuos, e no Subitem 3.3.2 a calibração numérica desses experimentos e a análise do comportamento do conector. Contudo, não foram determinadas quais parcelas da capacidade total seriam devidas aos *dowels* de concreto e à parte frontal do conector. Assim, foram simulados novamente os modelos com conectores Crestbond apresentados na Tab. 3.2, porém agora para a análise separada dos *dowels* de concreto, mantendo-se as mesmas características geométricas e de contorno descritas. As forças máximas obtidas nas análises numéricas desses modelos ( $q_{d,Num}$ ), sendo estes compostos por um *dowel*, são apresentados na Tab 3.9. Efetuando-se a diferença entre a força máxima experimental por conector ( $q_{cn,exp}$ ) e a força obtida em três *dowels* de concreto ( $3q_{d,Num}$ ), obtém-se a parcela que é resistida pela parte frontal do conector Crestbond ( $q_{frontal}$ ), conforme se vê também na Tab. 3.9.

Tabela 3.9 – Estimativa da capacidade resistente frontal do conector Crestbond.

Modelo	$f_{cm}$ (MPa)	$q_{cn,exp}$ (kN)	$\Phi_s$ (mm)	$q_{d,Num}$ (kN)	$3q_{d,Num}$ (kN)	$q_{frontal} =$ $q_{cn,exp} - 3q_{d,Num}$ (kN)
B1-B2	26,60	301,33	0	41,16	123,49	177,84
B3-B4	27,05	362,3,	10	77,23	231,68	130,62
B5-B6	26,65	374,95	12	77,64	232,92	142,03
C1-C2	47,50	369,40	0	62,66	187,97	181,43
C3-C4	48,90	500,15	10	101,75	305,24	194,91
C7-C8	49,55	480,90	12	111,58	334,73	146,17

Pode se observar que a parcela de resistência frontal estimada para os modelos B1-B2 e C1-C2 na Tab. 3.9 se apresentou próxima da capacidade média dos modelos experimentais constituídos por chapa sem aberturas B7-B8 e C7-C8 (Tab. 3.2). Para os modelos B7-B8 e C7-C8, obtiveram-se experimentalmente, forças máximas médias iguais a 180,65 kN e 216,55 kN, respectivamente (Tab 3.2). Calculando-se a razão entre a força média B7-B8 e a capacidade  $q_{frontal}$  estimada para B1-B2, e a razão entre a força média C7-C8 e a capacidade  $q_{frontal}$  estimada para C1-C2, obtém-se os valores 1,02 e 0,84, respectivamente.

### 3.3.3.3 Compreensão e Análise do Comportamento de *Dowels* de aço

Lorenc (2016) menciona que os ensaios de cisalhamento adaptados para a análise de conectores contínuos, os quais isolam a frente do conector (Figs. 2.45a e 2.46a), não são adequados para a possível análise das tensões atuantes sobre o *dowel* de aço. Isso se deve a superposição de vários efeitos, como a não linearidade complexa do concreto e o efeito *uplift* que alivia as tensões atuantes no *dowel* de aço. Esse alívio de tensões sobre o *dowel* de aço é descrito também no Subitem 3.3.2 e ilustrado na Fig. 3.20. Assim, para contornar esses inconvenientes, a modelagem numérica presente neste tópico foi baseada nos procedimentos de modelagem, para a análise dos *dowel* de aço, adotados nos estudos de Fink e Petraschek (2006)<sup>7</sup> *apud* Seidl *et al.* (2013a), Lorenc *et al.* (2014b) e Lorenc (2016a, b).

Neste estudo, para a interação de contato entre o conector e a laje, foi considerada somente a superfície entre as reentrâncias de um *dowel* de aço isolado com a laje de concreto (Fig. 3.33), e com coeficiente de atrito estático ( $\mu$ ) igual a 0. Além disso, o material concreto é tomado como perfeitamente elástico, não é considerada nenhuma taxa de armadura e a base da laje restringida na três direções do sistema de referência ( $x = y = z = 0$ ) (Fig. 3.7). Esses procedimentos, além de simplificarem a metodologia de modelagem, possuem as mesmas condições de contorno em que o modelo analítico é derivado (Fig. 2.42), com as resultantes das tensões de contato sob o *dowel* de aço promovendo a sua falha devido a uma combinação de esforços de cisalhamento e flexão. Para a lei constitutiva do material aço, foi utilizado o diagrama da Fig. 3.10b — as tensões e deformações nominais são transformadas em verdadeiras ao utilizar as Eqs. (D.1) a (D.2) dispostas no Apêndice D.

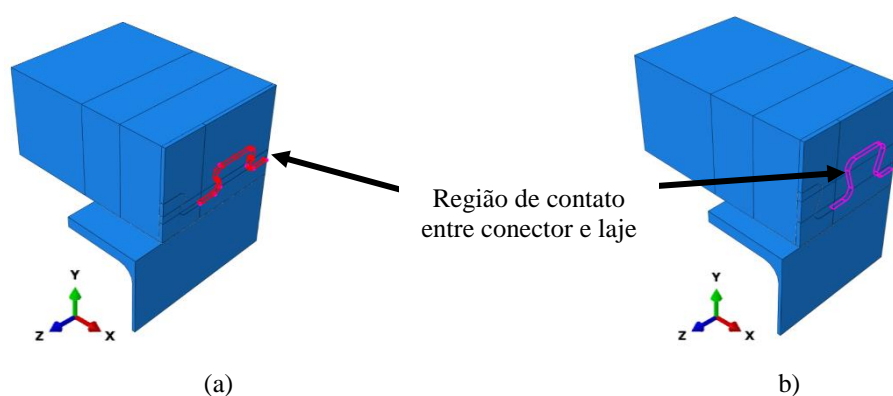


Figura 3.33 – Região de contato entre conector e laje: (a) modelo numérico com conector *puzzle-shaped*; (b) modelo numérico com conector Crestbond.

<sup>7</sup> Fink J., Petraschek T. *Neubau der Straßenbrücke bei Vigaun. Versuchsbericht TU Wien im Auftrag der Österreichischen Bundesbahnen*, Linz und Schmitt Stumpf Frühauf und Partner, München; Wien Oktober 2006.

Na Tab. 3.10 são representados quatro modelos: dois com conector *puzzle-shaped* e dois com conector Crestbond. Os modelos com conectores Crestbond, que apresentam os valores de  $e_x$  iguais a 121,12 mm e 172,72 mm, correspondem aos conectores com geometrias CR56 e CR80, respectivamente. O modelo Crest- $e_x$ 121-C26- $f_y$ 324 possui as mesmas características mecânicas, espessura de conector ( $t_{sc}$ ) e o passo  $e_x$  dos modelos experimentais de cisalhamento padrão B1 e B2 (Subitem 3.3.1) que foram ensaiados por Veríssimo (2007).

Tabela 3.10 - Propriedades geométricas e mecânicas de modelos numéricos para a análise dos *dowels* de aço.

Modelo	Tipo de conector	$e_x$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Crest- $e_x$ 121-C26- $f_y$ 324	Crestbond	121,12	12,0	26,60	324	489
PZ- $e_x$ 150-C26- $f_y$ 324	<i>puzzle-shaped</i>	150,00	12,0	26,60	324	489
Crest- $e_x$ 172-C45- $f_y$ 350	Crestbond	172,72	12,0	45,00	350	450
PZ- $e_x$ 172-C45- $f_y$ 350	<i>puzzle-shaped</i>	172,72	12,0	45,00	350	450

Segundo a aprovação técnica Z-26.4-56 (2013), a força característica por *dowel* de aço é obtida pela relação:  $q_{d,sk} = \eta_s e_x t_{sc} f_y$  (Eq. 2.20), sendo  $\eta_s$  igual a 0,25 para os conectores *puzzle-shaped* e *clothoidal-shaped*. Conforme mencionado no Subitem 2.5.4.4.3, a concepção analítica é derivada do critério de escoamento de von Mises, ou seja, a força característica é atingida no momento que ocorre o escoamento do *dowel* de aço em sua seção crítica. Dessa forma, no dimensionamento, o conector irá atuar somente em regime elástico e sob baixas deformações.

Segundo Lorenc *et al.* (2014b) essa abordagem é válida em termos de projeto, pois ao se impor um comportamento não-linear para o aço do conector e ao concreto surgem incertezas relacionadas às altas tensões que ocorrem na região frontal do conector. Os autores ainda mencionam que o procedimento de corte na fabricação dos conectores *composite dowels* pode ocasionar alterações nas propriedades mecânicas do aço e afetar a rugosidade da superfície de corte do conector. Além disso, as leis constitutivas utilizadas para o aço do conector nas modelagens numéricas influem diretamente sobre avanço das deformações na seção crítica dos *dowels*. Essas leis que descrevem o material, na maioria das situações, são obtidas em ensaios de tração em corpos de prova que sofrem a estrição após o seu estiramento. Contudo, as fissuras que surgem nas seções críticas dos *dowels* após elevadas deformações, apresentam um comportamento mais complexo, não podendo ser descritas através das caracterizações advindas dos ensaios de tração de corpos de prova e necessitam de um tratamento numérico adequado considerando a formações dessas fissuras.

Diante das considerações expostas por Lorenc *et al.* (2014b), nas simulações para o estudo do aço do conector foi adotada uma lei constitutiva que representasse melhor o comportamento do aço ASTM A572 (Fig. 3.10). Sendo essa especificação uma das mais conhecidas de aço de alta resistência mecânica e a que mais se assemelha à especificação USI 350, sendo essa a que foi empregada para o aço dos conectores Crestbond dos modelos do programa experimental desenvolvido no Capítulo 4. Contudo, na análise numérica deste tópico considerou-se, na curva que descreve a lei do material, um trecho de descarregamento logo após tensão  $f_u$  fosse atingida, como pode se observar no tramo E-F da Fig. 3.10b. Esse procedimento, pode ser questionado devido às incertezas mencionadas previamente, relatadas por Lorenc *et al.* (2014b), mas, foi adotada neste capítulo com o objetivo de aproximar os resultados numéricos dos experimentais.

Os diagramas de força *versus* deslizamento relativo dos modelos descritos na Tab. 3.10, e obtidos ao final das simulações, são ilustrados na Fig. 3.34 adiante. Sobre essas curvas também são representados, através de pontos em formato de polígonos, os incrementos realizados durante o processo iterativo-numérico. Nesses diagramas também são representadas as retas analíticas (Eq. 2.20), tracejadas e de cor preta, que definem a força limite em que o conector trabalha em regime elástico, ou seja, sob condições que são desejáveis no dimensionamento (força característica). Para obter a força  $q_{d,st,k}$  do conector Crestbond foi considerado  $\eta_S$  igual a 0,25, sendo esse o mesmo valor que é recomendado para o conector *puzzle-shaped*. Ao final dessas análises, nota-se que o limite linear das curvas numéricas coincidem com as forças características previstas, e que o fator  $\eta_S$  também pode ser considerado igual a 0,25 para os conectores Crestbond. Com isso, pode-se concluir que o critério de modelagem adotado para o estudo da falha do aço como estado-limite se demonstrou eficaz.

Notou-se numericamente que as resultantes sob o *dowel* de aço continuam promovendo uma combinação de esforços de cisalhamento e flexão (conforme representado na Fig. 2.42), no momento que se atingiam deformações correspondente a  $f_u$  na mesma seção crítica em que se iniciava o escoamento. Essas constatações são discutidas com maiores detalhes mais adiante neste texto. Com isso, neste trabalho foi adotada uma aproximação considerando que a capacidade média do aço do conector poderia ser obtida substituindo  $f_y$  por  $f_u$  na Eq. (2.20):  $q_{d,st,méd} = \eta_S e_{st} f_u$ , sendo  $\eta_S$  igual a 0,25. Desse modo, nos diagramas da Fig. 3.34 foram traçadas adicionalmente retas analíticas, tracejadas e de cor laranja, que representavam as capacidades médias estimadas.



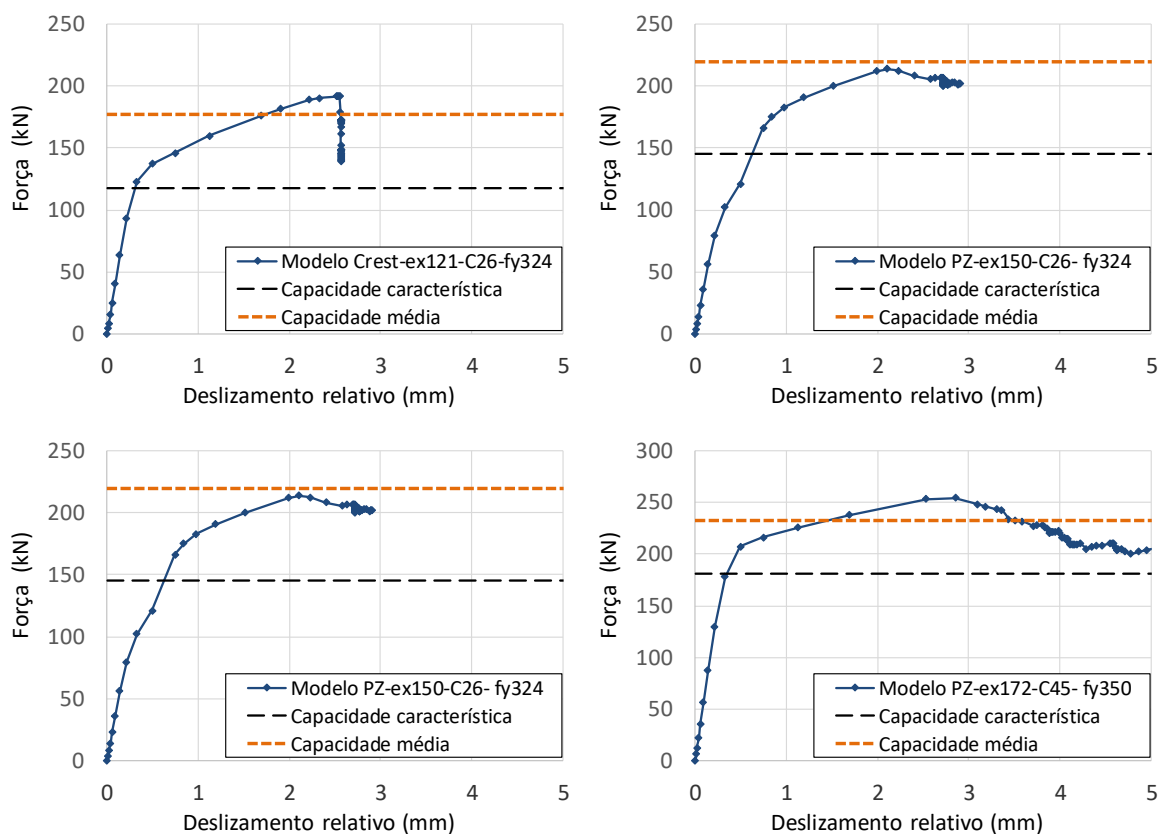


Figura 3.34 - Comparação entre curvas de força *versus* deslizamento relativo e modelos analíticos para o dimensionamento do aço do conector.

As forças máximas obtidas numericamente ( $q_{d,Num}$ ) e as capacidades características ( $q_{d,st,k}$ ) e médias ( $q_{d,st,méd}$ ) estimadas são representadas na Tab. 3.11. Na última coluna é apresentada a razão entre as forças  $q_{d,Num}$  e  $q_{d,st,méd}$ , e obtendo uma razão média de 1,038 (próximo de 1,0) e um baixo coeficiente de variação ( $COV$ ) igual a 5,67%.

Tabela 3.11 – Comparação entre resultados obtidos numericamente e analiticamente para a análise dos *dowels* de aço

Modelo	Tipo de conector	$q_{d,Num}$ (kN)	$\eta_s$	$q_{d,st,k}$ (kN)	$q_{d,st,méd}$ (kN)	$\frac{q_{d,Num}}{q_{st,méd}}$
Crest- $e_x$ 121-C26- $f_y$ 324	Crestbond	192,04	0,25	117,50	177,34	1,083
PZ- $e_x$ 150-C26- $f_y$ 324	<i>puzzle-shaped</i>	213,92	0,25	145,52	219,62	0,974
Crest- $e_x$ 172-C45- $f_y$ 350	Crestbond	233,15	0,25	181,00	232,71	1,002
PZ- $e_x$ 172-C45- $f_y$ 350	<i>puzzle-shaped</i>	254,26	0,25	181,00	232,71	1,093
Média						1,038
$COV$						5,67%

Na Fig. 3.35 é apresentado o diagrama força *versus* deslizamento que caracteriza o modelo Crest- $e_x121-C26-f_y324$ , e com identificação de alguns incrementos da curva numérica por letras, na qual: A é o incremento acima da reta que define a capacidade característica; B e C são os incrementos posteriores a A; D e E são os dois incrementos logo acima da reta que define a capacidade média; F é o incremento de força máxima. Essa designação serviu para que fosse ilustrado, na Fig. 3.36, o estado de deformações em que o aço do conector está sujeito durante os incrementos identificados. A variável PEEQ representa as deformações plásticas equivalentes, e o colapso estrutural do conector é alcançado para valores PEEQ igual ou superior 0,161 (denominada como deformação crítica neste texto, sendo essa deformação associada à resistência  $f_u$ ).

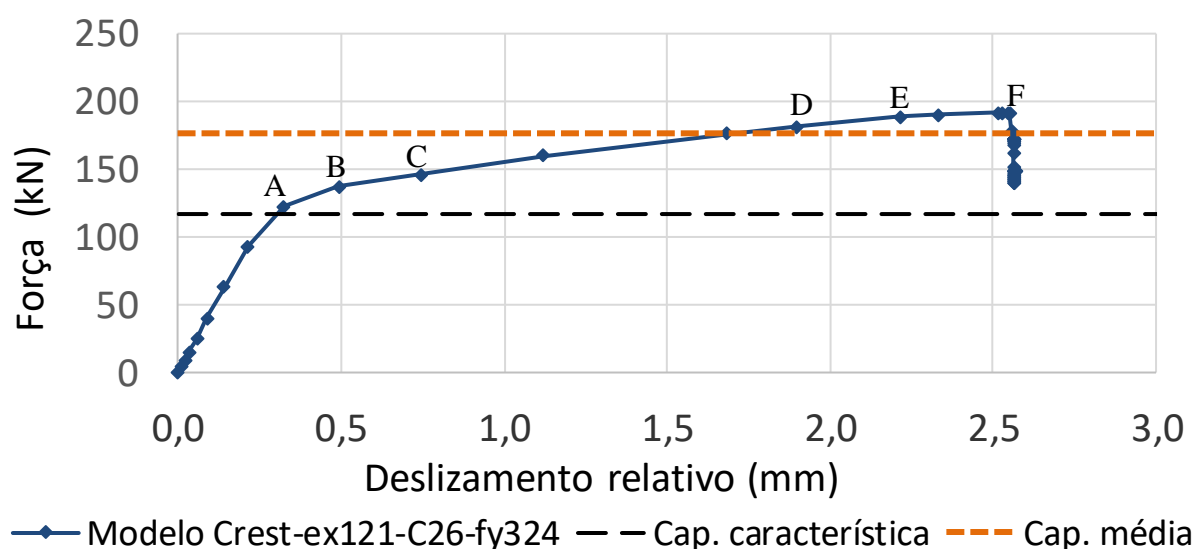


Figura 3.35- Diagramas de força *versus* deslizamento relativo do modelo numérico Crest- $e_x121-C26-f_y324$ .

Pode-se notar no ponto A que o conector ainda não sofre deformações plásticas (Fig. 3.36a). Isso já era esperado, pois o valor de força nesse incremento é próximo da capacidade característica, a qual define o limite linear das curvas. No ponto B, o conector começa a apresentar deformações plásticas em uma seção próxima à base (seção crítica). Em seguida, no ponto C (Fig. 3.36c), há um aumento da região plastificada na seção crítica. No ponto D, cujo valor de força é próximo da capacidade média estimada, ocorre o escoamento ao longo de todo comprimento da seção crítica e podem ser encontradas elevadas deformações na região dessa seção em contato com o *dowel* de concreto que é solicitado, estando o aço do conector na iminência do colapso. Finalmente, no ponto E, é atingida a deformação crítica (PEEQ = 0,163 > PEEQ<sub>crítico</sub> = 0,161). Entre os pontos E e F, há o aumento da região com valores de PEEQ

superiores a deformação crítica, representada de cor vermelha na Fig. 2.36f. Posteriormente ao ponto F, há o descarregamento da curva numérica.

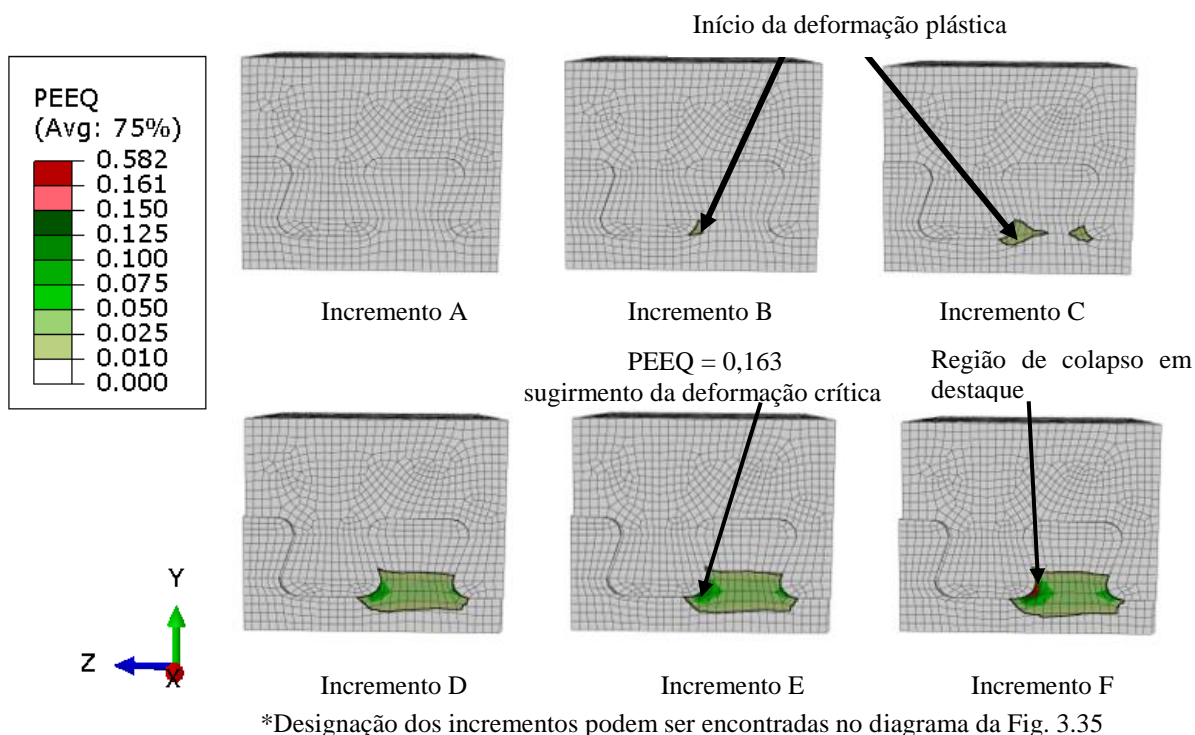


Figura 3.36 - Evolução das deformações plásticas (PEEQ) no *dowel* de aço do modelo numérico Crest- $e_x121$ -C26- $f_y324$ .

As regiões de colapso observadas nos modelos com conectores Crestbond e *puzzle-shaped* são ilustradas e comparadas na Fig. 3.37. Nas Figs. 3.37a e 3.37b são ilustrados os modelos numéricos Crest- $e_x121$ -C26- $f_y324$  e PZ- $e_x150$ -C26- $f_y324$ , respectivamente, e na Fig. 3.37c um modelo com conector *puzzle-shaped* que foi ensaiado por Lorenc *et al.* (2014) até que ocorresse surgimento de fissuras na região de colapso. Nota-se que em ambos os conectores, o padrão de colapso é semelhante, com o escoamento da seção crítica, seguido surgimento das deformações críticas na seção situada na face oposta à qual é imposto o controle de deslocamento no modelo. Menciona-se também que utilizou-se o para o Crestbond, no modelo analítico, o mesmo valor de  $\eta_s$  recomendado para o *puzzle-shaped*, obtendo-se uma boa aproximação entre as capacidades médias e as forças máximas numéricas, concluindo que a mesma abordagem analítica para o *puzzle-shaped* pode ser utilizada também para o Crestbond.

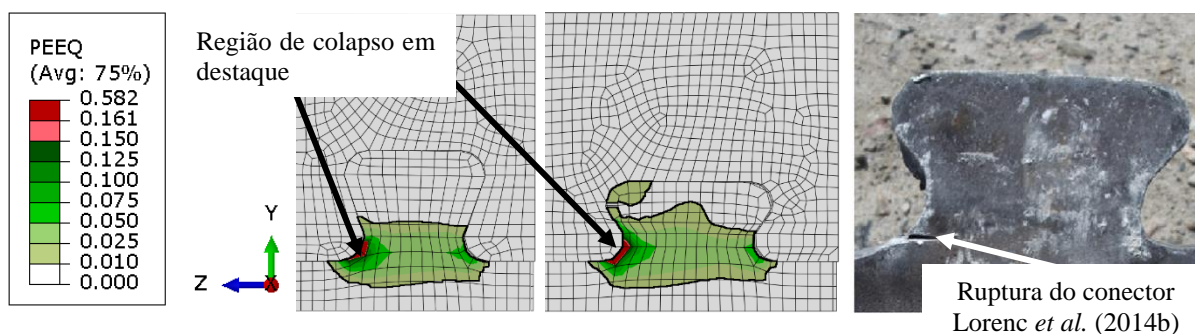


Figura 3.37 – Comparação entre os padrões de ruptura na seção crítica do conector: (a) modelo numérico Crest- $e_x121-C26-f_y324$ , (b) modelo numérico PZ- $e_x150-C26-f_y324$ , (c) modelo ensaiado por Lorenc *et al.* (2014).

### 3.3.3.4 Comportamento do *Dowel* de Aço de Conectores Crestbond em Ensaio de Cisalhamento

Após a validação do modelo numérico, presente no Subitem 3.3.3.3, foram realizadas novas simulações com conectores Crestbond descontínuos, ou seja, com a região frontal do conector interagindo totalmente com a laje de concreto. Para isso, foram adotados os mesmos procedimentos numéricos descritos no Subitem 3.3.3.3. As características dos modelos simulados são apresentadas na Tab. 3.12, na qual variou-se apenas a quantidade de *dowels* de aço, tendo como objetivo verificar se a força média por *dowel* se mantinha a mesma. Esses modelos possuíam como características em comum:  $e_x = 121$  mm (Crestbond CR56b),  $t_{sc} = 12,0$  mm,  $f_c = 26,6$  MPa,  $f_y = 324$  MPa e  $f_u = 490$  MPa. Esses valores foram os mesmos utilizados para o modelo numérico B1-B2 que foi analisado no Subitem 3.3.2. São apresentadas na Tab. 3.12, as forças máximas obtidas numericamente ( $q_{cn,Num}$ ) e as capacidades características ( $q_{cn,st,k}$ ) e médias ( $q_{cn,st,méd}$ ) que serão discutidas posteriormente.

Tabela 3.12 - Propriedades dos modelos numéricos com conectores Crestbond descontínuo e forças máximas

Modelo	Núm.de <i>dowels</i> de aço	$P_{u,Num}$ (kN)	$\eta_s$	$e_x$ (mm)	$q_{cn,st,k}$ (kN)	$q_{cn,st,méd}$ (kN)	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,st,méd}}$
Crest-N4	4	822,71	0,25	121,12	470,00	709,35	1,160
Crest-N7	7	1349,35	0,25	121,12	822,50	1241,37	1,087
Crest-N10	10	1836,10	0,25	121,12	1175,00	1773,38	1,035
Crest-N13	13	2252,75	0,25	121,12	1527,50	2305,39	0,977
						Média	1,065
						COV	7,29 %

Como os *dowels* internos e externos apresentam o mesmo valor de  $a$ , sendo esse parâmetro o que define comprimento da menor seção do *dowel* (Figs. 2.35 e 3.38), considerou-se que o *dowel* externo, para critérios analíticos, apresenta o mesmo valor de  $e_x$  dos *dowels* internos.

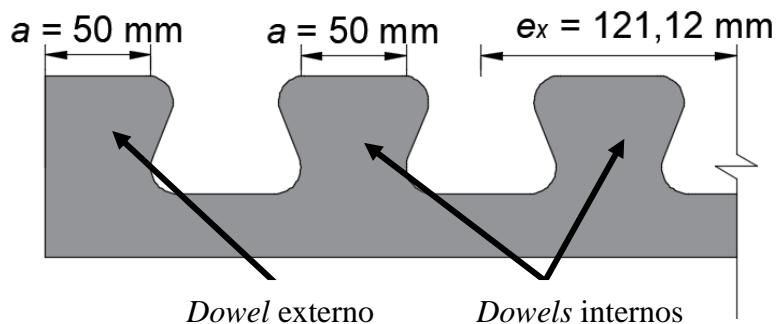


Figura 3.38 – Representação do passo  $e_x$  utilizado nos conectores Crestbond CR56b.

Nas Figs. 3.39a e 3.39c são representadas as malhas de elementos finitos e a geometria dos modelos com 4 e 13 *dowels* de aço. Ao utilizar o método de convergência *Dynamic Implicit* do Abaqus, encontrou-se dificuldades de convergência, possivelmente devido ao maior número de interação de contato nesses modelos. Dessa forma, foi utilizado o método de convergência *Dynamic Explicit*, e elementos de integração reduzida C3D8R, pois o custo computacional para elementos de integração completa, para o *Dynamic Explicit*, é consideravelmente mais elevado. Para as interações de contato, além de ser considerado o contato entre as reentrâncias de um *dowel* de aço isolado com a laje de concreto, como no Subitem 3.3.3.3, foi considerado também o contato da região frontal do conector com a laje de concreto (Fig. 3.39c).

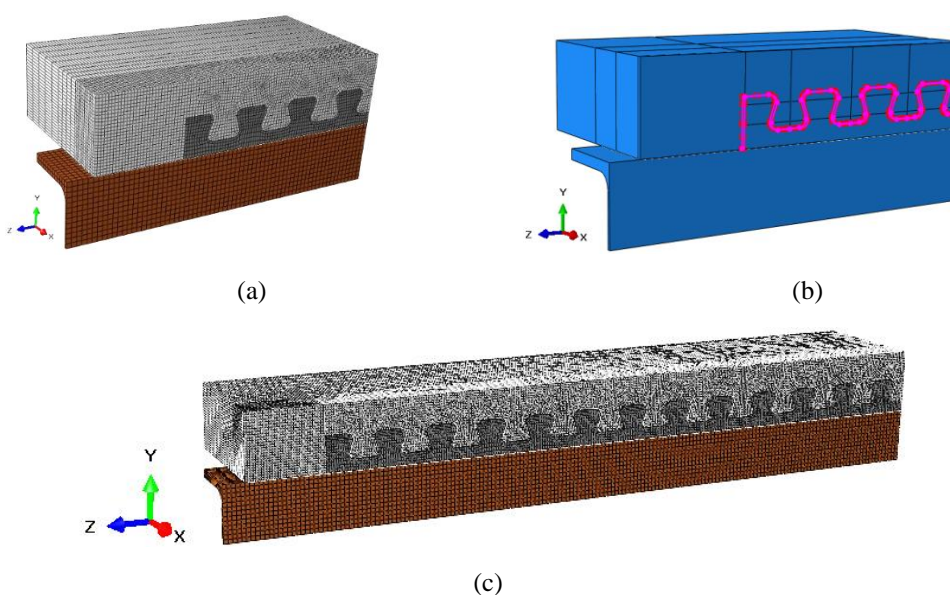


Figura 3.39 – Modelagem numérica para o estudo da ruptura do aço do conector: (a) geometria e malha de elementos finitos para o modelo Crest-n4, (b) interações de contato no modelo Crest-n4, (c) geometria e malha de elementos finitos para o modelo Crest-n13.

Conforme discutido no Subitem 3.3.3.3, a formulação presente na aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) define a capacidade característica da falha do aço do conector para cada *dowel* individual como a força que limita o comportamento linear do material ( $q_{d,st} = \eta_s e_x t_{sc} f_y$ ). Foi verificado, nesse mesmo subitem, que a capacidade média pode ser considerada em função da resistência  $f_u$ , ao invés da resistência  $f_y$  que é utilizada para o cálculo da capacidade característica. Dessa forma, o cálculo da capacidade para o comprimento total do conector é dado por:

$$q_{cn,st} = Nq_{d,st} = N\eta_s e_x t_{sc} f_u \quad (3.5)$$

onde  $N$  é o número de *dowels* de aço;  $q_{d,st}$  é a força prevista por *dowel* de aço.

Foi demonstrado também no Subitem 3.3.3.3 que o mesmo valor  $\eta_s$ , igual a 0,25, utilizado para conector *puzzle-shaped*, pode ser empregado para o Crestbond, apresentando uma boa aproximação dos resultados. Levando em consideração essas observações, são apresentadas na Tab 3.12 as forças teóricas características ( $q_{cn,st,k}$ ) e médias ( $q_{cn,st,méd}$ ). Na última coluna é mostrada a razão entre as forças  $q_{cn,Num}$  e  $q_{cn,st,méd}$ , obtendo-se uma razão média de 1,065 e um coeficiente de variação ( $COV$ ) igual a 7,29%. Apenas o modelo com 4 *dowels* apresentou uma razão elevada 1,160, elevando a dispersão média dos resultados.

Na Fig. 3.40a são comparadas curvas força por *dowel* de aço *versus* deslizamento relativo dos modelos simulados com as capacidades características e médias estimadas. Pode-se notar que as curvas numéricas apresentam um formato semelhante, podendo-se considerar que a resistência média por *dowel* se mantém. Para baixos valores de deslizamentos, há tramo inicial de rigidez constante, seguido um tramo de rigidez nula. Posteriormente há o aumento crescente da força até que se atinja o seu valor máximo. Com esse valor de força atingido, há novamente um tramo com força constante, até que se atinja um valor de deslizamento ( $s_{máx}$ ) seguido de descarregamento da curva. Considerando essas observações, é representada uma curva idealizada para o comportamento do aço do conector no diagrama da Fig. 3.40b.

A curva idealizada que descreve o comportamento do aço do conector é apresentada novamente na Fig. 3.41a com cada extremidade dos tramos que compõem a curva designados por letras do alfabeto. Na Fig. 3.41b são representadas as deformações plásticas equivalentes (PEEQ), no conector Crestbond do modelo Crest-N4, para os incrementos que representariam os pontos designados na curva idealizada da Fig. 3.41a. Menciona-se que, durante as simulações, não foram observadas deformações plásticas no tramo  $\overline{OA}$ , concluindo que, até o ponto A, o conector se comporta elasticamente. Após o ponto A, inicia-se a plastificação dos *dowels* de

aço, até que no ponto B, há o escoamento ao longo de todo comprimento das seções críticas dos *dowels* de aço (região representada em cor verde). Posteriormente, com o crescimento contínuo das deformações nas seções críticas, no ponto C, no *dowel* externo ocorrem deformações críticas que causam a falha do *dowel* externo (PEEQ = 0,161). Assim, com o deslizamento imposto e sob a força  $P_{máx}$  (tramo  $\overline{CD}$ ), os *dowels* internos começam a ser mais solicitados. Finalmente no ponto D, é atingida a deformação crítica em todos os *dowels* do conector e a curva sofre o descarregamento. Esse comportamento descrito não é exclusivo do modelo Crest-N4, sendo observado em todos os modelos simulados.

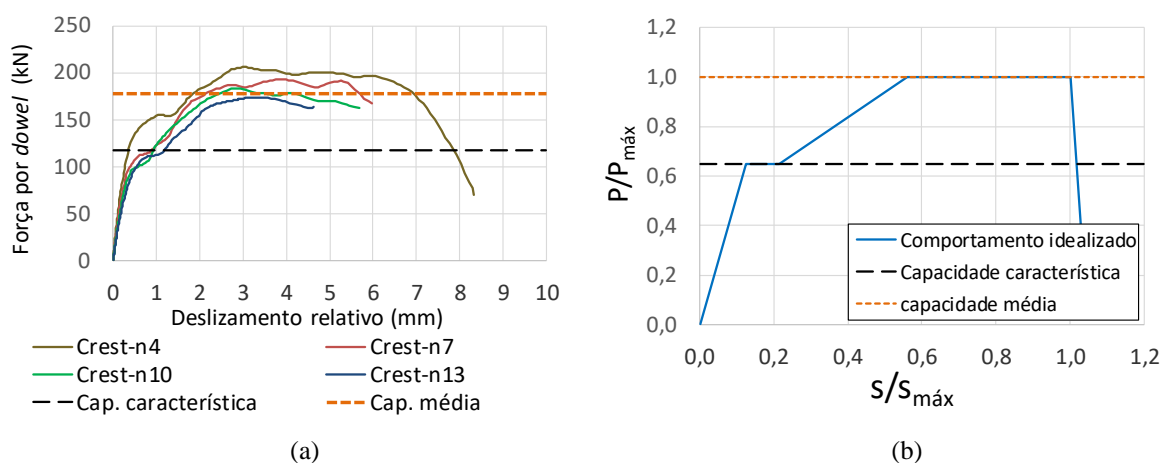


Figura 3.40 – Comparação entre curvas de força *versus* deslizamento relativo e modelos analíticos para a análise da falha do aço do conector: (a) curvas dos modelos numéricos; (b) curva idealizada.

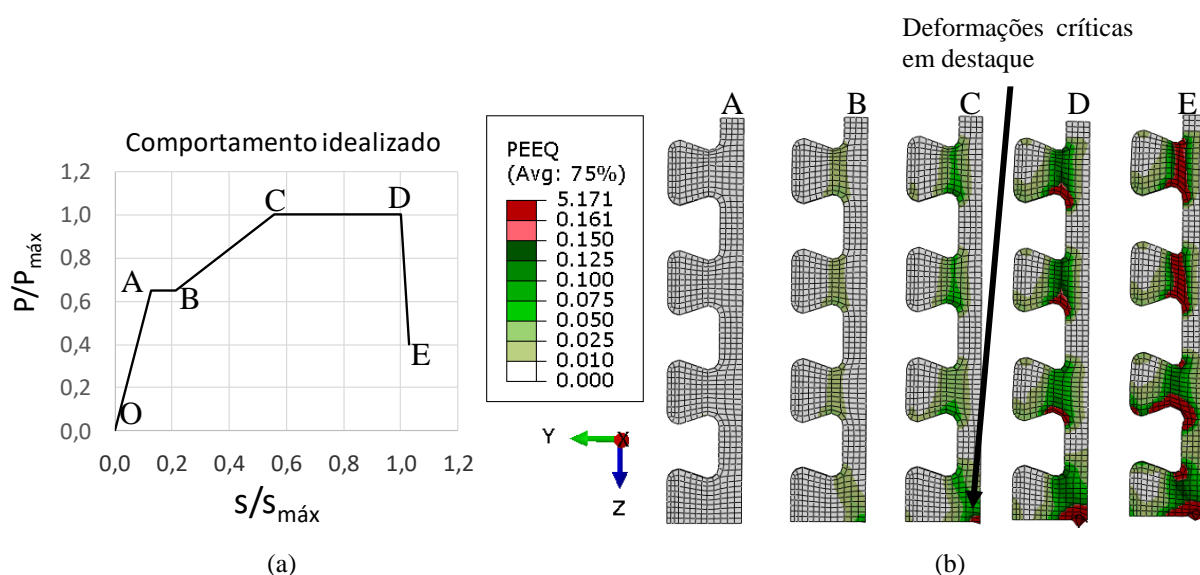


Figura 3.41 – Idealização do comportamento do aço do conector: (a) diagrama idealizado, (b) deformações plásticas equivalentes (PEEQ) observadas durante a simulação do modelo Crest-n4.

### 3.3.4 Modelo Analítico Proposto para o Cálculo do Cisalhamento do Concreto Utilizando Conectores Crestbond

Estudos realizados experimentalmente e numericamente por Oguejiofor e Hosain (1994, 1997), demonstraram que o estado-limite último que prevalece quando se utilizam conectores Perfobond, é a ruptura por cisalhamento do concreto. Os autores propuseram que para esses conectores, que a capacidade resistente média associada a esse modo de falha pode ser expressa por:

$$q_{cn,sh} = \eta_1 h_{sc} t_{sc} f_c + \eta_2 n A_D \sqrt{f_c} + \eta_3 A_{tr} f_{yr} \quad (3.6)$$

onde  $t_{sc}$  é a espessura do conector,  $h_{sc}$  é a altura total do conector,  $A_D$  é a área do *dowel* de concreto,  $A_{tr}$  é a área transversal total das barras de armadura utilizadas na laje de concreto,  $n$  é o número de *dowels* de concreto,  $f_c$  é a resistência do concreto à compressão e  $f_{yr}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura.

Observando a Eq. (3.6), nota-se que a capacidade resistente é definida pela soma de três parcelas. A primeira delas é devida à capacidade frontal do conector em função do fator de ajuste  $\eta_1$ , a segunda ao cisalhamento dos *dowels* de concreto em função do fator  $\eta_2$ , e a terceira a área de armadura total utilizada na laje de concreto em função do fator  $\eta_3$ . Após serem realizadas análises de regressão, Oguejiofor e Hosain (1997) definiram esses três fatores de ajuste como 4,50, 4,21 e 0,91, respectivamente.

Em situações em que se utilizam conectores contínuos, para utilizar a Eq. (3.6) é necessário: (i) desconsiderar a parcela da capacidade frontal do conector, e; (ii) substituir  $A_{tr}$ , por  $nA_b$ , em que  $n$  é o número de *dowels* de concreto e  $A_b$  a área de armadura transversal passante por *dowel* de concreto. Dividindo-se a expressão pelo número  $n$  de *dowels* de concreto, obtém-se a capacidade por *dowel* conforme segue:

$$q_{d,sh} = \eta_2 A_D \sqrt{f_c} + \eta_3 A_b f_{yr} \quad (3.7)$$

Na Tab. 3.13, são apresentadas expressões encontradas na literatura para o da cálculo capacidade resistente por *dowel* de concreto ( $q_{d,sh}$ ) de diferentes conectores contínuos formados por chapas de aço com aberturas como o Perfobond, o *puzzle-shaped* e o *clothoidal-shaped*. Por último, é apresentado o modelo analítico proposto neste trabalho para o conector Crestbond. As expressões presentes nessa tabela foram adaptadas de modo a apresentar variáveis



semelhantes, facilitando a comparação entre elas. Essas adaptações estão especificadas nas observações presentes no final da tabela.

Tabela 3.13 – Equações para o dimensionamento de conectores contínuos constituído por chapas com aberturas considerando o cisalhamento do concreto.

Conector	Equação	Conector	Equação
Perfobond	$q_{d,sh} = \eta_2 A_D \sqrt{f_c} + \eta_3 A_b f_{yr}$ <p>Fonte: Oguejiofor e Hosain (1997)</p>	<i>clothoidal-shaped</i>	$q_{d,sh} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} [1 + \rho_d] =$ $= \eta_D \frac{A_D}{0,20} \sqrt{f_c} \left[ 1 + \frac{E_r A_b}{E_{cm} A_D} \right]$ <p>Fonte: Z-26.4-56 (2013)</p>
<i>puzzle-shaped</i>	$q_{d,sh} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} [1 + \rho_d] =$ $= \eta_D \frac{A_D}{0,13} \sqrt{f_c} \left[ 1 + \frac{E_r A_b}{E_{cm} A_D} \right]$ <p>Fonte: Z-26.4-56 (2013)</p>	Crestbond	$q_{d,sh} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} [1 + \rho_d]$ $= \eta_D \frac{A_D}{0,23} \sqrt{f_c} \left[ 1 + \frac{E_r A_b}{E_{cm} A_D} \right]$ <p>Proposto neste trabalho</p>
<p>OBS:</p> <p>Substituições algébricas na Eq. (3.7):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\rho_D = (E_r A_b) / (E_{cm} A_D)</math>;</li> <li>• para <i>puzzle-shaped</i>, <math>e_x^2 = A_D / 0,13</math>, e para <i>clothoidal-shaped</i>, <math>e_x^2 = A_D / 0,20</math> (Z-26.4-56, 2013);</li> <li>• para Crestbond <math>e_x^2 \approx A_D / 0,23</math>.</li> </ul>			

Observando a Tab. 3.13, nota-se que a capacidade de um *dowel* de concreto ao cisalhamento utilizando conectores contínuos consiste basicamente de uma parcela que é função do produto da área do *dowel* de concreto pela raiz quadrada da resistência à compressão  $f_c$ , e uma segunda parcela que é função do acréscimo de capacidade resistente devido ao uso de armadura passante. No Subitem 3.3.3.2 verificou-se que a capacidade média por *dowel* de concreto permanece constante, independentemente do número de *dowels* do conector. No final desse mesmo subitem, foram propostos valores de  $\eta_D$  para o conector Crestbond CR56b considerando o modelo analítico apresentado pela Z-26.4-56 (2013). Os valores encontrados para as situações sem e com barras de armadura passante foram iguais a 0,570 e 0,873, respectivamente.

Para utilizar o conector Crestbond CR56b descontínuo é necessário o acréscimo da capacidade frontal do conector, fornecida pela primeira parcela da Eq. (3.6). Para fins de praticidade, o fator  $\eta_1$  proposto por Oguejiofor e Hosain (1994), que quantifica essa capacidade, passará a ser denominado  $\eta_F$ , de modo que a capacidade do conector Crestbond descontínuo seja dada por:

$$q_{cn,sh} = \eta_F h_{sc} t_{sc} f_c + n \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} [1 + \rho_d] \quad (3.8)$$

O fator  $\eta_F$  foi obtido a partir da estimativa de qual seria a parcela resistida pela região frontal dos conectores Crestbond CR56b ensaiados por Veríssimo (2007). Considerando que  $\eta_F = (q_{Frontal})/(h_{sc}t_{sc}f_c)$ , e aplicando esse conceito a partir dos dados apresentados na Tab. 3.9, obtém-se um valor médio de  $\eta_F$  igual a 5,059. Esse valor é próximo do fator 4,50 estabelecido anteriormente e que define a parcela que a região frontal dos conectores Perfobond resiste. Kopp *et al.* (2018) verificaram numericamente, com o programa Abaqus, em um modelo com conectores *puzzle*, concreto com a resistência  $f_c$  igual a 40 MPa e com os *dowels* sem barras de armaduras passantes que a tensão resistida pelo o concreto em contato com o conector é aproximadamente  $5f_c$  — valor muito próximo encontrado para ao valor médio de  $\eta_F$  estimado neste trabalho.

Contudo, durante a dedução de  $\eta_F$ , observou-se que o valor desse fator aumentava com o aumento da resistência  $f_c$ . Assim interpolando os valores de  $\eta_F$  em função de  $f_c$ , obtém-se:

$$\eta_F = -0,095f_c + 8,310 \quad (3.9)$$

Com os valores de  $\eta_F$  e  $\eta_D$  definidos para o conector Crestbond CR56b (conectores com  $D = 56$  mm, ver Fig. 3.13a), torna-se possível o cálculo da capacidade do concreto da laje de resistir ao cisalhamento. Contudo, os valores de  $\eta_D$  encontrados são fixados somente para a geometria de conector CR56b que apresentam valores de  $e_x$  igual a  $2,155D$ , ou seja, 121,12 mm.

Dutra (2014) realizou um estudo numérico-paramétrico de conectores Crestbond, com o uso do *software* de elementos finitos Abaqus. Na série de modelos R, o autor variou o diâmetro  $D$  do círculo inscrito no componente de concreto, sem o uso de barras de armadura passante e os conectores possuíam a mesma espessura dos modelos que foram simulados neste trabalho, com  $t_{sc}$  igual a 12 mm. De posse de seus resultados, foram estimados valores de  $\eta_D$  para cada modelo dessa série utilizando as Eqs. (3.8) e (3.9), e isolando-se os valores de  $\eta_D$ . Dessa forma, foi possível traçar a curva em azul apresentada na Fig. 3.42, que representa a variação de  $e_x$  *versus* os valores de  $\eta_D$ . Nota-se que todos os pontos dessa função são colineares, com excessão do ponto indicado, que representa o valor  $\eta_D$  para o conector Crestbond CR56b obtido ao final do Subitem 3.3.3.2. Os demais pontos representam os resultados obtidos através dos dados disponíveis no trabalho de Dutra (2014).

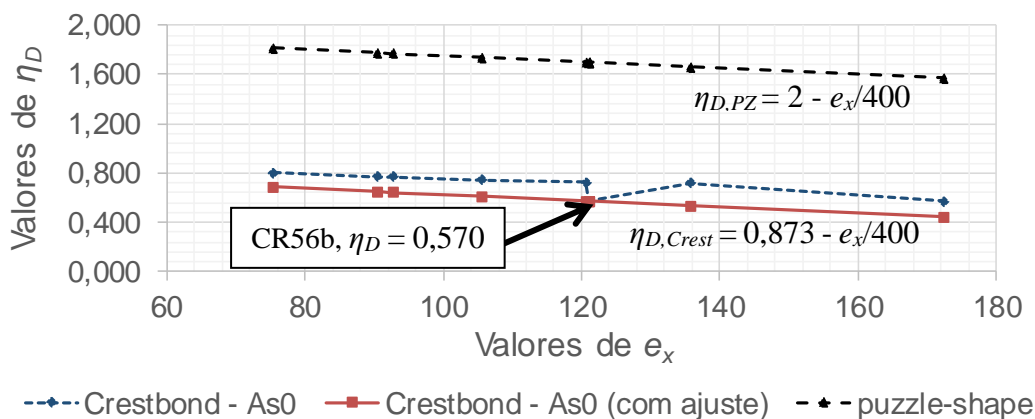


Figura 3.42 – Diagrama de valores  $\eta_D$  versus valores de  $e_x$ .

Na Fig. 3.42 foi traçada também uma curva de cor preta representando a variação dos valores de  $\eta_D$  em função de  $e_x$  para o conector de geometria *puzzle-shaped*, com  $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$  (Z-26.4-56, 2013). Essa equação é recomendada somente para situações em que o uso do conector é feito com alta taxa de armadura. Apesar desta situação não corresponde à dos conectores Crestbond sem barras de armadura passante, a curva do conector *puzzle-shaped* é útil para fins comparativos, uma vez que apresenta praticamente a mesma inclinação da curva do conector Crestbond. Dessa forma, ajustou-se a curva deste último com a mesma inclinação da curva do conector *puzzle-shaped*, permitindo que passasse pelo ponto indicado no diagrama (valor de  $\eta_D$  igual 0,570 estimado no Subitem 3.3.3.2), obtendo-se a curva final de cor vermelha. Essa curva, portanto, caracteriza os valores de  $\eta_D$  em função de  $e_x$  para os conectores Crestbond quando não são utilizadas armaduras passantes.

É oportuno mencionar que o conector Crestbond também pode ser utilizado com armadura passante ( $\eta_{D,As}$  igual a 0,873, valor encontrado no Subitem 3.3.3.2), e com altas taxas de armadura que provocam um efeito adicional de confinamento ( $\eta_{D,conf}$  igual a 2,204, valor encontrado no Subitem 3.3.3.1). Considerando a hipótese de que o conector Crestbond mantém a mesma inclinação de curva que as apresentadas na Fig. 3.42, e conhecendo-se os pontos  $\eta_{D,As}$  igual a 0,873 e  $\eta_{D,conf}$  igual a 2,204, que representam a geometria de conector CR56b ( $e_x$  igual a 121 mm), obtém-se as curvas dispostas no diagrama da Fig. 3.43.

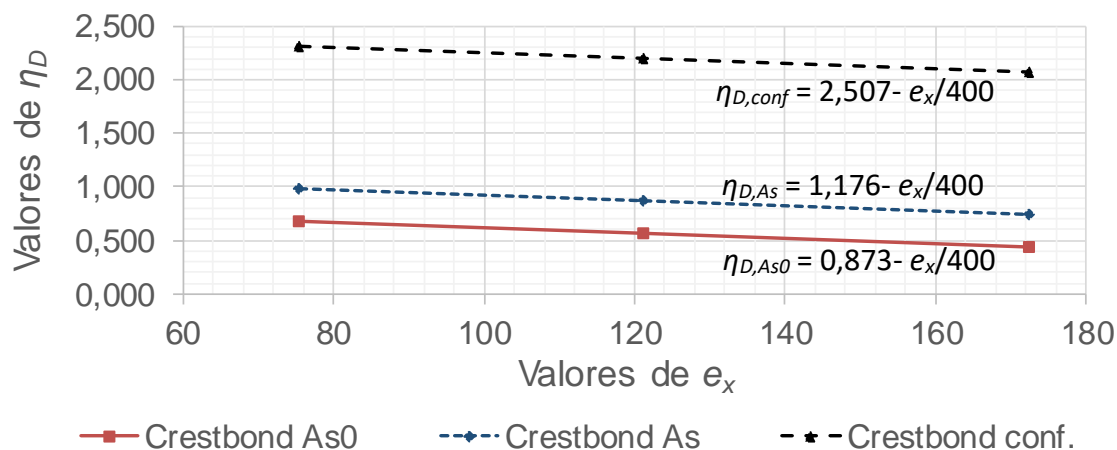


Figura 3.43 - Diagrama de valores  $\eta_D$  versus valores de  $e_x$

Considerando todos os passos realizados neste estudo, é apresentado na Tab. 3.14 um quadro resumo contendo o modelo analítico para obtenção da capacidade média de conectores Crestbond, em situações que a ruptura por cisalhamento governa o colapso da conexão. Na Tab. 3.15 são apresentadas as forças máximas por conector dos modelos de ensaios de cisalhamento com Crestbond ( $q_{cn,Exp}$ ), encontradas na literatura, e as forças teóricas por conector ( $q_{cn,Teo}$ ), estimadas através do modelo analítico proposto neste trabalho (Tab. 3.14). Na última coluna é mostrada a razão entre as forças  $q_{cn,Teo}/q_{cn,Exp}$ , obtendo uma razão média de 0,960 e um coeficiente de variação igual a 7,26%.

Tabela 3.14 - Modelo analítico proposto neste trabalho para o dimensionamento de conectores Crestbond.

Modelo analítico para conectores Crestbond			
Equação geral	$q_{cn,sh} = \eta_F h_{sc} t_{sc} f_c + m \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} [1 + \rho_d]$ <p>OBS:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>e_x = 2,155D</math>, onde <math>75 \text{ mm} \leq e_x \leq 175 \text{ mm}</math>;</li> <li><math>\rho_D = (E_r A_b)/(E_{cm} A_D)</math>.</li> </ul>		
Valores de $\eta_F$	$\eta_F = -0,095 f_c + 8,310$		
Valores de $\eta_D$	$\eta_D = 0,873 - e_x/400$ <p>(nenhuma armadura passante e baixo confinamento)</p>	$\eta_D = 1,176 - e_x/400$ <p>(armadura passante e baixo confinamento)</p>	$\eta_D = 2,507 - e_x/400$ <p>(alto confinamento provocado pela alta taxa de armadura)</p>

Tabela 3.15 - Comparação entre as forças máximas dos modelos obtidos em ensaios de cisalhamento e as forças máximas estimadas através do modelo analítico.

Modelo	$D$	$n$	$e_x$	$f_c$	$\rho_D$	$\eta_D$	$\eta_F$	$q_{cn,Teo}$ (kN)	$q_{cn,Exp}$ (kN)	$\frac{q_{cn,Teo}}{q_{cn,Exp}}$
B1*	56	3	121	26,60	0,00	0,570	5,783	279,32	296,20	0,943
B2*	56	3	121	26,60	0,00	0,570	5,783	279,32	306,50	0,911
B3*	56	3	121	27,20	0,16	0,873	5,726	384,88	348,80	1,103
B4*	56	3	121	26,90	0,16	0,873	5,755	382,78	375,90	1,018
B5*	56	3	121	28,50	0,23	0,873	5,603	408,27	378,20	1,080
B6*	56	3	121	24,80	0,24	0,873	5,954	381,48	371,80	1,026
C1*	56	3	121	46,90	0,00	0,570	3,855	348,00	361,30	0,963
C2*	56	3	121	48,10	0,00	0,570	3,741	349,35	377,50	0,925
C3*	56	3	121	49,10	0,14	0,873	3,646	480,49	493,70	0,973
C4*	56	3	121	48,70	0,14	0,873	3,684	479,72	506,70	0,947
C5*	56	3	121	48,70	0,20	0,873	3,684	495,88	465,00	1,066
C6*	56	3	121	45,90	0,20	0,873	3,950	489,28	496,90	0,985
R35**	35	5	75	25,00	0,00	0,684	5,935	204,19	221,00	0,924
R42**	42	3	91	25,00	0,00	0,647	5,935	198,77	214,00	0,929
R43**	43	4	93	25,00	0,00	0,641	5,935	231,23	254,00	0,910
R49**	49	3	106	25,00	0,00	0,609	5,935	233,63	257,00	0,909
R56**	56	3	121	25,00	0,00	0,571	5,935	269,04	303,00	0,888
R63**	63	3	136	25,00	0,00	0,534	5,935	304,23	356,00	0,855
R80**	80	2	172	25,00	0,00	0,442	5,935	318,33	358,00	0,889

OBS:

\*Modelo experimental analisado por Veríssimo (2007)  
\*\*Modelo numérico analisado por Dutra (2014)

- Todos os modelos apresentam as características geométricas:  
 $t_{sc} = 12,0 \text{ mm}$  e  $h_{sc} = D + c_u$ ; onde  $c_u = 25 \text{ mm}$ , é o cobrimento inferior (Figura 1a)

# 4

## ANÁLISE EXPERIMENTAL

### 4.1 Considerações Iniciais

Este capítulo tem como principal objetivo descrever o programa experimental realizado, apresentar os resultados obtidos, e por fim, as análises dos resultados. Para isso, ensaios de cisalhamento foram realizados com o objetivo de estudar e compreender o comportamento de conectores Crestbond, quando utilizados em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). Os ensaios foram executados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG. Os resultados dessas análises foram reutilizados posteriormente nos capítulos subsequentes, na calibração do modelo numérico e na comparação com o estudo paramétrico.

Adicionalmente, foi analisada a influência da restrição lateral à deformação lateral (efeito de confinamento) provocado pelo tubo de aço, externo ao núcleo de concreto, sobre o comportamento dos conectores Crestbond. Isso foi realizado comparando-se os resultados obtidos deste programa experimental com os dados apresentados no capítulo 3, que apresenta uma análise inicial sobre o comportamento de conectores compostos por *dowels* de aço e concreto, quando não há o confinamento do concreto provocado pelo perfil de aço.

## 4.2 Descrição do Programa Experimental

### 4.2.1 Modelos Experimentais

Neste estudo foram ensaiados 20 modelos de PMPC empregando conectores Crestbond e pinos com cabeça. Esses modelos foram agrupados em 10 séries, como pode ser observado na Tab 4.1. Cada série apresentava dois modelos, com exceção das séries F (três modelos) e H (um modelo). Todos os modelos possuíam alturas de 1000 mm, com uma cota de arrasamento de 50 mm entre a extremidade superior do núcleo de concreto e o topo do pilar. Essa folga permite que o núcleo de concreto e o perfil de aço deslizem entre si com uma maior liberdade, sofrendo apenas influência da rigidez e da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento. Para uma melhor caracterização da transferência de forças proporcionada pelos conectores de cisalhamento, a superfície interna do tubo foi pintada e lubrificada com cera desmoldante, minimizando, desse modo, o atrito na interface entre o aço e o concreto. A cera possuía a marca OTTO, com densidade de  $0,86 \text{ g/cm}^3$  e validade de 12 meses, sendo apropriada para pré-moldados e formas metálicas.

Como ilustração, a Fig. 4.1a apresenta os modelos da série B e C, e a Fig. 4.1b os da série H. Nos modelos com conectores Crestbond, estes se dispõem em posições diametralmente opostas (Fig. 4.1a). Nos modelos com conectores pinos com cabeça, são utilizados ao total quatro conectores, sendo dois deles diametralmente opostos por nível de altura (Fig. 4.1b). Os conectores pinos apresentam um diâmetro de 19 mm e uma altura nominal de 80 mm. A geometria dos conectores Crestbond segue os padrões do conector CR56b-R12 (Subitem 2.5.4.1), estabelecido por Veríssimo (2007). Neste trabalho foram analisados experimentalmente os conectores Crestbond com essa designação, com modelos apresentando dois *dowels* ou três *dowels* de concreto, e com ou sem armadura passante entre os *dowels*. As geometrias dos conectores Crestbond CR56b-R12 e do conector pino com cabeça são representadas na Fig. 4.2.

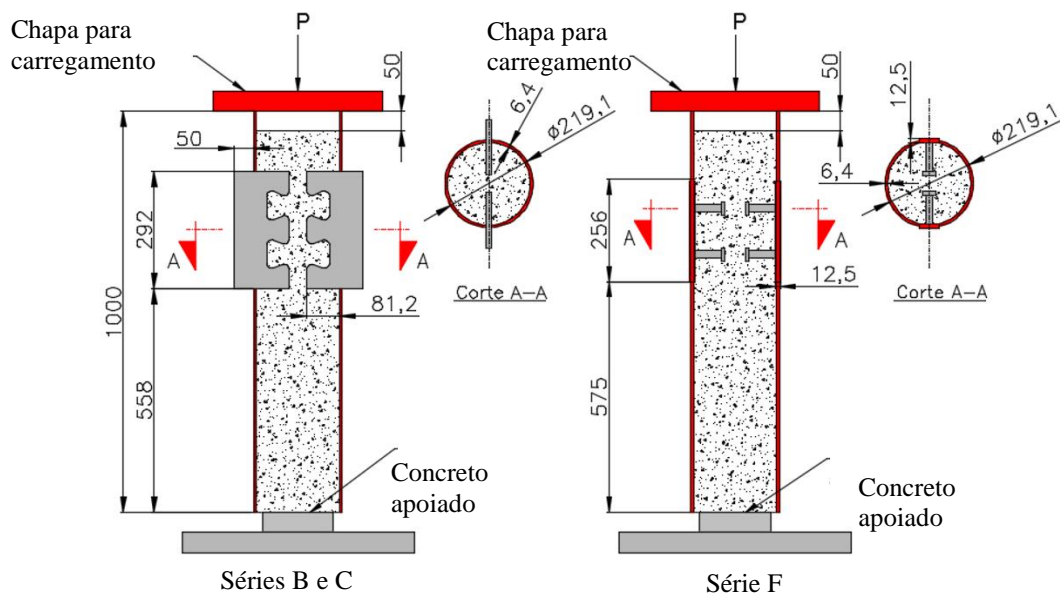


Figura 4.1 - Modelos ensaiados: (a) modelos da série B e C; (b) modelos da série F (medidas em mm).

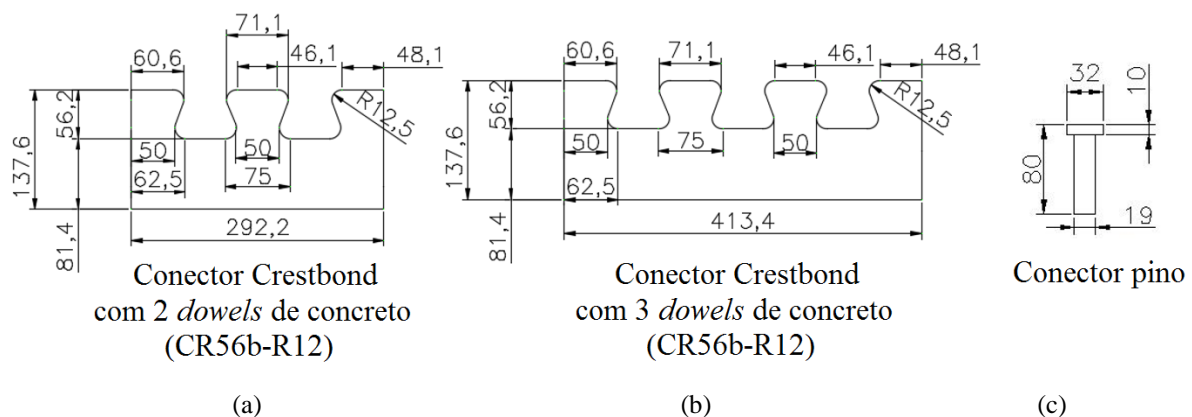


Figura 4.2 – Conectores de cisalhamentos: (a) Crestbond com dois *dowels* de concreto interno; (b) Crestbond com três *dowels* de concreto; (c) pino com cabeça (medidas em milímetros).

O comportamento do Crestbond foi comparado com o dos pinos com cabeça, que são considerados conectores de referência em diversos estudos e são os mais empregados atualmente. Nas séries D, H e J foram utilizadas armaduras de aço no núcleo de concreto. Com isso, foi verificado se o uso de armaduras usuais em PMPC contribuiria para um possível aumento de capacidade resistente e de ductilidade no PMPC, devido à possibilidade de confinamento passivo gerado pelos estribos e pelo fato de a armadura evitar ou controlar a propagação de fissuras.

Na série C, com conectores Crestbond, utilizou-se o concreto autoadensável e as séries restantes com um concreto convencional que apresenta uma relação água/cimento ( $a/c$ ) mais elevada. O concreto autoadensável tem como principal característica, devido à sua elevada fluidez, uma maior capacidade de preencher regiões com obstáculos, como aquelas abaixo dos dentes dos



conectores Crestbond e o entorno das armaduras de aço. Com isso, espera-se que o concreto, situado na região próxima as saliências dos conectores, possua uma hidratação mais uniforme, produzindo menores índices de vazios e uma menor tendência para eventuais microfissuras após a hidratação completa — menor quantidade de água no traço utilizada para a trabalhabilidade e a hidratação do concreto. Dessa forma, presume-se que o comportamento dos conectores Crestbond em PMPC utilizando concreto autoadensável seja mais rígido do que os concretos convencionais. Essa comparação é importante, pois ainda há um vasto predomínio da utilização dos concretos convencionais em canteiros de obra no Brasil.

O procedimento de fabricação, preparação e concretagem dos modelos pode ser observado na Fig. 4.3. Os desenhos geométricos completos dos modelos descritos são apresentados no Apêndice B.

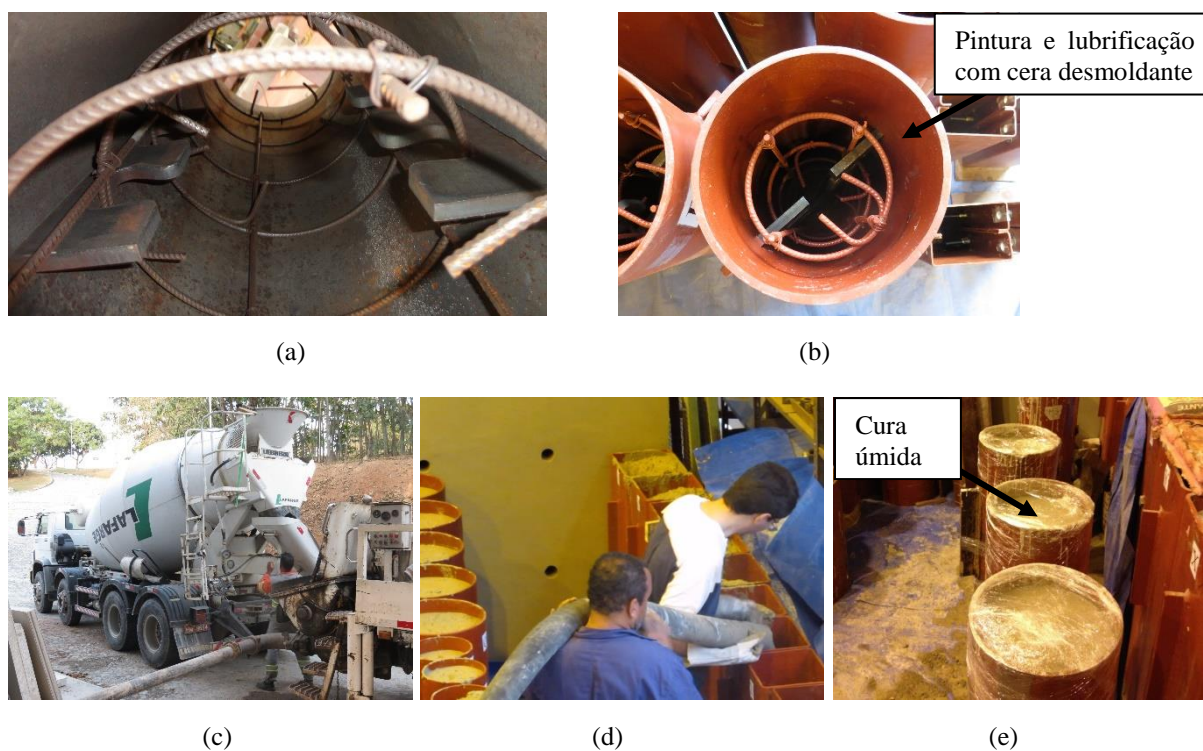


Figura 4.3 – Fabricação, preparação e concretagem dos modelos: (a) vista interna do pilar após montagem final dos componentes tubo, conector e armadura; (b) pintura e lubrificação da superfície interna do tubo; (c) bombeamento do concreto provido do caminhão betoneira; (d) lançamento do concreto no pilar; (e) cura úmida e material de vedação para reter umidade.

Tabela 4.1 - Séries experimentais

Série	Nomenclatura	Dimensões (mm)	Comprimento (mm)	Aço do tubo	Aço do conector	Conector	Concreto	$f_{ck}$ (MPa)	Armadura
A	S1 - 04CR	219,1 x 6,4	1000	VMB 350	USI CIVIL 350	4 Crestbond	convencional	25	não
B	S1 - 02CR	219,1 x 6,4	1000	VMB 350	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	não
C	S1 -02CR-ConA	219,1 x 6,4	1000	VMB 350	USI CIVIL 350	2 Crestbond	autoadensável	30	não
D	S1 - 02CR-E	219,1 x 6,4	1000	VMB 350	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	CA 50
E	S1 -02CR-2D	219,1 x 6,4	1000	VMB 350	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	não
F	S1-04PC	219,1 x 6,4	1000	VMB 350	AWS D 1.1 B	4 pinos com cabeça	convencional	25	não
G	S2-02CR	355,6 x 9,5	1000	VMB 250	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	não
H	S2-02CR-E*	355,6 x 9,5	1000	VMB 250	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	CA 50
I	S3-02CR	320 x 250 x 8,2	1000	VMB 250	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	não
J	S3-02CR-E	320 x 250 x 8,2	1000	VMB 250	USI CIVIL 350	2 Crestbond	convencional	25	CA 50

\*Esta série apresenta somente um modelo

Legenda:

S1 – Seção 219,1 x 6,4; S2 – Seção 355,6 x 9,5; S3 – Seção 320 x 250 x 8,2;  
 CR – Conector Crestbond; PC – Conector pino com cabeça;  
 D – número de *dowels* de aço internos;  
 ConA – Concreto autoadensável; E – Estribo.

## 4.2.2 Características e Propriedades dos Materiais

### 4.2.2.1 Concreto

Os dois tipos de concretos utilizados na análise experimental, convencional e o autoadensável, ambos foram usinados e fornecidos pela concreteira Lafarge Concreto S.A, e posteriormente transportados até o Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) por um caminhão betoneira.

Para o concreto convencional, foi especificado um  $f_{ck}$  de projeto igual a 25 MPa e um *slump* de  $180 \pm 20$  mm. Esse valor do  $f_{ck}$  teve como base o valor usualmente especificado em projetos recorrentes de pilares de concreto armado. O valor do *slump* foi escolhido de tal maneira que apresentasse uma maior fluidez para preenchimento de espaços entre possíveis obstáculos, como junto dos conectores de cisalhamento e da armadura de aço. Menciona-se também que esse valor de *slump* se enquadra na classe de consistência S160 (ABNT NBR 8953:2015), sendo ideal para elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto. Os valores de *slump* mais comuns para aplicações convencionais estão entre 60 e 90 mm (Tutikian e Dal Molin, 2008). As quantidades de materiais utilizadas para a composição do concreto convencional podem ser observadas na Tab. 4.2.

Tabela 4.2 - Materiais utilizados no traço do concreto

Material	Quantidade
CP III-40 RS	1,29 tonelada
Brita	1,94 m <sup>3</sup>
Areia	2,10 m <sup>3</sup>
Água utilizada	874,67 litros
Mira 140 Plastificante	9,03 litros
*OBS: Traço utilizado para 3,5 m <sup>3</sup> de concreto. Não foi disponibilizado o peso específico da brita e da areia utilizada.	

Como o concreto autoadensável geralmente apresenta uma relação a/c mais baixa, o que contribui para um aumento de resistência, raramente é encontrado no mercado com  $f_{ck}$  menor que 30 MPa. Dessa forma, para o concreto autoadensável, foi encomendado um  $f_{ck}$  igual a 30 MPa, valor próximo ao  $f_{ck}$  requerido para o concreto convencional. O concreto autoadensável foi especificado com um espalhamento (*slump flow*) de classe SF2 (ABNT NBR 15823-1:2017), que apresenta um espalhamento igual a 660-750 mm. A classe de espalhamento SF2 se caracteriza por atender à maioria das especificações em vigas, pilares e paredes. Para o

concreto autoadensável, não foram disponibilizadas as quantidades de materiais que compunham o traço.

Nos modelos de PMPC em que foram utilizadas armaduras de aço, as armaduras transversais e longitudinais apresentavam bitolas de diâmetros de 6,3 mm e especificação CA 50.

A concretagem dos modelos ocorreu no dia 09/06/2015 com o concreto autoadensável e no dia 24/07/2013 com o concreto convencional.

#### 4.2.2.1.1 Resistência à compressão do concreto

A resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ) pode ser obtida por ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos. O procedimento de ensaio é descrito pela norma brasileira ABNT NBR 5739:2018. Os corpos de prova cilíndricos ensaiados apresentavam dimensões 10 x 20 cm. Os ensaios de caracterização foram realizados na Escola de Engenharia e em parceria com Viatest Industria e Comércio de Equipamentos Ltda. Na Fig 4.4 é ilustrado o ensaio de caracterização do concreto convencional realizado no laboratório da Viatest.

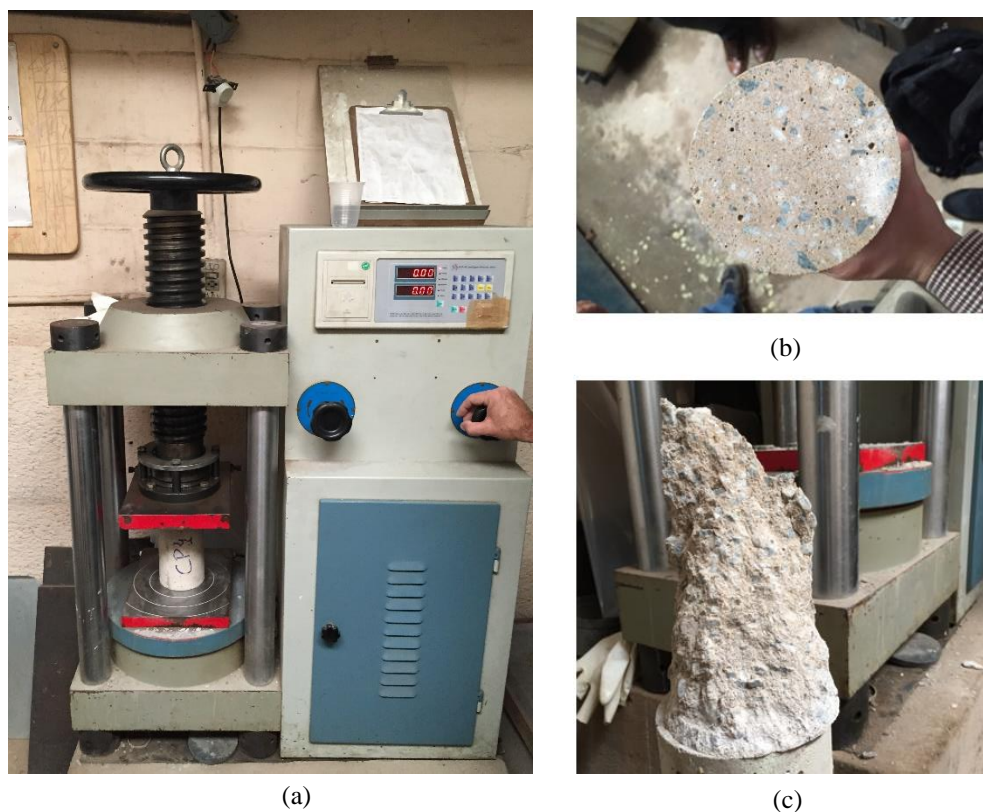


Figura 4.4 - Ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto convencional: (a) início de ensaio e equipamento; (b) superfície do corpo de prova após ser realizada a retificação; estrutura interna do corpo de prova após ensaio.

Nas Tabs 4.3 e 4.4 são apresentados os resultados dos ensaios de corpos de prova para o concreto convencional e autoadensável, respectivamente. Devido a ocorrências imprevistas, no segundo dia de caracterização do concreto convencional, somente foi realizado o ensaio de um corpo de prova. Para o concreto autoadensável foram realizados mais ensaios de caracterização, como pode ser observado na Tab. 4.4.

As curvas de variação da resistência dos dois tipos de concreto de acordo com os dias, podem ser visualizadas na Fig. 4.5, tendo sido obtidas através de regressões logarítmicas.

Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos do concreto convencional.

Data	Dias	$f_c$ (MPa)	Data	Dias	$f_c$ (MPa)
21/08/13	28	37,0	22/05/14	302	44,0
21/08/13	28	36,0	18/11/16	1213	40,0
21/08/13	28	37,0	18/11/16	1213	40,8
21/08/13	28	37,0	18/11/16	1213	42,9
21/08/13	28	35,0	18/11/16	1213	43,9
21/08/13	28	36,0	-	-	-

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos do concreto autoadensável.

Dias	$f_c$ (MPa)	Dias	$f_c$ (MPa)	Dias	$f_c$ (MPa)
7	33,2	56	43,2	140	48,3
7	30,9	84	40,3	140	47,8
7	31,1	84	44,0	140	49,2
7	32,5	84	42,2	168	48,2
28	40,2	84	46,5	168	48,1
28	40,7	84	45,8	168	48,5
28	39,1	112	42,6	168	48,6
28	39,7	112	44,0	168	48,6
28	39,3	112	46,0	168	51,1
28	40,6	112	47,7	245	50,1
56	37,6	112	46,5	245	47,3
56	43,9	112	44,9	245	50,2
56	43,9	140	46,4	245	52,8
56	39,9	140	47,3	245	54,3
56	44,4	140	47,4	245	53,1

OBS:  
Data dos ensaios:

- 7 dias – 23/06/15
- 28 dias – 14/07/15
- 56 dias – 11/08/15
- 84 dias – 08/09/15
- 112 dias – 06/10/15
- 140 dias – 03/11/15
- 168 dias – 01/12/15
- 245 dias – 16/02/16

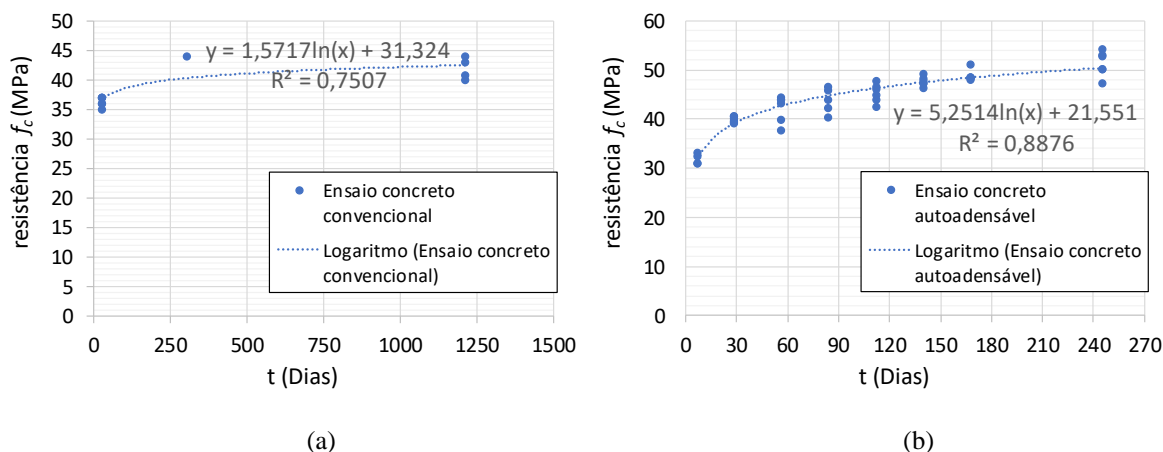


Figura 4.5 – curvas de variação da resistência à compressão do concreto  $f_c$  versus dias: (a) concreto convencional; (b) concreto autoadensável.

#### 4.2.2.2 Aço

Os tubos de aço utilizados neste trabalho foram produzidos e doados pela Vallourec Tubos do Brasil S.A. Esses tubos eram laminados, sem costura e com um comprimento inicial de seis metros. Posteriormente, eles foram cortados e subdivididos de modo a ficarem com comprimentos de um metro, assegurando que suas extremidades fossem paralelas e perpendiculares ao eixo longitudinal. Esses perfis eram diferenciados nominalmente pela geometria de suas seções: sendo S1 (219,1 x 6,4 mm) e S2 (355,6 x 9,5 mm) seções circulares, e S3 (320 x 250 x 8,2 mm) seção retangular. Os tubos com designação S1 correspondiam à especificação VMB 350 e os tubos com designação S2 e S3 especificação VMB 250. Na Tab. 4.5 é apresentado um quadro resumo contendo as dimensões nominais, especificações e as resistências ao escoamento e à ruptura após os ensaios de caracterização dos perfis tubulares em função do tipo de seção.

Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas dos perfis tubulares.

Seção	Dimensões (mm)	Especificação	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
S1	219,1 x 6,4	VMB 350	416	572
S2	355,6 x 9,5	VMB 250	367	547
S3	320 x 250 x 8,2	VMB 250	363	467

Os conectores Crestbond foram fabricados a partir do corte de chapas grossas produzidas pela Usiminas com especificação USI CIVIL 350. Após ensaios de caracterização do aço com essa especificação, obtiveram-se as resistências  $f_{y,sc} = 390$  MPa e  $f_{u,sc} = 508$  MPa (designação “sc” é acrescentada ao termo para diferenciar as resistências do perfil e dos conectores). Os pinos com cabeça seguem a especificação tipo B da norma AWS D1.1/D1.1M:2015, apresentando resistências nominais  $f_{y,sc} = 350$  MPa e  $f_{u,sc} = 450$  MPa.

Para a realização dos ensaios de caracterização, foram coletadas amostras dos perfis tubulares e dos conectores Crestbond. Essas amostras foram encaminhadas para o laboratório da Vallourec Tubos do Brasil S.A, onde foram realizadas as caracterizações.

### 4.2.3 Instrumentação e Procedimentos de Ensaio

A configuração básica dos ensaios pode ser observada nas Figs. 4.6, 4.7e e 4.8, com o pilar misto submetido a um carregamento centrado de compressão por um atuador hidráulico, suportado por um pórtico rígido de reação. Para esses ensaios, estão disponíveis no pátio do LAEES dois conjuntos de pórtico e atuador hidráulico. O primeiro conjunto contém um atuador hidráulico MTS com capacidade de carga de 1500 kN. Esse equipamento permite o controle tanto de força quanto de deslocamento. Em alguns modelos foram utilizados inicialmente o atuador MTS para obter uma maior precisão acerca da rigidez inicial dos modelos. Após o valor do carregamento aproximar da capacidade máxima do atuador MTS, esses modelos foram descarregados e, carregados novamente no pórtico de reação que contém um atuador hidráulico manual com capacidade de 3000 kN.

Em alguns modelos, foram colados extensômetros elétricos de resistência (EER) na parede do tubo de aço nas direções longitudinal e transversal (Figs. 4.7a e 4.7b). Com esses dispositivos, permite-se a leitura das deformações nas direções citadas, o que torna possível analisar como é realizada a transferência de forças do tubo de aço para o núcleo de concreto ao longo da altura dos PMPC. Em um modelo com conectores pinos com cabeça, foram dispostos EER internos nas direções longitudinal e transversal (Figs. 4.7c e 4.7d) com o auxílio de barras de armaduras em forma de cruz. Para a medição do deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foram utilizados transdutores de deslocamentos (DTs) baseados na tecnologia LVDT (*linear variable differential transformer*). Esses DTs foram fixados lateralmente sobre a parede do tubo de aço (disposição vertical) com o auxílio de uma base magnética, com sua extremidade para medição em contato com uma chapa fixada no núcleo de concreto (Fig. 4.7d, 4.7e e 4.8b)

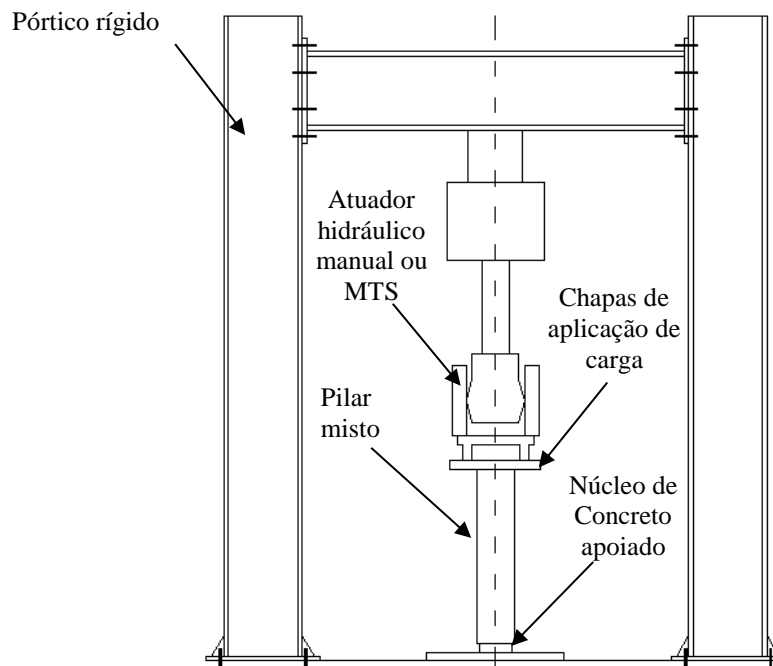


Figura 4.6– Desenho esquemático para realização dos ensaios de cisalhamento em PMPC.

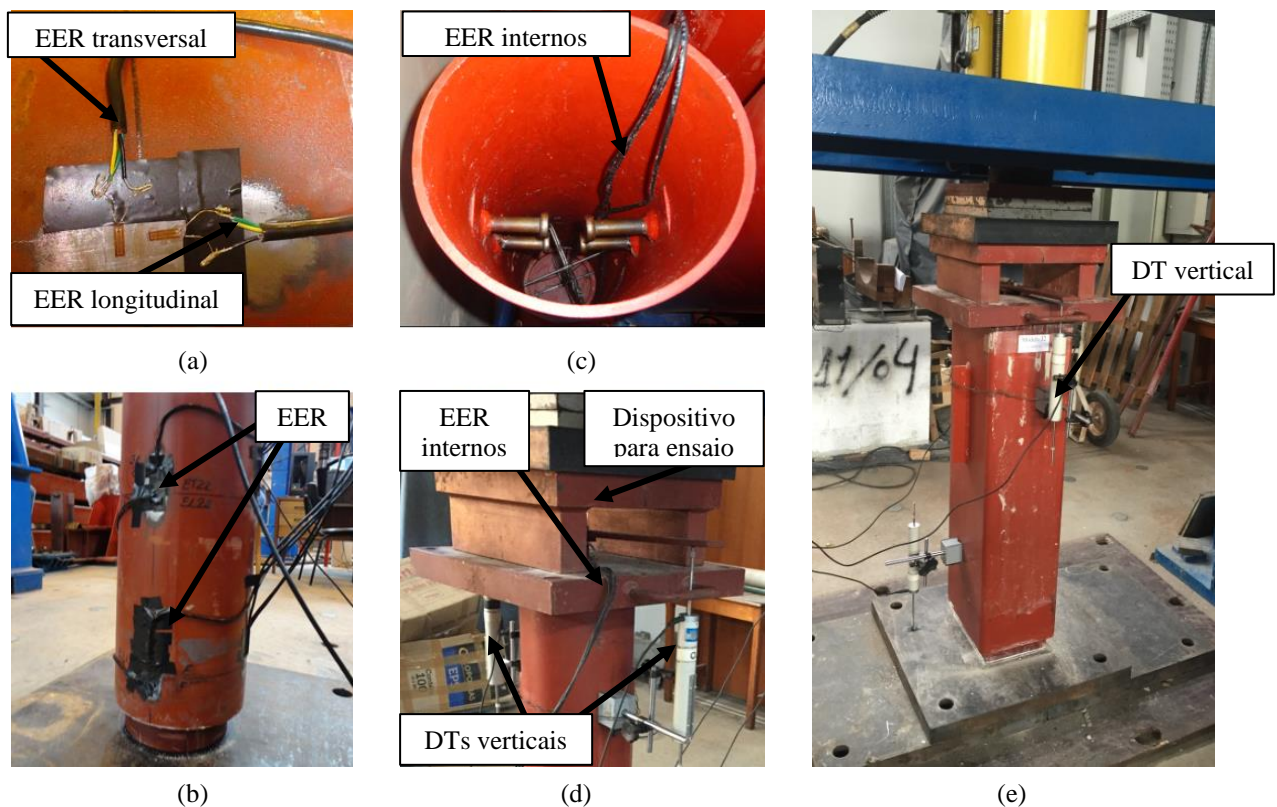


Figura 4.7 – Instrumentação de ensaios de cisalhamento em PMPC: (a) extensômetros antes de serem vendados com fita isolante; (b) posicionamento dos extensômetros no tubo de aço; (c) PMPC antes da concretagem com conectores pinos e com extensômetros internos; (d) PMPC com dispositivo para o ensaio e instrumentação; (e) modelo pronto para ser ensaiado e DTs verticais.



Os modelos foram submetidos a ensaios de cisalhamento, sendo os seus procedimentos baseados no método de ensaio *standard push test*, preconizado pela norma EN 1994-1-1:2004. Nesses ensaios, o carregamento foi aplicado sobre a extremidade superior do tubo de aço, estando somente o núcleo de concreto apoiado na extremidade inferior. Esses procedimentos permitem que grande parte do carregamento aplicado no tubo de aço seja transferido para o núcleo de concreto através de esforços de cisalhamento devido à atuação dos conectores de cisalhamento. Para aplicação da carga no topo do tubo de aço foi utilizado um dispositivo composto por uma chapa apoiada diretamente no topo do tubo de aço. Maiores detalhes sobre a montagem do dispositivo, as dimensões das partes que o constituem, sobre a instrumentação e os equipamentos utilizados nos ensaios podem ser obtidos em Cardoso *et al.* (2016). Esse dispositivo também foi utilizado na dissertação de Cardoso (2014).

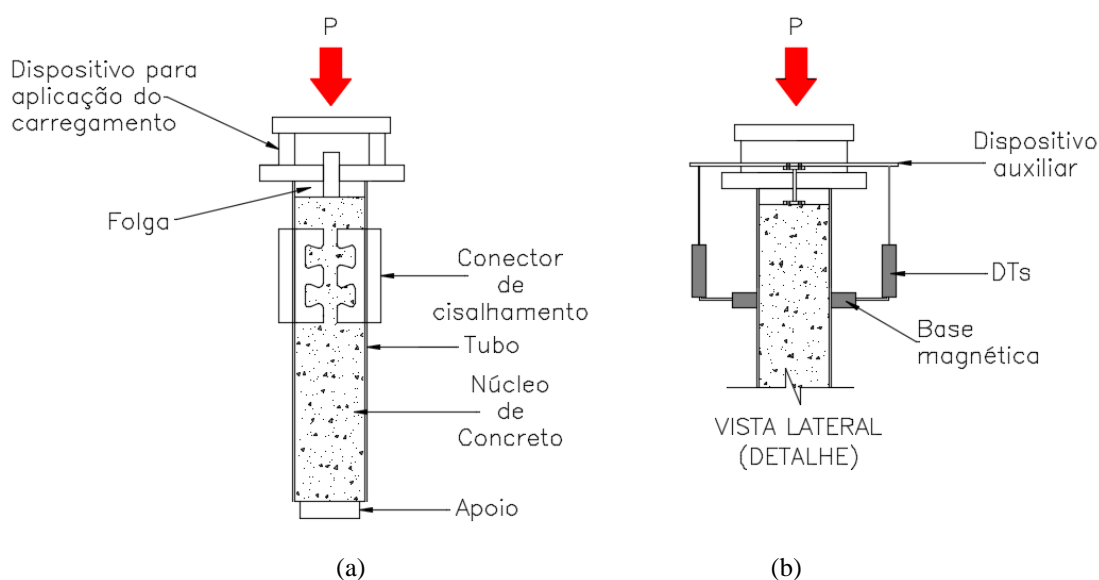


Figura 4.8 – Desenho esquemático da instrumentação dos modelos experimentais nos ensaios de cisalhamento: (a) vista frontal; (b) vista lateral detalhada.

A aplicação do carregamento obedeceu às diretrizes do ensaio *standard push test*, sendo dividido em duas etapas: uma primeira fase de carregamento cíclico e uma segunda fase com carregamento monotônico até o colapso estrutural. Na fase cíclica, o carregamento é aplicado inicialmente em incrementos de até 40% do valor da força última esperada ( $P_u$ ), e em seguida são aplicados ciclos de carga e descarga 25 vezes entre 5% e 40% de  $P_u$ . Durante o carregamento monotônico, o colapso estrutural deve se dar num intervalo maior que 15 minutos. As duas fases de carregamento são ilustradas no diagrama apresentado na Fig. 4.9.

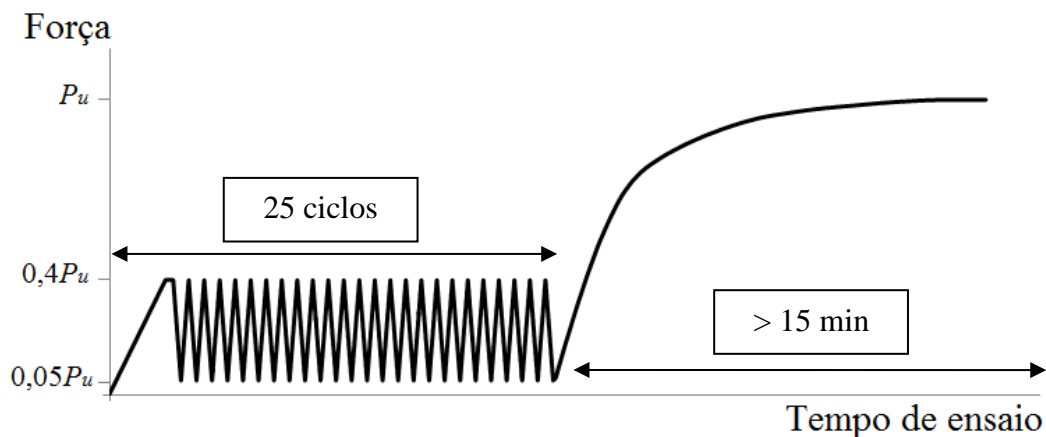


Figura 4.9 - Diagrama força *versus* tempo de ensaio em ensaios *de cisalhamento*.

### 4.3 Estimativa de forças últimas

Neste trabalho, as forças últimas foram consideradas iguais às forças máximas ( $P_u$ ) obtidas nos ensaios experimentais, ou seja, os valores de carregamento que causam o colapso estrutural em estado-limite último (ELU).

Na Tab. 4.6 são apresentadas, para cada série de modelo com conector Crestbond, as capacidades médias calculadas para os seguintes modos de falha: esmagamento do núcleo do concreto confinado ( $F_c$ ); escoamento da seção do tubo de aço ( $F_a$ ); cisalhamento do núcleo de concreto provocado pelo conector Crestbond ( $F_{cn,sh}$ ); falha do aço do Crestbond ( $F_{cn,st}$ ). Para a força  $F_{cn,st}$ , é indicado, adicionalmente, o seu valor característico que designa o início do escoamento do conector, conforme observado numericamente nos Subitens 3.3.3.3 e 3.3.3.4. Neste estudo, a alta restrição do concreto provocado pelo perfil tubular, torna improvável a ocorrência do *pry-out*. Diante desse quadro, este estado-limite não é tomado como possível modo de falha. A força teórica  $P_{u,Teo}$  estimada foi considerada como o menor valor de cálculo entre as forças  $F_c$ ,  $F_a$ ,  $F_{cn,sh}$  e  $F_{cn,st}$ , previstas dentre as capacidades médias designadas, e seus valores são apresentados na penúltima coluna das Tab. 4.6. Ao observar os valores  $P_{u,Teo}$ , nota-se que o modo de falha predominante dos modelos se deve ao colapso do aço do conector, com exceção dos modelos da série A, na qual ocorre o escoamento da seção do perfil tubular.

A capacidade média dos conectores Crestbond,  $F_{cn,st}$  e  $F_{cn,sh}$  são estimada através das Eqs. (3.5) e (3.8). A força  $F_{cn,st}$  característica pode ser obtida através da Eq. (2.20). Para esses estados-limites, foram utilizados os fatores de ajustes  $\eta_S = 0,25$  e  $\eta_D = 2,204$  (situação de alto confinamento), respectivamente.

Tabela 4.6 - Forças resistentes estimadas para os modelos experimentais com conectores Crestbond.

Séries	Nomenclatura	Quant. conec.	núm. <i>dowels</i> aço	núm. <i>dowels</i> concret.	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{cc}$ (MPa)	$F_c$ (kN)	$F_a$ (kN)	$F_{cn,sh}$ (kN)	$F_{cn,st}$ (kN)		$P_{u, Teo}$ (kN)	Modo de falha previsto
										Escoamento <sup>1</sup>	Falha <sup>2</sup>		
A	S1 – 04CR	4	3	2	39,97	59	1947	1935	2377	1805	2352	1935	Escoamento do tubo
B	S1 – 02CR	2	3	2	39,97	59	1951	1934	1187	898	1170	1170	Falha do aço do conector
C	S1 -02CR- ConA	2	3	2	51,96	70	2331	1931	1287	889	1158	1158	Falha do aço do conector
D	S1 – 02CR-E	2	3	2	40,04	59	1968	1928	1235	900	1172	1172	Falha do aço do conector
E	S1 -02CR-2D	2	4	3	42,24	61	2014	1914	1633	1201	1565	1565	Falha do aço do conector
G	S2-02CR	2	3	2	39,95	56	4971	3855	1222	901	1174	1174	Falha do aço do conector
H	S2-02CR-E	2	3	2	42,26	58	5144	3872	1206	917	1194	1194	Falha do aço do conector
I	S3-02CR	2	3	2	40,00	40	2793	3572	1181	907	1182	1181	Falha do aço do conector
J	S3-02CR-E	2	3	2	42,28	42	2959	3561	1252	901	1173	1173	Falha do aço do conector

OBS:

<sup>1</sup> Calculado através do valor característico de  $F_{cn,st}$

<sup>2</sup> Calculado através do valor médio de  $F_{cn,st}$

Tabela 4.7 - Forças resistentes estimadas para os modelos experimentais com conectores pinos com cabeça.

Séries	Nomenclatura	Quant. conec.	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{cc}$ (MPa)	$F_c$ (kN)	$F_a$ (kN)	$F_{cn,p1}$ (kN)	$F_{cn,p2}$ (kN)	$P_{u, Teo}$ (kN)	Modo de falha previsto
F	S1-04PC	4	41,17	60	1993	1934	673	515	515	Ruptura do conector

As forças resistentes estimadas para os modelos com conectores pinos com cabeça, que consistem a série F, são apresentadas na Tab. 4.7. Nessa tabela são calculadas, assim como nos modelos com conectores Crestbond, as forças  $F_c$  e  $F_a$ . As forças  $F_{cn,p1}$  e  $F_{cn,p2}$  representam os valores calculados para a ruína do concreto e a ruptura do conector por tração, segundo as Eqs. (2.10) e (2.11), respectivamente.

Para estimar os valores de forças e resistências apresentadas nas Tabs. 4.6 e 4.7 foram consideradas as resistências reais obtidas através dos ensaios de caracterização (Subitem 4.2.2.1.1 e 4.2.2.2) e as dimensões reais dos modelos (Apêndice B). Contudo, como não foi possível realizar a caracterização do aço do conector pino com cabeça, foi considerada a resistência à ruptura nominal  $f_u$  do conector, igual a 450 MPa, para o cálculo de  $F_{cn,p2}$ . A resistência média  $f_{cm}$ , para cada série, foi considerada como o valor médio dessa resistência estimada no dia de cada ensaio dos modelos que compunham a respectiva série — o valor individual de  $f_{cm}$  para cada modelo pode ser encontrado na quarta coluna da Tab. 4.7 — esses valores foram obtidos com o auxílio de curvas de variação da resistência à compressão do concreto  $f_c$  versus dias (Fig. 4.5).

A força  $F_c$  foi obtida multiplicando-se a resistência do núcleo de concreto confinado ( $f_{cc}$ ) pela área transversal do núcleo de concreto. A resistência  $f_{cc}$  é obtida pela Eq. (2.2) em função do valor de  $f_c$ . Essa equação é válida somente para seções circulares. Conforme mencionado no Subitem 2.2, diversos autores observaram que em PMPC com seção retangular, há também um ganho considerável de ductilidade em estado-limite último, porém, não se observa um aumento de capacidade resistente.

## 4.4 Análise Experimental

### 4.4.1 Apresentação dos Resultados

As informações sobre os modelos estudados podem ser encontradas na Tabs. 4.8 e 4.9, tais como: data da realização dos ensaios, valores dos intervalos de forças aplicados na fase de ciclos, resistência à compressão estimada no dia do ensaio ( $f_c$ ), deslizamento relativo durante a fase de ciclos ( $\delta_{init}$ ), deslizamento relativo durante a fase de ensaio monotônico ( $\delta_{ult}$ ), deslizamento relativo máximo ( $\delta_{u,tot}$ , igual a soma entre os valores de  $\delta_{init}$  e  $\delta_{ult}$ ), força última (ou força máxima, conforme é definido no Subitem 4.3) obtida nos ensaios ( $P_{u,Exp}$ ), força máxima experimental por conector ( $q_{cn,Exp}$ ). As forças teóricas por série de modelos, estimadas anteriormente nas Tabs. 4.6 e 4.7,  $P_{u,Teo}$  (ambos os conectores Crestbond e pino com cabeça) são apresentadas novamente nas últimas colunas das Tabs. 4.8 e 4.9 para fins comparativos. Na última coluna dessas tabelas é realizada a razão entre as forças últimas experimentais e teóricas ( $P_{u,Exp}/P_{u,Teo}$ ).

É oportuno salientar que as curvas de força *versus* deslizamento relativo dos ciclos e do carregamento monotônico até à falha dos modelos são analisadas separadamente. As curvas do ensaio monotônico são as que definem e descrevem o comportamento estrutural dos modelos analisados. Nos ensaios que foram utilizados o atuador com capacidade de 3000 kN, devido à acomodação do óleo hidráulico durante o seu bombeamento manual exercido no atuador na fase do ensaio monotônico, foram obtidas curvas força *versus* deslizamento com oscilações localizadas dos valores das forças, como pode se observar na curva em cor vermelha na Fig. 4.10. Para apresentar um comportamento estrutural mais realístico, essas curvas sofreram um tratamento posterior, eliminando-se as oscilações localizadas de forças (observar curva em cor azul na Fig. 4.10).

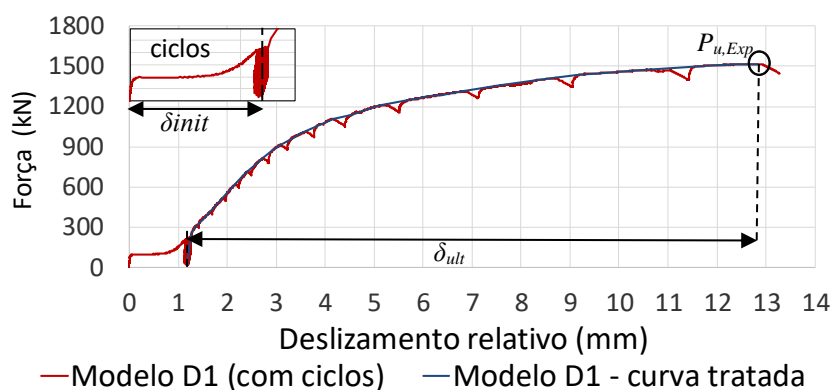


Figura 4.10 - Curva completa de força *versus* deslizamento do modelo D1 com e sem tratamento gráfico.

Nas Figs. 4.12 e 4.13 são apresentados diagramas que comparam as curvas obtidas durante a fase de ensaio monotônico com as retas analíticas, estas estando em concordância os valores de forças teóricas previstos na Tabs. 4.6 e 4.7. As análises experimentais dessas curvas são realizadas nos Subitens 4.4.3 e 4.4.4. As curvas das fases de ciclo, ensaio monotônico e completa contendo as duas fases, podem ser visualizadas, separadamente, no Apêndice C.

Como não há na literatura um modelo para o cálculo da capacidade dos conectores Crestbond especificamente em elementos de PMPC, nos primeiros modelos ensaiados, durante a fase de ciclo, aplicou-se intervalos de forças mais conservadores. Essa decisão foi tomada para que se evitasse que o carregamento na fase de ciclos não ultrapassasse o limite de 40% da força última de ensaio  $P_{u,Exp}$ , com certa margem de segurança. Esse procedimento evitaria a ocorrência de danos indesejáveis no concreto localizado próximo ao conector durante a fase de ciclos, o que, prejudicaria os resultados dos ensaios. Contudo, com as intensidades de forças mais conservadoras aplicadas nos ciclos, em alguns modelos, não ocorreram, nesse procedimento, a eliminação de eventuais folgas entre as reentrâncias do Crestbond e o concreto, conforme discutido posteriormente no Subitem 4.4.2.

Nos últimos modelos ensaiados (E1, E2, F3, H1, J1 e J2), os ciclos foram realizados com base nos valores de  $P_{u,exp}$  obtidos nos ensaios anteriores. Nas Figs 4.11a e 4.11b são apresentadas e comparadas as curvas tempo de ensaio *versus* força dos modelos G1 e H1. Os valores de ciclos do modelo G1 foram mais baixos por serem um dos primeiros a serem ensaiados. Como pode se observar na Tab. 4.1, os modelos da série H se diferenciam dos modelos da série G somente pelo uso das armaduras de aço internamente no núcleo de concreto. Assim, no modelo H1, por exemplo, os ciclos foram realizados entre 90 kN e 720 kN, sendo esses ciclos em função de  $P_{u,Exp}$  médio dos modelos G1 e G2 (5% a 40% de  $P_u \approx 1800$  kN).

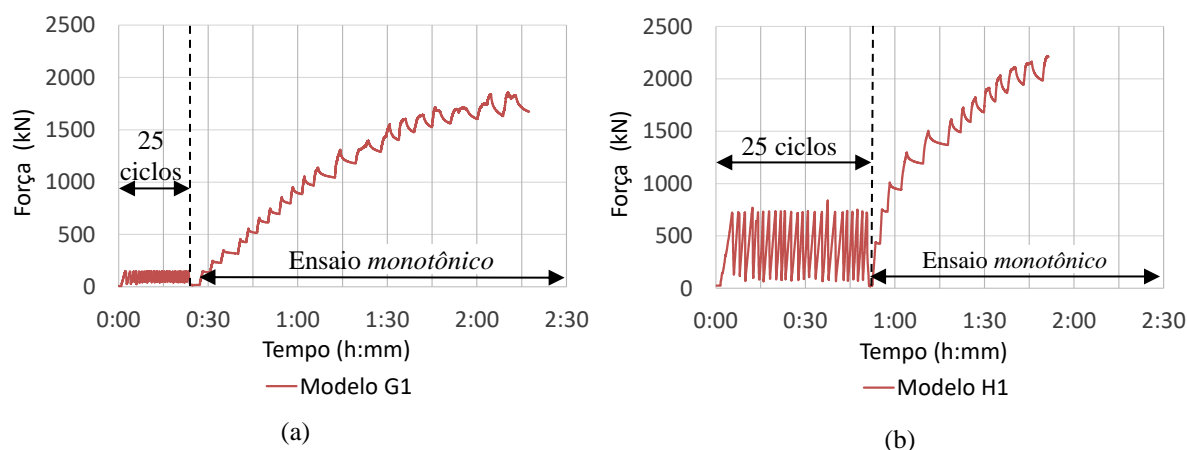


Figura 4.11 - Curvas força *versus* tempo dos modelos: (a) G1 e (b) H1.

Tabela 4.8 – Resultados dos modelos com conectores Crestbond.

Modelo	Nomenclatura	Conector	Data de ensaio	$f_c$ (MPa)	Intervalo de forças nos ciclos (kN)	$\delta_{init}$ (mm)	$\delta_{ult}$ (mm)	$\delta_{u,tot}$ (mm)	$P_{u,Exp}$ (kN)	$q_{cn,Exp}$ (kN)	$P_{u,Teo}^5$ (kN)	$\frac{P_{u,Exp}}{P_{u,teo}}$
A1 <sup>1,4</sup>	S1 - 04CR	Crestbond	13/03/2014	39,88	30 – 300	1,71	-	-	-	1695	1935	0,88
A2 <sup>2</sup>	S1 - 04CR	Crestbond	08/04/2014	40,05	30 – 300	0,04	-	-	-	-	1935	-
B1 <sup>3</sup>	S1 - 02CR	Crestbond	12/02/2014	39,67	15 – 75	0,01	35,24	35,25	1516	749	1187	1,26
			20/03/2014	39,93								
B2 <sup>3</sup>	S1 - 02CR	Crestbond	18/02/2014	39,72	15 – 145	1,92	16,76	18,68	1410	705	1187	1,19
			02/04/2014	39,88								
C1 <sup>3,4</sup>	S1 - 02CR- ConA	Crestbond	17/08/2015	43,22	78 – 600	0,49	12,53	13,02	2210	1105	1287	1,72
			11/05/2016	52,00								
C2 <sup>3</sup>	S1 - 02CR- ConA	Crestbond	19/08/2015	43,39	78 – 600	0,50	5,98	6,48	1982	991	1287	1,54
			06/05/2016	51,92								
D1	S1 - 02CR-E	Crestbond	04/04/2014	40,03	25 – 215	1,20	11,65	12,85	1517	759	1235	1,23
D2	S1 - 02CR-E	Crestbond	07/04/2014	40,05	35 – 290	1,41	16,10	17,51	1597	800	1235	1,29
E1 <sup>4</sup>	S1 -02CR-2D	Crestbond	25/05/2016	42,24	75 – 600	3,30	26,40	29,70	2279	1140	1633	1,40
			25/05/2016	42,24								
E2 <sup>4</sup>	S1 -02CR-2D	Crestbond	01/06/2016	42,25	110 - 880	4,05	26,50	30,55	2258	1129	1633	1,38
G1	S2 - 02CR	Crestbond	21/03/2014	39,94	50 – 150	1,08	33,15	34,23	1855	928	1222	1,52
G2	S2 - 02CR	Crestbond	25/03/2014	39,96	25 – 150	1,78	29,53	31,31	1731	866	1222	1,42
H1	S2-02CR-E	Crestbond	09/06/2016	42,26	90 – 720	3,71	28,28	31,99	2218	1109	1206	1,84

Tabela 4.8 – Resultados dos modelos com conectores Crestbond (continuação).

Modelo	Nomenclatura	Conector	Data de ensaio	$f_c$ (MPa)	Intervalo de forças nos ciclos (kN)	$\delta_{init}$ (mm)	$\delta_{ult}$ (mm)	$\delta_{u,tot}$ (mm)	$P_{u,Exp}$ (kN)	$q_{cn,Exp}$ (kN)	$P_{u,Teo}^5$ (kN)	$\frac{P_{u,Exp}}{P_{u,Teo}}$
I1	S3 - 02CR	Crestbond	01/04/2014	40,01	25 – 150	2,03	28,42	30,45	1008	504	1181	0,85
I2	S3 - 02CR	Crestbond	28/03/2014	39,98	25 – 150	0,07	19,69	19,76	1207	604	1181	1,02
J1	S3-02CR-E	Crestbond	20/06/2016	42,28	55 – 440	3,35	22,45	25,80	1266	633	1252	1,01
J2	S3-02CR-E	Crestbond	22/06/2016	42,28	55 – 440	3,12	25,04	28,16	1382	691	1252	1,10

OBS:

<sup>1</sup> O ensaio foi interrompido quando a parte superior do tubo começou a enrugar devido ao escoamento do aço. Nesse ensaio, alcançou-se um carregamento  $P = 1695$  kN e um deslizamento  $\delta = 4,15$  mm (desconsiderando o deslizamento nos ciclos).

<sup>2</sup> Não foi possível alcançar a força máxima do Modelo A2, pois houve um vazamento de óleo da bomba do atuador. Nesse ensaio, alcançou-se um carregamento  $P = 2007$  kN e um deslizamento  $\delta = 5,32$  mm (desconsiderando o deslizamento nos ciclos).

<sup>3</sup> Os modelos B1, B2, C1 e C2 foram ensaiados no pórtico com atuador MTS até um limite de força que torna possível observar o trecho linear elástico da curva dos modelos, pois o controle de deslocamento permitido pelo atuador MTS é mais preciso. Posteriormente, os modelos foram ensaiados novamente no pórtico com atuador manual e com controle de força.

<sup>4</sup> Nos modelos A1, C1, E1 e E2, a superfície do tubo de aço foi enrijecida para que não ocorresse o escoamento do tubo antes que a falha do modelo fosse na região da conexão promovida pelo conector Crestbond. Em um primeiro momento, o modelo E1 não estava enrijecido durante o ensaio. Contudo, após atingir uma força de 1852 kN (ver força  $F_a$  na Tab 4.6), para não ocorrer o escoamento do aço e impossibilitar a continuação do ensaio, o modelo foi descarregado e a superfície do tubo de aço foi novamente enrijecida. Posteriormente, o modelo foi carregado até o seu colapso.

<sup>5</sup> Valores de  $F_{cn,st}$  e  $P_{u,teo}$  retirados da Tabs. 4.6 e 4.7.



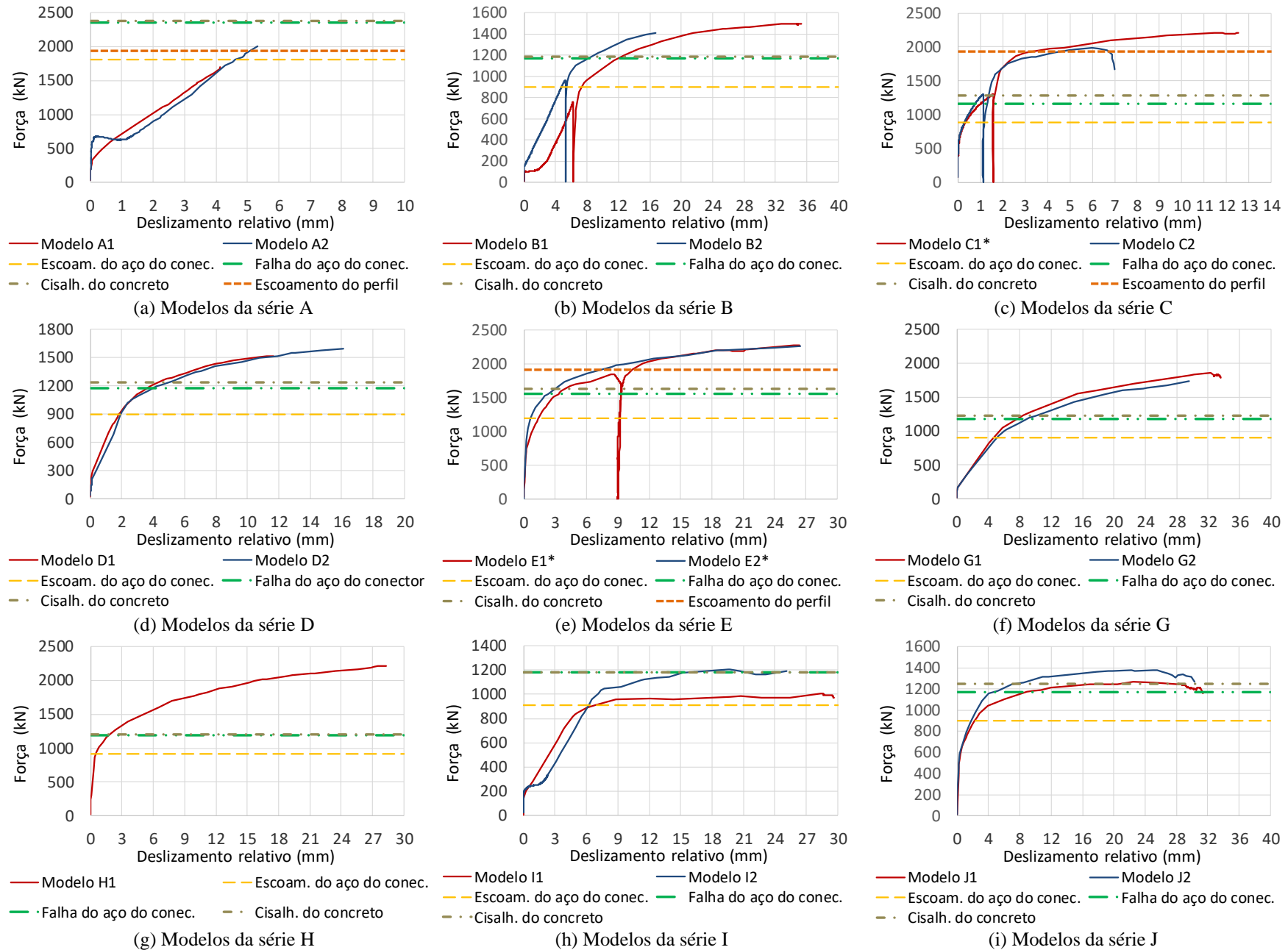
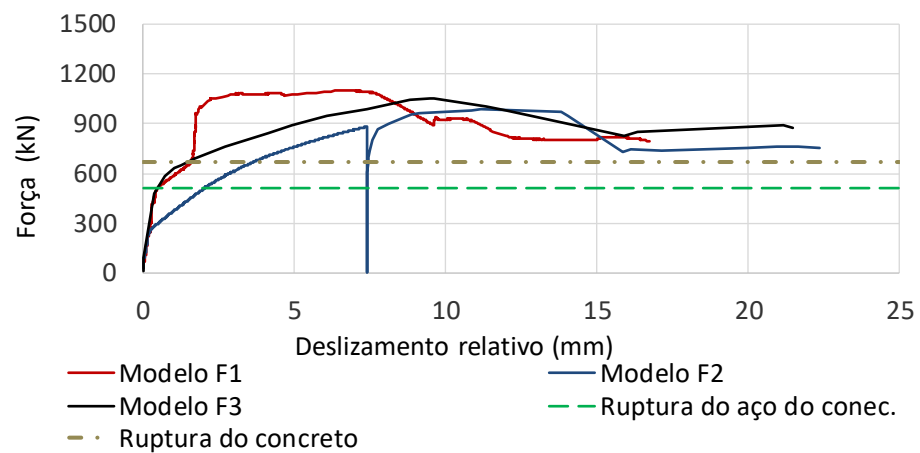


Figura 4.12 - Curvas força *versus* deslizamento relativo com conectores Crestbond (modelos com a seção enrijecida tubular enrijecida são designados na legenda com “\*\*”).

Tabela 4.9 - Resultados dos modelos com conectores pinos com cabeça.

Modelo	Nomenclatura	Conector	Data de ensaio	$f_c$ (MPa)	Inter. de forças nos ciclos (kN)	$\delta_{init}$ (mm)	$\delta_{ult}$ (mm)	$\delta_{u,tot}$ (mm)	$P_{u,Exp}$ (kN)	$q_{cn,Exp}$ (kN)	$P_{u, Teo}$ (kN)	$\frac{P_{u,Exp}}{P_{u,Teo}}$
F1	S1 - 04PC	Pino	10/04/2014	40,06	25 – 200	2,42	6,55	8,97	1103	276	515	2,14
F2	S1 - 04PC	Pino	13/03/2014	39,88	25 – 200	2,31	11,15	13,45	987	247	515	1,92
F3	S1 - 04PC	Pino	18/08/2016	42,36	50 – 420	4,34	9,60	13,93	1056	264	515	2,05

Figura 4.13 – Curvas força *versus* deslizamento relativo com conectores pinos com cabeça.

Quando se deu o início da execução do programa experimental, a formulação mais atual para o cálculo da capacidade de conectores Crestbond era aquela apresentada por Silva (2011). Esse modelo de cálculo é ainda anterior ao desenvolvido por Dutra (2014), que foi discutido no Subitem 2.5.4.3. Com isso, ao se estimar a força  $P_{u,Teo}$  dos modelos da série A (seção circular com quatro conectores Crestbond) através do modelo analítico proposto por Silva (2011), esperava-se que a falha do modelo ocorresse na conexão mista. Contudo, durante a realização do ensaio do modelo A1, a falha do modelo se deu devido à plastificação na região superior do perfil circular, com a formação de um bulbo em um nível acima do núcleo de concreto (região de folga entre os componentes). Dessa forma, para aumentar a capacidade resistente à plastificação do tubo, foram soldados enrijecedores acima dos conectores Crestbond no modelo A2 (Fig. 4.14a).

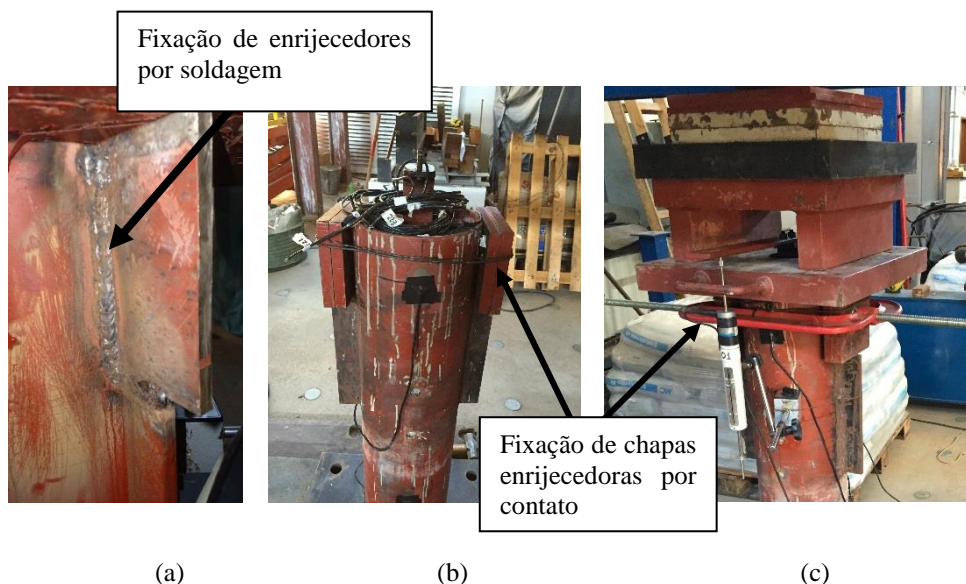


Figura 4.14 – Enrijecimento dos perfis tubulares para evitar o colapso dos modelos por plastificação da seção do perfil: (a) Fixação de enrijecedores por soldagem no modelo A2; (b) posicionamento de chapas enrijecedoras no modelo C1; (c) fixação lateral das chapas enrijecedoras por contato no modelo C1 com o auxílio de grampos.

Posteriormente a esses ensaios, ao realizar as adaptações do modelo analítico desenvolvido para os conectores *composite dowels* contemplando a geometria do conector Crestbond (Capítulo 3), e ao considerar essa adaptação para o cálculo de  $P_{u,Teo}$  (Tab. 4.6), as forças últimas previstas para o colapso do Crestbond se apresentaram mais elevadas. Desse modo, era confirmando o plastificação do tubo como modo de falha desses modelos.

Para os modelos com dois conectores Crestbond, conforme a estimativa das forças  $P_{u,Teo}$  apresentadas na Tab. 4.6, não era previsto o plastificação da seção do perfil tubular. Contudo, foi observado o plastificação da seção do perfil para o modelo C2. Assim, quando ocorreu posteriormente o ensaio do modelo C1, foram utilizadas chapas enrijecedoras sobre o conector

Crestbond fixadas por contato, como pode ser observado nas Figs. 4.14b e 4.14c. No decorrer do experimento do modelo E1, notou-se que o carregamento aplicado se aproximava do valor de força que causaria o escoamento da seção. Dessa forma, o ensaio foi interrompido momentaneamente e o modelo descarregado (Fig. 4.15a), para o enrijecimento da seção tubular conforme a Fig. 4.15b, e posteriormente o modelo foi carregado novamente, dando continuidade o ensaio. Acredita-se que o concreto autoadensável (modelos da série C), devido ao traço distinto do concreto convencional, possui uma maior aderência natural, transferindo uma maior parcela de forças de cisalhamento ao longo da interface aço-concreto, consequentemente, elevando a força máxima dos modelos.

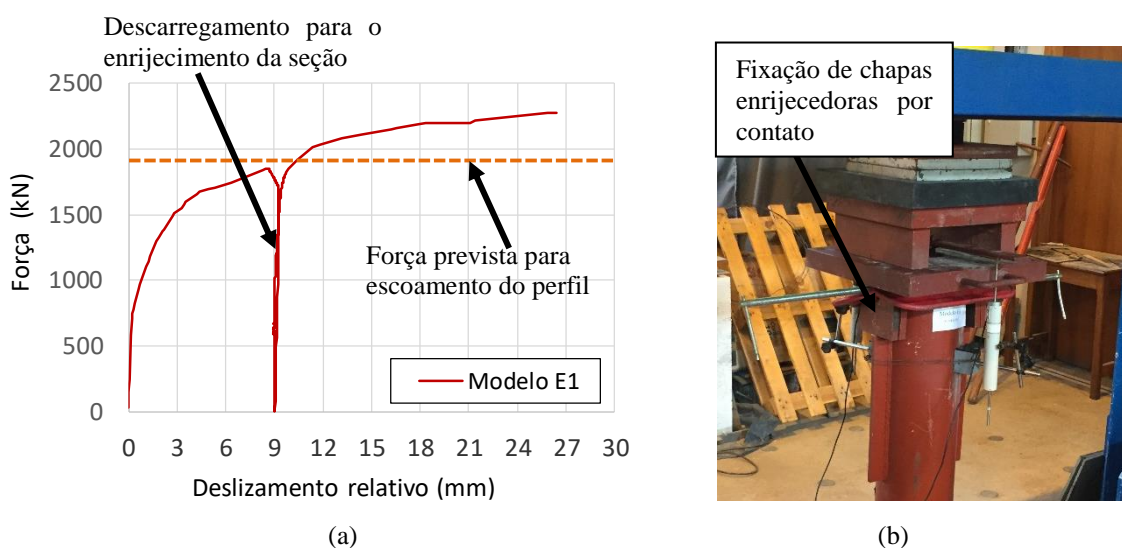


Figura 4.15 – Enrijecimento do perfil tubular da seção do modelo E para evitar o colapso por plastificação da seção do perfil: (a) diagrama força *versus* deslocamento relativo representando o momento do descarregamento; (b) chapas enrijecedoras fixadas por contato.

O procedimento de descarregamento e carregamento, durante o ensaio monotônico, dos modelos das séries B e C (Figs. 4.12b e 4.12c), se deu por um motivo diferente ao explicitado para o modelo E1. Nos modelos das séries B e C, optou-se em realizar o início do ensaio no atuador MTS, que permite um controle por deslocamento. Assim, quando se atingia um valor de força próxima a capacidade desse atuador (1500 kN), o ensaio era descarregado, e posteriormente o modelo era transferido para ser ensaiado no pórtico de reação com um atuador com maior capacidade (3000 kN), porém, de funcionamento manual e com controle de força. Como obteve-se uma certa discrepância na rigidez  $k_{sc}$  entre alguns modelos (Tab. 4.10), optou-se em realizar uma investigação mais aprofundada acerca dessa rigidez, com maior precisão dos resultados correspondentes a baixos valores de deslocamentos. As análises sobre as rigidezes  $k_{sc}$  são realizadas ao final do Subitem 4.4.2.

#### 4.4.2 Estudo sobre a Fase de Ciclos e Rigidez dos Modelos

Na maioria dos modelos com conectores Crestbond e com concreto convencional, observou-se que as curvas força *versus* deslizamento mantinham um mesmo padrão de formato (Fig. 4.16a). Os modelos possuíam uma resposta bastante rígida até alcançar valores de carregamento entre 100 kN e 200 kN, havendo então um decréscimo significativo de rigidez das curvas. Posteriormente, essas curvas apresentam uma rigidez praticamente nula (trecho 2) e, com o avanço do carregamento, a rigidez começa a se elevar novamente (trecho 3) até o intervalo de força máxima aplicada nos ciclos  $0,4 P_u$  (Fig. 4.9). Após esse estágio, ocorre o descarregamento do primeiro ciclo e são realizados os ciclos restantes (trecho 4). Nota-se que a maior parte do deslizamento relativo ocorre ainda durante o primeiro ciclo (trechos 1, 2 e 3). As curvas dos modelos que seguem o padrão de curva idealizado na Fig. 4.16a, são ilustradas na Fig. 4.16b. As curvas dos ciclos para cada modelo podem ser observadas com maiores detalhes no Apêndice C.

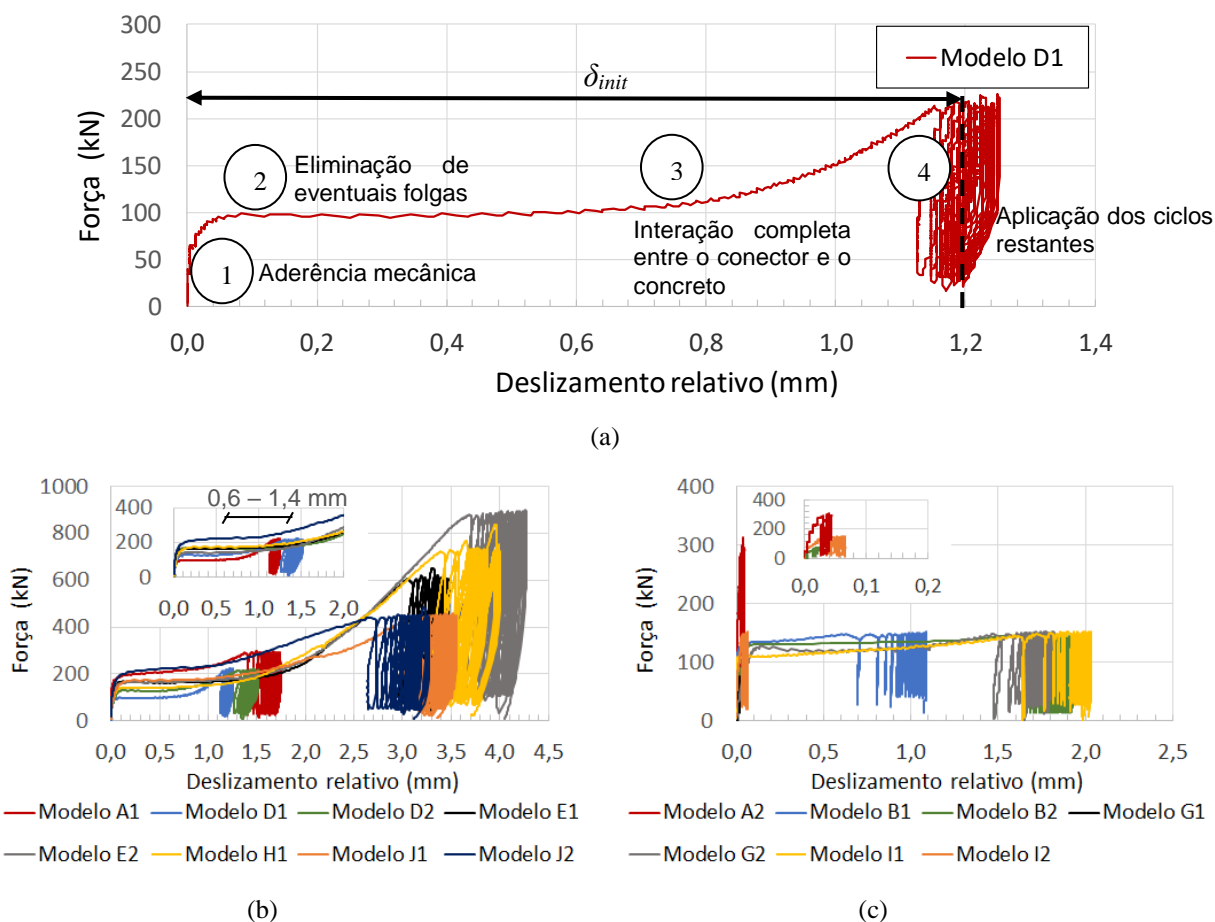


Figura 4.16 – Curvas força *versus* deslizamento relativo durante a fase de ciclos dos modelos com conectores Crestbond e concreto convencional: (a) idealização das curvas em quatro trechos com diferentes rigidezes; (b) modelos com vencimento das folgas durante os ciclos; (c) modelos com vencimento parcial das folgas durante os ciclos.

Considerando que para o concreto convencional, devido à sua alta relação água/cimento ( $a/c \approx 0,68$ , observar traço na Tab. 4.2) e sua menor capacidade de adensamento, podem ter originado regiões de folgas entre as reentrâncias dos conectores e o concreto, assim, não houve aderência perfeita entre esses componentes. Dessa forma, para os modelos apresentados nas Figs. 4.16a 4.16b, o esforços de cisalhamento na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, promovido pela aderência mecânica (Fig. 2.18), estaria resistindo o carregamento apresentado no trecho 1 (Fig. 4.16a). Com a aderência mecânica rompida (apesar de ter sido minimizada com a pintura e cera desmoldante), aumentava-se o deslizamento relativo sob uma força constante (trecho 2), até que as reentrâncias do conector estivessem em contato com o concreto, elevando a rigidez da curva.

Na Fig. 4.16c são ilustradas as curvas dos modelos restantes, com conectores Crestbond e concreto convencional, que não seguem o padrão de curva descrito anteriormente. Nas curvas dos modelos G1 e I2, não foi observado o vencimento da aderência mecânica, e por sua vez, o vencimento de folgas que, possivelmente, ocorreriam posteriormente. Esse fato deve estar relacionado às baixas intensidades de forças aplicadas durante os intervalos de ciclos, com um valor máximo de 150 kN. Para os demais modelos, observou-se o vencimento das folgas, porém, de maneira parcial, pois o trecho de curva entre o vencimento de aderência mecânica e o descarregamento do primeiro ciclo permanecia com rigidez nula e com valores de força oscilando em torno do valor máximo aplicado nos 25 ciclos (não ocorrendo o trecho 3 designado na Fig. 4.16a).

Um modelo com conectores Crestbond, não ensaiado, com concreto convencional foi aberto conjuntamente com Aguiar (2015) e Aguiar *et al.* (2018), para se verificar a situação do concreto na região de contato com o conector, como pode ser observado nas Figs. 4.17a a 4.17d. Notou-se que abaixo dos *dowels* de aço, haviam folgas com formatos que acompanhavam o contorno dos conectores (designadas como D1, D2 e D3). Os valores de espessura máxima das folgas e as regiões do entorno, são representados com maiores detalhes nas Figs 4.17b a 4.17d. Ao observar essas figuras, nota-se que os valores máximos das folgas são próximos aos dos deslizamentos relativos acumulados, medidos no momento que ocorre a interação completa entre o conector e o concreto. Esse intervalo está situado entre 0,6 mm a 1,4 mm, como se pode observar também no detalhe das curvas no diagrama da Fig. 4.16b.

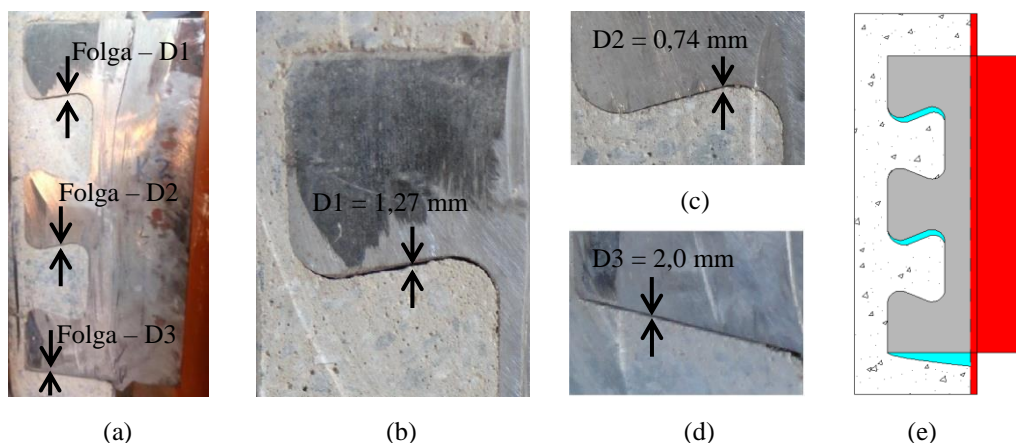


Figura 4.17 - Representação da região de contato do conector Crestbond com o concreto: (a) modelo aberto (Aguiar, 2015); (b) valor de espessura da folga D1; (c) valor de espessura da folga D2; (d) valor de espessura da folga D3; (e) representação do efeito parede nas primeiras idades do concreto.

Aguiar *et al.* (2018) mencionam que outro fator que pode estar relacionado à ocorrência das folgas é o adensamento do concreto. Como o concreto convencional apresentava alto valor de abatimento, com *slump* igual a 180 mm, optou-se por não vibrá-lo. Segundo Metha e Monteiro (2014), após o lançamento do concreto, há uma certa liberdade do material em se movimentar. Contudo, há uma tendência do acúmulo de água e bolsões de ar embaixo das armaduras, o que necessitaria da vibração do concreto convencional. A vibração do concreto também permite uma maior homogeneidade do material (Fig 4.18). Contudo, há uma certa dificuldade de se vibrar o concreto de forma satisfatória com a presença do conector Crestbond, que serve como uma possível região de obstáculo. A região com maior quantidade de pasta de cimento e menor quantidade de agregados apresentará um comportamento mais flexível, dado que a pasta de cimento apresenta um módulo de elasticidade menor que os agregados. Metha e Monteiro (2014) ainda definem que quanto maior a dimensão dos agregados, maior será a probabilidade de se formar filmes de água abaixo desses agregados. Considerando que o conector Crestbond apresenta um volume consideravelmente maior que os agregados de concreto, torna-se justificável o acúmulo de água nessa região. Posteriormente, essa água acumulada pode transitar até a superfície através de passagens por micro poros, causando a formação de eventuais folgas abaixo dos conectores.

Aguiar *et al.* (2018) reforçam as observações supracitadas ao desenvolver um modelo numérico capaz de prever o comportamento de PMPC com conectores Crestbond com ou sem folgas. A calibração numérica foi realizada comparando-se os resultados dos modelos das séries B, G e I, contidos no programa experimental deste trabalho. Os autores concluíram que o comportamento dos modelos sem folgas era consideravelmente mais rígido do que ao dos modelos que possuíam folgas.

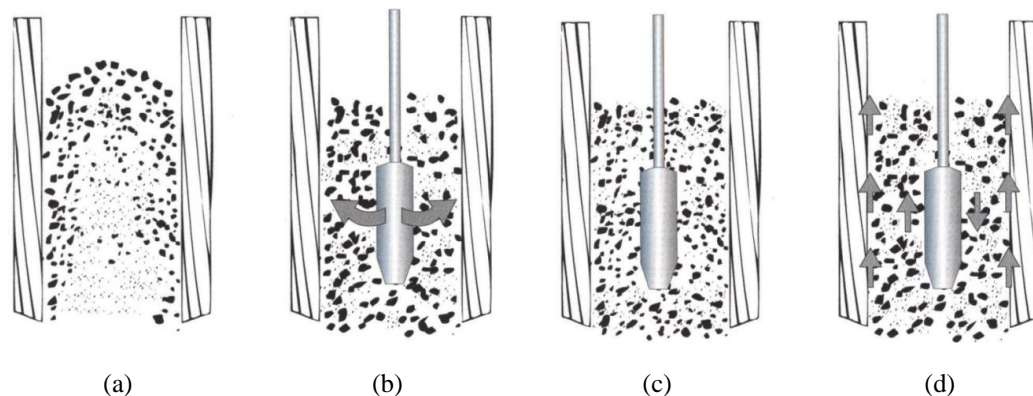


FIGURA 4.18 - Utilização de vibrador de alta frequência para adensamento do concreto: (a) o concreto é lançado na fôrma, (b) o vibrador começa a movimentar os agregados para junto da superfície da fôrma, e a argamassa feita de cimento e areia começa a se mover no sentido de dentro pra fora, formando bolhas de ar que se acumulam na superfície da fôrma; (c) a argamassa continua a se mover por entre os agregados graúdos em direção à superfície da fôrma; (d) o movimento da argamassa em direção à face da fôrma se completa, posteriormente, o operador movimentou o vibrador para cima e para baixo, fazendo as bolhas de ar escaparem para fora do concreto (Concrete Construction<sup>8</sup>, 1972, *apud*, Metha e Monteiro, 2014).

Na Fig. 4.19a são apresentadas as curvas força *versus* deslizamento relativo para os modelos da série C, compostos por conectores Crestbond e concreto autoadensável. O intervalo de forças adotado nos ciclos se deram com base no valor de força média  $P_{u,méd}$  obtida nos modelos da série B, ensaiados anteriormente. Dessa forma, aplicou-se nos ciclos uma força de intensidade máxima 600 kN, sendo esse um valor de força suficiente para romper a aderência mecânica dos modelos, conforme representado no padrão de curva apresentado no diagrama da Fig. 4.16a. Contudo, ao observar o diagrama da Fig. 4.19a, nota-se que as curvas, em todo seu percurso até o procedimento de descarregamento do primeiro ciclo, apresentavam rigidezes consideravelmente elevadas e, ao final da fase de ciclos, um deslizamento médio de apenas 0,5 mm. Com isso, conclui-se que, nos modelos analisados neste trabalho, o concreto autodensável promove uma melhoria considerável sobre a conexão entre o conector Crestbond e o concreto.

As curvas dos conectores pinos com cabeça podem ser visualizadas na Fig. 4.19b. Para esses modelos foram utilizados o concreto convencional, e ao contrário do que se foi observado nos modelos com Crestbond e concreto convencional, as rigidezes das curvas se apresentaram sempre crescentes antes de completar o primeiro ciclo e logo após os 25 ciclos (não mostrados na Fig. 4.19). Essa diferença deve estar relacionada à geometria do pino com cabeça que tende a minimizar o aparecimento das folgas observadas nos modelos com Crestbond.

<sup>8</sup> Concrete Construction, v.17(11), 1972.



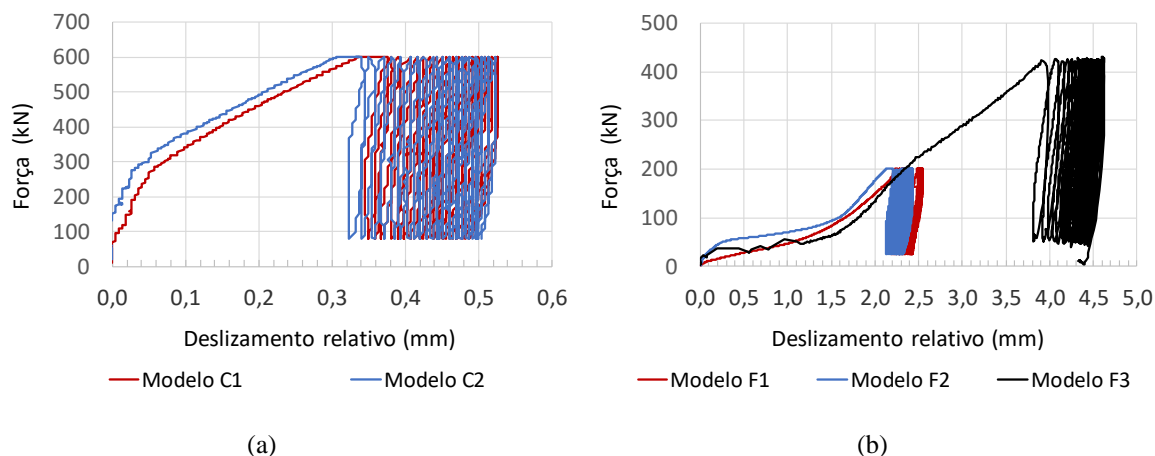


Figura 4.19 – Curvas força *versus* deslizamento relativo durante a fase de ciclos dos modelos com: (a) conectores Crestbond e concreto autoadensável; (b) conectores pinos com cabeça e concreto convencional.

As constatações acerca de regiões com folgas na conexão mista em alguns modelos contribuíram para uma melhor investigação sobre a causa de uma maior dispersão entre os valores de rigidez  $k_{sc}$  dos modelos. Os valores de  $k_{sc}$  são obtidos através da Eq. (2.9), considerando somente os deslizamentos relativos que ocorrem durante o ensaio monotônico. Ao se observar a Eq. (2.9), nota-se que essa rigidez é obtida em função da força característica  $P_{Rk}$  e o deslizamento  $s$  (medido a  $0,70 P_{Rk}$ ). Assim, na Tab. 4.10 são apresentados os valores calculados de  $k_{sc}$  para os modelos com conectores Crestbond. Nessa mesma tabela, há uma coluna com informações sobre o vencimento das folgas durante a fase de ciclo. Essa investigação torna-se necessária, pois essas folgas podem influenciar nos estágios iniciais dos ensaios monotônicos, e por sua vez, nos valores  $k_{sc}$ . Conforme as investigações prévias, os modelos nos quais as folgas foram eliminadas são representados no digrama da Fig. 4.16c. Aguiar *et al.* (2018), através de simulação numérica, chegam à conclusão que as folgas não influem sobre os valores das capacidades resistentes dos modelos, o que foi verificado também no Subitem 4.4.3 adiante.

Como  $k_{sc}$  indica a rigidez do conector e considerando que nos modelos A1 e C2 houve o plastificação prematura do perfil tubular, e o ensaio do modelo A2 foi interrompido, não foi possível obter os valores de  $k_{sc}$  nesses modelos.

Ainda, observando a Tab. 4.10, nota-se que, para os modelos em que haviam folgas, os valores de  $k_{sc}$  variavam entre 60 kN/mm a 106 kN/mm. Quando as folgas eram previamente eliminadas, e a seção do perfil tubular não era enrijecida, esses valores variavam entre 228 kN/mm a 296 kN/mm, havendo um aumento médio de aproximadamente 3 vezes em relação aos modelos com folga. Conforme mencionado no Subitem 4.4.1, para os modelos C1 e E2 houve o

enrijecimento da seção do perfil, para evitar a plastificação prematuro do tubo (Figs. 4.14c e 4.15b). Contudo, o enrijecimento do modelo E1 se deu após o primeiro descarregamento do ensaio, para logo em seguida, com a seção já enrijecida, carregar novamente o modelo até o colapso estrutural. Como o primeiro descarregamento do modelo E1 se deu após um estágio mais avançado de ensaio e apresentando sinais de comportamento não linear, não houve uma contribuição significativa para um aumento do valor de  $k_{sc}$  do modelo. Dessa forma, para os modelos com seção enrijecida e sem folgas, e excluindo o modelo E1 pelos motivos previamente citados, a rigidez  $k_{sc}$  variou entre 414 kN/mm a 448 kN/mm.

Na Fig. 4.20a são comparadas curvas de modelos com seção retangular, porém diferenciados pela forma que é realizado o contato entre o conector e concreto, com folgas (modelo I2) e sem folgas (modelo J2) — pois foram aplicados valores de forças distintos na fase de ciclos desses modelos. Comparações entre as curvas dos modelos com seções enrijecidas (modelo E2) e não enrijecidas em fase iniciais de ensaio (Modelo E1) podem ser visualizadas na Fig. 4.20b. Nesses mesmos diagramas são indicadas as rigidezes  $k_{sc}$  para cada curva de modelo, através de retas contendo inclinações correspondentes aos valores de  $k_{sc}$ .

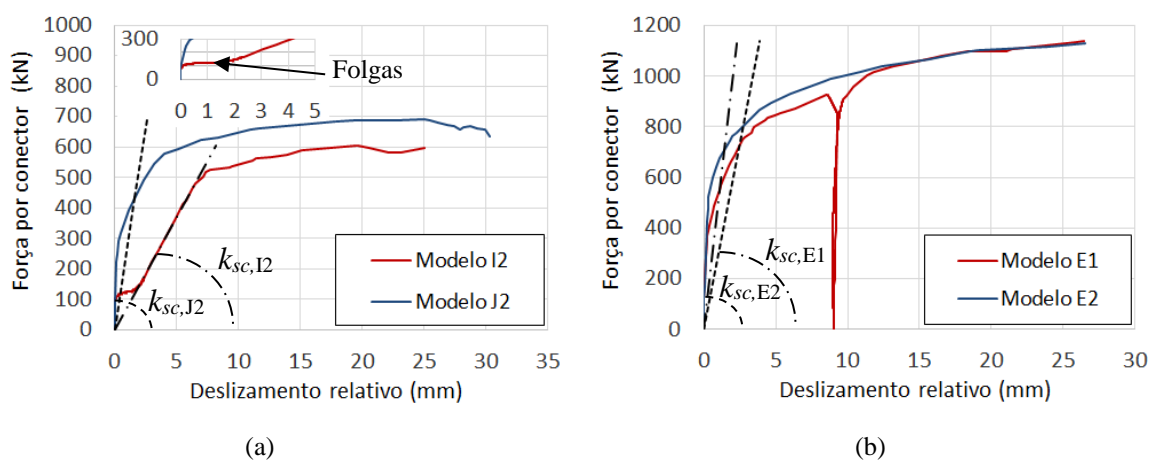


Figura 4.20 – Curvas força *versus* deslizamento relativo, comparando as rigidezes  $k_{sc}$ , durante ensaio monotônico: (a) influência das folgas sobre a rigidez  $k_{sc}$ ; (b) influência do enrijecimento da seção do tubo de aço sobre a rigidez  $k_{sc}$ .

Os valores de  $k_{sc}$  calculados para os modelos com conectores pinos com cabeça são apresentados na Tab. 4.11. Para esses conectores,  $k_{sc}$  variou entre 50 kN/mm e 119 kN/mm, com um valor médio igual a 92 kN/m. Segundo Almeida (2012), se um dado tipo de conector possui uma rigidez menor que 200 kN/mm, este é considerado como flexível, caso o contrário, o seu comportamento é classificado como rígido (Subitem 2.4.1). Com isso, os conectores pinos com cabeça aplicados em PMPC, contribuem para uma conexão flexível. Para os modelos com conectores Crestbond sem folga, a conexão mista nos PMPC pode ser considerada como rígida.

Tabela 4.10 – Rigidez  $k_{sc}$  dos modelos com conectores Crestbond.

Modelos	Nomenclatura	Fase de ciclos		Ensaio monotônico					
		Intervalo de forças nos ciclos (kN)	Vencimento das folgas?	$P_{u,Exp}$ (kN)	$q_{cn,exp}$ (kN)	Prk (kN)	0,7Prk (kN)	s (mm)	$k_{sc}$ (kN/mm)
A1 <sup>1</sup>	S1 - 04CR	30 – 300	Sim	-	-	-	-	-	Esc. Tubo.
A2 <sup>2,3</sup>	S1 - 04CR	30 – 300	Não	-	-	-	-	-	Ens Int.
B1	S1 - 02CR	15 – 75	Não	1497	749	674	472	7,83	60
B2	S1 - 02CR	15 – 145	Não	1410	705	635	444	4,19	106
C1 <sup>3</sup>	S1 - 02CR-ConA	78 – 600	Sim	2210	1105	995	696	1,68	414
C2 <sup>1</sup>	S1 - 02CR-ConA	78 – 600	Sim	1982	991	-	-	-	Esc. Tubo
D1	S1 - 02CR-E	25 – 215	Sim	1517	759	683	478	2,10	228
D2	S1 - 02CR-E	35 – 290	Sim	1599	800	720	504	2,10	240
E1 <sup>4</sup>	S1 -02CR-2D	75 – 600	Sim	2279	1140	1026	718	2,43	296
E2 <sup>3</sup>	S1 -02CR-2D	110 - 880	Sim	2258	1129	1016	711	1,46	488
G1	S2 - 02CR	50 – 150	Não	1855	928	835	584	7,51	78
G2	S2 - 02CR	25 – 150	Não	1731	866	779	545	7,45	73
H1	S2-02CR-E	90 – 720	Sim	2218	1109	998	699	3,57	195
I1	S3 - 02CR	25 – 150	Não	1008	504	454	318	3,31	96
I2	S3 - 02CR	25 – 150	Não	1207	604	543	380	5,15	74
J1	S3-02CR-E	55 – 440	Sim	1266	633	570	399	1,51	265
J2	S3-02CR-E	55 – 440	Sim	1382	691	622	435	1,64	266

OBS:

<sup>1</sup> Plastificação da seção tubular como modo de falha antes que ocorresse a falha da conexão realizada pelo Crestbond.

<sup>2</sup> Ensaio interrompido

<sup>3</sup> Seção do perfil tubular foi enrijecida anteriormente ao ensaio, para evitar o escoamento da seção tubular.

<sup>4</sup> Ensaio interrompido momentaneamente e modelo descarregado, para o enrijecimento da seção tubular; posteriormente o modelo é carregado novamente, dando continuidade ao ensaio (evitando o escoamento do perfil tubular com o seu enrijecimento).

Tabela 4.11 - Rigidez  $k_{sc}$  dos modelos com conectores pinos com cabeça.

Modelo	Nomenclatura	Fase de ciclos	Ensaio monotônico					
		Intervalo de forças nos ciclos (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	$q_{cn,exp}$ (kN)	Prk (kN)	0,7Prk (kN)	$s$ (mm)	$k_{sc}$ (kN/mm)
F1	S1 - 04PC	25 – 200	1103	276	248	174	1,62	107
F2	S1 - 04PC	25 – 200	987	247	222	155	50,39	50
F3	S1 - 04PC	50 – 420	1056	264	238	166	1,40	119

#### 4.4.3 Comportamento e Mecanismo de Falha de Conectores Crestbond em PMPC

A caracterização do comportamento de conectores Crestbond, aplicados em PMPC, se deu pelas análises de curvas força *versus* deslizamento relativo (Fig. 4.12), desconsiderando os deslizamentos durante a fase de ciclos, e através de observações durante e após os ensaios. A inspeção após os ensaios foi efetuada ao realizar-se recortes na superfície do perfil tubular, para verificar a integridade do concreto e do conector Crestbond.

Na Fig. 4.21 são apresentados dois diagramas, os quais apresentam curvas com rigidezes  $k_{sc}$  semelhantes (Tab. 4.11). Conforme discutido ao final do Subitem 4.4.3, parâmetros como vencimento das folgas durante a fase de ciclos e enrijecimento das seções tubulares podem afetar os valores de  $k_{sc}$ . Assim, na Fig. 4.21a são apresentadas curvas de modelos nas quais haviam folgas após a fase de ciclos, e na Fig. 4.22b modelos sem folga e sem enrijecimento da seção do perfil.

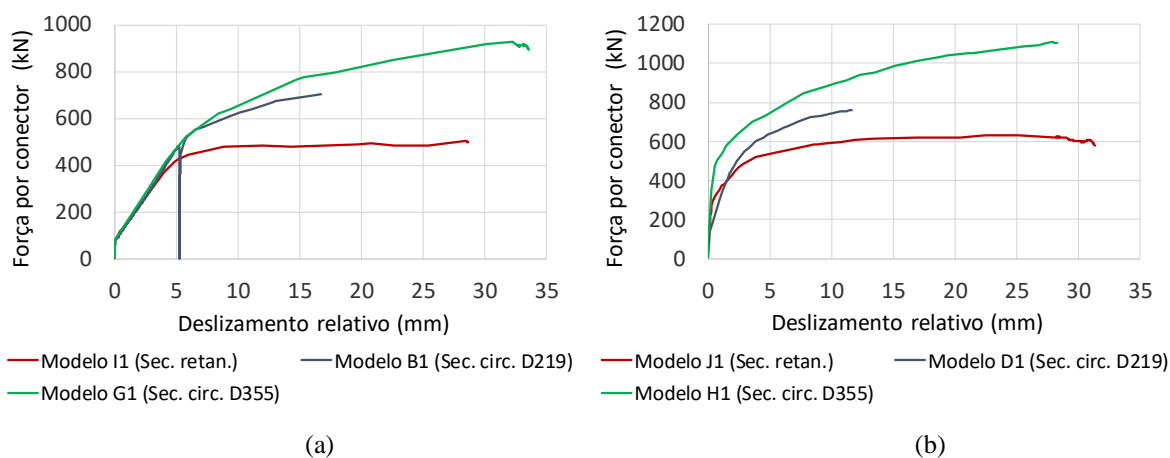


Figura 4.21 – Diagramas força por conector *versus* deslizamento relativo: (a) modelos que não houve vencimento das folgas durante a fase de ciclos; (b) modelos sem folgas.

Para maior compreensão do comportamento, os diagramas apresentados nas Figs. 4.21a e 4.21b foram idealizados na Fig. 4.22. Nota-se que essas curvas apresentam comportamentos semelhantes para baixos deslizamentos até o ponto A que, de maneira aproximada, define o limite do tramo linear ( $\overline{OA}$ ). Posteriormente, em cada curva há uma queda progressiva da rigidez com o aumento do carregamento, porém com intensidades diferentes, até que é alcançado o ponto B que caracteriza quando a rigidez se anula. Foi observado que após o ponto B, o deslizamento relativo aumenta, porém, sem um acréscimo de força.

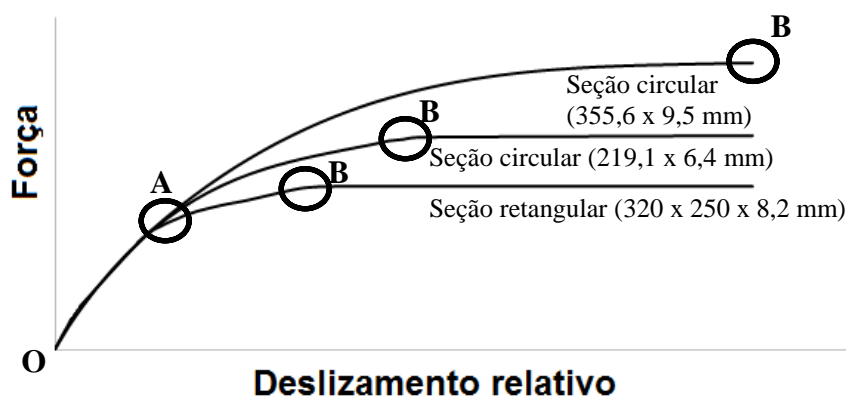


Figura 4.22 – Idealização de curvas força *versus* deslizamento relativo mantendo as mesmas características dos modelos, porém utilizado diferentes tipos de seções.

Como o tramo de curva não linear  $\overline{AB}$  das curvas apresentadas na Fig. 4.22 se diferem de acordo com o tipo de seção (retangular ou quadrada), ou com a esbeltez da seção ( $D/t$  ou  $B/t$ ), presume-se que essas diferenças estejam relacionadas com o efeito do confinamento provocado sobre o concreto. Conforme descrito no Subitem 2.2, quando se inicia a fissuração do concreto, esse material tende a se expandir lateralmente de maneira mais acentuada, e quando essa expansão é contida (efeito de confinamento), a capacidade do concreto e sua ductilidade são aumentados consideravelmente. O confinamento global do concreto é função do tipo da seção (se retangular ou quadrada), e proporcional ao fator  $\zeta$  (Eq. 2.1), sendo este função das resistências dos componentes de tubo de aço e núcleo de concreto e da razão entre as áreas das seções do perfil tubular e do núcleo de concreto ( $A_a/A_c$ ) — a razão  $A_a/A_c$  é diretamente proporcional à esbeltez da seção. Na Fig. 2.12 é representado um diagrama idealizado contendo curvas de ensaios de PMPC sem conectores de cisalhamento com diferentes valores de  $\zeta$ . Ao observar essa figura, nota-se que os tramos  $\overline{AB}$  são função também desse fator, algo semelhante ao observado na Fig. 4.22, na qual a ductilidade e o aumento do carregamento nesse trecho é função do tipo e esbeltez da seção.

Além do efeito do confinamento global no núcleo de concreto nos modelos de PMPC, os ensaios realizados indicaram que há também o efeito de confinamento parcial que ocorre nos pontos de introdução de forças (abaixo do conector Crestbond). Os efeitos sobrepostos de confinamento parcial do concreto e global são ilustrados e exemplificados na Fig 2.16, e a resistência de cálculo do concreto ( $\sigma_{c,Rd}$ ) na região de concreto imediata aos pontos de introdução de forças é dada pela Eq. (2.8). Ao observar essa equação, nota-se que o efeito de confinamento parcial é função da razão entre as áreas da seção do núcleo de concreto e da área de concreto parcialmente carregada ( $A_c/A_{c0}$ ), e o efeito de confinamento global pode ser observado na parcela da equação que quantifica a esbelteza da seção ( $t/L$ ) e tipo de seção ( $\eta_{cl}$ ).

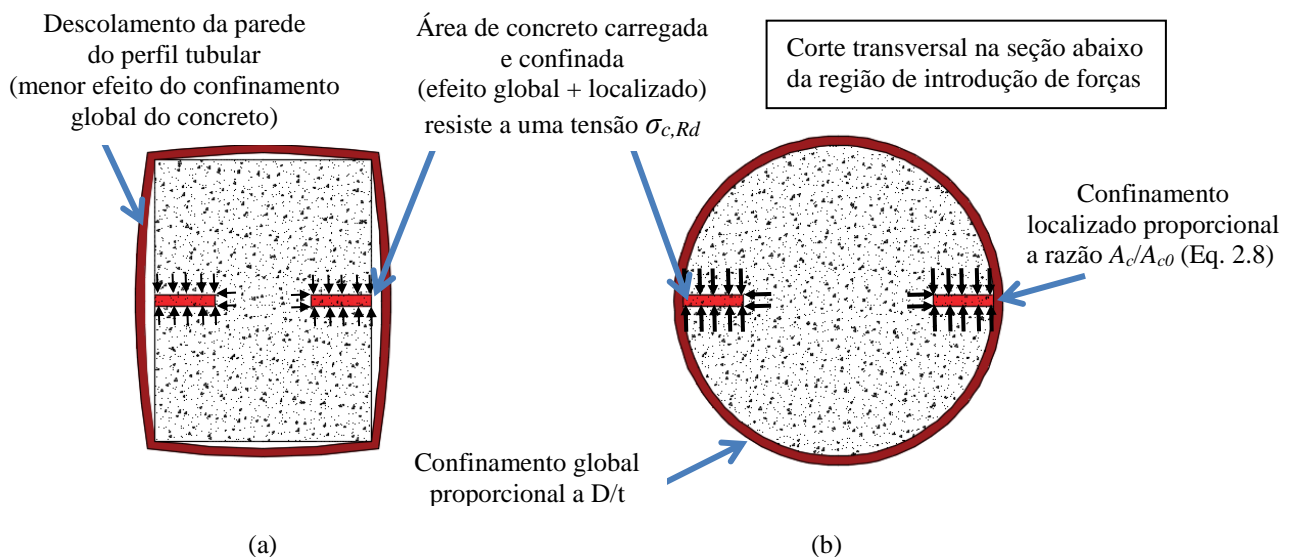


Figura 4.23 – Corte transversal em modelos de PMPC com conectores Crestbond, abaixo da região de introdução de forças, indicando a área de concreto carregada e confinada: (a) seção retrangular; (b) seção circular.

Com isso, conclui-se que à medida que se aumenta a área da seção do núcleo de concreto  $A_c$ , porém mantendo as mesmas dimensões do conector Crestbond, ou seja, mantendo-se a área  $A_{c0}$  (conforme se observa ao se comparar modelos com diâmetros de 219,1 mm e 355,6 mm), espera-se o aumento do efeito de confinamento, como foi observado nas curvas dos diagramas da Fig. 4.21. Esses efeitos de confinamentos sobrepostos são reduzidos para seções retangulares, e pode ser justificado analiticamente ao comparar o valor  $\eta_{cl}$  igual a 3,5 para seções quadradas (não há  $\eta_{cl}$  para seções retangulares) contra 4,9 para seções circulares. Sabe-se também que as seções retangulares apresentam rigidez suficiente para resistir à expansão lateral do concreto somente nas bordas do perfil tubular (Fig. 4.23). Desse modo, quando se aumenta a diferença entre os lados da seção retangular, diminui-se ainda mais a restrição lateral no maior lado, reduzindo o efeito de confinamento parcial.

Considerando que a força de atrito é proporcional a forças normais ( $F_{at} = \mu.N$ ), o aumento do valor da tensão  $\sigma_{c,Rd}$ , poderia ocasionar também um aumento da parcela de força que é transferida essencialmente por atrito na interface entre os componentes tubo e núcleo de concreto. Dessa forma, percebe-se que a transferência de força por atrito ao longo da interface dos componentes se dá de forma desigual, se concentrando nos pontos de elevadas tensões no núcleo de concreto (abaixo do conector Crestbond).

Outro possível efeito de confinamento que merece ser mencionado, presente em elementos de vigas mistas, é o confinamento oferecido por barras de armaduras passantes nos *dowels* de concreto (Seidl *et al.*, 2013a). As Eqs. (2.15) e (3.8) demonstram que o acréscimo de resistência devido a esse efeito é dado pelo fator  $\rho_d$ , sendo é função das propriedades das barras de armadura e do concreto. Os modelos de PMPC com barras de armaduras (séries D, H e J) apresentam, em cada *dowel* de concreto, uma barra de armadura de 6,3 mm e um fator  $\rho_d$  médio igual a 0,06, indicando analiticamente que a capacidade dos *dowels* de concreto é aumentada em média 6% com o uso dessas armaduras. Contudo, foi observado numericamente, no Capítulo 5 a seguir, que o efeito de confinamento devido ao uso de armaduras passantes em PMPC é consideravelmente menor aos outros efeitos descritos anteriormente e representados na Fig. 4.23, podendo ser considerado desprezável nesta análise experimental.

A norma EN 1994-1-1:2004 define que o deslizamento máximo de um conector ( $\delta_u$ ) é o deslizamento situado no ramo descendente da curva correspondente a um valor de 90 % da força última ( $P_u$ ). Contudo, conforme demonstrado na Fig. 4.22, após o ponto B, não há o descarregamento das curvas. Dessa forma, nesse trabalho e para os modelos com conectores Crestbond,  $\delta_u$  é definido, de forma mais conservadora, igual ao deslizamento  $\delta_{ult}$  (valores apresentados na Tab. 4.8), sendo este deslizamento correspondente a força  $P_u$ .

Na Tab 4.12 são apresentados os valores da capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) por séries ensaiadas. O valor de  $\delta_{uk}$  é tomado como o menor valor de  $\delta_u$  obtido nos ensaios reduzido em 10%. Conforme o critério de ductilidade apresentado pela norma EN 1994-1-1:2004, a conexão mista realizada pelo Crestbond, em elementos de PMPC, pode ser considerada como dúctil ( $\delta_{uk} \geq 6$  mm). Isso já era esperado, pois nos ensaios de cisalhamento padrão realizados por Veríssimo (2007), situação de baixo confinamento do concreto, os conectores já possuíam comportamento dúctil.

Tabela 4.12 - Capacidade característica de deslizamento das séries ensaiadas e comportamento em estado-limite último.

Série	$\delta_{ult} = \delta_u^1$ (mm)	$\delta_{uk}$ (mm)	Comportamento <sup>2</sup>	Série	$\delta_{ult} = \delta_u^1$ (mm)	$\delta_{uk}$ (mm)	Comportamento <sup>2</sup>
B	16,76	15,08	Dúctil	G	29,53	26,58	Dúctil
C	12,53	11,28	Dúctil	H	28,28	25,45	Dúctil
D	11,65	10,49	Dúctil	I	19,69	17,72	Dúctil
E	26,4	23,76	Dúctil	J	22,45	20,21	Dúctil

OBS:

<sup>1</sup> Para os modelos com conectores Crestbond,  $\delta_{ult} = \delta_u$  (menor valor por série);

<sup>2</sup> Os conectores são considerados como dúcteis quando  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm.

Percebendo que a ductilidade e capacidade do conector é função do confinamento do concreto, na Fig. 4.24a foram comparados modelos com alto confinamento e baixo confinamento. O modelo C2 foi ensaiado por Veríssimo (2007) seguindo as prescrições do ensaio de cisalhamento padrão (duas lajes conectadas a um perfil de aço por meio dos conectores), no qual há pouco confinamento do concreto. As características desse modelo podem ser encontradas na Tab. 3.1. Já o concreto do modelo E1, ensaiado neste trabalho, era confinado por um perfil tubular com o diâmetro 219,1 mm. Em ambos os modelos são utilizados dois conectores Crestbond CR56b com quatro *dowels* de aço (Fig. 4.2) e com valores próximos da resistência  $f_c$  do concreto. Esses valores de resistência para os modelos C2 (Veríssimo, 2007) e E2, eram iguais a 48,1 MPa e 42,24 MPa, respectivamente. No diagrama da Fig. 4.24b é apresentada uma idealização dessas curvas.

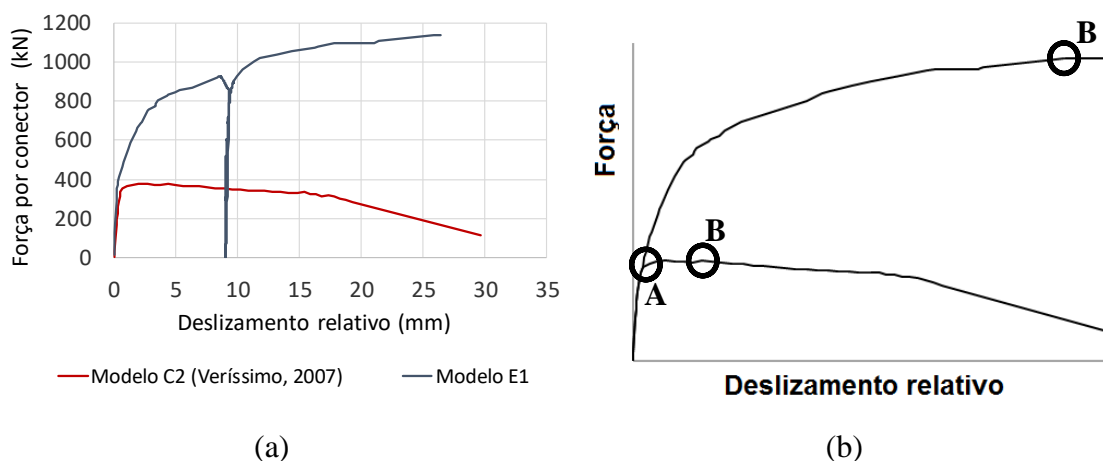


Figura 4.24 – Comparação entre modelos com e sem confinamento do concreto, e com conectores Crestbond com quatro *dowels* de aço: (a) curvas dos modelos C2 (ensaiado por Veríssimo, 2007) e E1 (ensaiado neste trabalho); (b) idealização das curvas.



Observando a Fig. 4.24, nota-se que as curvas de ambos os modelos, sem e com confinamento, possuem para baixos deslizamentos (até o ponto A), rigidezes semelhantes. Após o ponto A, para a situação sem confinamento, há uma avançada fissuração do concreto na linha de ação dos conectores (Fig. 3.17), diminuindo drasticamente a rigidez da curva, até se atingir o ponto de força máxima B. Posteriormente a esse ponto, ocorre o cisalhamento do concreto abaixo do conector e a curva apresenta trechos com rigidez negativa. Contudo, quando o concreto é confinado pelo perfil tubular, tem-se o aumento da sua resistência, conforme descrito no Subitem 2.2 (efeito de confinamento do concreto). Com isso permite-se melhor aproveitamento da capacidade da conexão mista, levando à falha por meio do trabalho conjunto de todos os *dowels* de aço, diferentemente dos modelos ensaiados por Veríssimo (2007), no qual foram observadas deformações significativas somente no *dowel* de aço frontal.

Para uma investigação mais aprofundada acerca do comportamento da conexão mista realizada pelo Crestbond, foi realizado um procedimento de recorte no perfil tubular seguido pelo desmonte progressivo do núcleo de concreto, observando-se o padrão de fissuração e a deformada do aço do conector. Na Fig. 4.25 é representada a abertura dos modelos B1 e C1, com concreto convencional e autoadensável, respectivamente. Outros modelos com concreto convencional foram abertos (B2, I1, G2), para verificar se os modos de falha apresentavam os mesmos padrões observados. Na Fig. 4.26 é representado o entorno da conexão mista, destacando-se as linhas de fissuração advindas do cisalhamento dos *dowels* de concreto e do esmagamento do *dowel* frontal de aço evidenciado somente nos modelos com concreto convencional.

Os modelos com concreto convencional falharam de forma semelhante, com ruptura e fissuração do núcleo de concreto, como pode ser observado nas Figs. 4.25c e 4.25f. Observaram-se linhas de fissuração nos níveis superior e inferior dos conectores em todo o percurso diametral, formando blocos de concreto acima, abaixo e entre os conectores. Ao inspecionar o núcleo de concreto próximo aos conectores, foi possível observar a divisão do núcleo pelo plano que contém os conectores, formando duas partes, evidenciado o cisalhamento gerado pelo conector (Fig 4.26f). Para o concreto autodensável, após o recorte do perfil tubular, somente a linha de fissuração superior do conector era evidenciada (Fig. 4.25b), não havendo maiores dificuldades da remoção do bloco de concreto acima da linha de ruptura (Fig. 4.25d). Posteriormente, como auxílio de uma marreta e uma talhadeira, para prosseguir com o desmonte do modelo C1, observou-se que havia certa facilidade do desmonte do concreto no plano de ação dos conectores, possivelmente devido ao cisalhamento provocado nos *dowels* de concreto

(4.25e). Dessa forma, conclui-se que o modelo com concreto autoadensável (C1) estava em um estágio de fissuração intermediário quando comparadas com os com modelos com concreto convencional, apesar de que esses modelos apresentarem menores valores de  $P_u$  (Tab. 4.8).

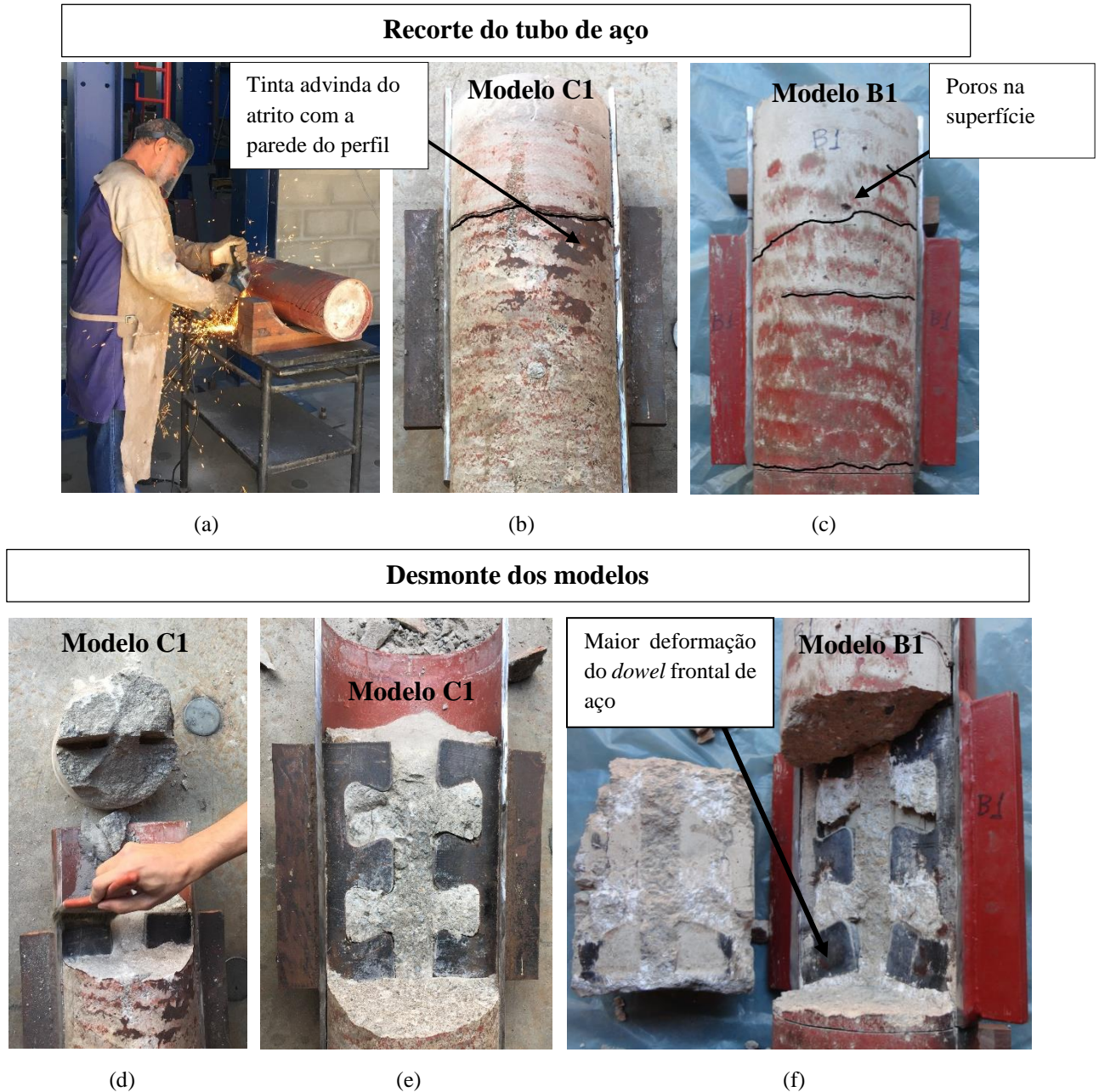


Figura 4.25 - Recorte e retirada do tubo de aço e seguido pelo desmonte dos modelos de PMPC: (a) procedimento de recorte do perfil tubular no modelo C1; (b) Aspecto do núcleo de concreto no modelo C1 após recorte do tubo; (c) Aspecto do núcleo de concreto no modelo B1 após recorte do tubo; (d) desmonte do bloco de concreto situado acima das fissuras localizadas na altura do conector no modelo C1; (e) conector Crestbond destacado no modelo C1; (f) conector Crestbond destacado no modelo B1.

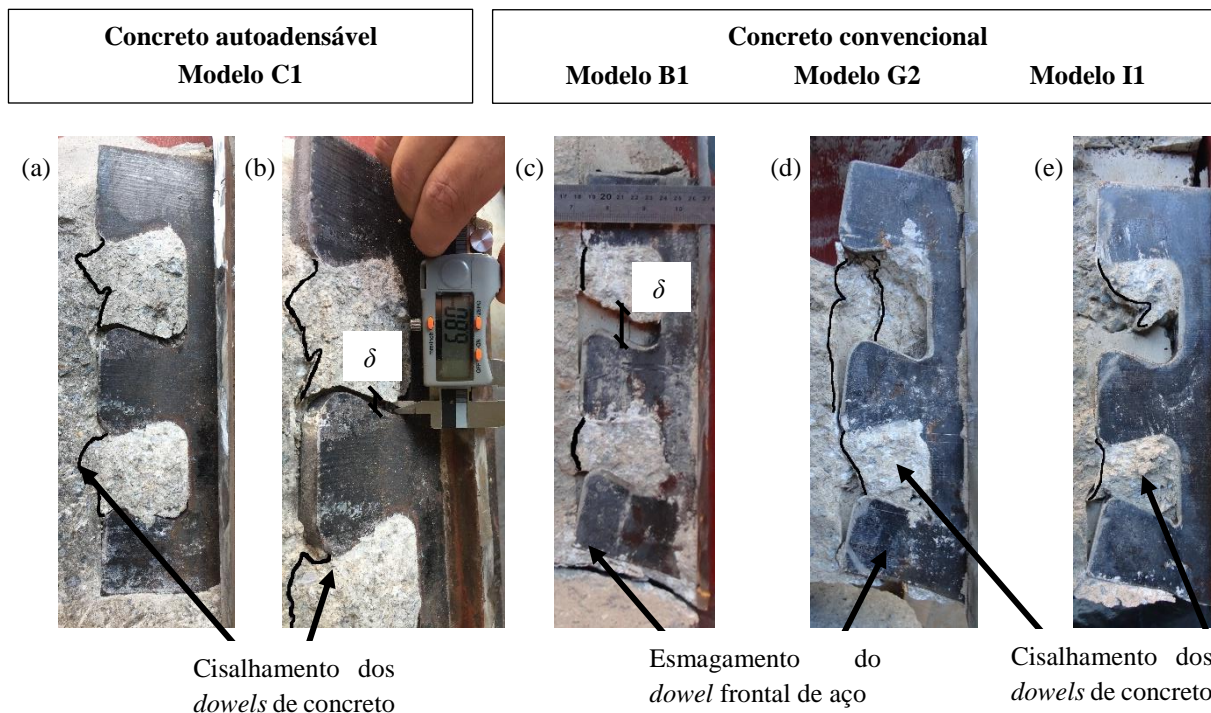


Figura 4.26 – Deformação observada dos conectores Crestbond após o desmonte dos modelos: (a) C1; (b) C1 demonstrando o deslizamento relativo entre *dowels* de aço e concreto; (c) B1; (d) G2; (e) I1.

Como o concreto convencional possuía uma relação *a/c* consideravelmente maior que o concreto autoadensável, presume-se que um maior volume de água inerte perdurou neste concreto nas primeiras idades e que, posteriormente, esse volume foi expulso para superfície, causando a retração do concreto. Desse modo, acredita-se que bolsões da água inerte permitiram a formação de uma superfície mais porosa no concreto convencional (comparar as Fig. 4.25b e 4.25c) e de regiões com folgas entre esse tipo de concreto e a conector Crestbond, conforme discutido anteriormente (Fig. 4.17). Segundo Roeder *et al.* (1999), a retração do núcleo de concreto em PMPC influi diretamente sobre a aderência natural entre o perfil tubular e o concreto. Quanto maior for esse efeito menor será a aderência na interface. Com isso, é assumido que essa significativa diferença entre as forças  $P_u$  dos modelos com diferentes tipos de concreto ocorreu devido à maior transferência de forças por cisalhamento na interface aço-concreto nos modelos com concreto autoadensável.

Contudo, ainda ao comparar as Figs.4.25b e 4.25c, nota-se que no modelo B1 (concreto convencional) houve um maior desprendimento da camada de tinta, apesar da menor aderência natural na interface em relação ao modelo C1 (concreto autoadensável). Isso pode ser explicado ao observar as diferentes idades dos modelos (ver datas de ensaios na Tab. 4.8). Apesar dos modelos com concreto convencional terem sido concretados em datas distintas (ver Subitem 4.2.2.1), os perfis tubulares dos modelos foram adquiridos em um único lote, para que,

em seguida, fossem realizadas as adaptações necessárias, como a pintura externa e interna. Desse modo, quando foi ensaiado o modelo B1 a camada de tinta estava mais fresca, facilitando o seu desprendimento.

Conforme mencionado anteriormente, quando são utilizados diferentes tipos de seção (retangular ou quadrada) e a razão entre as áreas  $A_a$  e  $A_c$ , porém mantendo as demais características, a capacidade ou ductilidade dos modelos podem diferir significativamente, conforme a idealização apresentada na Fig. 4.22. Sabe-se que as formulações para o cisalhamento do concreto e a falha do aço do conector foram desenvolvidas somente para projetos de vigas mistas de edifícios ou pontes. Dessa forma, ao utilizar essas expressões para o dimensionamento de conectores Crestbond em PMPC, não se estaria considerando a parcela de resistência que o perfil tubular, externo ao concreto, poderia acrescentar ao restringir esse material. Com isso, o diagrama contendo a idealização de curvas em função de diferentes seções (Fig. 4.22), é representada novamente na Fig. 4.27, porém adicionando-se retas analíticas, também idealizadas, para o escoamento do aço do conector (capacidade característica), falha do aço do conector (capacidade média) e cisalhamento do concreto (capacidade média). Esse diagrama representa, com uma boa aproximação, o comportamento de modelos com dois conectores Crestbond CR56b contendo dois ou três *dowels* de aço, e com a resistência  $f_c$  variando entre 39 a 52 MPa (modelos de B a E, G a J).

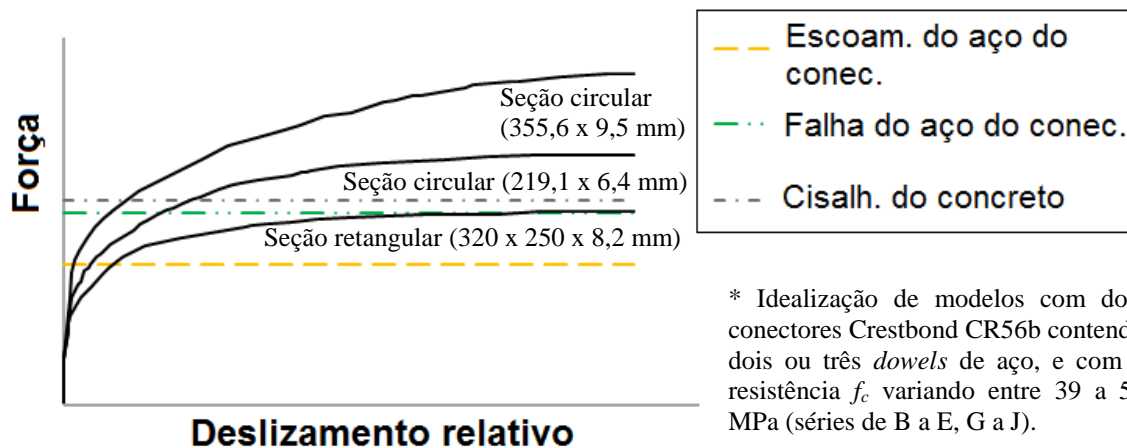


Figura 4.27 – Comparação entre curvas força *versus* deslizamento relativo idealizadas com retas analíticas

Ao se observar o diagrama idealizado da Fig. 4.27, nota-se que a transição dos trechos de comportamento linear para não-linear das curvas ocorre com o escoamento do aço do conector. Os modelos com seção retangular, por apresentarem um efeito de confinamento mais concentrado nas bordas do perfil (Fig. 4.23a), não apresentam um acréscimo de capacidade resistente significativa, e assim, com as forças  $P_u$  obtidas nos ensaios próximas às calculadas

para a falha do aço do conector. Contudo, as forças estimadas para o cisalhamento do concreto, para os modelos analisados com seções retangulares, neste programa experimental, apresentam também valores próximos aos previstos para a falha do aço do conector. É importante destacar que os modelos analíticos desenvolvidos para a falha do aço do conector e o cisalhamento do conector não consideram fenômenos que estão mais presentes em elementos PMPC como o elevado atrito na interface aço-concreto o efeito da rotação dos conectores, os quais são estudados numericamente no Capítulo 5.

Conforme observado numericamente no Subitem 3.3.3.4, um dos possíveis modos de colapso na conexão mista é a falha dos *dowels* de aço, quando são atingidas deformações plásticas excessivas na seção crítica dos *dowels* (Fig. 3.41). Acredita-se que a falha do *dowel* de aço frontal, para os modelos com concreto convencional, é ocorre devido à elevadas deformações plásticas residuais (Figs. 4.26c a 4.26e), porém o mesmo não foi observado para o modelo com concreto autoadensável (Fig. 4.26a). Contudo, foi demonstrado no Subitem 3.3.3.4 que a capacidade máxima do aço do conector pode ser alcançada quando são atingidas deformações plásticas que podem causar a falha do aço na região inferior do *dowel* frontal (Fig. 3.41). E posteriormente, com força constante, o *dowel* de aço frontal começa a se deformar consideravelmente. Dessa forma, a falha do aço deve estar ocorrendo também para o modelo com concreto autoadensável.

Após essas constatações, torna-se fundamental compreender qual dos dois estados-limites, cisalhamento do concreto ou falha do aço do conector, seria o fator limitante para a capacidade na conexão mista. Essas investigações ainda serão discorridas nos Capítulos 5 e 6.

No modelo C1 foram colados oito EER longitudinais distribuídos em três níveis de altura. Para a altura igual a 925 mm (nível 1) foram colados 4 EER e nas alturas 367 mm (nível 2) e 150 mm (nível 3), foram colados 2 EER. Nota-se que o nível 1 se situa 25 mm abaixo da cota de arrasamento do concreto (altura de 950 mm), e os dois outros níveis se situam abaixo dos conectores Crestbond. Na Fig 4.28 são apresentadas curvas de deformação média por nível *versus* deslizamento relativo entre tubo de aço e núcleo de concreto. Essa análise por extensometria foi realizada até quando o modelo alcançou uma força de aproximadamente 1300 kN, quando se realizou, conforme mencionado anteriormente, o descarregamento do modelo, para que fosse transferido para o pórtico com atuador de maior capacidade. Pode se observar que as deformações nos níveis 2 e 3 são reduzidas, demonstrando que a transferência

de forças teria se consolidado e, portanto, tem-se valores de deformações próximos nesses dois níveis.

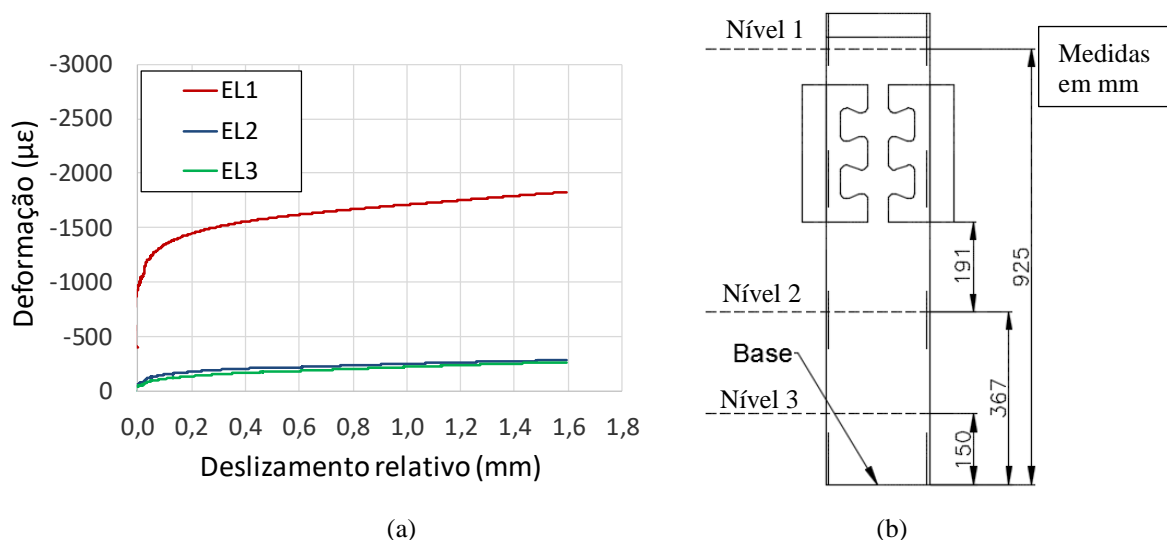


Figura 4.28 – Análise das deformações longitudinais por níveis no modelo C1: (a) curvas de deformação longitudinal *versus* deslizamento relativo; (b) indicação das alturas dos níveis na qual foram instalados os EER.

Na Fig 4.29a é apresentada a curva de deformação transversal média *versus* deslizamento relativo entre tubo de aço e núcleo de concreto para o modelo D1. Nesse modelo foram colados dois EER transversais diametralmente opostos em um nível de altura correspondente a 325 mm, conforme indicado na Fig. 4.29b. Nota-se que à medida que se aumenta o deslizamento relativo, em um nível próximo a base, e na qual supõem-se que nesse nível o procedimento de transferência de forças do tubo de aço para o núcleo de concreto já foi efetuado, ocorre a expansão transversal do tubo de aço. Isso já era esperado devido à fissuração do concreto nessa região, e com a restrição lateral provocada pelo tubo, a seção desse perfil acaba ficando tracionada.

A análise da transferência de forças entre o tubo de aço e o núcleo de concreto também foi verificada através de curvas de deformação longitudinal *versus* altura, em um dado nível de carregamento. As curvas apresentadas na Fig. 4.30 foram obtidas através da leitura das deformações longitudinais do modelo C1, correspondentes a uma variação de carregamento  $\Delta P = 200$  kN. Assim como foi observado no estudo de Cardoso (2014) (Fig 2.60), à medida que se aumenta o carregamento, as deformações do tubo aumentam na região acima dos conectores. Em Cardoso (2014) foram estudados parafusos como conectores, sendo que esses apresentavam uma menor capacidade resistente por dispositivo em relação aos conectores Crestbond, permitindo menores valores de deformações na região superior do tubo de aço. Comparando-se as Figs. 2.60 e 4.30, nota-se que a deformação na extremidade inferior do tubo para

carregamentos mais avançados oscila entre  $-150 \mu\epsilon$  e  $-280 \mu\epsilon$ . Considerando que a seção de PMPC analisado por Cardoso (2014) apresenta as mesmas dimensões nominais da seção do modelo C1 (219,1 mm x 6,4 mm), a parcela de força remanescente na extremidade inferior do tubo pode estar ligada às condições da aderência natural na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Desse modo, a aderência natural nessa região permite que forças de cisalhamento transferidas para o concreto em níveis superiores de altura, através da atuação dos conectores, sejam transmitidas novamente para o perfil de aço.

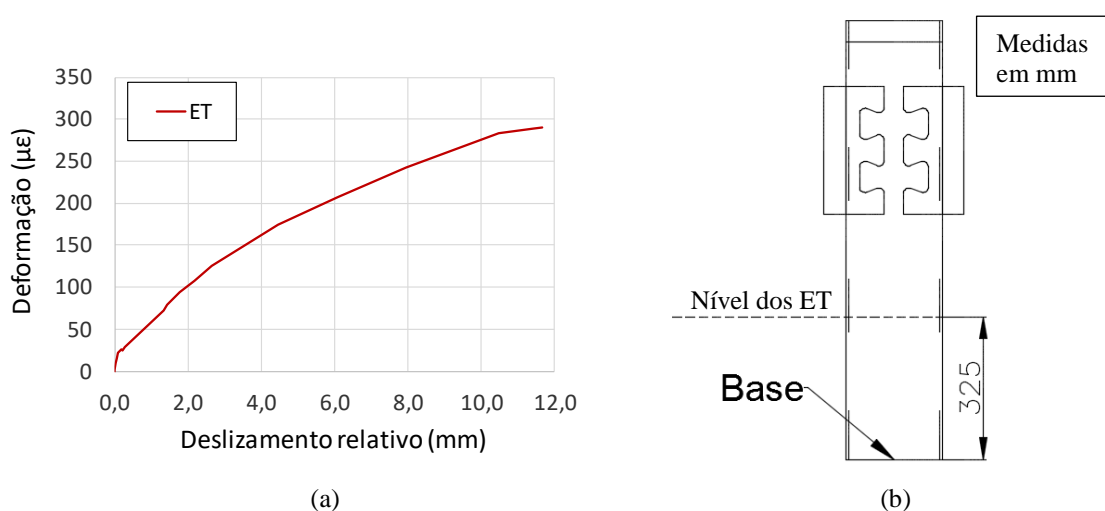


Figura 4.29 - Análise das deformações transversais por nível no modelo D1: (a) curvas de deformação longitudinal *versus* deslizamento relativo; (b) indicação das alturas dos níveis na qual foram instalados os EER.

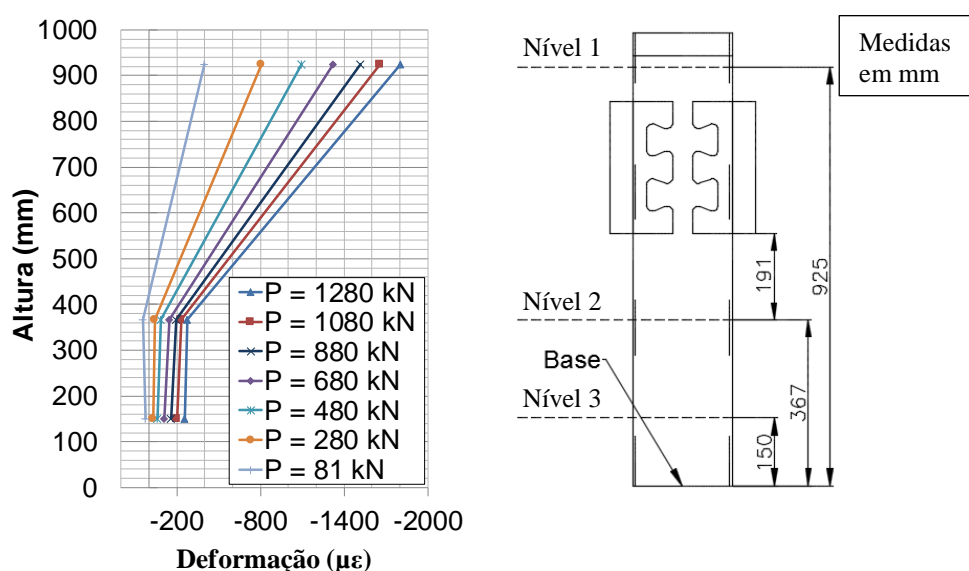


Figura 4.30 - Curvas de altura de nível do modelo C1 *versus* deformação.

#### 4.4.4 Comportamento e Mecanismo de Falha de Conectores Pinos com Cabeça em PMPC

O comportamento de conectores pino com cabeça é descrito por curvas força *versus* deslizamento relativo obtidas após os ensaios da série F (Fig. 4.13). Após se notar certo padrão de comportamento, essas curvas foram idealizadas e são apresentadas em cor preta no diagrama da Fig. 4.31. A curva idealizada é subdividida em 5 tramos de comportamentos distintos que são discutidos ao longo do texto. Nesse mesmo diagrama são indicadas também as retas analíticas obtidas pelas Eqs. (2.10) e (2.11), representando os estados-limites para a ruptura do concreto e a ruptura do aço do conector, respectivamente.

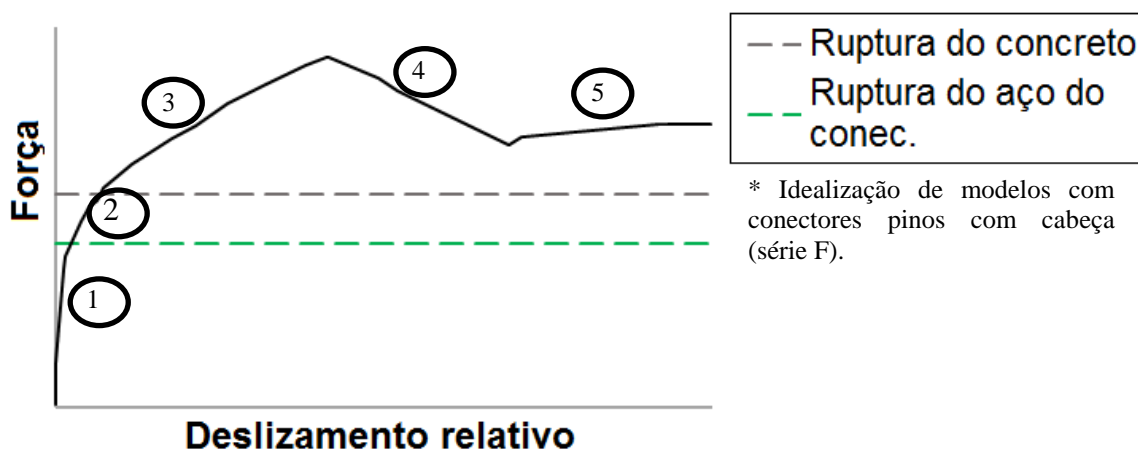


Figura 4.31 - Comparação entre curvas força *versus* deslizamento relativo idealizadas com retas analíticas.

O tramo 1 de comportamento linear, designado na curva no diagrama da Fig 4.31, ocorre para baixos deslizamentos relativos, com conectores e o concreto do entorno sofrendo apenas deformações elásticas (Fig. 4.32a). Posteriormente, no tramo 2, as bases dos conectores começam a plastificar progressivamente até a ocorrência da rótula plástica, e por consequência, nesse processo, o fuste e a cabeça do conector sofrem flexão, esmagando a região de concreto em contato com fuste e a região dianteira à cabeça do conector, contrária ao sentido da flexão (Fig. 4.32b). No início do tramo 3, ocorrem fissuras acima da região esmagada de concreto anterior à cabeça do conector. Essas fissuras ocorrem devido ao aumento da flexão da cabeça, e a capacidade do conector é atingida quando essas fissuras se estendem até à parede do tubo, ocorrendo o desprendimento de um bloco de concreto, conforme é representado na Fig. 4.32c. Em muitas situações, essa ruptura pode ser brusca, com grande atuação de forças  $P_{out}$  (Fig. 4.32d). O tramo 4 representam os segmentos de curvas com rigidezes negativas, ocorrendo o descarregamento, após se atingir a força última  $P_u$  no tramo 3. Após esse estágio, no tramo 5,



o descarregamento é interrompido, com a curva oscilando em torno de um valor de força constante.

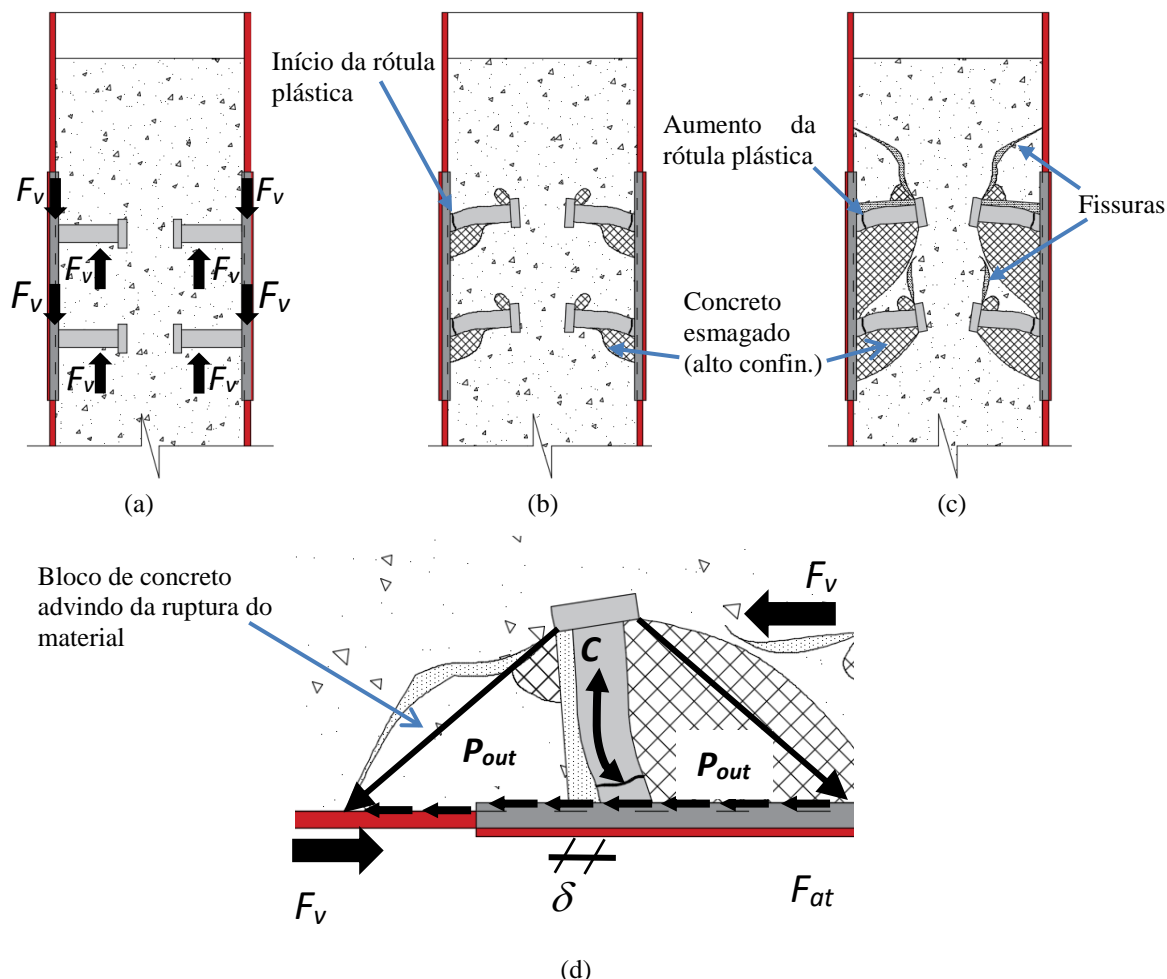


Figura 4.32 – Comportamento de conectores pinos com cabeça em PMPC: (a) comportamento sob baixos deslocamentos relativos; (b) início da formação de rótula plástica na base dos conectores; (c) comportamento sob estado-limite último; (d) detalhes da conexão mista em estado-limite último.

Nos diagramas das Figs. 4.13 e 4.31 é representada, em cor verde, a reta analítica correspondente à ruptura do conector à tração. Sabe-se que esse modelo analítico, que é designado pela ABNT NBR 8800:2008, é utilizado para o dimensionamento de conectores pino com cabeça em elementos de vigas mistas, não representando fielmente o comportamento desses conectores em elementos de PMPC. Ao se observar as Figs. 2.22a e 4.32d, nota-se que em um estágio mais avançado de carregamento, o conector se encontra tracionado por uma força  $C$ , equilibrada no sistema com as forças  $P_{out}$  que atuam no concreto, e tendem a expulsar uma região limitada, em formato de cone, para fora da conexão mista. Contudo, em elementos de PMPC, a expansão lateral do concreto é fortemente restringida e o material é mais compactado, atingindo maiores tensões sob menores deformações. Além disso, essa restrição

impede que maiores deformações por tração sejam transmitidas para o conector, elevando a força a intensidade da força  $C$  que é necessária para a ruptura desse dispositivo.

Menciona-se também que a reta analítica correspondente à ruptura do concreto se encontra consideravelmente mais abaixo que a força máxima dos modelos. Isso já era esperado por não se considerar o efeito de confinamento do núcleo de concreto proporcionado pelo perfil de aço na formulação desenvolvida para esse estado-limite (Eq. 2.10).

A análise do comportamento dos conectores pino com cabeça em PMPC, para cada etapa do carregamento, conforme ilustrado com detalhes na Fig. 4.32, foi fundamentada em constatações presentes em estudos encontrados na literatura. Nos estudos de Nellinger (2015) e Nellinger *et al.* (2017) é demonstrado como ocorre o equilíbrio de forças em conectores pino com cabeça quando aplicados em vigas mistas. Nos estudos realizados por Cardoso (2014) e Santos (2017), foram analisados conectores parafusos em PMPC. Apesar de serem analisados diferentes tipos de conectores nesses dois últimos trabalhos, foram constatados, assim como nos estudos descritos que foram analisados conectores pinos com cabeça em vigas mistas, modos de falha semelhantes para a ruptura do concreto, como pode ser notado ao se comparar as Figs. 2.22, 2.23 e 4.33.

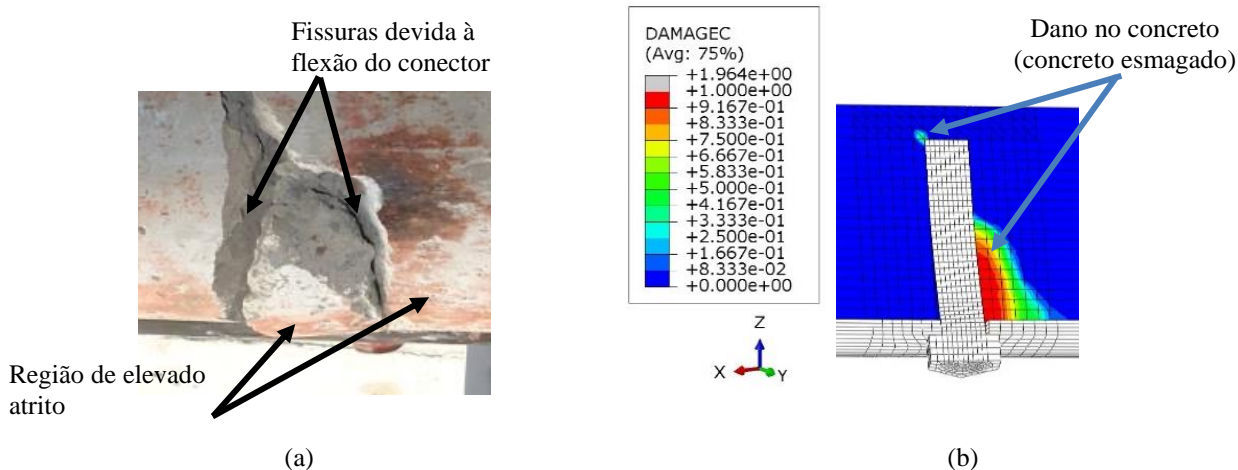


Figura 4.33 – Comportamento de conectores parafusos aplicados em PMPC (Cardoso, 2014): (a) recorte do perfil tubular após o ensaio para verificar a integridade do núcleo de concreto; (b) dano sofrido pelo concreto em estado-limite último.

No diagrama da Fig. 4.34 é ilustrada a curva de força por conector *versus* deslizamento relativo do modelo F1, indicando os valores de  $P_{Rk}$  e  $\delta_u$  obtidos segundo critérios definidos pela EN 1994-1-1:2004, sendo esses apresentados anteriormente no Subitem 2.4.1. O valor da capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) é obtido considerando o menor valor de  $\delta_u$  por série de modelos reduzido em 10%. Considerando que o menor valor de  $\delta_u$  obtido na série F foi

para o modelo F1 e com o deslizamento igual a 8,64 mm, obtém-se  $\delta_{uk}$  igual a 7,78 mm. Dessa forma, o uso de conectores pinos com cabeça em PMPC proporcionam uma conexão mista com comportamento dúctil, obedecendo o critério de ductilidade da norma EN 1994-1-1:2004, especificando que quando  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm, o comportamento pode ser tomado como dúctil.

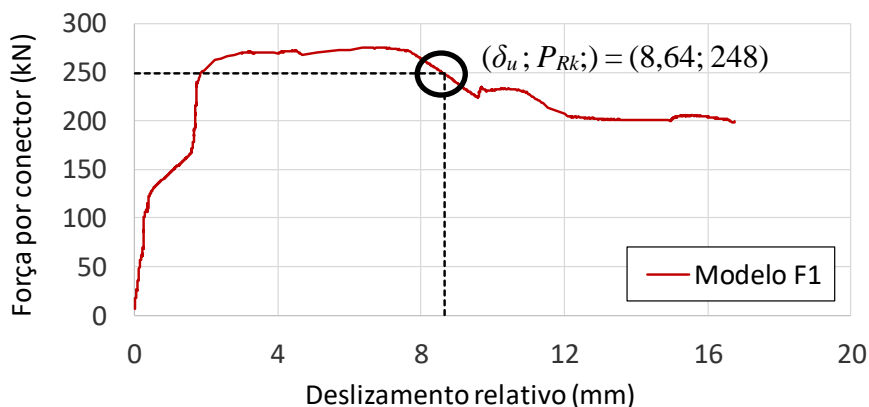


Figura 4.34 - Curvas de força por conector *versus* deslizamento do modelo F1.

Na Tab. 4.13 são apresentados os valores de  $\delta_{uk}$  obtidos para as séries com conectores Crestbond, com valores variando entre 11,28 mm e 26,58, indicando que os conectores Crestbond são consideravelmente mais dúcteis em relação aos conectores pinos com cabeça.

Na Fig. 4.35 são comparados sistemas de equilíbrio de forças, para baixos deslizamentos, de conectores pino com cabeça e conectores Crestbond, quando ambos são utilizados em elementos de PMPC. Ao observar a Fig. 4.35b nota-se que para cada conector Crestbond existem regiões de interações entre *dowel* de aço e *dowel* de concreto, e uma outra região de interação entre o *dowel* de aço frontal e a região de concreto posterior. Nota-se também que as reentrâncias dos *dowels* de aço do Crestbond apresentam formatos que poderiam ser comparados aos dos conectores pinos com cabeça, na qual são destacadas duas partes, sendo estas o corpo e a cabeça saliente. Dessa forma, pode se considerar que cada *dowel* de aço apresentaria um comportamento semelhante ao dos conectores pino com cabeça, porém, com uma maior rigidez e ductilidade conforme mencionado anteriormente. Essa comparação é mais significativa para os conectores *puzzle-shapedd* e *clothoidal-shapedd* (Figs. 2.30b e 2.30c) devido ao formato mais semelhante aos conectores pinos.

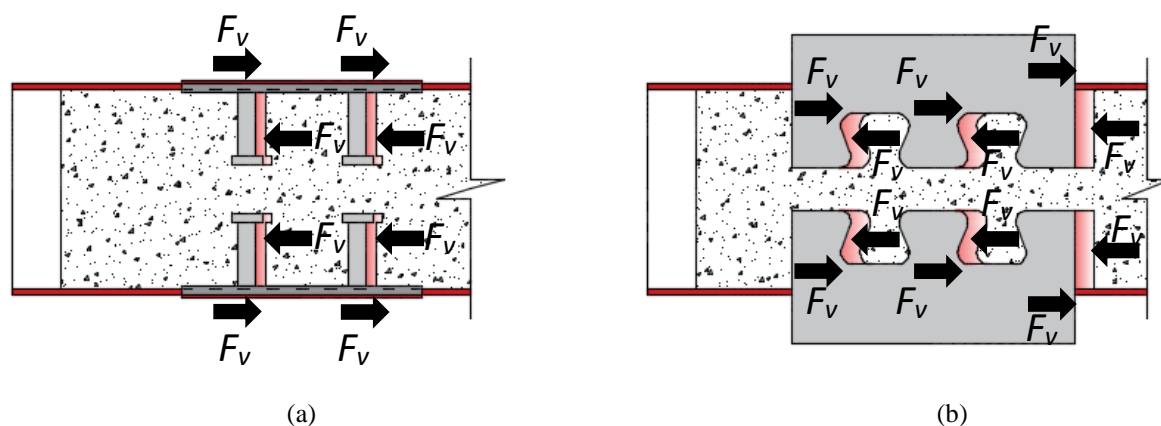


Figura 4.35 – Equilíbrio de forças em modelos de PMPC com conectores: (a) pinos com cabeça; (b) conectores Crestbond.

Tendo em vista que a série C (série com conectores Crestbond) apresenta uma força média por conector igual a 726,75 kN, dividindo esse valor pelo número de *dowels* de aço, igual a 3, obtém-se 242,25 kN. Esse valor é próximo a força média por conector para série F (série com conectores pino com cabeça), igual a 262,17 kN. Realizando a razão entre esses valores de força, chega-se:  $242,25/262,17 = 0,924$ .

As deformações longitudinais e transversais internas no núcleo de concreto para o modelo F3 podem ser visualizadas no diagrama da Fig. 4.36. A leitura dessas deformações foi realizada por EER, colados em barras de aço para concreto armado de 5 mm de diâmetro, que foram concretadas juntamente com os pilares e apoiadas na extremidade inferior do pilar (Fig. 4.7c). Ao analisar a Fig. 4.36, nota-se que as deformações longitudinais são significativas e crescem para uma deformação máxima de  $-1164 \mu\epsilon$  (compressão) que corresponde a um deslizamento de 5,88 mm. Dessa forma, conclui-se que os conectores pinos com cabeça, assim como os conectores Crestbond, são eficazes no procedimento de transferência de forças.

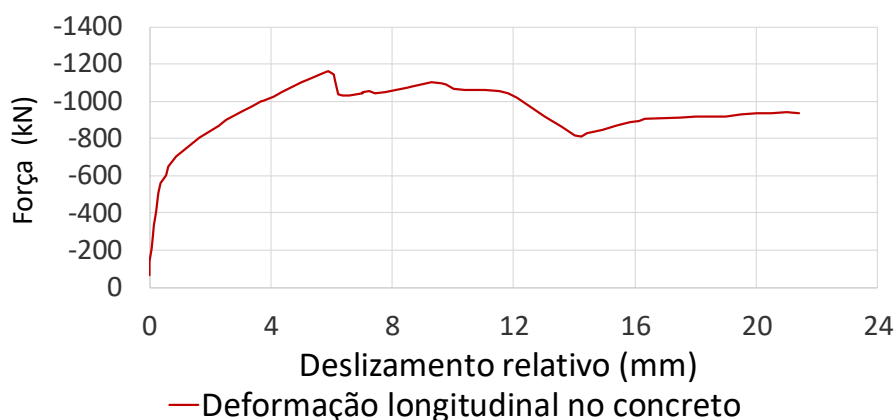


Figura 4.36 – Deformações longitudinais internas na extremidade inferior do núcleo de concreto do modelo F3.

# 5

## ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE CONECTORES CRESTBOND APLICADOS EM PILARES MISTOS

### 5.1 Considerações Iniciais

Ao longo deste capítulo é apresentada uma investigação numérica sobre o comportamento dos modelos de pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) utilizando conectores Crestbond. Para isso, foi empregado como ferramenta o método dos elementos finitos (MEF) com o auxílio do software Abaqus v6.14. A modelagem foi aferida com os resultados do programa experimental descrito no Capítulo 4. Sabe-se que uma das complexidades inerentes aos ensaios laboratoriais seria obter com certa precisão, para cada estágio de carregamento, o estado de deformação de uma região interna no PMPC. O MEF, por sua vez, representa uma ferramenta adicional que permite examinar, através da discretização dos modelos, a resposta estrutural de cada elemento durante o processo incremental-iterativo da análise.

Com a aferição dos modelos, buscou-se compreender numericamente se a falha da conexão mista observada no programa experimental se devia essencialmente à falha do aço do conector ou ao cisalhamento do concreto. A ocorrência do *pry-out* seria improvável devido à alta restrição do concreto provocada pelo perfil tubular. Para a modelagem dos experimentos que sofreram a plastificação do perfil tubular na região próxima à extremidade superior, houve a necessidade de se considerar um artifício numérico para a instabilidade pós-crítica do perfil que ocorre após a plastificação. Ao final, foram realizadas investigações adicionais sobre a parcela de forças que é transferida por atrito na interface entre os componentes tubo e núcleo de concreto, assim como são estudadas as influências do uso de barras de armaduras e do padrão de fissuração do concreto sobre o mecanismo de transferência de forças.

## 5.2 Descrição dos Procedimentos de Modelagem

É importante ressaltar que, ao longo deste trabalho, buscou-se manter uma padronização dos critérios de modelagem adotados para as simulações dos ensaios de cisalhamento padrão (Capítulo 3) e de cisalhamento adaptado para o uso de conectores em pilares mistos tubulares de aço preenchido com concreto (PMPC) (presente neste capítulo). Dessa forma, após a compreensão das complexidades inerentes aos procedimentos dos dois tipos de ensaios de cisalhamento destacados, foram adotadas idealizações e simplificações semelhantes em todos os procedimentos numéricos. Isso permitiu que, após a aferição dos modelos, fossem simplificadas as investigações e comparações entre as duas situações de ensaio.

Na Fig. 5.1 é representando o aspecto genérico dos modelos numéricos analisados neste capítulo, bem como é destacada a malha de elementos finitos utilizada nos componentes (tubo de aço, núcleo de concreto, conector Crestbond e as barras de armaduras). Esses modelos visam manter as características geométricas, mecânicas, e os procedimentos de ensaios de cisalhamento do programa experimental descrito e analisado no Capítulo 4. Como esses modelos apresentavam dupla simetria, foram modelados um quarto dos modelos, otimizando o tempo de processamento computacional.

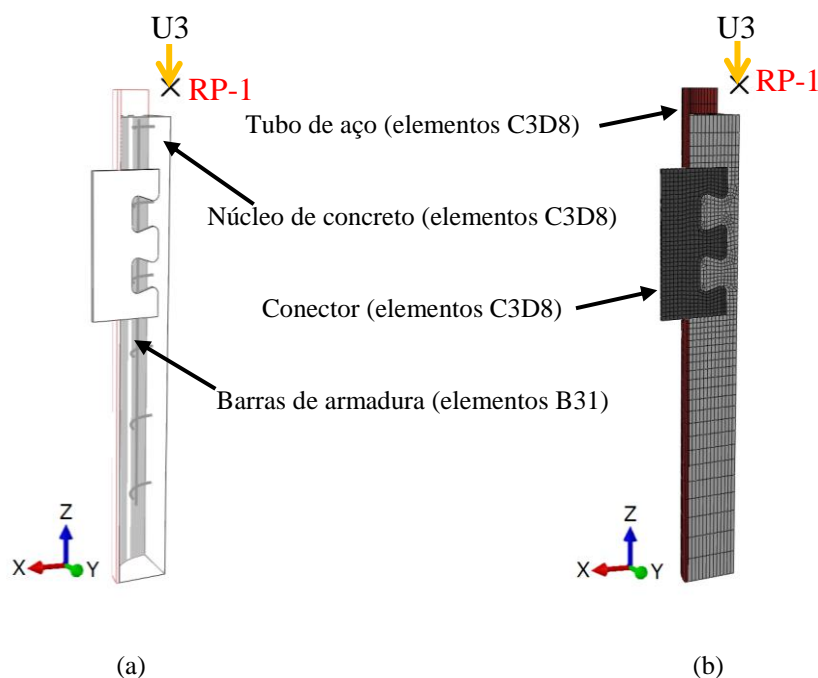


Figura 5.1 – Representação de modelos de PMPC com conectores Crestbond: (a) silhueta translúcida indicando as barras de armadura; (b) silhueta indicando a malha de elementos finitos.

Nessa modelagem foram utilizados elementos de viga B31 para as barras de armadura, e elementos sólidos e hexaédricos C3D8 para os demais componentes (Fig. 5.1). A discretização da malha se deu com base no estudo de malha realizado por Aguiar (2015), que contribuiu para o desenvolvimento deste trabalho, realizando um estudo numérico inicial em sua dissertação, aferindo seus resultados com modelos experimentais das séries A, B, G e I (Tab 4.1). Com isso optou-se por adotar, assim como no estudo de Aguiar (2015), elementos com comprimento e largura medindo 8 mm no Crestbond e na região delimitada pela conexão (Fig. 5.2) e, acima e abaixo da conexão, um aumento da dimensão longitudinal dos elementos do tubo de aço e núcleo de concreto à medida que se aproximam das extremidades desses componentes. Ao longo da espessura do Crestbond e do perfil de aço utilizou-se dois elementos, com intuito de se obter, com maior precisão, o gradiente de tensões que ocorre principalmente na região próxima à conexão devido à transferência de forças. No núcleo de concreto, ao longo de todo comprimento do PMPC, os elementos apresentam aproximadamente espessuras de 8 mm (direção correspondente ao eixo global  $y$  e indicado na Fig. 5.2). No estudo de sensibilidade da malha, notou-se que o comprimento dos elementos utilizados para as barras de armaduras não influencia significativamente nos resultados gerais das análises. Em vista disso, foi utilizado o mesmo valor de comprimento adotado nas análises do capítulo 3, igual a 25 mm.

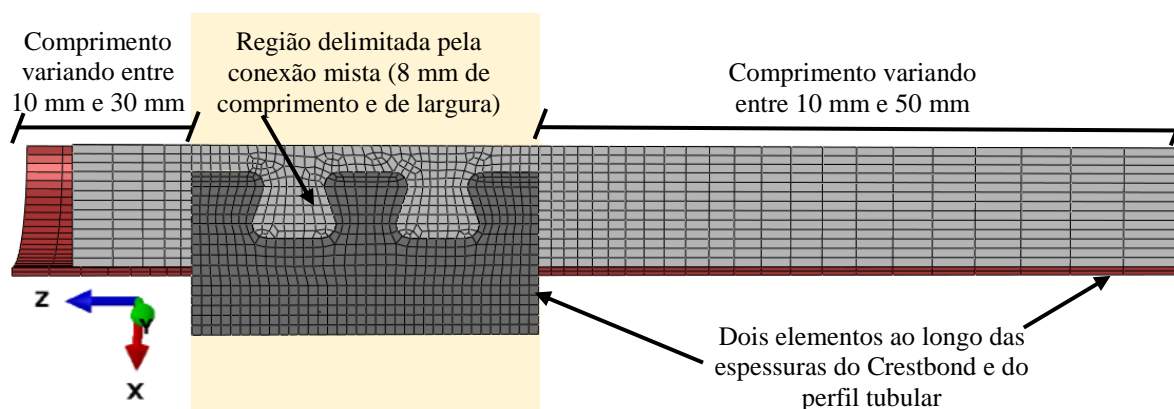


Figura 5.2 – Dimensões dos elementos sólidos adotados na modelagem.

Nos modelos de PMPC e na região da conexão mista há uma transição de geometria, devido à presença dos *dowels* de aço e concreto com o contorno de formato curvo. Em vista disso, ao utilizar elementos hexaédricos, torna-se necessário realizar partições para se minimizar a distorção dos elementos nessa região. As partições realizadas para os modelos com dois e quatro conectores, podem ser visualizadas nas Figs. 5.3a e 5.3b, respectivamente. O procedimento de repartição do modelo também se baseou no estudo de malha realizado por Aguiar (2015).

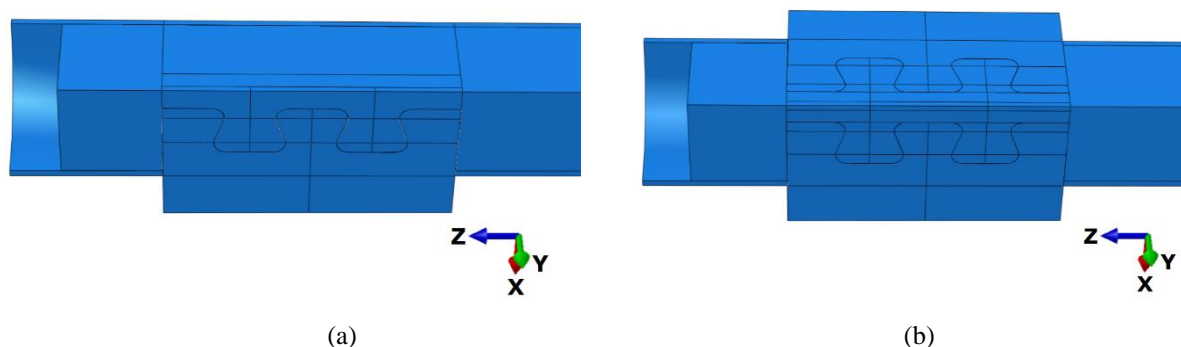


Figura 5.3 – Representação das partições dos modelos para a varredura da malha de elementos finitos: (a) modelos com dois conectores Crestbond; (b) modelos com quatro conectores Crestbond.

As condições de contorno adotadas são representadas na Fig. 5.4. Os parâmetros  $U_1$ ,  $U_2$  e  $U_3$  representam os graus de liberdade translacionais nos nós dos elementos nas direções globais  $x$ ,  $y$ , e  $z$ , respectivamente. O carregamento é desempenhado aplicando-se um deslocamento controlado (Fig 5.4a), na direção longitudinal com magnitude  $U_3$ , em um ponto de referência (RP-1) situado no centroide da seção transversal superior do perfil. Os nós situados na superfície do perfil de aço (região de cor rosa) eram acoplados ao ponto RP-1 através do *constraint coupling*. As demais condições de contorno consistem na restrição ao deslocamento vertical na extremidade inferior do núcleo de concreto, se opondo ao deslocamento prescrito, e nas restrições dos dois planos de simetria que são representadas na Fig. 5.4b. No plano de simetria designado pelos eixos globais  $xz$ , não se restringiu a área do conector externa ao perfil de aço, visto que essa restrição evitaria que ocorressem possíveis instabilidades na direção do eixo  $y$ .

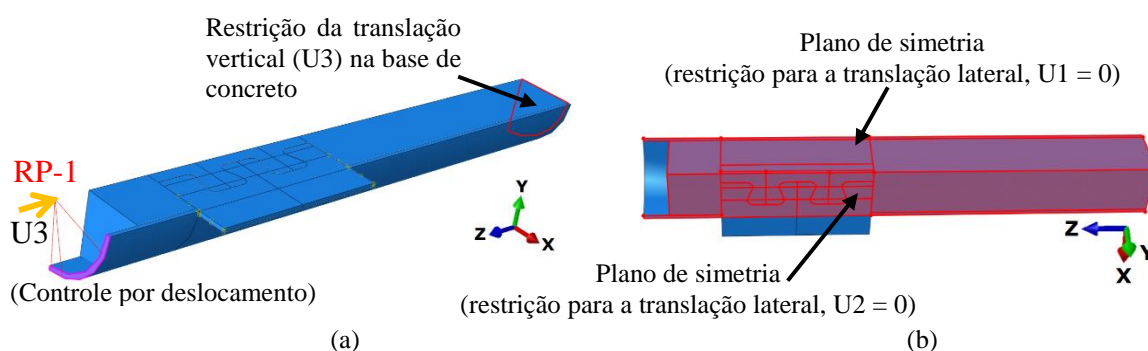


Figura 5.4 – Condições de contorno adotadas para os modelos de ensaios de cisalhamento em PMPC: (a) condições de contorno devido ao carregamento e suporte; (b) condições de contorno devidas à simetria.

A interação entre o conector e o perfil de aço foi considerada por meio da *constraint tie*, acoplando os nós das duas superfícies de forma que estes apresentassem os mesmos deslocamentos. Essa ferramenta é ideal para a representação de ligações por solda. As demais interações, entre os componentes com elementos sólidos, se deram por interações por contato



face a face. Para a interação entre as barras de armadura e a laje de concreto foi empregada a *constraint embedded*, realizando a completa aderência entre esses componentes.

Assim como nas simulações dos ensaios de cisalhamento padrão (Capítulo 3), foi considerada a atuação de esforços de atrito na interface entre o conector e o núcleo de concreto, empregando-se um coeficiente de atrito estático ( $\mu$ ) igual a 0,5. Na interação entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto, para os modelos que representam as séries experimentais com concreto convencional e ensaiados até um ano após a concretagem (séries A, B, C, G e I), foi desconsiderado o atrito. Para os modelos que representam as demais séries com concreto convencional (séries E, H e J), o atrito foi considerado, obtendo-se, ao final da calibração,  $\mu$  igual a 0,07. Acredita-se que a cera desmoldante, empregada para minimizar o atrito na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, poderia ter perdido a efetividade nos modelos ensaiados após o seu prazo de validade, sendo esse de um ano. Desse modo, julgou-se necessário considerar o atrito nessa interface.

No modelo numérico que representa a série experimental C, no qual o núcleo interno é composto com concreto autoadensável, na interface entre esse componente e o tubo de aço, ao final da calibração, obteve-se  $\mu$  igual a 0,17. Esse valor de coeficiente de atrito foi o mesmo utilizado por Santos (2017) que, em seu estudo numérico, fez a calibração com resultados experimentais de PMPC com conectores parafusos e com o núcleo interno composto pelo mesmo concreto autoadensável. No programa experimental de referência, descrito nos estudos de Santos (2017), o concreto autoadensável é procedente da mesma concretagem que foi encomendada para o atendimento deste trabalho, bem como foram utilizados os mesmos procedimentos para se minimizar o atrito na superfície interna do PMPC. O valor mais elevado de  $\mu$  obtido nessas modelagens se configura plausível, visto que no programa experimental (Capítulo 4), foi levantada a hipótese que estaria ocorrendo uma significativa transferência de forças por atrito nos modelos com concreto autoadensável, apesar da lubrificação interna dos modelos com cera desmoldante e pintura.

O deslizamento relativo foi obtido determinando-se a diferença entre os valores de deslocamento, medidos em módulo, em um nó no tubo de aço (diametralmente oposto aos conectores e situado em um nível correspondente à meia altura desses dispositivos) e em outro nó no núcleo de concreto (no centro da superfície situada na extremidade superior). Esses nós são representados na Fig. 5.5a e foram designados de maneira que se tenha conformidade com

o procedimento de medição dos deslizamentos relativos empregado no programa experimental (Capítulo 4), com o auxílio dos dispositivos e da instrumentação esboçados na Fig. 5.5b.

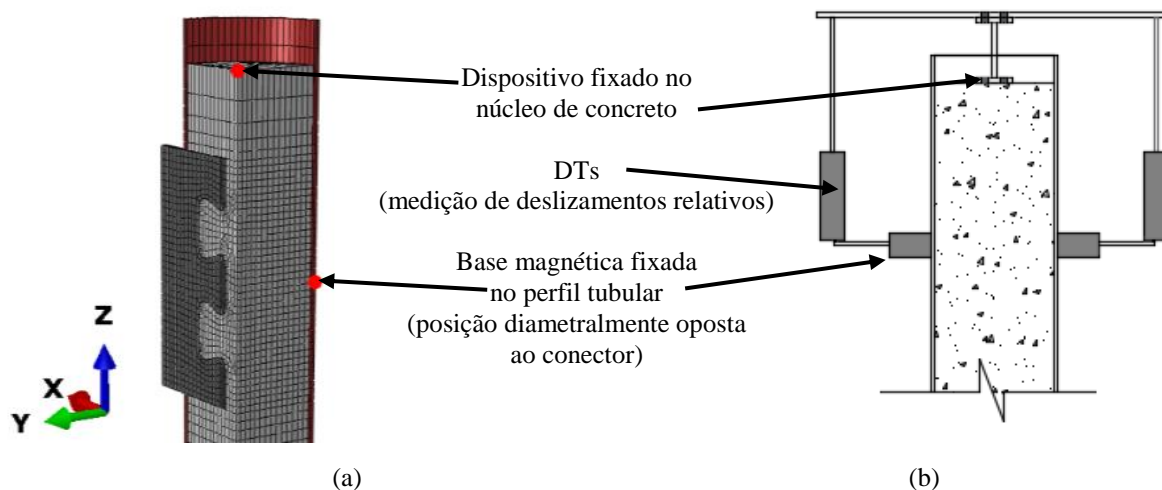


Figura 5.5 – Pontos de referência para a medição dos deslizamentos relativos entre perfil tubular e núcleo de concreto: (a) modelo numérico; (b) esquematização da instrumentação realizada nos modelos experimentais para obtenção dos deslizamentos.

O método de convergência empregado ao longo deste trabalho foi o *Dynamic Implicit*, com a sua escolha sendo definida após terem sido analisadas as vantagens e desvantagens de diversos métodos oferecidos pelo programa Abaqus, conforme descrito no Subitem 3.2.2. O comportamento do concreto foi representado por meio do modelo constitutivo *concrete damage plasticity*. Os valores de parâmetros que definem esse modelo, com exceção do ângulo de dilatância ( $\psi$ ), bem como as leis constitutivas para o concreto à compressão e à tração, são os mesmos apresentados no Subitem 3.2.4. Em virtude de um maior confinamento do concreto em PMPC, obteve-se  $\psi$  igual a  $36^\circ$  após a aferição dos modelos numéricos, sendo esse valor maior que os  $28^\circ$  adotado para a modelagem dos ensaios de cisalhamento padrão, presente no Capítulo 3.

Para o aço dos componentes tubo de aço e conector, adotou-se um modelo elasto-plástico, no qual a sua lei constitutiva, exemplificada pelo diagrama tensão *versus* deformação da Fig. 5.6a, é baseada no comportamento de aços com especificação ASTM A572 (Fig. 5.6b). Após a estricção do aço no ponto G, conforme pode ser verificado na Fig 5.6a, é considerado um descarregamento suave na simulação, representado pelo tramo  $\overline{GH}$ . Segundo Lorenc *et al.* (2014), o tramo com descarregamento pode ser considerado como aproximação aceitável para a representação de eventuais trincas que podem surgir no aço após elevadas deformações no estado pós-crítico. A relação que deve ser utilizada para descrever o descarregamento é discutível, pois depende da tipologia do problema, da especificação do material e do

procedimento de corte do aço durante a fabricação dos modelos experimentais que pode causar modificações na propriedade mecânica do material (Lorenç *et al.*, 2014). Com isso, é importante destacar que o tramo  $\overline{GH}$  representa o comportamento pós-crítico essencialmente do aço empregado no programa experimental deste trabalho (Capítulo 4), sendo definido após aferição do modelo numérico.

Os pares de tensão-deformação nominais que designam o comportamento do aço são sintetizados na Tab. 5.1, com os valores de deformações em função da deformação que causa o escoamento ( $\varepsilon_y$ ), e os valores de tensões em função das resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e à ruptura ( $f_u$ ). Na modelagem devem ser consideradas as tensões e deformações verdadeiras, podendo ser obtidas por meio das Eqs. (D.1) a (D.3) que são dispostas no Apêndice D.

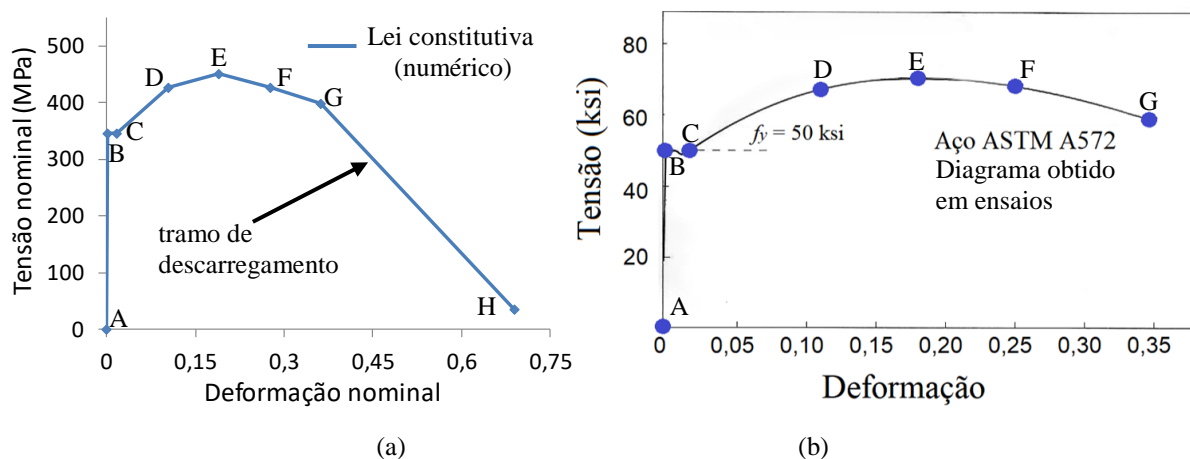


Figura 5.6 – Diagrama de tensão *versus* deformação para o aço ASTM A572: (a) lei constitutiva do aço utilizada nos Capítulos 5 e 6; (b) diagrama obtido em ensaios de caracterização (modificado de Salmon e Johnson 1996).

Tabela 5.1 – Pares de tensão-deformação nominais que definem a lei constitutiva do material aço, utilizado para os conectores Crestbond e perfil tubular.

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

## 5.3 Aferição da Modelagem Numérica e Análise de Resultados

### 5.3.1 Introdução

Na Tab. 5.2 adiante são indicadas as principais características dos modelos numéricos, tais como a seção nominal do perfil, especificações dos aços (perfil, conector e barras de armaduras), número de conectores por modelo, número de *dowels* de aço por conector, tipo de concreto e o valor da resistência à compressão ( $f_c$ ). É também indicada nessa tabela o atrito considerado na interface entre o perfil tubular e o concreto (as justificativas para as diferentes condições de atrito adotadas nos modelos foram apontadas anteriormente no Subitem 5.2).

A associação entre os modelos numéricos e experimentais pode ser observada ao se comparar a primeira e a segunda colunas da tabela. Por exemplo, tem-se a correspondência do modelo numérico B com os modelos experimentais B1 e B2, bem como a correspondência entre os modelos numérico e experimental ambos denominados como C2. Em linhas gerais, o modelo numérico com denominação de apenas uma letra possui as características médias de resistência e geometria dos modelos que compõem a série experimental. Caso o modelo numérico tenha como denominação uma letra seguida por um número, este segue as características do modelo experimental com o mesmo nome. O modelo experimental A2 não foi considerado neste estudo de caso, por ter sido interrompido antes que fosse atingido algum estado-limite.

Para a modelagem dos componentes tubo de aço, núcleo de concreto e conector foram consideradas as dimensões reais medidas em laboratório, registradas no Apêndice B, e como também as resistências reais obtidas em ensaio de caracterização (Subitem 4.4.2). Os valores das resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e à ruptura ( $f_u$ ) são dispostos novamente na Tab. 5.2, após a especificação dos tipos de aço utilizados para o perfil tubular e o conector. Os dados de entrada no programa Abaqus, que foram utilizados para descrever as características mecânicas dos modelos podem ser visualizados no Apêndice D.

Na última coluna da Tab. 5.2 são explicitados os modos de falha observados experimentalmente, sendo estes plastificação do perfil tubular (modelos A1 e C2) e colapso na conexão mista (modelos restantes). Neste capítulo, o termo referente ao colapso da conexão mista foi empregado para se referir a ambos aos modos de falha do aço do conector e ao cisalhamento do concreto, dado que ao final dos experimentos descritos no Capítulo 4 não se sabia ao certo qual desses dois modos de falha era o predominante.

São abordados em tópicos distintos, para uma melhor organização do texto, as análises dos modelos em que os modos de falha eram a plastificação do perfil tubular (Subitem 5.3.2) e o colapso da conexão mista (Subitem 5.3.3). Nos modelos que prevalecia a plastificação do tubo, recorreu-se a artifícios adicionais que representassem a instabilidade do modelo, logo após que se atingisse o escoamento do volume do perfil situado próximo à região de aplicação do carregamento. No Subitem 5.4 são mostrados estudos adicionais, visando uma melhor compreensão sobre os modos de falha da conexão mista, bem como é verificado se há uma significativa influência do uso de barras de armaduras e do padrão de fissuração no núcleo de concreto sobre a capacidade resistente dos modelos.

Tabela 5.2 – Principais características dos modelos numéricos.

Modelo Num.	Modelo Exp. <sup>1</sup>	Seção nominal (mm)	Aço do tubo (resistências reais em MPa)	Núm. de conectores	Núm. de <i>dowels</i> de aço por conectores	Aço do conector (resistências reais em MPa)	Concreto	$f_c$ (MPa)	Armadura	Atrito na interface entre o perfil e o concreto <sup>2</sup>	Modo de falha observado exp.
A1	A1	219,1 x 6,4	VMB 350 $f_y = 390, f_u = 508$	4	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	39,88	não	sem atrito	Plastificação do tubo de aço
B	B1	219,1 x 6,4	VMB 350 $f_y = 390, f_u = 508$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	39,91	não	sem atrito	colapso na conexão mista
	B2										
C1	C1	219,1 x 6,4	VMB 350 $f_y = 390, f_u = 508$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	autoadensável	52,00	não	$\mu = 0,17$	colapso na conexão mista
C2	C2	219,1 x 6,4	VMB 350 $f_y = 390, f_u = 508$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	autoadensável	51,92	não	$\mu = 0,17$	Plastificação do tubo de aço
D	D1	219,1 x 6,4	VMB 350 $f_y = 390, f_u = 508$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	40,04	CA 50	sem atrito	colapso na conexão mista
	D2										
E	E1	219,1 x 6,4	VMB 350 $f_y = 390, f_u = 508$	2	4	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	42,24	não	$\mu = 0,07$	colapso na conexão mista
	E2										
G	G1	355,6 x 9,5	VMB 250 $f_y = 367, f_u = 547$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	39,95	não	sem atrito	colapso na conexão mista
	G2										
H	H1 <sup>3</sup>	355,6 x 9,5	VMB 250 $f_y = 367, f_u = 547$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	42,26	CA 50	$\mu = 0,07$	colapso na conexão mista
I	I1	320 x 250 x 8,2	VMB 250 $f_y = 363, f_u = 467$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	40,00	não	sem atrito	colapso na conexão mista
	I2										
J	J1	320 x 250 x 8,2	VMB 250 $f_y = 363, f_u = 467$	2	3	USI CIVIL 350 $f_y = 390, f_u = 508$	convencional	42,28	CA 50	$\mu = 0,07$	colapso na conexão mista
	J2										

Obs:

<sup>1</sup>Conforme mencionado no Subitem 4.4, os modelos da série A foram descarregados antes que fosse alcançada a força última  $P_u$  em estado-limite último;

<sup>2</sup>Para os modelos com concreto convencional, correspondentes às séries experimentais ensaiadas até um ano após a concretagem dos pilares, não foi considerado o atrito na interface interna do PMPC. Aos modelos restantes com concreto convencional, ensaiados um ano após a concretagem, e com concreto autoadensável, considerou-se o atrito na superfície interna do PMPC, com os valores de  $\mu$  iguais a 0,07 e 0,17, para as duas situações, respectivamente.

<sup>3</sup>Série experimental de apenas um modelo.

### 5.3.2 Plastificação do Tubo de Aço como Estado-Limite Último

Conforme mencionado, os modelos experimentais A1 e C2 manifestaram a plastificação do perfil tubular como modo predominante de falha. Esse fenômeno ocorreu na região do tubo acima do Crestbond. Considerando as imperfeições do perfil (físicas e geométricas) e as advindas da instrumentação do ensaio, as deformações decorrentes não eram perfeitamente uniformes ao longo da seção do perfil e, além disso, com contato parcial do perfil com o núcleo de concreto (devido à folga que permite o deslizamento relativo, observar Fig. 5.7), ocorreu a instabilidade do perfil, logo após o seu escoamento.

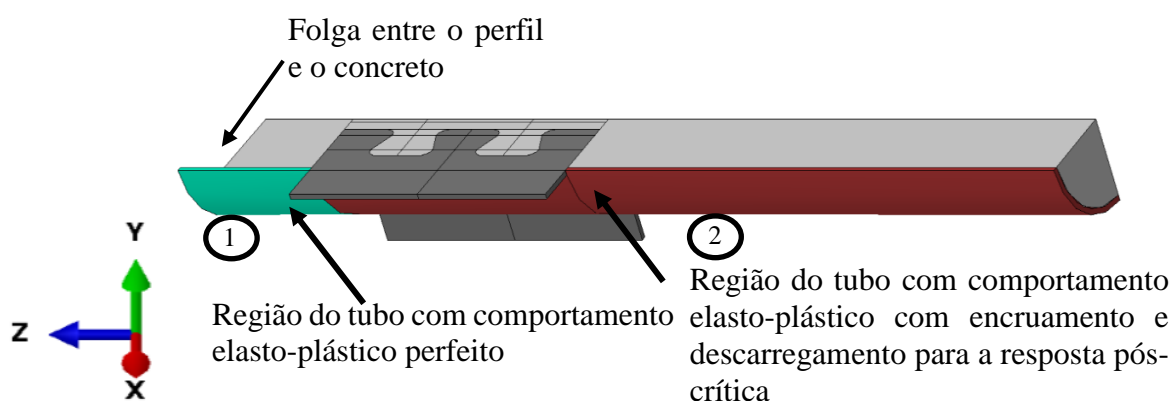


Figura 5.7 – Artifício numérico utilizado para simular o escoamento seguido pela instabilidade na região do perfil tubular, em cor verde, próxima a extremidade superior.

Visando obter um comportamento mais realístico dos modelos A1 e C2, optou-se em buscar um artifício numérico que visasse simular as imperfeições previamente citadas para a região do perfil acima dos conectores (região 1, representada em cor verde na Fig. 5.7), adotando-se uma relação elasto-plástica perfeita (Fig. 5.8a). Para as demais regiões (região 2, representada em cor vermelha na Fig. 5.7), manteve-se a relação que permitia o encruamento do aço e o descarregamento (Figs. 5.6 e 5.8b). Esse procedimento foi utilizado com objetivo de se evitar que as tensões acima do conector ultrapassem o valor de  $f_y$ , devido à alta instabilidade do perfil nessa região, que ocorre após o escoamento. Contudo, permitiu-se que, nas demais regiões, fossem alcançadas tensões superiores a  $f_y$ , em consequência da ligação por solda do perfil com o conector e do contato integral entre o perfil e o concreto, resultando uma região com maior rigidez e menos instável.

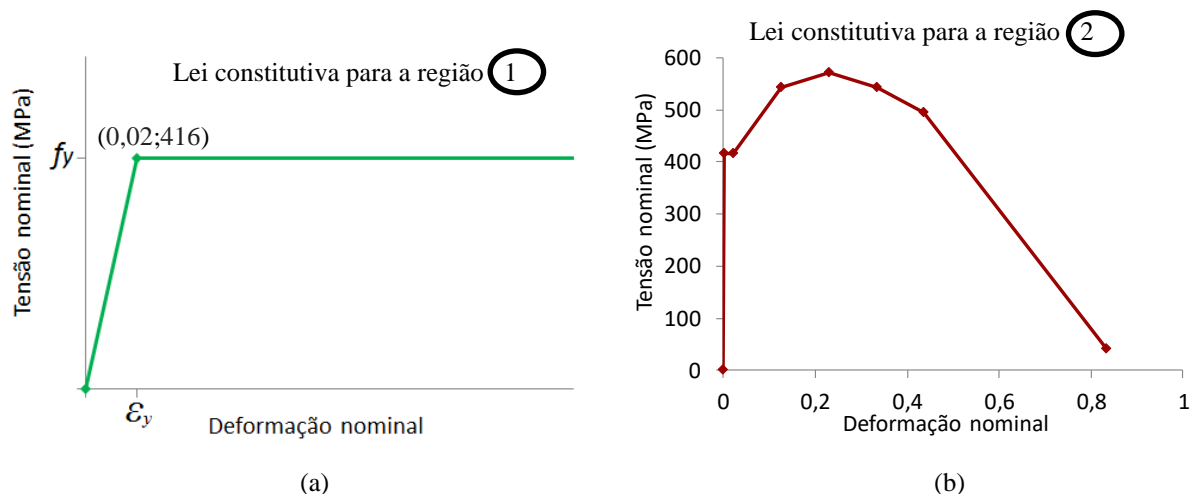


Figura 5.8 – Leis constitutivas utilizadas para o aço do perfil tubular, para as regiões: (a) sujeita a instabilidades após o escoamento do perfil; (b) sujeita a tensões maiores que  $f_y$ .

Nos diagramas da Fig. 5.9 são confrontadas as curvas experimentais dos modelos em análise (cor preta e sólida) com as retas analíticas para o escoamento do tubo (cor laranja e tracejada). Ainda nesses diagramas, são representadas as curvas numéricas das análises com a consideração do artifício numérico (curva de cor azul e sólida) — que considera as leis constitutivas designadas anteriormente na Figs. (5.7 e 5.8) — e com a modelagem padrão (curva de cor azul e tracejada), na qual não é levado em consideração o descarregamento do modelo após se atingir o escoamento na região acima dos conectores. A curva numérica padrão, foi representada apenas para fins comparativos, não sendo considerada para designar o comportamento dos modelos experimentais A1 e C2, pois leva a valores de capacidade resistente superestimados como pode-se observar. Os valores de forças máximas em consideração são indicados na Tab. 5.3, onde  $P_{u,Num}$ ,  $P_{u,Teo}$ ,  $P_{u,Exp}$  são, respectivamente, as forças obtidas numericamente (com o artifício), analiticamente e experimentalmente. Ao final, obteve-se as razões médias  $P_{u,Num}/P_{u,Teo}$  e  $P_{u,Num}/P_{u,Exp}$  iguais a 1,026 e 1,080, respectivamente. Dessa forma, conclui-se que o artifício de modelagem adotado representou adequadamente o comportamento real desses modelos.

Observando ainda a Fig. 5.9a, nota-se uma diferença acentuada entre as rigidezes das curvas do modelo numérico A1 com a do modelo experimental correspondente. Essa diferença pode ter ocorrido devido a uma possível condição de não homogeneidade do concreto na região de contato com o conector no modelo experimental. Presume-se que essa circunstância poderia ter ocorrido devido a uma maior dificuldade de vibração do concreto em uma região compreendida entre quatro conectores Crestbond, sendo que esses dispositivos, em uma seção de 219,1mm x 6,4 mm, eram poucos espaçados entre si (Subitem 4.4.2).



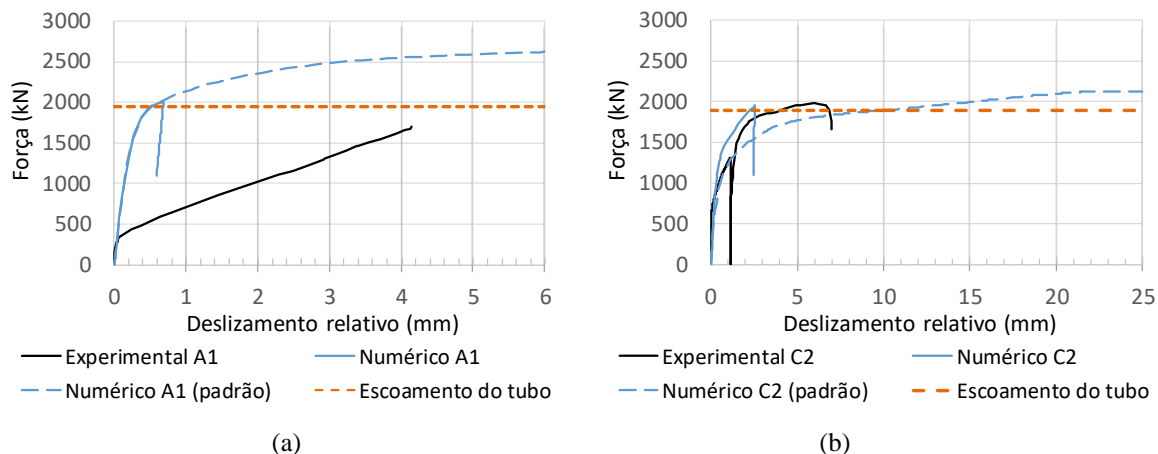


Figura 5.9 - Comparação entre curvas força *versus* deslocamento relativo de modelos experimentais e numéricos, em situações em que a falha ocorreu por plastificação do perfil tubular: (a) modelos A1; (b) modelos C2.

Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos.

Modelo	$P_{u,Num}$ (kN)	$P_{u,Teo}$ (kN)	$P_{u,Exp}$ (kN)	$\frac{P_{u,Num}}{P_{u,Teo}}$	$\frac{P_{u,Num}}{P_{u,Exp}}$
A1	2006	1947	1695	1,030	1,183
C2	1935	1895	1982	1,021	0,976
			Média	1,026	1,080

Nas Fig. 5.10 e 5.11 são comparadas, para os modelos A1 e C2, as geometrias dos perfis tubulares, obtidas no programa experimental e por via de simulações numéricas, no momento que ocorre o colapso por plastificação. As regiões que sofrem o escoamento podem ser observadas nas Fig. 5.10b e 5.11b, através da variável de deformação plástica equivalente (PEEQ), que quando com valor superior a 0, indica que a região em análise está em regime plástico. Observando ainda essas figuras, nota-se o escoamento na região com tonalidades de cor verde, confirmando as evidências observadas no programa experimental de que a plastificação do tubo se concentra na região acima dos conectores. Visto que, abaixo desse nível de altura, uma parcela significativa de força já teria sido transferida para o núcleo de concreto.

Após o início do escoamento do tubo de aço, ocorre o abaulamento da seção a um nível de aproximadamente 40 mm da face superior do perfil (observar detalhe na Fig. 5.10a), sendo esse abaulamento mais pronunciado em uma das regiões do perfil (Fig. 5.10b) devido às imperfeições, conforme citado anteriormente. Considerando que a folga entre o tubo de aço e o núcleo de concreto no início do ensaio é igual a 50 mm, e que o escoamento do perfil ocorre para um deslocamento relativo menor que 10 mm, conforme pode ser observado nos diagramas das Fig. 5.9, pode-se afirmar que o abaulamento do perfil ocorre em um nível onde há uma

transição de rigidez da seção transversal. Acima desse nível, há apenas a atuação da rigidez do perfil tubular por estar situado na região de “folga”, e abaixo desse nível, resiste a rigidez efetiva sendo função das rigidezes dos componentes perfil e núcleo de concreto que interagem entre si através de esforços de cisalhamento na interface. Contudo, o abaulamento nas simulações se encontra mais próximo dos conectores.

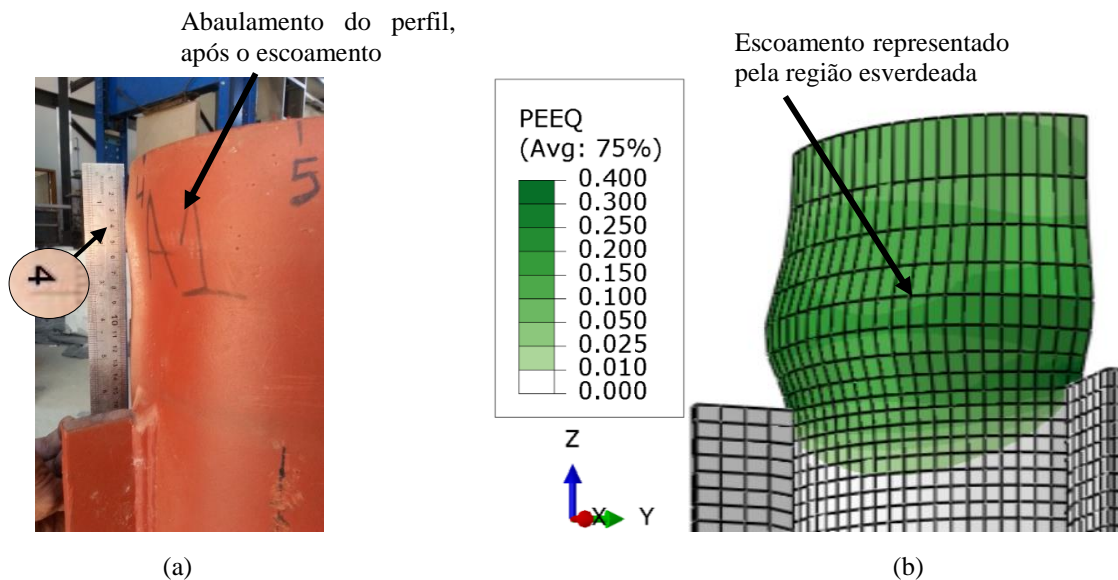


Figura 5.10 – Representação do escoamento do perfil tubular: (a) modelo experimental A1, (b) modelo numérico A1.

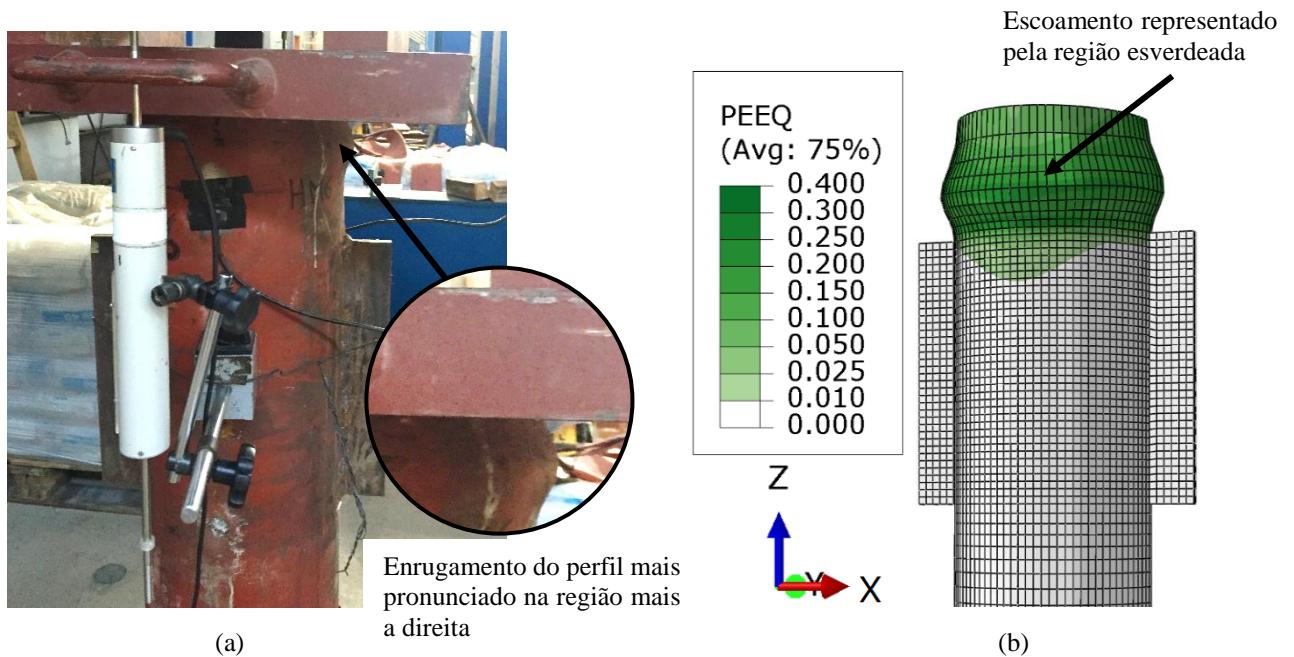


Figura 5.11 - Representação do escoamento do perfil tubular: (a) modelo experimental C2, (b) modelo numérico C2 (simetria espelhada no plano yz).

A modelagem numérica dos modelos A1 e C2 permitiu também que se avaliasse a integridade do conexão mista (aço do conector e o concreto situado no entorno) no incremento correspondente à força máxima  $P_{u,Num}$ . Para tal, foram avaliadas as variáveis de dano à compressão do concreto (DAMAGEC<sup>9</sup>) (Figs. 5.12a e 5.13a) e as deformações plásticas equivalentes (PEEQ) (Figs. 5.12b e 5.13b). Para o aço do conector, a deformação associada à resistência  $f_u$  (observar o ponto E na Fig. 5.6a) ocorre quando é alcançado um valor de PEEQ igual a 0,191 (denominada neste texto como deformação crítica). Quando PEEQ é igual a zero (coloração branca), o aço do conector ainda não atingiu tensões superiores a  $f_y$ .

No modelo A1 (PMPC com quatro conectores), notou-se que os *dowels* de concreto e a região de concreto frontal ao conector sofreram uma degradação intermediária da rigidez. Contudo, para o modelo C2 (PMPC com dois conectores), notou-se que o dano do concreto era consideravelmente mais elevado, devido à menor quantidade de pontos de introdução de forças, ocorrendo uma maior concentração dos esforços transferidos na seção do núcleo de concreto.

Ao observar a variável PEEQ para o aço dos conectores no modelo A1 (Fig. 5.12b), nota-se que há o início do escoamento em uma pequena região situada na base do *dowel* de aço frontal (região indicada com cor verde), constatando que o aço desses conectores trabalha, quase em sua totalidade, em regime elástico. No modelo C2, por se utilizarem um menor número de conectores (dois no total), estes, por sua vez, eram mais solicitados, sendo observada a formação de regiões de escoamento na base dos *dowels* de aço, como pode se verificar na região de cor verde na Fig. 5.13b.

No programa experimental, os modelos C1 e C2 eram semelhantes, apresentando as mesmas características, porém, foram fixadas chapas por contato no modelo C1, enrijecendo o perfil tubular e evitando o seu escoamento durante o seu ensaio. Dessa forma, para se estimar uma possível reserva de capacidade resistente da conexão mista (falha do aço ou cisalhamento do concreto), determinou-se a razão entre as forças experimentais dos modelos C1 e C2, obtendo-se uma razão igual a 1,115. Com isso, conclui-se que no momento que o escoamento do tubo é atingido no modelo C2, a conexão mista realizada pelo Crestbond estava trabalhando em um estágio próximo a sua falha.

---

<sup>9</sup> Conforme mencionado no Capítulo 3, para a variável DAMAGEC, o valor 0 representa nenhum dano no material à compressão e, o valor 1, o dano máximo à compressão. Vale a pena mencionar que, ao longo deste trabalho, é adotado o mesmo espectro de cores e intervalos de cores para a variável DAMAGEC, tornando possível uma comparação entre os resultados de diferentes análises.

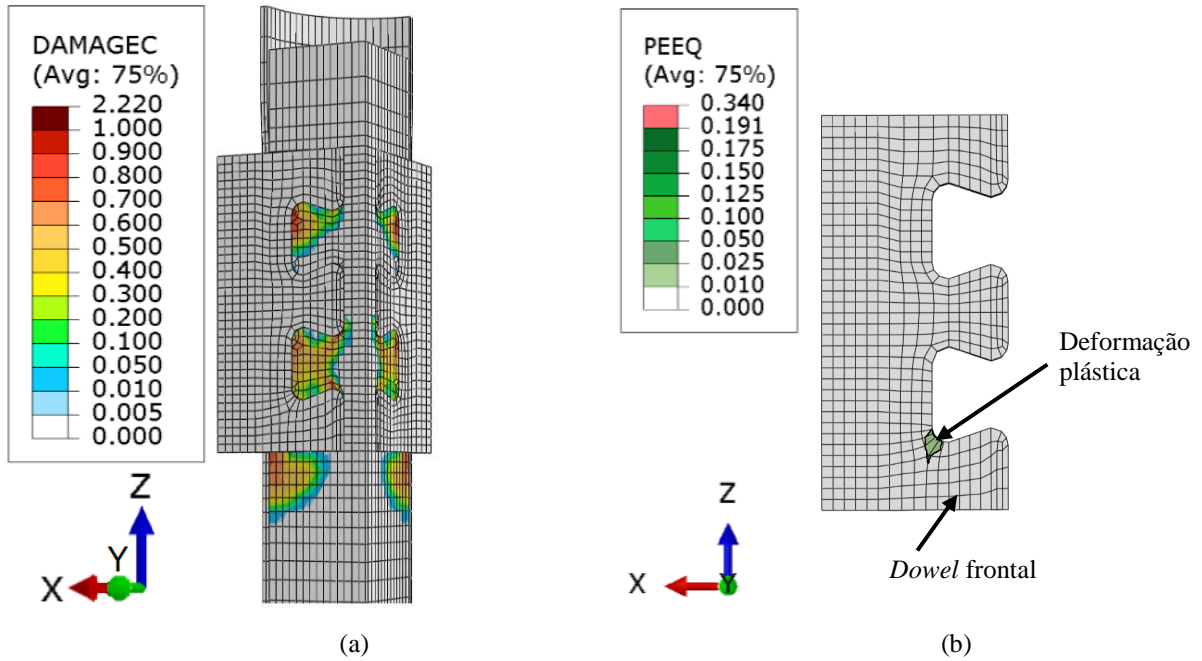


Figura 5.12 – Resposta estrutural no incremento correspondente à força máxima do modelo A1, sendo representado: (a) dano à compressão do concreto; (b) deformações plásticas no conector.

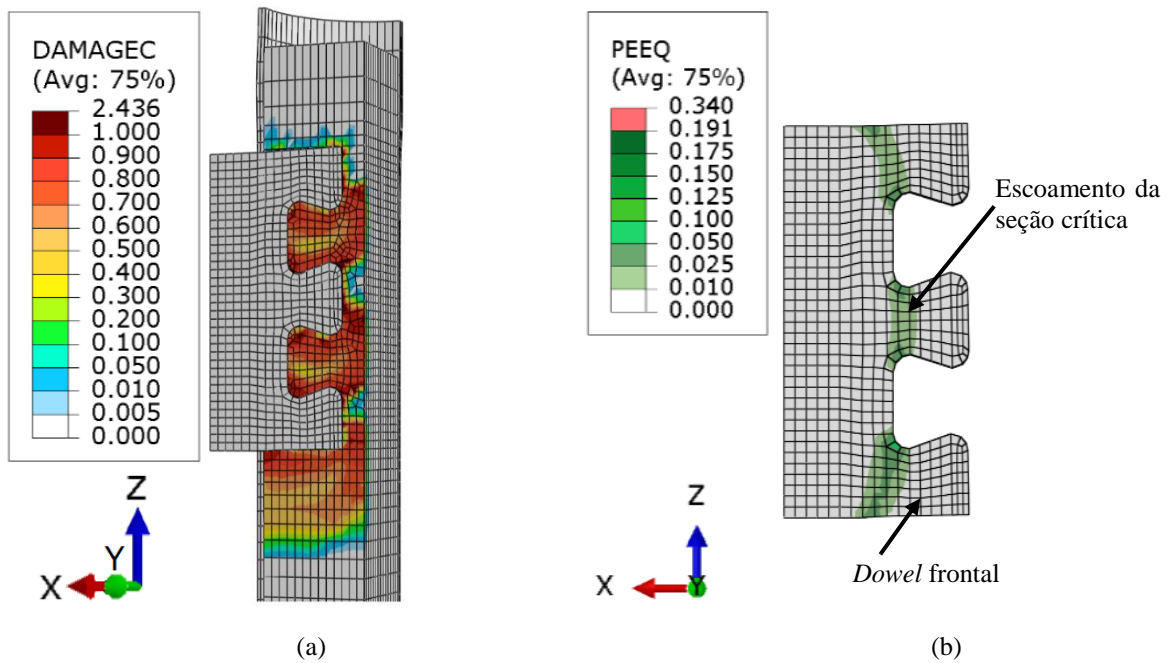


Figura 5.13 - Resposta estrutural no incremento correspondente à força máxima do modelo C2, sendo representado: (a) dano à compressão do concreto; (b) deformações plásticas no conector.

### 5.3.3 Colapso da Conexão Realizada pelo Crestbond

Neste tópico são discutidos os resultados das análises em que o colapso estrutural se deu essencialmente na conexão mista que, por sua vez, inclui a falha do aço do conector e o cisalhamento do concreto. Diferentemente das simulações apresentadas no Subitem 5.3.2, foi considerada como lei constitutiva ao longo de todo o comprimento do perfil do tubular, a relação padrão do aço designada na Fig. 5.6a e Tab. 5.1. Na Tab. 5.4 são comparadas as forças máximas numéricas ( $P_{u,Num}$ ) e experimentais ( $P_{u,Exp}$ ), e na última coluna, é apresentada a razão entre essas forças, obtendo-se uma razão média igual a 1,030 e um coeficiente de variação ( $COV$ ) igual a 7,97%.

Tabela 5.4 – Resultados de modelos, onde a falha se deve essencialmente ao colapso da conexão mista realizada pelo Crestbond.

Modelo Numérico	$P_{u,Num}$ (kN)	$P_{u,Exp}$ (kN) Valor médio	$\frac{P_{u,Num}}{P_{u,Exp}}$
B	1621,61	1462,61	1,109
C1	2209,60	2175,86	1,016
D	1630,67	1557,13	1,047
E	2330,02	2268,60	1,027
G	1647,55	1793,00	0,919
H1	2005,82	2217,76	0,904
I	1235,36	1107,20	1,116
J	1457,29	1324,02	1,101
		Média	1,030
		$COV$	7,97%

Comparações entre as curvas numéricas e experimentais de força *versus* deslizamento relativo podem ser encontradas nos diagramas dispostos na Fig. 5.14. Conforme mencionado no Subitem 4.4.2, foram aplicadas menores intensidades de força durante a fase de ciclos nos modelos das séries B, G e I, não eliminando completamente as folgas que se situavam entre o conector e o concreto do entorno. Desse modo, para verificar se as rigidezes das curvas numéricas estariam de acordo com o comportamento real, as curvas dos modelos experimentais com folgas foram deslocadas no eixo que representa o deslizamento relativo. Esse procedimento foi realizado de tal forma que as forças das curvas numéricas e experimentais correspondentes a 40%  $P_{u,Exp}$  e 40 %  $P_{u,Num}$ , respectivamente, possuísem o mesmo valor de deslizamento – o valor de 40%  $P_u$  refere-se ao valor máximo de força que deve ser aplicado na fase de ciclo dos ensaios, para se eliminar eventuais folgas. Com esse artifício, percebe-se que as curvas numéricas apresentam rigidezes semelhantes às dos modelos experimentais.

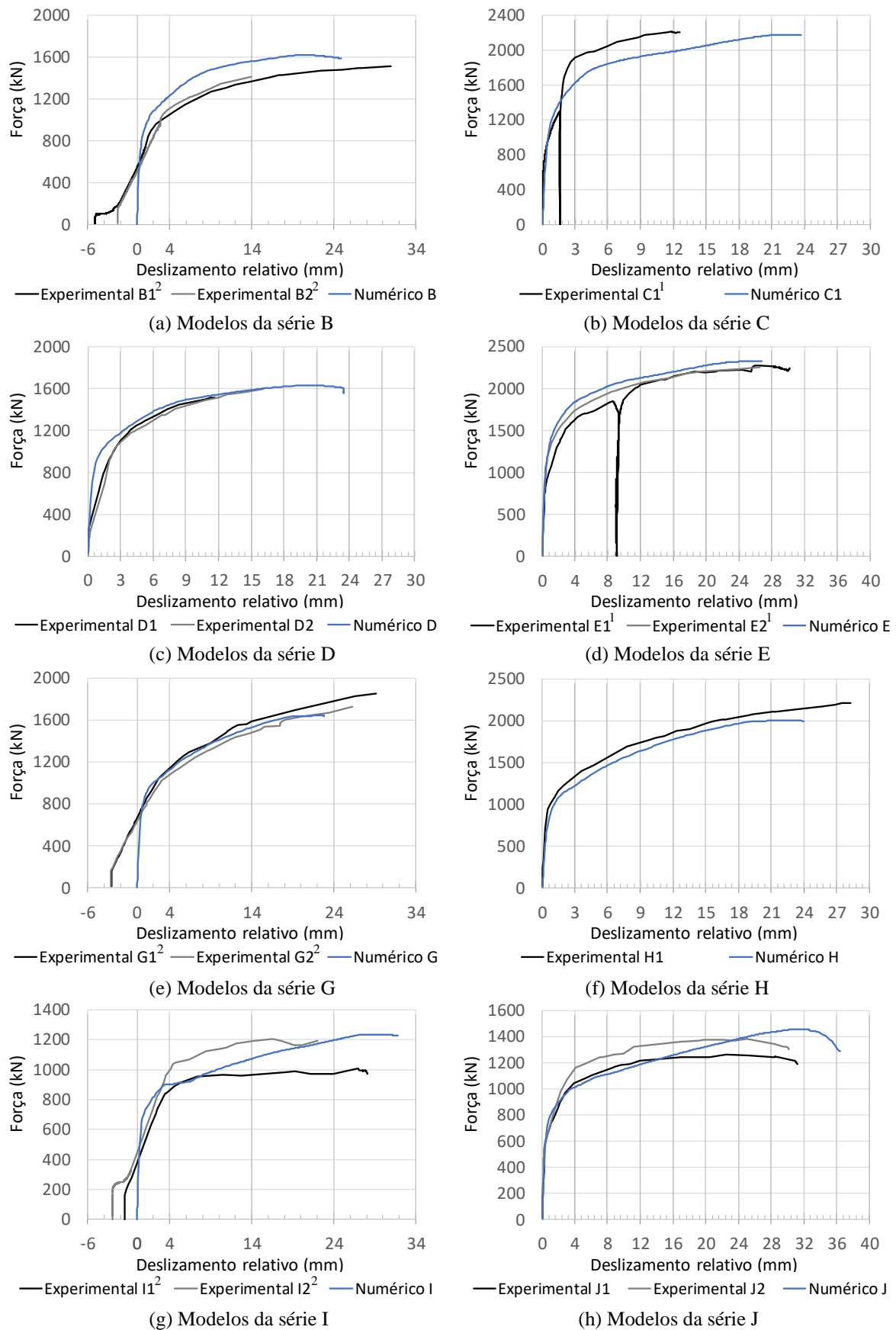


Figura 5.14 – Comparação entre curvas força *versus* deslizamento relativo de modelos experimentais e numéricos, em situações em que a falha ocorreu na conexão realizada pelo Crestbond (<sup>1</sup>Seção enrijecida, <sup>2</sup>Curva experimental ajustada devido à eliminação parcial das folgas durante a fase de ciclos).

Observando os diagramas que descrevem o comportamento dos modelos com seções retangulares (séries I e J), nota-se que as rigidezes das curvas experimentais se anulam para um deslizamento de aproximadamente 8 mm, alcançando  $P_{u,Exp}$ . Contudo, o mesmo não ocorre para as curvas numéricas, apesar de possuírem o mesmo formato das curvas experimentais até para deslizamentos correspondentes às forças  $P_{u,Exp}$ , visto que, nas curvas numéricas, a força  $P_{u,Num}$  é alcançada somente para deslizamentos superiores a 25 mm. No entanto, apesar da dispersão entre as curvas para maiores deslizamentos, ao se calcular a razão média entre as forças  $P_{u,Num}$  e  $P_{u,Exp}$  das séries I e J, obtém-se 1,109. A razão obtida é satisfatória e adequada, com uma variação em torno de 10% entre os resultados experimentais e numéricos.

Na Fig. 5.15 é representada novamente a curva do modelo numérico B e, dessa vez, são destacados alguns incrementos, com nomeação definida por letras (“A” a “H”), que foram designados para descrever o estado do aço do conector e o concreto para cada etapa de carregamento. Com isso, para cada incremento previamente destacado, podem ser visualizados nas Figs. 5.16 e 5.17 os avanços das deformações plásticas equivalentes no Crestbond (variável PEEQ) e o dano por compressão no núcleo de concreto (variável DAMAGEC), respectivamente.

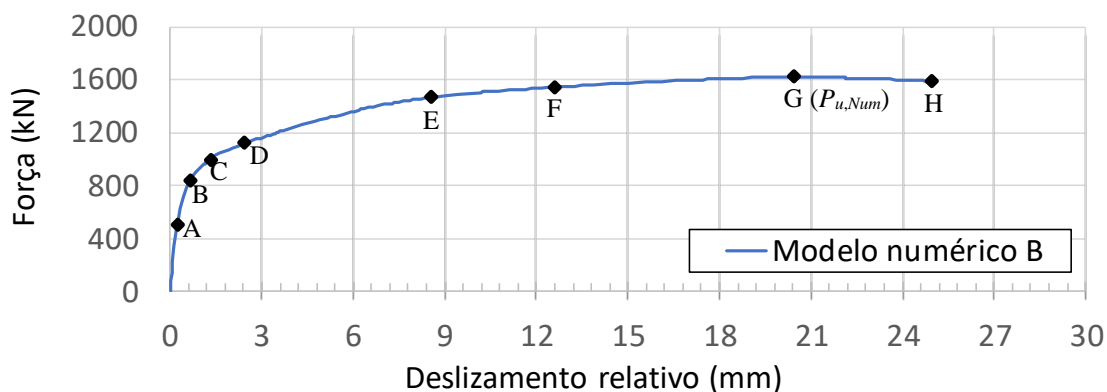


Figura 5.15 – Diagramas de força *versus* deslizamento relativo do modelo numérico B indicando os incrementos em análise.

Em um primeiro estágio, no incremento A, começam a surgir danos no concreto localizados nas bases dos *dowels* e na região frontal ao conector, próxima à interface entre o perfil e o concreto. Apesar do crescimento do dano no concreto, a rigidez da curva não é significativamente afetada, podendo-se considerar o limite linear da curva no incremento B. Um decréscimo de rigidez mais acentuado é observado a partir do incremento C, quando começam a surgir deformações plásticas nas bases dos *dowels* de aço e há alguma parcela de dano à compressão ao longo de todo o perímetro da base do *dowels* de concreto. No incremento D há o escoamento ao longo de todas as bases dos *dowels* de aço (seção crítica) e o comprimento

do núcleo de concreto abaixo do *dowel* de aço frontal que sofre dano à compressão atinge o seu valor máximo ( $l_{máx}$ ), igual a aproximadamente 12 cm (observar incremento D na Fig. 5.17). Apesar do volume do núcleo de concreto com dano não aumentar consideravelmente, o dano nas regiões afetadas aumentava com o avanço do carregamento.

Posteriormente, no incremento E, o *dowel* frontal de aço era altamente solicitado, atingindo valores de PEEQ superiores a 0,191 (denominada como deformação crítica neste texto, sendo essa deformação associada à resistência  $f_u$ ), conforme pode ser observado na região de cor rosa no detalhe da Fig. 5.16. Com o avanço do carregamento e no incremento F, a deformação crítica é alcançada na base dos três *dowels* de aço, tornando a rigidez da curva praticamente nula. Com isso, o deslizamento relativo é aumentado consideravelmente para um ligeiro acréscimo de força, até que se obtém a força máxima ( $P_{u,Num}$ ), que ocorre no momento que a deformação crítica é atingida em todo comprimento da seção crítica do *dowel* frontal de aço (ver região indicada de cor rosa no Incremento G apresentado na Fig. 5.16). Após essa etapa, ocorrem deformações de esmagamento na seção crítica do *dowel* de aço frontal, havendo o descarregamento das tensões na região (observar tramo de descarregamento  $\overline{GH}$  na lei constitutiva do aço representada na Fig. 5.6a). Essas deformações possuem valores de PEEQ superiores a 0,340 e podem ser vistas em cor vermelha no incremento H na Fig. 5.16.

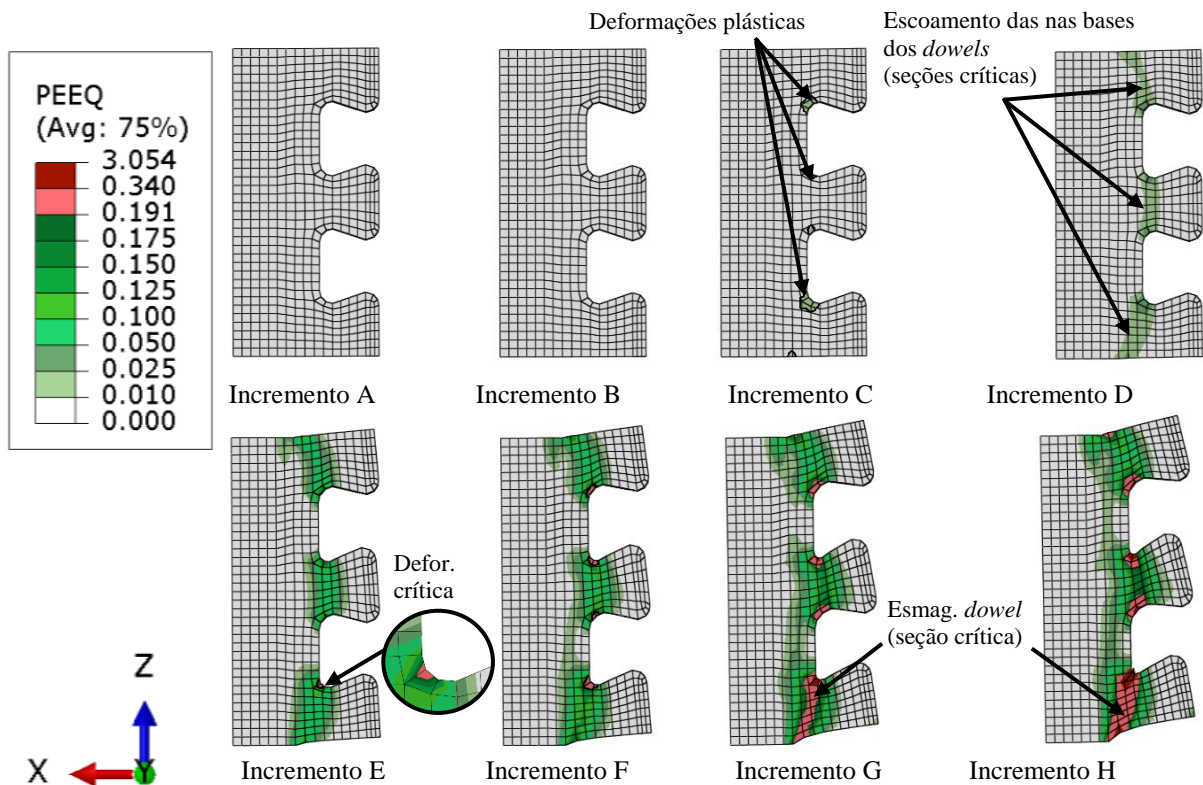


Figura 5.16 – Evolução das deformações plásticas (PEEQ) do conector Crestbond no modelo B.



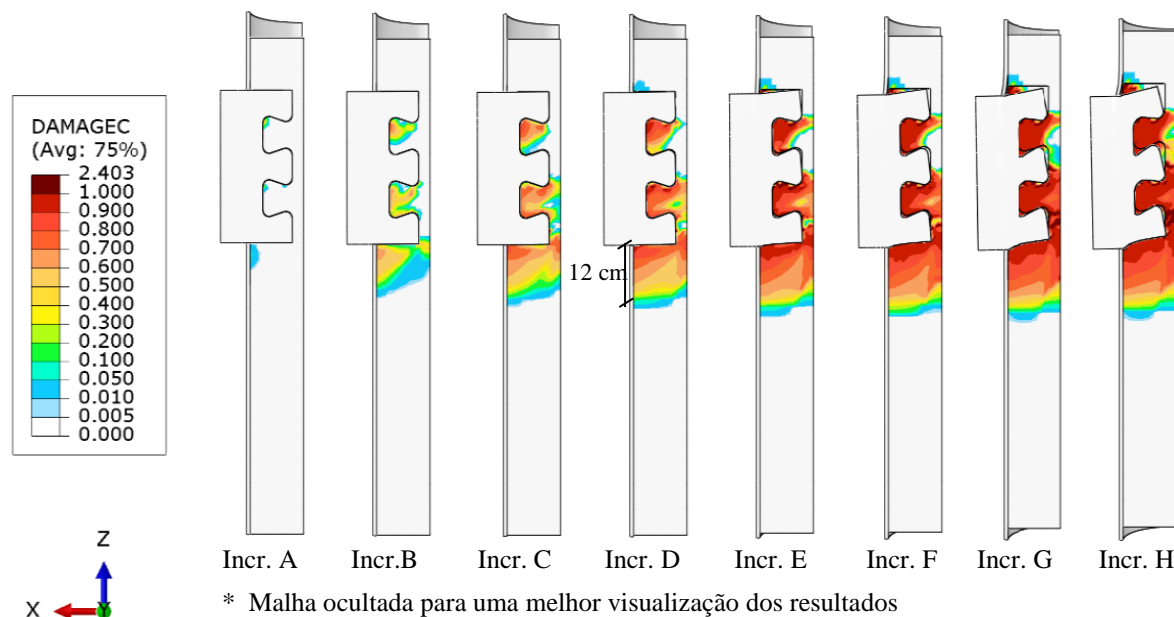


Figura 5.17 – Evolução do dano à compressão do concreto do modelo B.

Os comportamentos dos componentes conector e núcleo de concreto nos demais modelos, estudados neste tópico, foram semelhantes ao que foi observado para o modelo B nas Figs. 5.16 e 5.17. Sendo assim, pode-se concluir que a capacidade resistente da conexão mista é atingida quando ocorre a falha *dowel* frontal de aço, com esmagamento da seção crítica nesse *dowel*.

O padrão de fissuração do núcleo de concreto pode ser analisado numericamente através da variável  $DAMAGEC^{10}$ , visto que após atingir a resistência à tração do concreto ( $f_{ct}$ ), o material perde rigidez e, assim, surgem fissuras e danos irreversíveis no material. Em vista disso, para o último incremento da análise do modelo B (observar incremento H na Fig. 5.15), na Fig. 5.18a é ilustrada a variável  $DAMAGEC$  na silhueta do modelo e nos planos de cortes indicados e, para comparação, na Fig. 5.18b é representado o modelo experimental B2 após o seu desmonte.

Considerando que as regiões coloridas na Fig. 5.18a representam as que estão sujeitas à fissuração, pode-se observar claramente a formação de blocos de rupturas acima, abaixo e entre os conectores, conforme também foi observado experimentalmente (Fig. 5.18b). Logo abaixo dos conectores, há uma zona altamente confinada e sujeita a um estado triaxial de tensões de compressão. Por essa razão, não havendo esforços de tração nessa região, esta é representada com a cor branca. Visto que no limiar da zona altamente confinada há regiões sujeitas a danos

<sup>10</sup> Conforme mencionado no Capítulo 3, para a variável  $DAMAGEC$ , valor 0 representa nenhum dano no material à tração e, o valor 1, o dano máximo à tração. Vale a pena mencionar que, ao longo deste trabalho, é adotado o mesmo espectro de cores e intervalos de cores para a variável  $DAMAGEC$ , tornando possível uma comparação entre os resultados de diferentes análises.

por tração, essa zona pode se desprender do bloco principal de concreto abaixo dos conectores, conforme foi verificado no modelo experimental B2.

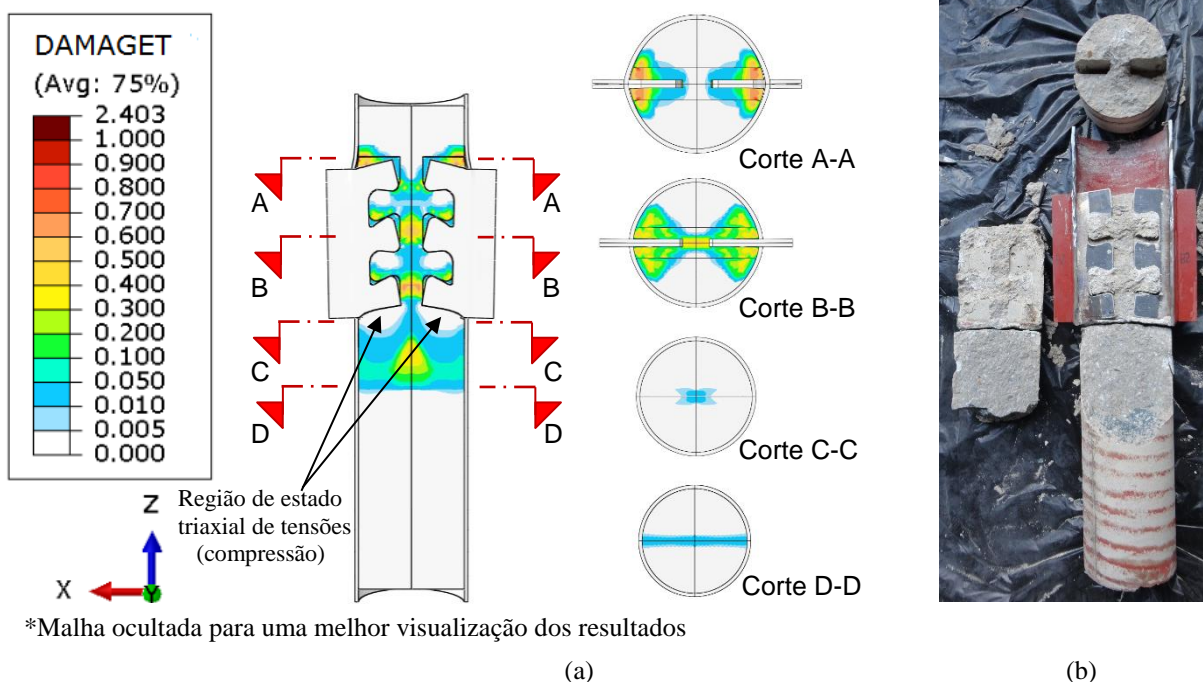


Figura 5.18 – Padrão de fissuração observado: (a) modelo numérico B mostrando a variável DAMAGET no último incremento da análise, sendo ilustrada a silhueta do modelo (simetria espelhada no plano yz) e planos de cortes por nível (simetria espelhada nos planos xz e yz); (b) experimentalmente no modelo B2, através do corte e retirada do tubo de aço seguido do seu desmonte.

Ao comparar os resultados presentes nas Fig. 5.17 e 5.18 para o último incremento da análise, tornou-se possível diferenciar as regiões sujeitas a diferentes tipos de esforços, como pode ser observado na Fig. 5.19. As regiões representadas de cor azul são submetidas a um estado triaxial de tensões de compressão e, por sua vez, não possuem dano por tração. Essas regiões podem apresentar tensões superiores à resistência  $f_c$ , por se situarem em uma zona de alto confinamento que se opõem ao deslocamento dos *dowels* de aço. As demais regiões são aquelas sujeitas a somente danos por tração (cor vermelha) e a ambos aos danos de tração e compressão (cor cinza). Essas observações seguem os mesmos princípios descritos por Kraus e Wurzer (2007) (Fig. 2.28), os quais descrevem que entre as aberturas do conector formado por chapas forma-se um cone de ruptura devido ao cisalhamento do concreto, sendo esse cone composto pelas zonas A (estado triaxial de tensões de compressão) e B (esforços de tração e compressão).

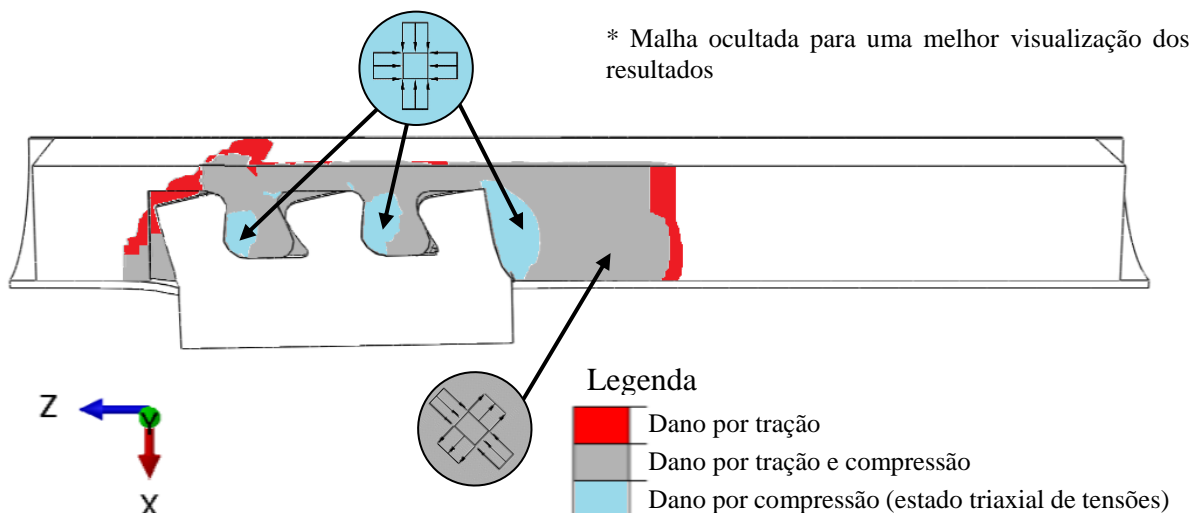


Figura 5.19 – Representação dos danos e de esforços no modelo B, durante o último incremento da análise.

Na superfície externa do componente núcleo de concreto foi observado que as regiões com maior concentração de danos por tração se localizavam nas imediações dos conectores (Fig. 5.20). Na Fig. 5.20a são sobrepostas as imagens dos modelos experimentais e numérico, demonstrando boa concordância entre os resultados. Na Fig. 5.20b observou-se regiões de fissuras abaixo do conector que sucedem a zona de concreto sujeita a um estado triaxial de tensões de compressão (ver na Fig. 5.19 a região em cor azul abaixo do *dowel* frontal de aço).

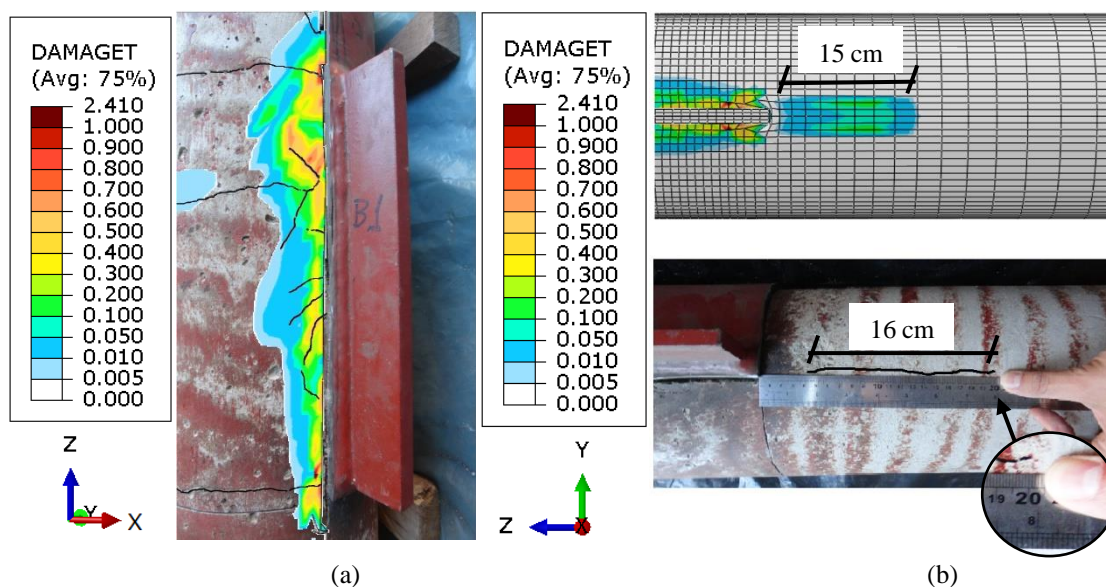


Figura 5.20 – Padrão de fissuração observado numericamente através da variável DAMAGET no último incremento da análise: (a) sobreposição de imagens dos modelos experimentais B1 e numérico B; (b) linha de fissuração observada nos modelos experimentais B1 e numérico B (simetria espelhada no plano xz).

A integridade do núcleo de concreto em modelos de seção retangular é analisada na Fig. 5.21. Nessa figura são representados os danos à compressão (Fig. 5.21a) e à tração (Fig. 5.21b) no modelo I, quando se atinge um incremento correspondente a um deslizamento relativo de 23,50 mm, sendo este um deslizamento próximo a média dos deslizamentos finais dos modelos da série experimental I. Ao observar as variáveis DAMAGEC e DAMAGET, nota-se que o comprimento abaixo do conector que sofre somente dano à tração é maior do que nos modelos com seção circular (ver região de cor vermelha na Fig. 5.19). Isso pode ser explicado pelo maior confinamento proporcionado pelo tubo circular, restringindo a tração do concreto quando esse material expande lateralmente e evitando a sua fissuração.

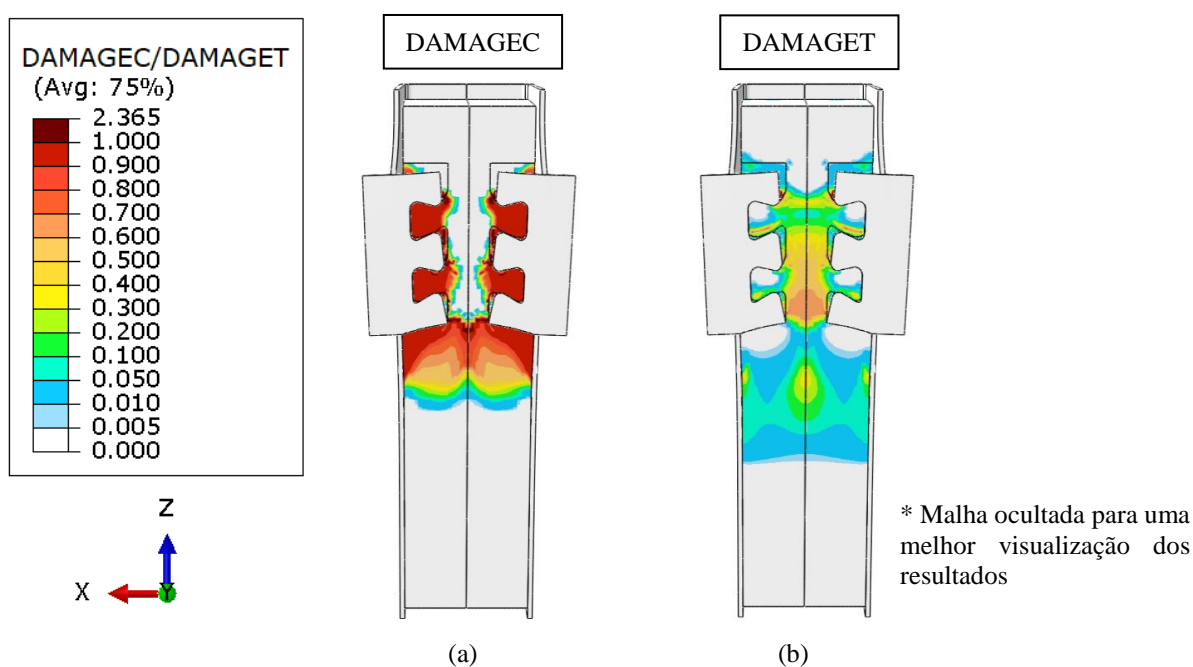


Figura 5.21 – Integridade do material observada no núcleo de concreto: (a) modelo numérico I e variável DAMAGEC, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 23,50 mm (simetria espelhada no plano yz); (b) modelo numérico I e variável DAMAGET, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 23,50 mm (simetria espelhada no plano yz).

Ainda sobre a investigação dos modelos de seções retangulares, notou-se que, para maiores deslizamentos, ocorria a rotação excessiva dos conectores Crestbond. O giro dos conectores contribuía para um maior “aperto” do concreto pelo tubo de aço na região abaixo dos conectores, aumentando o confinamento. Contudo, ao mesmo tempo, esse fenômeno permitia que, na região acima dos conectores e nos mesmos lados da seção onde se situavam esses dispositivos, houvesse o desprendimento da parede do perfil tubular em relação ao núcleo de concreto. Devido a este efeito, para se verificar a integridade dos conectores e o núcleo de concreto, um único recorte do perfil tubular na direção longitudinal — conforme realizado nos modelos de seção circular (Fig. 5.18b) — não seria suficiente para remoção do perfil, estando

esse bastante aderido ao concreto nessa região. Desse modo, foi realizado um recorte adicional na direção transversal, onde ocorria o aperto do concreto (Fig 5.22b).

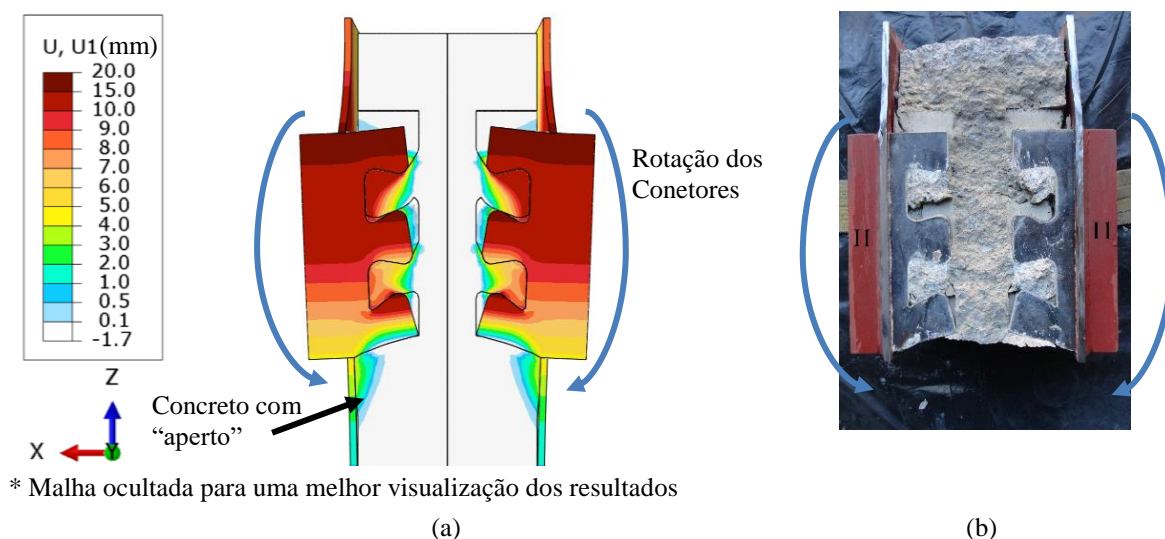


Figura 5.22 – Efeito *pinching* observado: (a) numericamente no modelo I, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 23,50 mm (simetria espelhada no plano yz); (b) experimentalmente após o desmonte do modelo II.

Com o surgimento do efeito previamente descrito, foi observado na extremidade superior do perfil o desprendimento dos lados que faziam a ligação com o conector Crestbond. Na Fig. 5.23a são representados os deslocamentos na direção x (mesmo sentido dos eixos dos conectores) do modelo J. Nota-se que os valores de deslocamentos variaram na região central entre 6 a 8 mm. No modelo experimental J1 constatou-se o desprendimento do perfil com deslocamentos máximos de 4 mm, também na região central, conforme se observa na Fig. 5.23b.

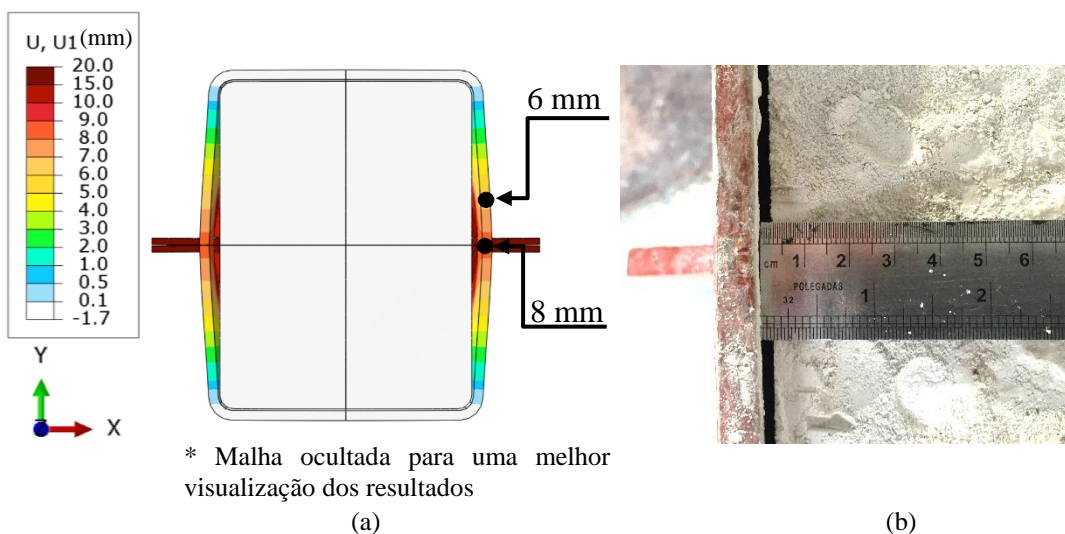


Figura 5.23 – Deslocamentos laterais na extremidade superior do perfil de aço: (a) modelo numérico J, no momento em que o deslizamento relativo é igual a 30,60 mm (simetria espelhada nos planos xz e yz); (b) modelo experimental J1.

Conforme descrito no Subitem 5.2, para os modelos numéricos que representam as séries experimentais C, E, H e J, foi considerada a atuação do atrito na interface entre os componentes tubo e núcleo de concreto durante a calibração. Para se estimar qual a parcela de forças que é transferida por atrito na interface, os modelos foram simulados novamente sem a consideração do atrito, conforme pode se observar na Tab. 5.5. Os resultados dos modelos com atrito dispostos anteriormente na Tab. 5.4 são mostrados novamente na terceira coluna da Tab. 5.6. Na quarta coluna dessa mesma tabela é apresentada a diferença entre os valores de força  $P_{u,Num}$  dos modelos com atrito (Tab. 5.6) e sem atrito (Tab. 5.5), obtendo, assim, a parcela de força que é transferida por atrito ao longo da interface ( $F_{at}$ ). Dividindo  $F_{at}$  pela área da interface entre o tubo e o núcleo de concreto (valores na quinta coluna da Tab. 5.6) é obtida a tensão de cisalhamento média ( $\tau_s$ ). As tensões  $\tau_s$  são indicadas na penúltima coluna da Tab. 5.6, podendo-se notar que as tensões são reduzidas à medida que se empregam seções circulares com diâmetros maiores (comparar modelos E e H). Conforme era esperado, as tensões  $\tau_s$  são mais elevadas nos modelos com perfis circulares se comparados com os que tinham perfis retangulares.

Tabela 5.5 – Forças  $P_{u,Num}$  obtidas na simulação dos modelos C1, E, H e J ao desconsiderar o atrito na superfície interna do PMPC.

Modelo Numérico	Seção nominal (mm)	$P_{u,Num}$ (kN)
C1 <sub>sAtrito</sub>	219,1 x 6,4	1635,00
E <sub>sAtrito</sub>	219,1 x 6,4	2042,16
H <sub>sAtrito</sub>	355,6 x 9,5	1688,21
J <sub>sAtrito</sub>	320 x 250x 8,2	1239,09

Tabela 5.6 – Estudo das tensões de cisalhamento por atrito na superfície interna do PMPC.

Modelo Numérico	Seção nominal (mm)	$P_{u,Num}$ (kN)	$F_{at}$ Força transferida por atrito (kN)	Área da interface tubo-concreto (mm <sup>2</sup> )	$\tau_s$ (MPa)	$\frac{F_{at}}{P_{u,Num}}$
C1	219,1 x 6,4	2209,60	574,6	615600	0,933	0,260
E	219,1 x 6,4	2330,02	287,86	613700	0,469	0,124
H	355,6 x 9,5	2005,82	317,61	996550	0,319	0,158
J	320 x 250x 8,2	1457,29	218,20	1013650	0,215	0,150

Ao realizar a razão entre os valores de  $\tau_s$  dos modelos numéricos C1 e E (mesma seção de perfil tubular, porém diferentes tipos de concreto empregados), obtém-se a razão de 1,99. No programa experimental, a série E, diferentemente da série C, foi ensaiada um ano após a sua concretagem. Com isso, a cera aplicada internamente na interface poderia ter perdido a sua efetividade. Contudo, mesmo levando esse fato em consideração, o uso do concreto autoadensável na série C permitiu um aumento considerável das tensões  $\tau_s$ . Observando ainda

a Tab. 5.6, na última coluna são indicadas as razões entre as forças  $F_{at}$  e  $P_{u,Num}$ , podendo-se notar que os valores obtidos para os modelos com concreto convencional são próximos, havendo uma pressuposição de que o tipo de seção empregada no PMPC não possui influência direta sobre razão entre essas forças.

A curva do modelo  $C1_{sAtrito}$  é comparada com a curva do modelo B no diagrama representado na Fig. 5.24. Sabendo-se que, originalmente, no modelo B não é considerado atrito na interface entre os componentes tubo e núcleo de concreto (Tab. 5.2), os modelos comparados no diagrama são diferenciados apenas pela resistência à compressão ( $f_c$ ). Para os modelos B e  $C1_{sAtrito}$  os valores de resistência  $f_c$  são iguais a 40 MPa e 52 MPa, respectivamente. Foi mencionado na revisão bibliográfica (Capítulo 2) que quando se aumenta a resistência  $f_c$  de 25 MPa para 45 MPa em ensaios de cisalhamento padrão com Crestbond e mantendo as demais características, tem-se um acréscimo de 25,7% na capacidade do conector (Dutra, 2014). Baseando-se nessa argumentação, ao considerar que um aumento de  $1,8f_c$  (45 MPa/25 MPa) contribui proporcionalmente para o mesmo percentual no acréscimo da capacidade do conector, era esperado que a razão entre as forças  $P_{u,Num}$  dos modelos C1 e B fosse igual a 1,185 (18,5%). Contudo se observou que  $P_{u,Num}(C1_{semAtrito})/P_{u,Num}(B) = 1635/1622 = 1,008$ , ou seja, um aumento de apenas 0,8% na capacidade do conector.

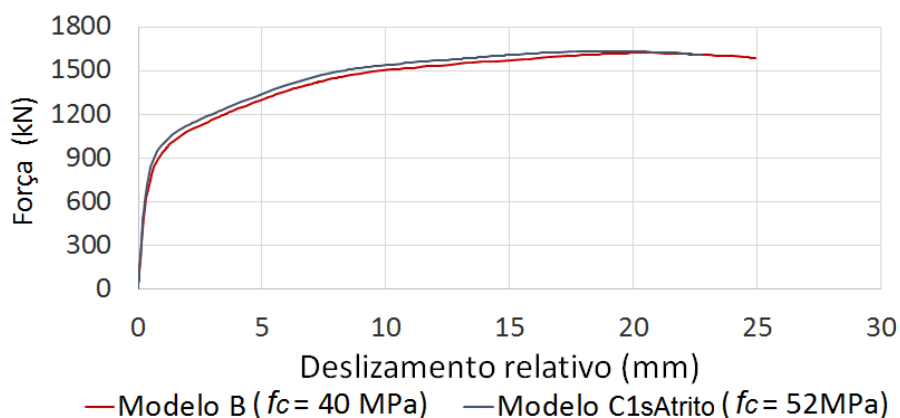


Figura 5.24 – Comparação entre os modelos numéricos B e  $C1_{sAtrito}$ .

Ao concluir que a resistência do concreto não apresenta significativa influência na capacidade do conector, presume-se que o colapso na conexão mista se deve exclusivamente pela falha do *dowel* frontal de aço, conforme foi verificado na Fig. 5.16. Essa narrativa é reforçada no Subitem 5.4 a seguir com investigações adicionais.

## 5.4 Investigações Adicionais

Ao final do Subitem 5.3 foram demonstradas fortes evidências de que o mecanismo de colapso que prevalecia na conexão mista era a falha do *dowel* frontal de aço. Dessa forma, o prosseguimento da investigação sobre a falha do conector se deu ao simular novamente modelos que possuíam diferentes tipos de seções transversais (observar na Tab. 5.2 os modelos de referência B, G, I). Esses modelos eram, dessa vez, designados como  $B_{cn,EL}$ ,  $G_{cn,EL}$ ,  $I_{cn,EL}$ , porém, na simulação, o conector Crestbond possuía o comportamento perfeitamente elástico. As curvas força *versus* deslizamento relativo desses modelos são comparadas com as curvas dos modelos de referência no diagrama da Fig. 5.25. Nota-se que a capacidade dos modelos adaptados eram sempre maiores do que as dos modelos de referência, e que a capacidade dos modelos adaptados se elevavam à medida que se aumentava a área do perfil tubular (comparar os modelos  $B_{cn,EL}$ ,  $G_{cn,EL}$ ).

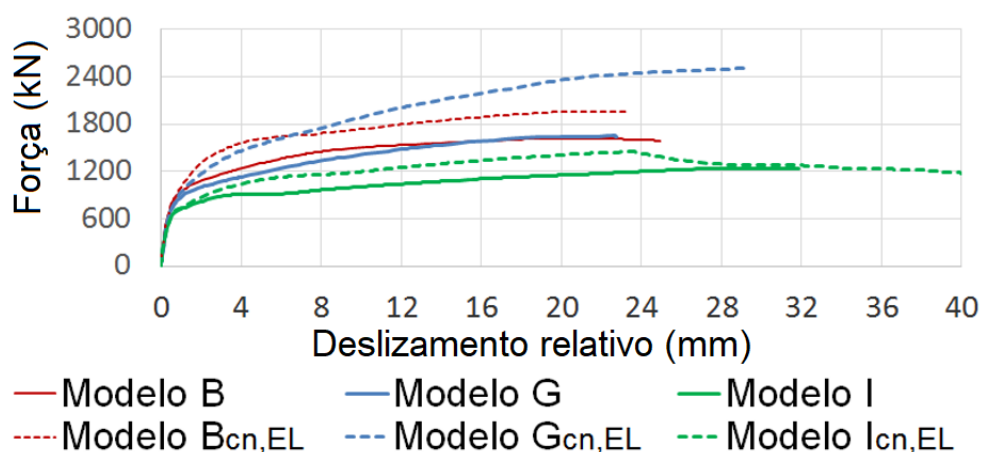


Figura 5.25 – Comparação de resultados entre modelos com conectores de comportamento elasto-plástico e perfeitamente elástico.

Na Fig. 5.26 são representadas as deformações plásticas equivalentes (PEEQ) no perfil tubular dos modelos  $B_{cn,EL}$ ,  $G_{cn,EL}$  e  $I_{cn,EL}$ , durante o incremento em que ocorre a força máxima ( $P_{u,Num}$ ). Ao comparar o estado de deformações em que ocorre  $P_{u,Num}$  e em estágios anteriores de carregamento, observou-se que as rigidezes dos modelos se anulavam quando na região do perfil tubular próxima a extremidade do Crestbond eram alcançados valores de PEEQ superiores a 0,191 (deformação correspondente a tensão  $f_u$ ), conforme pode ser observado na região em cor rosa no detalhe da Fig. 5.26. Desse modo, constatou-se que ao limitar o conector como perfeitamente plástico, a falha que predomina na conexão mista ocorria com o



esmagamento da região do perfil tubular em contato com o Crestbond, conforme indicado na Fig. 5.26.

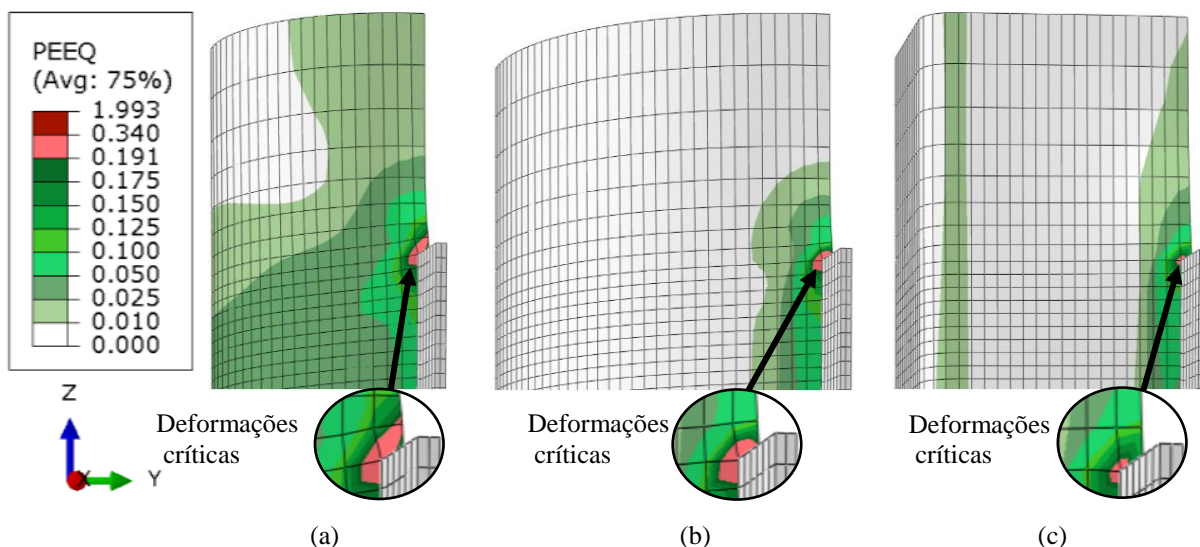


Figura 5.26 – Deformações plásticas equivalentes e esmagamento na região do perfil tubular próxima ao Crestbond: (a) modelo  $B_{cn,EL}$ ; (b) modelo  $G_{cn,EL}$ ; (c) modelo  $I_{cn,EL}$ .

A integridade do núcleo de concreto no momento que se atinge  $P_{u,Num}$  foi examinada através das variáveis de danos DAMAGEC e DAMAGET, as quais podem ser observada na Fig. 5.27. Ao comparar as Fig. 5.27 com as Figs. 5.17, 5.18 e 5.21, constatou-se que ao considerar o conector Crestbond perfeitamente elástico, ou seja, evitando a falha dos *dowels* de aço, o dano do concreto cresce continuamente até que se alcance a força  $P_{u,Num}$ . Conforme descrito anteriormente, essa força é atingida quando ocorre o esmagamento do perfil tubular próximo ao Crestbond, interrompendo a transferência de forças para o núcleo de concreto. Verificou-se também, no modelo  $B_{cn,EL}$ , que o comprimento do núcleo de concreto abaixo do *dowel* de aço frontal que sofre dano à compressão atinge o seu valor máximo ( $l_{máx}$ ) igual a 20 cm (5.27a). No modelo B, o valor de  $l_{máx}$  era igual a 12 cm, como foi observado anteriormente na Fig. 5.17. Para os modelos restantes ( $G_{cn,EL}$  e  $I_{cn,EL}$ ), o comprimento de  $l_{máx}$  também era superior aos dos modelos de referência (G e I).

Nas Fig. 5.18, 5.20 e 5.22 foi observado experimentalmente e numericamente que o núcleo de concreto sofre com um estágio de fissuração avançada, bem como a sua ruptura em quatro blocos principais de concreto (blocos acima e abaixo dos conectores e dois blocos entre os conectores devido ao cisalhamento do concreto). Contudo, na investigação deste tópico, constatou-se que a capacidade dos modelos pode se elevar ao aumentar-se a resistência do Crestbond, contribuindo para acréscimo do dano que o concreto sofre, mesmo que este já tenha regiões com dano elevado. A ocorrência desse fenômeno pode estar relacionada com o

confinamento do núcleo de concreto provocado pelo perfil tubular, que ao evitar que haja a expansão do concreto, contém a queda de rigidez do material e mantém sua resistência.

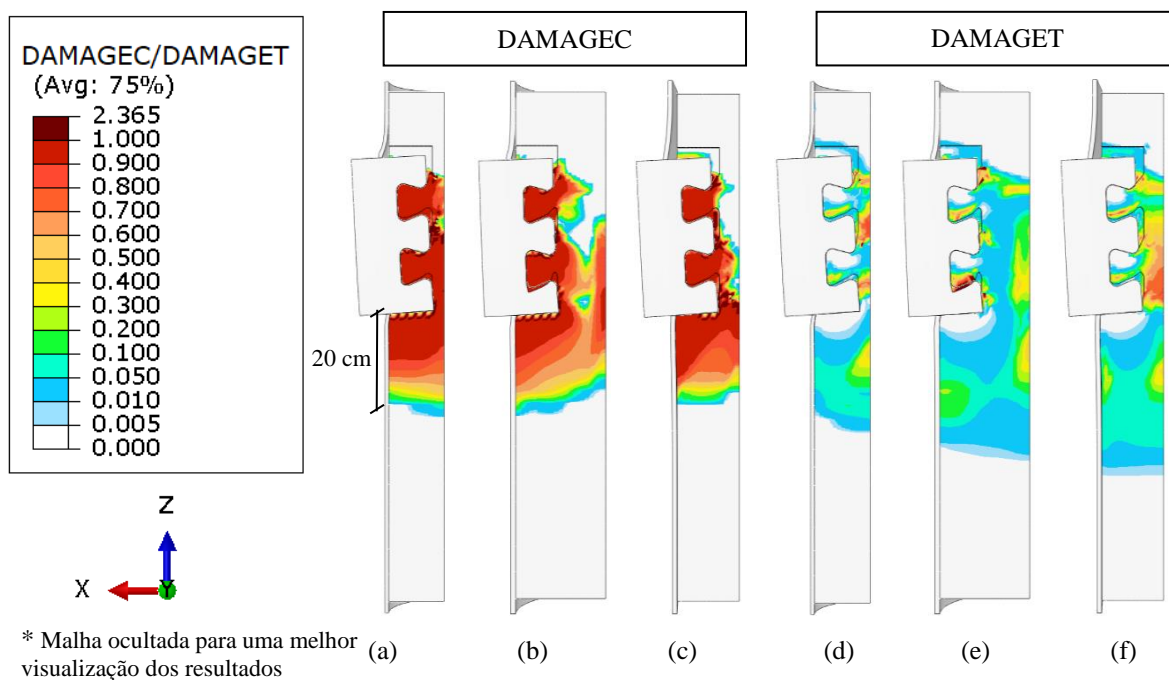


Figura 5.27 - Integridade do material observada no núcleo de concreto: (a) modelo numérico  $B_{cn,EL}$  e varável DAMAGEC; (b) modelo numérico  $G_{cn,EL}$  e varável DAMAGEC; (c) modelo numérico  $I_{cn,EL}$  e varável DAMAGEC; (d) modelo numérico  $B_{cn,EL}$  e varável DAMAGET; (e) modelo numérico  $G_{cn,EL}$  e varável DAMAGET; (f) modelo numérico  $I_{cn,EL}$  e varável DAMAGET.

Para verificar a influência do confinamento sobre o concreto, quando os conectores se comportam elasticamente, os modelos B, G I foram simulados em uma nova análise, desconsiderando também a não linearidade física do perfil tubular. Ao final, constatou-se que o confinamento contínuo proporcionou forças  $P_{u,Num}$  maiores do que as obtidas pelos modelos que desconsideram o escoamento no perfil tubular (modelos B, G, I,  $B_{cn,EL}$ ,  $G_{cn,EL}$ ,  $I_{cn,EL}$ ).

Diante do fato de que o cisalhamento do concreto não seria o fator limitante para a capacidade resistente dos modelos, foi verificado, adicionalmente, se os valores de comprimentos de abertura de fissura crítica utilizada na modelagem ( $w_c$ ) e as barras de armaduras poderiam apresentar certa influência sobre o comportamento de curvas força *versus* deslizamento dos modelos. Os diagramas contendo essas curvas são apresentados nas Figs. 5.28 e 5.29, sendo esses resultados discutidos a seguir.

Conforme foi mencionado nos Subitens 3.2 e 5.2, após a calibração numérica dos modelos de ensaios de cisalhamento padrão (Capítulo 3) e de cisalhamento adaptado para o uso de PMPC (Capítulo 5), obteve-se o parâmetro  $w_c$  igual a 1,0 mm para ambos os tipos de ensaios. Contudo, em situações reais, ao aplicar-se concretos com diferentes tipos de traço, esse parâmetro pode

variar em uma nova calibração numérica. Desse modo, foram simulados novamente os modelos B e I — os quais possuem, respectivamente, seções circulares e retangulares, e ausência de barras de armaduras (observar demais características na Tab. 5.2) — adotando-se diferentes valores  $w_c$ , sendo esses iguais a 0,25 mm e 6,0 mm (Fig. 5.28).

Nos diagramas da Figs. 5.28a e 5.28b são comparadas as curvas numéricas dos modelos padrão ( $w_c = 1,0$ ) — simulados no Subitem 5.3.3, conforme se observa nas Figs. 5.14a e 5.14b — juntamente com as curvas dos modelos de mesma nomeação, porém, com diferentes valores de  $w_c$  considerados na modelagem. Nota-se que a influência desse parâmetro em modelos de PMPC é mínima, sendo que a única divergência significativa encontrada entre as curvas, foi observada para o modelo I em estado pós-crítico, ou seja, em um deslizamento superior a  $P_{u,Num}$ . Apesar dessas curvas serem praticamente coincidentes, notou-se que à medida que se empregava menores valores de  $w_c$  nos modelos, maior era a quantidade de incrementos necessários nas análises numéricas.

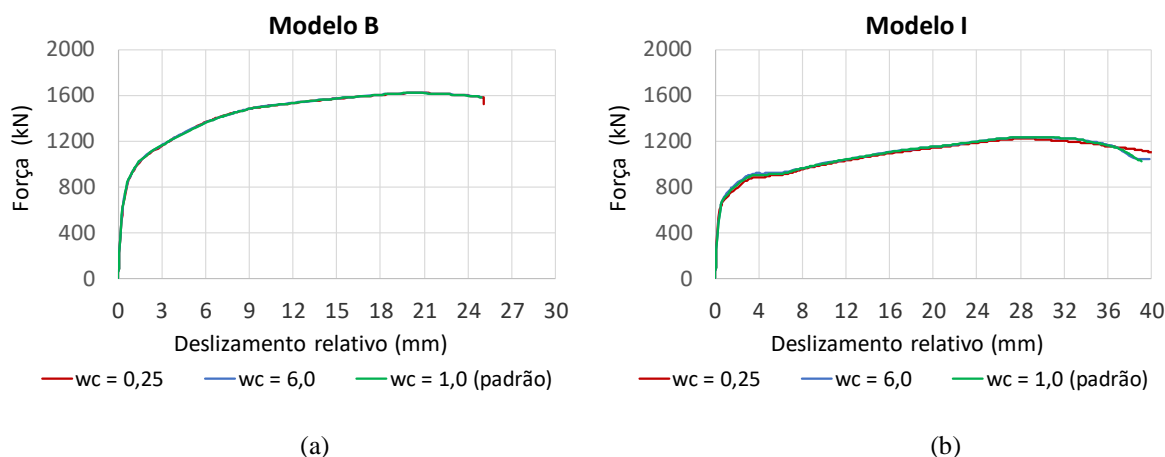


Figura 5.28 – Curvas força *versus* deslizamento relativo com diferentes valores de  $w_c$ : (a) modelo B; (b) modelo I.

A influência das barras de armaduras foi verificada simulando novamente os modelos D e J (observar características na Tab. 5.2), porém sendo desconsideradas essas armaduras que são empregadas nesses modelos padrão. Os modelos padrão possuíam uma barra de armadura passante entre os *dowels* de concreto e com  $\Phi_s = 6,3$  mm, e suas curvas numéricas foram apresentadas anteriormente nas Figs. 5.14c (modelo D) e 5.14h (modelo J). As curvas dos modelos padrão (1  $\Phi$  de barra passante) são novamente dispostas nos diagramas das Figs. 5.29a e 5.29b, sendo comparadas com as curvas de modelos semelhantes que desconsideram o uso de armaduras (designados como As0). Assim, como foi verificado anteriormente, ao variar-se o parâmetro  $w_c$ , o uso de armaduras passantes também não apresentava uma significativa influência sobre o comportamento das curvas força *versus* deslizamento e na capacidade

resistente dos modelos. Possivelmente, o papel das barras de armaduras nas estruturas de concreto armado convencionais em elementos de PMPC é desempenhado pelo perfil de aço tubular: ao promover o aumento de ductilidade no concreto e ao conter a expansão do concreto devido à fissuração

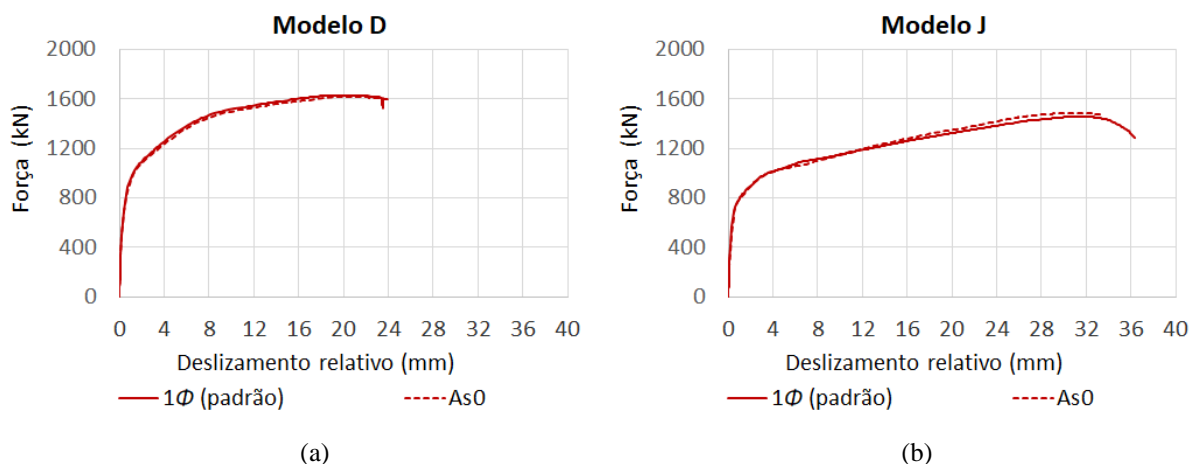


Figura 5.29 – Comparação entre curvas força *versus* deslizamento relativo entre modelos com e sem barras de armaduras: (a) modelo D; (b) modelo J.

Diferentemente do que foi observado nos modelos de cisalhamento adaptados para elementos de PMPC nos ensaios de cisalhamento padrão, analisados numericamente e experimentalmente no capítulo 3, o modo do colapso que prevaleceu foi o cisalhamento do *dowel* de concreto no conector Crestbond. No momento da falha desses modelos, foi observada uma ligeira deformação no *dowel* frontal de aço e ausência de deformações significativas no perfil H. Desse modo, observando-se uma maior influência do concreto sobre a capacidade dos modelos de ensaios de cisalhamento padrão, foi investigado se o parâmetro  $w_c$  e o uso de armaduras passantes atuariam também no comportamento desses modelos.

Uma análise semelhante à que foi realizada nos diagramas da Fig. 5.28 pode ser encontrada no diagrama da Fig. 5.30a, tomando o modelo C1-C2 como o padrão. Esse modelo possuía como características principais a resistência  $f_c$  igual a 47,5 MPa (valor de resistência próximo aos dos modelos de PMPC apresentados neste capítulo) e a ausência de barras de armaduras (as demais propriedades são descritas no Subitem 3.3.2). Assim, o modelo padrão foi simulado novamente, porém, adotando-se diferentes valores de  $w_c$ . Nota-se que, à medida que se diminuía os valores de  $w_c$ , as curvas apresentavam um comportamento mais frágil e uma queda da capacidade resistente. Isso já era esperado, pois ao diminuir a abertura de fissura crítica ( $w_c$ ), a rigidez do material à tração decresce, aumentando o estado de fissuração do concreto. Nos elementos de

PMPC, ao empregar baixos valores de  $w_c$ , mesmo com o estágio avançado de fissuração do concreto, a expansão do concreto é contida, mantendo a ductilidade do modelo.

No diagrama da Fig. 5.30b são comparadas as curvas dos modelos C1-C2 e C3-C4 (simulados anteriormente no Subitem 3.3.2). Esses modelos apresentam características semelhantes, diferindo apenas pelo uso de barras armaduras passantes entre os *dowels* de concreto. O uso de armaduras passantes era inexistente no modelo C1-C2 (As0) e no modelo C3-C4 era utilizada uma barra passante de 10 mm de diâmetro ( $1\Phi$ ). Observa-se que, diferentemente nos modelos de PMPC, o uso de armaduras contribui para o aumento de ductilidade e da capacidade dos modelos.

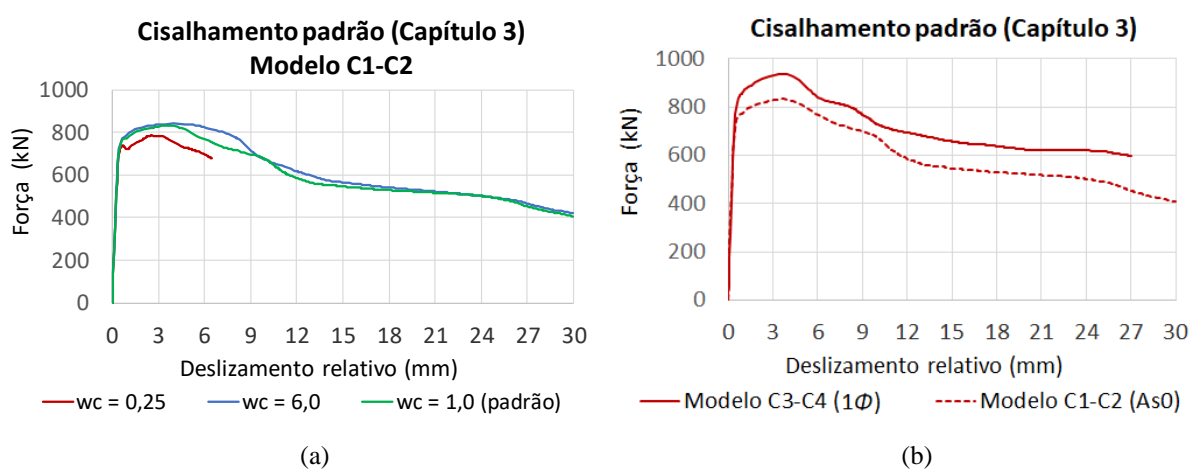


Figura 5.30 – Estudo de parâmetros relacionados ao comportamento do concreto em modelos de ensaio de cisalhamento padrão: (a) influência da abertura de fissura crítica utilizada na modelagem ( $w_c$ ); (b) influência do uso de barras de armaduras passantes nos *dowels* de concreto.

# 6

## ESTUDO PARAMÉTRICO

### 6.1 Considerações Iniciais

O estudo paramétrico presente neste capítulo teve como principal finalidade verificar a influência de determinados parâmetros sobre a capacidade resistente da conexão mista realizada pelos conectores Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). Desse modo, a validação numérica efetuada previamente no Capítulo 5, permitiu que fossem realizadas novas simulações numéricas variando-se as propriedades mecânicas e de geometria dos componentes que compunham os modelos de PMPC, sendo estes: tubo de aço, núcleo de concreto e conector Crestbond. Os parâmetros foram variados de tal forma que se evitasse o escoamento do perfil tubular nas análises, prevalecendo, assim, o colapso da conexão mista. Após a apresentação dos resultados, esses parâmetros foram avaliados individualmente comparando-os com as formulações para os estados-limites que agem sobre a conexão mista — o cisalhamento do concreto e a falha do aço do conector.

Com o avanço das investigações, foi verificado que o sentido das forças resultantes que agem sobre os conectores Crestbond podem variar de acordo com a esbeltez do perfil tubular. Dessa forma, no Subitem 6.5, é apresentada uma nova adaptação no modelo para o cálculo da capacidade média do aço do conector, acrescentando-se um novo fator na formulação original. Sabendo que há algumas incertezas relacionadas à esse modelo (consultar Apêndice F), no Subitem 6.6 é proposta também uma abordagem característica para o cálculo da capacidade do aço do conector.

A parametrização numérica, que compreendeu a análise de em torno de 200 modelos, foi executada no programa de elementos finitos Abaqus v6.14. Para evitar que a criação individual de cada modelo fosse laboriosa, foram desenvolvidos *scripts* em linguagem *Python*, permitindo a geração automática das condições de contorno, de carregamento, de contato entre os componentes e da malha de elementos finitos, sendo esses função dos parâmetros escolhidos para a parametrização.

## 6.2 Descrição dos Modelos do Estudo Paramétrico

No programa experimental (Capítulo 4), buscou-se diversificar as seções dos perfis tubulares empregadas nos modelos de PMPC com conectores Crestbond (duas seções circulares com diâmetros distintos e uma seção retangular) e foram ensaiados modelos com ou sem barras de armaduras de aço. Contudo, nesses modelos foram utilizados conectores Crestbond do tipo CR56b ( $e_x \approx 121$  mm, observar Fig. 2.35) com uma espessura fixa de chapa ( $t_{sc} = 12,5$  mm), sendo considerada, na parametrização experimental desse dispositivo, apenas as variações do número de *dowels* de concreto por conector (dois ou três) e o número de conectores por modelo (dois ou quatro). Além disso, cada tipo de seção de perfil do tubular, bem como o conector Crestbond, provinham de um mesmo lote de fabricação, possuindo as mesmas características mecânicas. Em uma situação não muito distinta, para cada tipo de concreto empregado nos modelos (autoadensável ou convencional), as resistências à compressão do concreto ( $f_c$ ) eram próximas, em razão do volume total do mesmo tipo de concreto ter sido advindo de uma mesma concretagem.

Com certa frequência, a diversificação de parâmetros é dificultada nos ensaios experimentais devido às restrições de recurso e ao tempo de pesquisa demandado. Essas adversidades, em muitas pesquisas na engenharia estrutural, são solucionadas ao se realizar estudos complementares que contribuem para um acréscimo da amostragem paramétrica através de procedimentos de modelagem numérica.

Os procedimentos de modelagem utilizados no estudo paramétrico seguem os mesmos critérios empregados na aferição numérica dos modelos experimentais (Capítulo 5). Na Tab. 6.1 são indicadas informações sobre os parâmetros estudados: sua descrição; as suas designações por letras e números; os componentes aos quais esses parâmetros são relacionados e o intervalo de variação desses parâmetros. Nesse estudo não foram modeladas barras de armaduras, por ter

sido verificado no Subitem 5.4 que a influência desses componentes no comportamento de elementos de PMPC com conectores Crestbond é desprezável.

Tabela 6.1 – Parâmetros considerados no estudo e intervalo de variação.

Parâmetro	Designação	Componente	Intervalo
Diâmetro (perfis circulares)	$D$ (mm)	tubo de aço	219,1; 355,6; 420,0; 450,0; 545,0
Comprimento de maior lado (perfis retangulares)	$B_1$ (mm)	tubo de aço	300,0;320,0;360,0; 345,0;400,0
Comprimento de menor lado (perfis retangulares)	$B_2$ (mm)	tubo de aço	250,0
Comprimento dos lados (perfis quadrados)	$B$ (mm)	tubo de aço	250,0; 320,0; 360,0; 400,0
Espessura do perfil	$t$ (mm)	tubo de aço	4,75; 6,4; 8,0; 9,5; 12,5
Resistência ao escoamento do perfil	$f_y$ (MPa)	tubo de aço	250; 350; 450
Passo do conector	$e_x$ (mm)	conector	91; 121; 136;172
Número de <i>dowels</i> de concreto	$n$	conector	1; 2; 3
Espessura do conector	$t_{sc}$ (mm)	conector	4,75; 8,0; 12,5; 20,0
Resistência ao escoamento do conector	$f_{y,sc}$ (MPa)	conector	250; 350; 450
Resistência à compressão do concreto	$f_c$ (MPa)	núcleo de concreto	30; 50

Nos capítulos 4 e 5 foi demonstrado que ao empregar quatro conectores Crestbond, a resistência da conexão mista se eleva consideravelmente, ocorrendo previamente o escoamento da extremidade superior do tubo de aço nos elementos de PMPC. Dessa forma, visando estudar apenas modelos duplamente simétricos — conforme disposição de simetria dos ensaios de cisalhamento mais usuais (observar Figs. 2.44, 2.45 e 2.47 a 2.50) — e evitar situações em que possa ocorrer o escoamento do tubo de aço, foram modelados PMPC somente com dois conectores.

A influência do número do *dowels* no conector foi estudada ao se empregar na modelagem, conectores com comprimentos distintos, porém, mantendo inalterada a geometria dos *dowels* do conector (CR56b), conforme é ilustrado na Fig. 6.1. Para a análise do passo do conector ( $e_x$ ), manteve-se o número de *dowels* por conector nos modelos, porém, sendo variada a geometria por *dowel* (CR42b, CR56b, CR63b, CR80b), como pode ser observado na Fig. 6.2. Conforme



mencionado previamente no Subitem 2.5.4.1, na designação CR56b, por exemplo, 56 indica o diâmetro em milímetro da circunferência inscrita no *dowel* de concreto (ou altura dos *dowels*), e b indica uma versão do conector, na qual os *dowels* de aço intermediários e externos possuem as larguras mínimas iguais (Fig. 2.35). O passo  $e_x$  pode ser obtido através do diâmetro da circunferência inscrita no *dowel* de concreto ( $D$ ), dada pela relação  $e_x = 2,155D$ . Observando ainda a Fig. 6.2, nota-se altura total dos conectores é dada pela soma de  $D$  com a altura fixa de 81,4 mm.

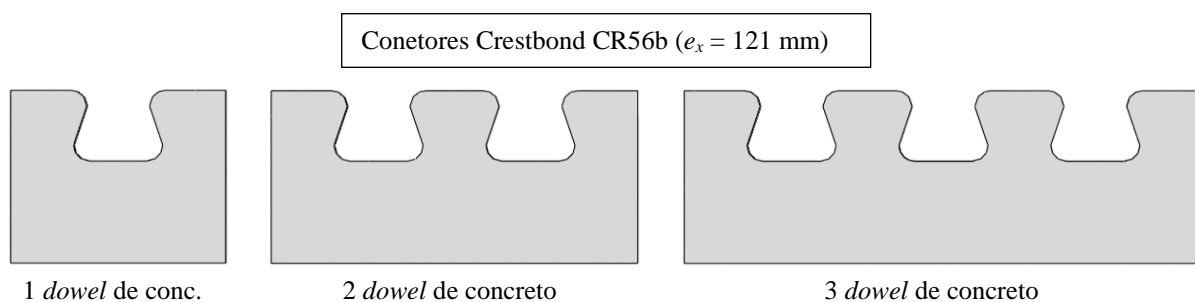


Figura 6.1 – Variação do número de *dowels* no conector Crestbond CR56b.

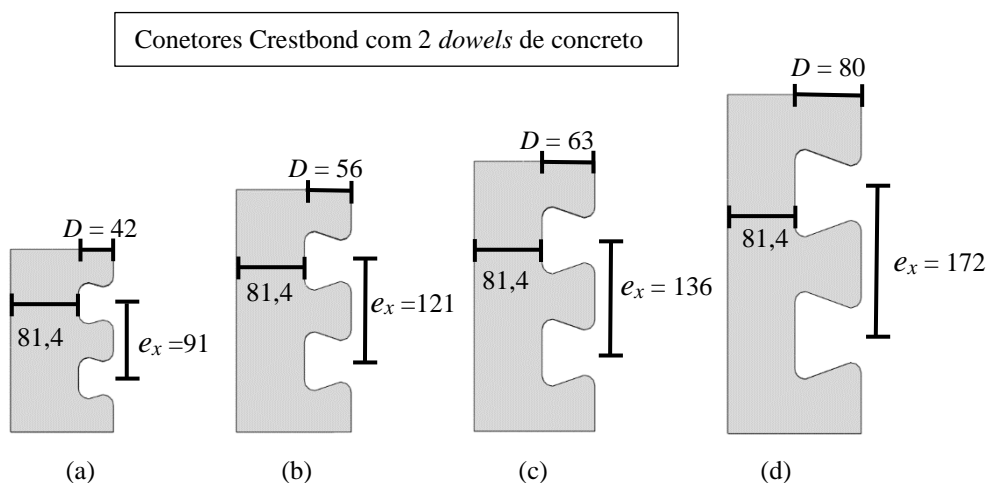


Figura 6.2 – Variação de  $e_x$  em conectores com dois *dowels* de concreto (medidas em mm): (a)  $e_x = 91$  mm (CR42b); (b)  $e_x = 121$  mm (CR56b); (c)  $e_x = 136$  mm (CR63b);  $e_x = 172$  mm (CR80b).

Os modelos de PMPC, assim como no programa experimental, possuíam 1000 mm de comprimento e uma cota de arrasamento de 50 mm entre a extremidade superior do núcleo de concreto e o topo do pilar (Fig. 6.3a). Outras dimensões também foram fixadas na modelagem, como a altura do conector externa à parede do perfil tubular (50 mm) e a distância entre as extremidades superiores do conector e do topo do pilar (150 mm). Nos modelos com seções retangulares, os conectores eram empregados sempre no lado maior ( $B_1$ ) (Fig. 6.3b). Nesses modelos, optou-se por fixar o menor lado do perfil ( $B_2$ ) com comprimento de 250 mm. Caso o comprimento de  $B_2$  fosse menor que 250 mm, seria inviabilizada a montagem de modelos

conectores que possuem maiores alturas do *dowels* em relação aos conectores de geometria padrão CR56b (utilizados na maioria dos modelos paramétricos). Além disso, a esbeltez da seção do perfil tubular retangular, era variada aumentando-se a largura de maior lado ( $B_1$ ) ou a diminuindo a espessura ( $t$ ), porém, mantendo constante a largura de  $B_2$ .

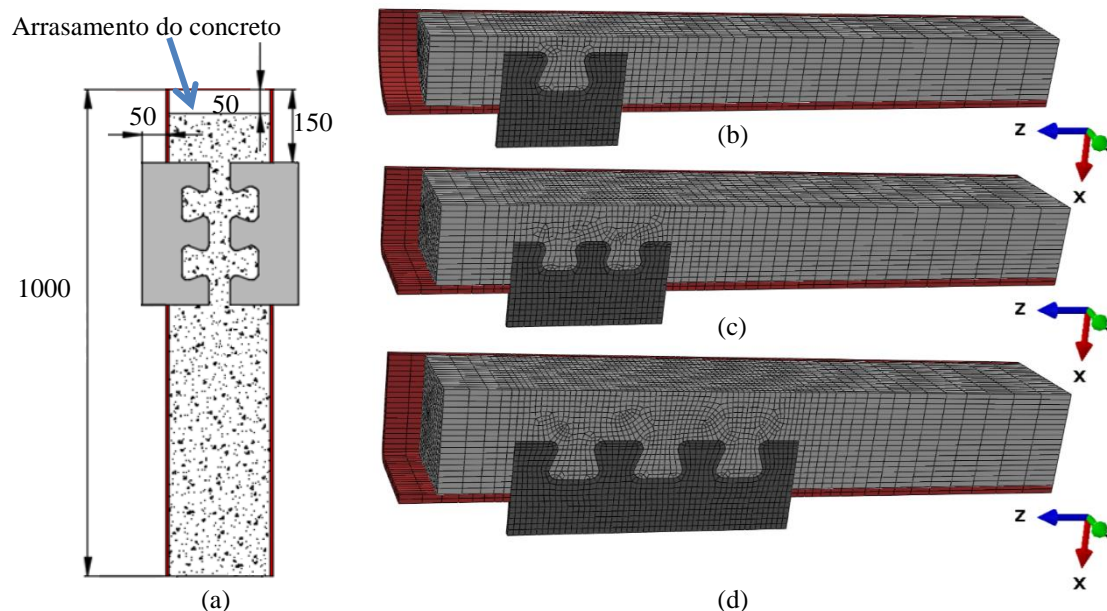


Figura 6.3 – Esquemática e exemplo de modelos utilizados no estudo paramétrico (medidas em mm): (a) esquematização indicando dimensões e valores de distâncias fixas; (b) modelo com conector Crestbond CR56b ( $ex = 121$  mm), 1 *dowel* de concreto e seção circular; (c) modelo com conector Crestbond CR42b ( $ex = 91$  mm), 2 *dowels* de concreto e seção retangular; (d) modelo com conector Crestbond CR56b ( $ex = 121$  mm), 3 *dowels* de concreto e seção quadrada.

As seções dos perfis tubulares analisadas foram limitadas como sendo compactas, sendo essas as que possuem menores índices de esbeltez em uma classificação que também são inclusas seções do tipo semcompactas e esbeltas. Para essa classificação, foram adotadas as diretrizes apresentadas pela norma americana ANSI/AISC 360-16, na qual são consideradas como seções compactas as que se situam nos intervalos de esbeltez  $D/t \leq 0,19(E_a/f_y)$  e  $B/t \leq 3(E_a/f_y)^{0,5}$ , para as seções circulares e quadradas, respectivamente. Caso sejam utilizadas seções retangulares, é admitido que se utilize a mesma relação para seções quadradas, porém considerando o valor do maior lado de seção ( $B_1$ ). A limitação da amostragem em torno desse tipo de seção se deve ao fato de ter sido verificado que à medida que se elevava a esbeltez da seção, principalmente em seções retangulares, os modelos eram mais propensos de apresentar um efeito de desprendimento do perfil tubular em relação ao núcleo de concreto na região acima do conector,

acompanhado de rotação dos conectores<sup>11</sup>. Esse efeito foi descrito inicialmente no Capítulo 5 e com sua analogia realizada na Fig. 5.22.

As especificações utilizadas para o aço dos conectores e do perfil tubular foram: A36 ( $f_y = 250$  MPa e  $f_u = 400$  MPa), ASTM A572 Grau 50 ( $f_y = 350$ <sup>12</sup> MPa e  $f_u = 450$  MPa) e ASTM A572 Grau 65 ( $f_y = 450$  MPa e  $f_u = 550$  MPa). A especificação padrão, isto é, empregada na maioria dos modelos paramétricos, era a ASTM A572 Grau 50, sendo essa a que continha as resistências nominais mais próximas dos modelos que foram ensaiados no programa experimental (Subitem 4.2.2.2). Para as resistências dos conectores, a designação “sc” é acrescida ao termo ( $f_{y,sc}$  e  $f_{u,sc}$ ), distinguindo as resistências adotadas para o perfil tubular.

As classes de resistência do concreto que foram analisadas foram: C30 ( $f_c = 30$  MPa) e C50 ( $f_c = 50$  MPa). Esses concretos pertencem às classes de resistência normal (Grupo I, de resistência segundo a ABNT NBR 8953:2015), sendo a classe C30 a que é usualmente empregada em projetos estruturais e a C50 é a que representa o limite superior de resistência no Grupo I. As classes de concreto de resistência elevada (Grupo II), por apresentarem comportamentos distintos (comportamento pós-crítico mais frágil) e por não terem sido englobadas na aferição numérica (Capítulo 5), não foram consideradas no estudo paramétrico.

As simulações foram realizadas de modo que as forças de cisalhamento fossem transferidas essencialmente através da conexão mista realizada pelo Crestbond. Para tal, em todos os modelos, não foi adotado o atrito na interface entre os componentes tubo de aço e núcleo de concreto (Fig. 6.4a). Entretanto, a restrição do concreto provocada pelo perfil tubular em elementos de PMPC contribuiu para que haja uma parcela significativa de forças transferidas por atrito ( $F_{at} = \mu N$ ) na conexão realizada pelo Crestbond. Desse modo, nos elementos de PMPC, o atrito na interface conector-concreto não deve ser desprezado e devendo ser considerado como meio adicional de transferência de forças na conexão mista que influi diretamente sobre a capacidade média dos conectores. Com isso, nos modelos padrão, que foram simulados com a finalidade da análise do comportamento real da conexão mista, foi considerado o atrito na interface conector-concreto com o coeficiente  $\mu$  igual a 0,5 (mesmo valor utilizado nas

---

<sup>11</sup> No escopo inicial do estudo paramétrico eram incluídas simulações de modelos com seções semicompactas e esbeltas. Esses resultados não foram examinados neste trabalho, devido ao efeito de desprendimento do perfil e acompanhado do giro dos conectores ser ainda mais acentuado nos modelos com esses tipos de seções, podendo alterar consideravelmente os modos de falha para essas situações. Apesar disso, esses resultados estão disponíveis para consulta no Apêndice E.

<sup>12</sup> O valor nominal de  $f_y$ , para o aço ASTM A572 Grau 50, é igual a 345 MPa. Contudo, para uma melhor simplificação e comparação entre diferentes resultados, optou-se o arredondamento da resistência para 350 MPa.

simulações dos Capítulos 3 e 5). Visando obter a parcela de forças que é transferida por atrito na conexão, uma parcela dos modelos padrão foi simulada novamente, porém, dessa vez, desconsiderando o atrito na interface conector-concreto (Fig. 6.4b).

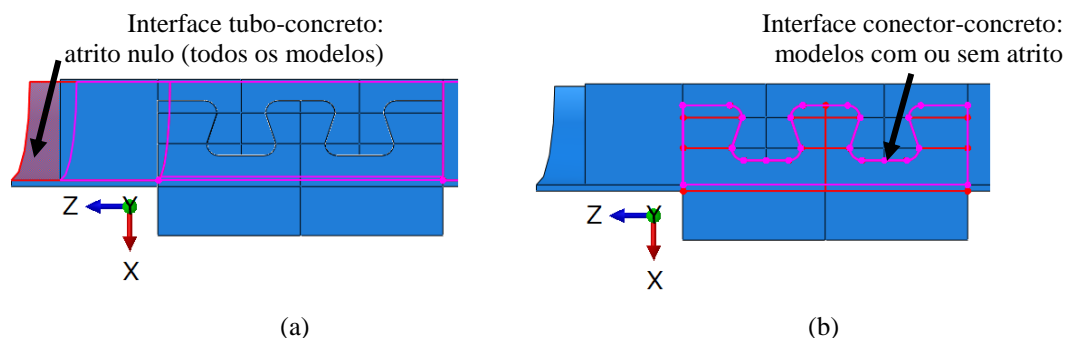


Figura 6.4 – Condições de atrito adotadas nas interações por contato: (a) interface perfil tubular-núcleo de concreto; (b) interface conector-concreto.

As nomenclaturas dos modelos seguem o padrão observado na Fig. 6.5, na qual cada nomeação descreve, em até cinco partes, os parâmetros definidos nas simulações. Nas partes 1 e 2 são descritas as propriedades geométricas do perfil tubular e do conector, respectivamente. O número de *dowels* de concreto por conector é definido na parte 3. Na parte 4 são representadas as propriedades mecânicas do concreto, do conector e do perfil tubular. A parte 5, caso representada, indica que não era considerado atrito na interface conector-concreto. A relação de todos os modelos e seus resultados são apresentados no Subitem 6.3.

<b>Nomenclatura dos modelos:</b> $219,1 \times 250 \times 12,5 - e_x 121 - t_{sc} 12,5 - n2 - C30 - f_y 350 - f_{y,sc} 350 - Sat$					
	Parte 1	Parte 2	Parte 3	Parte 4	Parte 5
1 – Seção empregada no perfil tubular	2 – Características geométricas do conector	3 – Número de <i>dowels</i> de concreto	4 – Propriedades mecânicas dos componentes	5 – Caso seja incluído Sat no nome do modelo, não é considerado o atrito na interface conector-concreto	

Figura 6.5 – Nomenclatura utilizada para os modelos do estudo paramétrico.

### 6.3 Apresentação dos Resultados

Nas Tabs. 6.2 a 6.5 adiante é apresentada uma comparação entre os resultados numéricos e analíticos dos modelos do estudo paramétrico. A nomenclatura desses modelos, mostrada nas primeiras colunas das tabelas, permite que se obtenham diretamente os valores de cada parâmetro segundo a exemplificação demonstrada anteriormente na Fig. 6.5. Com isso, os modelos são organizados de acordo com os parâmetros que os compõem (observar os intervalos na Tab. 6.1 exibida previamente), do menor para o maior valor, e obedecendo os seguintes

níveis de ordenação: diâmetro da seção circular ( $D$ ), ou comprimento do maior lado da seção retangular ( $B_1$ ) ou comprimento do menor lado da seção quadrada ( $B$ ); comprimento menor lado de seções retangulares ( $B_2$ ), caso seja utilizado esse tipo de seção; espessura do perfil tubular ( $t$ ); passo do conector ( $e_x$ ); espessura do conector ( $t_{sc}$ ); número de *dowels* de concreto ( $n$ ); resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ); resistência ao escoamento do perfil tubular ( $f_y$ ); resistência ao escoamento do aço do conector ( $f_{y,sc}$ ).

Nas segundas colunas são exibidas as forças máximas obtidas na modelagem ( $P_{u,Num}$ ). Como a amostra paramétrica foi designada de forma que a falha dos modelos ocorresse somente na conexão mista, evitando o escoamento da seção do perfil tubular ( $P_{u,Num} < A_a f_y$ , onde  $A_a$  é a área do perfil tubular), permitiu-se obter a força que cada conector resiste ( $q_{cn,Num}$ ), sendo esta igual a  $P_{u,Num}$  dividido pelo número total de conectores dos modelos (igual a 2 neste estudo). Os valores de  $q_{cn,Num}$  são exibidos nas terceiras colunas, e na sequência, quartas e quintas colunas, são apresentadas as forças máximas por conector estimadas analiticamente para a falha do aço do conector ( $q_{cn,st}$ ) e para o cisalhamento do concreto ( $q_{cn,sh}$ ). As forças  $q_{cn,st}$  e  $q_{cn,sh}$  foram calculadas através das Eqs. (3.5) e (3.8), respectivamente. Nesses estados-limites, foram utilizados os fatores de ajustes  $\eta_S = 0,25$  e  $\eta_D = 2,507 - e_x/400$  (situação de alto confinamento). As forças teóricas dos modelos ( $q_{cn,Teo}$ ) são designadas como o menor valor entre as forças  $q_{cn,st}$  e  $q_{cn,sh}$ , e são apresentadas nas sextas colunas. Nas colunas seguintes são representados os valores obtidos para as razões  $q_{cn,st}/q_{cn,sh}$ ,  $q_{cn,Num}/q_{cn,st}$ ,  $q_{cn,Num}/q_{cn,sh}$  e  $q_{cn,Num}/q_{cn,Teo}$ . Os valores de razão  $q_{cn,st}/q_{cn,sh}$  menores que 1,0 foram destacados em cor vermelha, indicando que, pelo modelo analítico, é prevista a falha do aço do conector.

Ao observar as razões entre as forças analíticas  $q_{cn,st}/q_{cn,sh}$ , percebe-se que na maioria dos modelos obteve-se valores menores que 1,0, indicando que a falha do aço é o estado-limite predominante. Contudo, é importante destacar que para os modelos com resistência do concreto  $f_c$  igual a 50 MPa, essa razão era bastante próxima de 1, concluindo que, nesses casos, do ponto de vista analítico, poderia estar ocorrendo o cisalhamento do concreto ou a falha do aço do conector. Os modelos de PMPC do programa experimental (Capítulo 4) possuíam as resistências  $f_c$  estimadas nos dias dos ensaios entre 40 MPa a 52 MPa, e foi demonstrado também nos diagramas da Fig. 4.12 que as forças analíticas para o cisalhamento do concreto e a falha do aço também eram próximas.

Tabela 6.2 – Resultados de modelos com seção circular.

Modelos	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)	$q_{cn,st}$ (kN)	$q_{cn,sh}$ (kN)	$q_{cn,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{cn,st}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,st}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,Teo}}$
S219,1x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 4,75-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	710	355	194	524	194	0,37	1,83	0,68	1,83
S219,1x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 6,3-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	929	464	257	546	257	0,47	1,80	0,85	1,80
S219,1x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1163	582	327	570	327	0,57	1,78	1,02	1,78
S219,1x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1569	784	510	513	510	0,99	1,54	1,53	1,54
S219,1x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1636	818	510	630	510	0,81	1,60	1,30	1,60
S219,1x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1731	866	510	630	510	0,81	1,70	1,37	1,70
S219,1x12,5- $e_x$ 91- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1438	719	384	403	384	0,95	1,87	1,78	1,87
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	886	443	303	330	303	0,92	1,46	1,34	1,46
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	911	456	303	330	303	0,92	1,51	1,38	1,51
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1245	623	416	330	330	1,26	1,50	1,88	1,88
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	922	461	303	395	303	0,77	1,52	1,17	1,52
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	950	475	303	395	303	0,77	1,57	1,20	1,57
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1119	559	340	395	340	0,86	1,64	1,42	1,64
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1323	662	416	395	395	1,05	1,59	1,67	1,67
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1364	682	454	507	454	0,89	1,50	1,34	1,50
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1395	698	454	507	454	0,89	1,54	1,38	1,54
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1637	819	510	507	507	1,01	1,60	1,61	1,61
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1944	972	624	507	507	1,23	1,56	1,92	1,92
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1413	707	454	623	454	0,73	1,56	1,13	1,56
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350	1593	797	510	623	510	0,82	1,56	1,28	1,56
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1455	727	454	623	454	0,73	1,60	1,17	1,60
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1735	867	510	623	510	0,82	1,70	1,39	1,70
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	2039	1020	624	623	623	1,00	1,63	1,64	1,64
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1755	877	510	623	510	0,82	1,72	1,41	1,72
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1788	894	605	684	605	0,88	1,48	1,31	1,48
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1890	945	605	684	605	0,88	1,56	1,38	1,56
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	2219	1110	681	684	681	1,00	1,63	1,62	1,63
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	2535	1267	832	684	684	1,22	1,52	1,85	1,85
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1842	921	605	852	605	0,71	1,52	1,08	1,52
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1964	982	605	852	605	0,71	1,62	1,15	1,62
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	2332	1166	681	852	681	0,80	1,71	1,37	1,71
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n3-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	2605	1303	832	852	832	0,98	1,57	1,53	1,57
S219,1x12,5- $e_x$ 136- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1861	930	574	749	574	0,77	1,62	1,24	1,62
S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1331	666	510	520	510	0,98	1,30	1,28	1,30
S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1362	681	510	637	510	0,80	1,33	1,07	1,33
S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1430	715	510	637	510	0,80	1,40	1,12	1,40
S355,6x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1428	714	510	513	510	0,99	1,40	1,39	1,40
S355,6x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1489	744	510	630	510	0,81	1,46	1,18	1,46
S355,6x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1528	764	510	630	510	0,81	1,50	1,21	1,50
S355,6x12,5- $e_x$ 91- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1295	648	384	403	384	0,95	1,69	1,61	1,69
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	803	401	303	330	303	0,92	1,33	1,21	1,33
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	829	414	303	330	303	0,92	1,37	1,25	1,37
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n1-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	967	484	340	330	330	1,03	1,42	1,46	1,46

Tabela 6.2 – Resultados de modelos com seção circular (continuação).

Modelos	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)	$q_{cn,st}$ (kN)	$q_{cn,sh}$ (kN)	$q_{cn,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{cn,st}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,st}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,Teo}}$
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1160	580	416	330	330	1,26	1,39	1,76	1,76
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 450	1188	594	416	330	330	1,26	1,43	1,80	1,80
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	850	425	303	395	303	0,77	1,40	1,08	1,40
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	871	436	303	395	303	0,77	1,44	1,10	1,44
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1021	511	340	395	340	0,86	1,50	1,29	1,50
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1214	607	416	395	395	1,05	1,46	1,54	1,54
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 450	1250	625	416	395	395	1,05	1,50	1,58	1,58
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1223	612	454	507	454	0,89	1,35	1,21	1,35
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1242	621	454	507	454	0,89	1,37	1,22	1,37
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1467	733	510	507	507	1,01	1,44	1,45	1,45
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1799	900	624	507	507	1,23	1,44	1,77	1,77
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 450	1839	920	624	507	507	1,23	1,47	1,81	1,81
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1278	639	454	623	454	0,73	1,41	1,02	1,41
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350	1481	741	510	623	510	0,82	1,45	1,19	1,45
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1306	653	454	623	454	0,73	1,44	1,05	1,44
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1058	529	327	563	327	0,58	1,62	0,94	1,62
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1542	771	510	623	510	0,82	1,51	1,24	1,51
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 20,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	2235	1117	817	724	724	1,13	1,37	1,54	1,54
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1854	927	624	623	623	1,00	1,49	1,49	1,49
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1562	781	510	623	510	0,82	1,53	1,25	1,53
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 450	1906	953	624	623	623	1,00	1,53	1,53	1,53
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1629	815	605	684	605	0,88	1,35	1,19	1,35
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1662	831	605	684	605	0,88	1,37	1,22	1,37
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1968	984	681	684	681	1,00	1,45	1,44	1,45
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	2435	1218	832	684	684	1,22	1,46	1,78	1,78
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 450	2488	1244	832	684	684	1,22	1,50	1,82	1,82
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1687	843	605	852	605	0,71	1,39	0,99	1,39
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1727	864	605	852	605	0,71	1,43	1,01	1,43
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	2056	1028	681	852	681	0,80	1,51	1,21	1,51
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	2504	1252	832	852	832	0,98	1,50	1,47	1,50
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 450	2569	1285	832	852	832	0,98	1,54	1,51	1,54
S355,6x12,5- $e_x$ 172- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1999	1000	726	1089	726	0,67	1,38	0,92	1,38
S420,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1363	681	510	520	510	0,98	1,33	1,31	1,33
S420,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1381	691	510	637	510	0,80	1,35	1,08	1,35
S420,0x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1399	699	510	516	510	0,99	1,37	1,35	1,37
S420,0x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1428	714	510	633	510	0,81	1,40	1,13	1,40
S420,0x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1408	704	510	513	510	0,99	1,38	1,37	1,38
S420,0x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1464	732	510	630	510	0,81	1,43	1,16	1,43
S450,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1282	641	510	520	510	0,98	1,26	1,23	1,26
S450,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1316	658	510	637	510	0,80	1,29	1,03	1,29
S545,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1230	615	510	520	510	0,98	1,20	1,18	1,20
S545,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1274	637	510	637	510	0,80	1,25	1,00	1,25

Tabela 6.3 – Resultados de modelos com seção retangular.

Modelos	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)	$q_{cn,st}$ (kN)	$q_{cn,sh}$ (kN)	$q_{cn,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{cn,st}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,st}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,Teo}}$
S300x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1022	511	510	520	510	0,98	1,00	0,98	1,00
S300x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1130	565	510	637	510	0,80	1,11	0,89	1,11
S320x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	972	486	510	520	510	0,98	0,95	0,94	0,95
S320x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1082	541	510	637	510	0,80	1,06	0,85	1,06
S320x250x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1010	505	510	516	510	0,99	0,99	0,98	0,99
S320x250x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1111	556	510	633	510	0,81	1,09	0,88	1,09
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	984	492	510	513	510	0,99	0,96	0,96	0,96
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350	1063	532	510	630	510	0,81	1,04	0,84	1,04
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	960	480	454	630	454	0,72	1,06	0,76	1,06
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1105	552	510	630	510	0,81	1,08	0,88	1,08
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ s350- $f_{y,sc}$ 450	1270	635	624	630	624	0,99	1,02	1,01	1,02
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1142	571	510	630	510	0,81	1,12	0,91	1,12
S320x250x12,5- $e_x$ 91- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	980	490	384	403	384	0,95	1,28	1,22	1,28
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	895	447	327	563	327	0,58	1,37	0,79	1,37
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	636	318	303	330	303	0,92	1,05	0,96	1,05
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	665	332	303	330	303	0,92	1,10	1,01	1,10
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	759	380	340	330	330	1,03	1,12	1,15	1,15
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	701	351	303	395	303	0,77	1,16	0,89	1,16
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	728	364	303	395	303	0,77	1,20	0,92	1,20
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	812	406	340	395	340	0,86	1,19	1,03	1,19
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	912	456	454	507	454	0,89	1,01	0,90	1,01
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	977	488	454	507	454	0,89	1,08	0,96	1,08
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1094	547	510	507	507	1,01	1,07	1,08	1,08
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1005	503	454	623	454	0,73	1,11	0,81	1,11
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1188	594	510	623	510	0,82	1,16	0,95	1,16
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1192	596	605	684	605	0,88	0,99	0,87	0,99
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1299	649	605	684	605	0,88	1,07	0,95	1,07
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1437	719	681	684	681	1,00	1,06	1,05	1,06
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1323	661	605	852	605	0,71	1,09	0,78	1,09
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1384	692	605	852	605	0,71	1,14	0,81	1,14
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1597	798	681	852	681	0,80	1,17	0,94	1,17
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 20,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1604	802	817	724	724	1,13	0,98	1,11	1,11
S320x250x12,5- $e_x$ 136- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1274	637	574	749	574	0,77	1,11	0,85	1,11
S345x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	960	480	510	520	510	0,98	0,94	0,92	0,94
S345x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1064	532	510	637	510	0,80	1,04	0,84	1,04
S360x250x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1028	514	510	516	510	0,99	1,01	1,00	1,01
S360x250x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1115	557	510	633	510	0,81	1,09	0,88	1,09
S400x250x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	957	478	510	516	510	0,99	0,94	0,93	0,94
S400x250x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1062	531	510	633	510	0,81	1,04	0,84	1,04



Tabela 6.4 - Resultados de modelos com seção quadrada.

Modelos	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)	$q_{cn,st}$ (kN)	$q_{cn,sh}$ (kN)	$q_{cn,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{cn,st}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,st}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,Teo}}$
S250x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1027	513	510	520	510	0,98	1,01	0,99	1,01
S250x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1155	578	510	637	510	0,80	1,13	0,91	1,13
S250x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1181	591	510	507	507	1,01	1,16	1,16	1,16
S250x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1258	629	510	623	510	0,82	1,23	1,01	1,23
S320x320x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350	1058	529	510	630	510	0,81	1,04	0,84	1,04
S320x320x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	972	486	454	630	454	0,72	1,07	0,77	1,07
S320x320x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1099	549	510	630	510	0,81	1,08	0,87	1,08
S320x320x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 450	1265	633	624	630	624	0,99	1,01	1,00	1,01
S320x320x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1150	575	510	630	510	0,81	1,13	0,91	1,13
S320x320x12,5- $e_x$ 91- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	994	497	384	403	384	0,95	1,29	1,23	1,29
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	902	451	327	563	327	0,58	1,38	0,80	1,38
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	648	324	303	330	303	0,92	1,07	0,98	1,07
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	679	339	303	330	303	0,92	1,12	1,03	1,12
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	763	381	340	330	330	1,03	1,12	1,15	1,15
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	713	357	303	395	303	0,77	1,18	0,90	1,18
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	740	370	303	395	303	0,77	1,22	0,94	1,22
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n1$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	833	416	340	395	340	0,86	1,22	1,05	1,22
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	914	457	454	507	454	0,89	1,01	0,90	1,01
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350	1026	513	510	507	507	1,01	1,01	1,01	1,01
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	973	487	454	507	454	0,89	1,07	0,96	1,07
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1100	550	510	507	507	1,01	1,08	1,08	1,08
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1017	508	454	623	454	0,73	1,12	0,82	1,12
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350	1126	563	510	623	510	0,82	1,10	0,90	1,10
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1062	531	454	623	454	0,73	1,17	0,85	1,17
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1186	593	510	623	510	0,82	1,16	0,95	1,16
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1174	587	605	684	605	0,88	0,97	0,86	0,97
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1269	635	605	684	605	0,88	1,05	0,93	1,05
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1436	718	681	684	681	1,00	1,05	1,05	1,05
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 250	1329	665	605	852	605	0,71	1,10	0,78	1,10
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 250	1393	697	605	852	605	0,71	1,15	0,82	1,15
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n3$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1563	782	681	852	681	0,80	1,15	0,92	1,15
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 20,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1625	813	817	724	724	1,13	0,99	1,12	1,12
S320x320x12,5- $e_x$ 172- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1608	804	726	1089	726	0,67	1,11	0,74	1,11
S360x360x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1028	514	510	516	510	0,99	1,01	1,00	1,01
S360x360x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	1115	557	510	633	510	0,81	1,09	0,88	1,09
S400x400x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	731	365	327	456	327	0,72	1,12	0,80	1,12
S400x400x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	807	404	327	568	327	0,58	1,24	0,71	1,24

Tabela 6.5 - Resultados de modelos que não possuem atrito na interface conector-concreto.

Modelos	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)	$q_{cn,st}$ (kN)	$q_{cn,sh}$ (kN)	$q_{cn,Teo}$ (kN)	$\frac{q_{cn,st}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,st}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,sh}}$	$\frac{q_{cn,Num}}{q_{cn,Teo}}$
S219,1x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1336	668	510	630	510	0,81	1,31	1,06	1,31
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1258	629	510	507	507	1,01	1,23	1,24	1,24
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1273	636	510	507	507	1,01	1,25	1,25	1,25
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1326	663	510	623	510	0,82	1,30	1,06	1,30
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1343	672	510	623	510	0,82	1,32	1,08	1,32
S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1181	591	510	520	510	0,98	1,16	1,14	1,16
S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1209	604	510	637	510	0,80	1,18	0,95	1,18
S355,6x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1264	632	510	630	510	0,81	1,24	1,00	1,24
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1244	622	510	507	507	1,01	1,22	1,23	1,23
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1290	645	510	623	510	0,82	1,26	1,03	1,26
S420x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1228	614	510	520	510	0,98	1,20	1,18	1,20
S420x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1194	597	510	637	510	0,80	1,17	0,94	1,17
S545,0x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1197	489	510	637	510	0,80	0,96	0,77	0,96
S300x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	829	415	510	520	510	0,98	0,81	0,80	0,81
S300x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1034	517	510	637	510	0,80	1,01	0,81	1,01
S320x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	807	403	510	520	510	0,98	0,79	0,78	0,79
S320x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	988	494	510	637	510	0,80	0,97	0,78	0,97
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	813	406	510	513	510	0,99	0,80	0,79	0,80
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1013	506	510	630	510	0,81	0,99	0,80	0,99
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1010	505	510	507	507	1,01	0,99	1,00	1,00
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	948	474	510	507	507	1,01	0,93	0,93	0,93
S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1111	556	510	623	510	0,82	1,09	0,89	1,09
S320x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1081	540	510	623	510	0,82	1,06	0,87	1,06
S250x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1000	500	510	630	510	0,81	0,98	0,98	0,98
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350-Sat	922	461	510	507	507	1,01	0,90	0,91	0,91
S250x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1030	515	510	507	507	1,01	1,01	1,02	1,02
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 250- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1033	517	510	623	510	0,82	1,01	1,01	1,01
S250x250x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1133	567	510	623	510	0,82	1,11	1,11	1,11
S320x320x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	988	494	510	637	510	0,80	0,97	0,97	0,97
S320x320x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1015	508	510	630	510	0,81	0,99	0,99	0,99
S320x320x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1078	539	510	623	510	0,82	1,06	1,06	1,06
S360x360x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C30- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	889	444	510	507	507	1,01	0,87	0,88	0,88
S360x360x8,0- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n2$ -C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350-Sat	1018	509	510	623	510	0,82	1,00	1,00	1,00

As dispersões das razões  $q_{cn,Num}/q_{cn,st}$ ,  $q_{cn,Num}/q_{cn,sh}$  e  $q_{cn,Num}/q_{cn,Teo}$  podem ser observadas nos diagrama de caixa nas Figs. 6.6 a 6.8, os quais indicam os valores mínimos, médios e máximos dessas razões. Nessas figuras são dispostos os resultados dos modelos padrão, nos quais foi considerado o atrito na interface conector-concreto, e dos modelos sem nenhuma interação por atrito. Percebe-se que as dispersões são consideravelmente mais elevadas para os modelos com perfis circulares, e diminuem substancialmente ao não considerar o atrito na interface conector-concreto. Dentre os resultados com seções circulares, nota-se que a dispersão da razão  $q_{cn,Num}/q_{cn,sh}$  dos modelos padrão é a mais significativa, com os valores mínimos e máximos iguais a 0,680 e 1,920, respectivamente. Para os modelos com seções retangulares e quadradas, a dispersão entre os resultados é mais moderada, com ambas as razões  $q_{cn,Num}/q_{cn,st}$  e  $q_{cn,Num}/q_{cn,sh}$  — as quais indicam a falha do aço ou cisalhamento do concreto — apresentando valores mais próximos de 1,0.

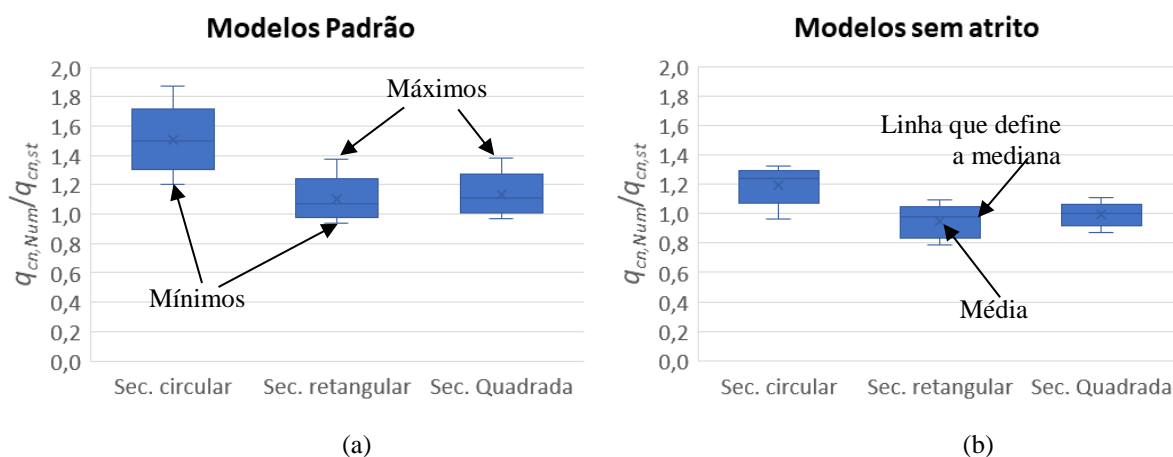


Figura 6.6 – Diagramas com máximos, mínimos e médias das relações entre as forças  $q_{cn,Num}/q_{cn,st}$ : (a) modelos padrão; (b) modelos sem atrito.

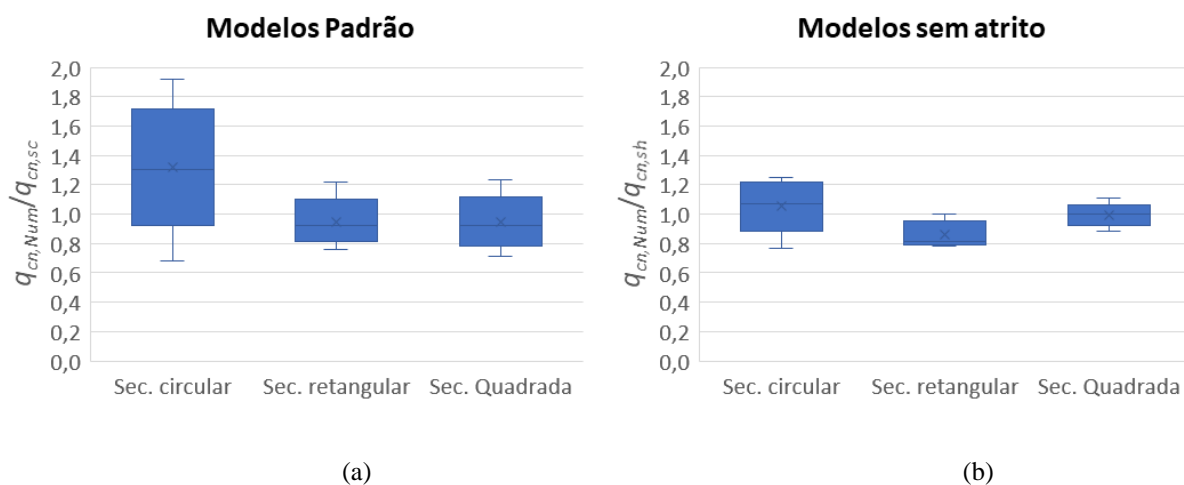


Figura 6.7 – Diagramas com máximos, mínimos e médias das relações entre as forças  $q_{cn,Num}/q_{cn,sh}$ : (a) modelos padrão; (b) modelos sem atrito.

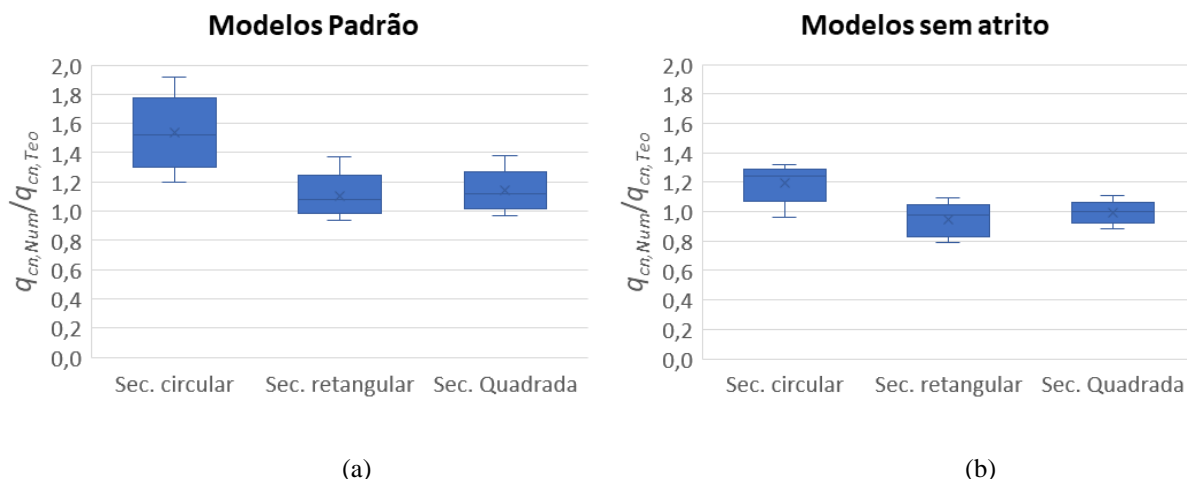


Figura 6.8 – Diagramas com máximos, mínimos e médias das relações entre as forças  $q_{cn,Num}/q_{cn,Teo}$ : (a) modelos padrão; (b) modelos sem atrito.

A partir da análise prévia dos resultados, concluiu-se que ambos os modelos analíticos para o cálculo da capacidade média para a falha do aço e o cisalhamento do concreto desenvolvidos no Capítulo 3 não se mostraram eficientes para prever a força máxima numérica  $q_{cn,Num}$  dos modelos com seções circulares. Contudo, os resultados são conservadores, visto que a força  $q_{cn,Num}$  era entre 20% a 92% superior à força  $q_{cn,Teo}$  (modelos padrão são tomados como referência). Além disso, notou-se que essa dispersão aumentava à medida que se empregavam seções mais compactas (menor esbelteza  $\lambda = B/t$ ), por exemplo: para os modelos S545,0x6,4- $e_x121-t_{sc}12,5-n2-C50-f_y350-f_{y,sc}350$  ( $\lambda = 85,2$ ) e S219,1x12,5- $e_x121-t_{sc}12,5-n2-C50-f_y350-f_{y,sc}350$  ( $\lambda = 17,5$ ) obtinham-se as relações  $q_{cn,Num}/q_{cn,Teo}$  iguais a 1,25 e 1,70, respectivamente. Contudo, essa analogia não era válida para os modelos com seções retangulares e quadradas, não se observando uma dispersão substancial entre os resultados numéricos e analíticos por se utilizarem seções essencialmente menos esbeltas. Dessa forma, para o emprego dessas seções, as equações são menos conservadoras e mais adequadas.

Quanto ao comportamento dos modelos no momento do colapso, não foi possível se obter uma conclusão mais assertiva, neste subitem, de qual modo de falha esses modelos estariam sujeitos (cisalhamento do concreto ou falha do aço do conector) ao se comparar apenas as forças numéricas com as analíticas. Contudo, maiores conclusões a esse respeito são mostradas no Subitem 6.4, após se estudar a influência dos parâmetros mecânicos e de geometria individualmente.

## 6.4 Análise Final dos Resultados

O estudo de sensibilidade dos parâmetros em relação à falha da conexão mista se deu ao se analisar diagramas força máxima por conector ( $q_{cn}$ ) versus valor de parâmetros, conforme pode ser observado nas Figs. 6.9 a 6.16. Nesses diagramas são traçadas curvas nas quais os pontos que as compõem são obtidos de resultados de modelos construídos a partir de diferentes valores do parâmetro em análise, porém mantendo-se as demais características.

Nas Fig. 6.9 a 6.14 são comparadas a curva obtida numericamente (em cor azul) e as curvas analíticas que prevêm a falha do aço do conector (em cor vermelha) e o cisalhamento do concreto (em cor verde). Nessas figuras, cada diagrama contém em seu título somente os termos em comum nas nomenclaturas dos modelos (conforme a designação representada anteriormente na Fig. 6.5), porém sendo suprimido no nome o termo que designa o parâmetro que é variado. Por exemplo: na Fig. 6.4 é excluído o termo  $e_x$  no título dos diagramas, por ser o parâmetro que é variado entre os modelos. Menciona-se também que em alguns diagramas é indicado o fator  $\zeta$ , o qual, quando indicado, é comum a todos os modelos representados nos diagramas e em função das propriedades mecânicas e de geometria dos componentes tubo de aço e núcleo de concreto. Esse fator foi descrito previamente na Eq. (2.1) e obedece a relação  $\zeta = (A_d f_y) / (A_c f_c)$ . Os diagramas das Figs. 6.14 a 6.16 são discutidos adiante.

Ao observar os diagramas das Figs. 6.9, 6.10 e 6.11, os quais designam, respectivamente, as variações dos parâmetros  $e_x$ , número de *dowels* de aço ( $N$ ) e resistência  $f_{u,sc}$  do conector, percebe-se que as curvas numéricas são praticamente paralelas às curvas que prevêm a falha do aço do conector. Nota-se também que, quando há o paralelismo entre essas curvas, as curvas numéricas estão sempre acima das curvas para a falha do aço, sendo que para as situações em que são empregadas seções quadradas e retangulares as forças numéricas são em média 10 % mais elevadas que em relação as forças analíticas. Quando essa comparação se dá entre modelos com seções circulares, a distância entre as curvas numéricas para a falha do aço, nas situações as quais mantém o paralelismo entre elas, diminui à medida que se empregam seções mais esbeltas (maior valor de  $D/t$  ou  $\zeta$ ). Na Fig. 6.12, sendo esta a que mostra os resultados em função da variação da espessura do Crestbond  $t_{sc}$ , a analogia de paralelismo entre essas curvas é válida apenas para os modelos com seções circulares. De fato, nota-se nas Figs. 6.12c e 6.12d que as curvas numéricas e para a falha do aço são paralelas até  $t_{sc}$  igual 12,5 mm, após esse valor, a inclinação da curva numérica diminui, fazendo que as forças numéricas e analíticas para a falha

do aço sejam praticamente coincidentes no ponto em que  $t_{sc}$  é igual a 20 mm. Apesar disso, nas Figs. 6.12c e 6.12d, a inclinação das curvas para a falha do aço é a mais próxima da inclinação média da curva numérica, se comparada com as das curvas para o cisalhamento do concreto.

Sabe-se que os modelos analíticos para a falha do aço e para o cisalhamento do concreto, os quais são empregados nos diagramas do presente subitem, são função apenas das características do conector Crestbond e do concreto, não levando em consideração as características do perfil tubular. Desse modo, ao observar os diagramas da Fig. 6.13, nota-se que à medida que se aumenta a resistência  $f_y$  do perfil tubular, há um ligeiro acréscimo das forças numéricas para os modelos com seções circulares, porém as forças analíticas permanecem constantes, devido às limitações dos modelos analíticos previamente destacados.

Ao final das análises dos diagramas das Figs. 6.9 a 6.13, ao observar as curvas numéricas, constatou-se que os modelos com perfis retangulares e quadrados de seções compactas, apresentaram comportamentos quase que idênticos.

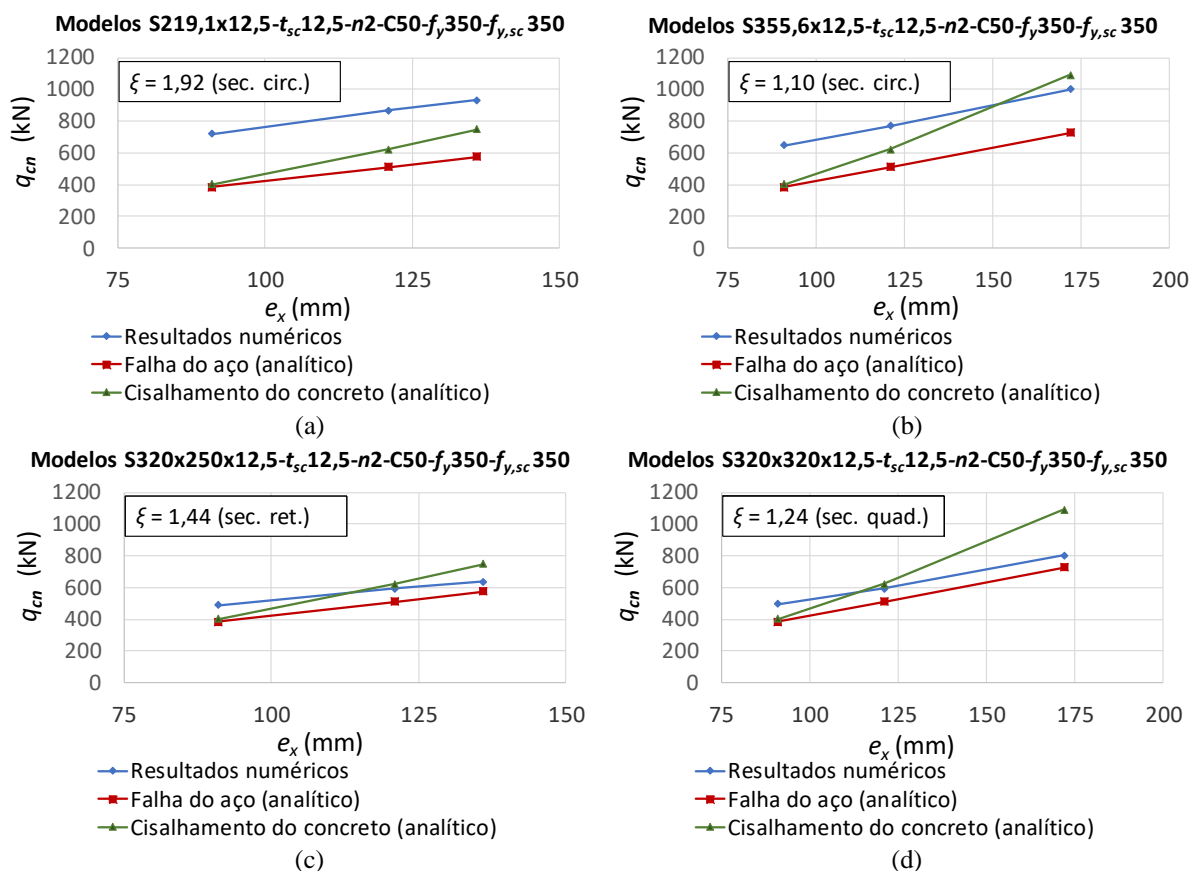


Figura 6.9 – Variação do passo  $e_x$  de conectores Crestbond nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm.

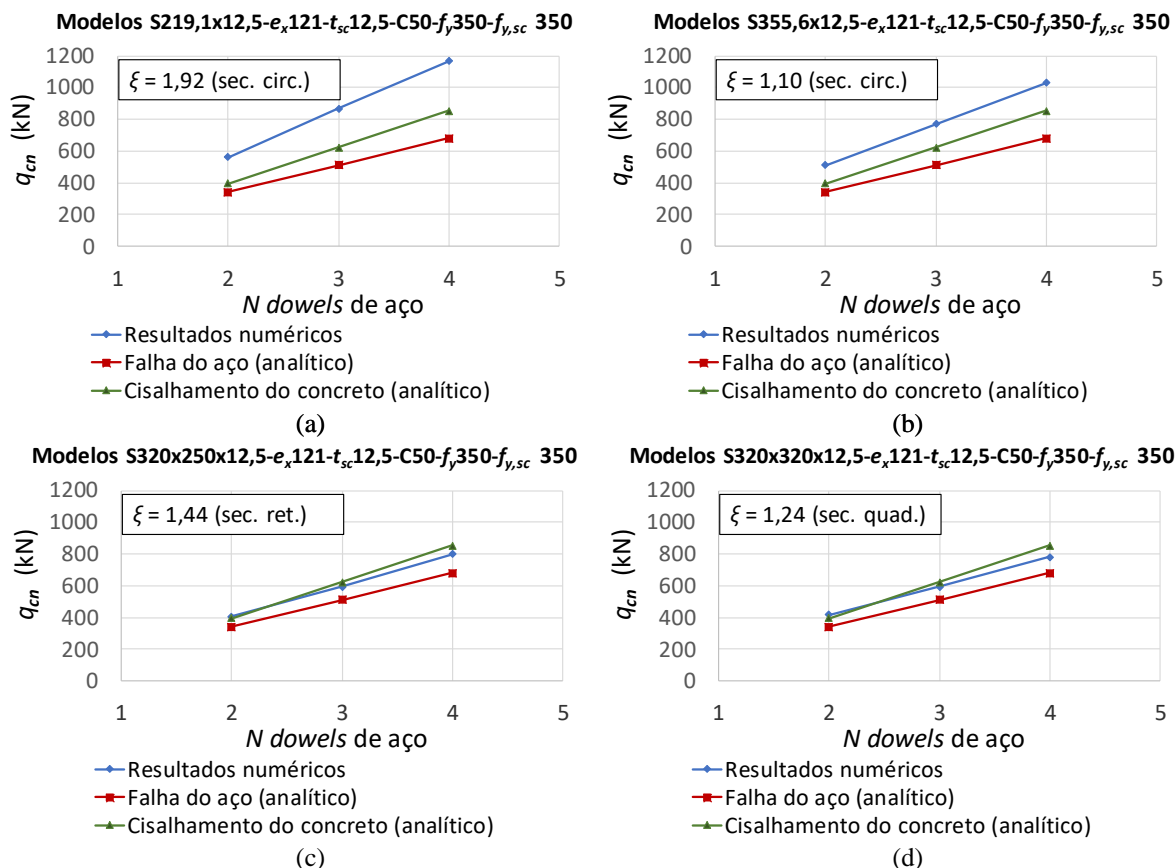


Figura 6.10 – Variação do número de *dowels* de aço para conector Crestbond nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm.

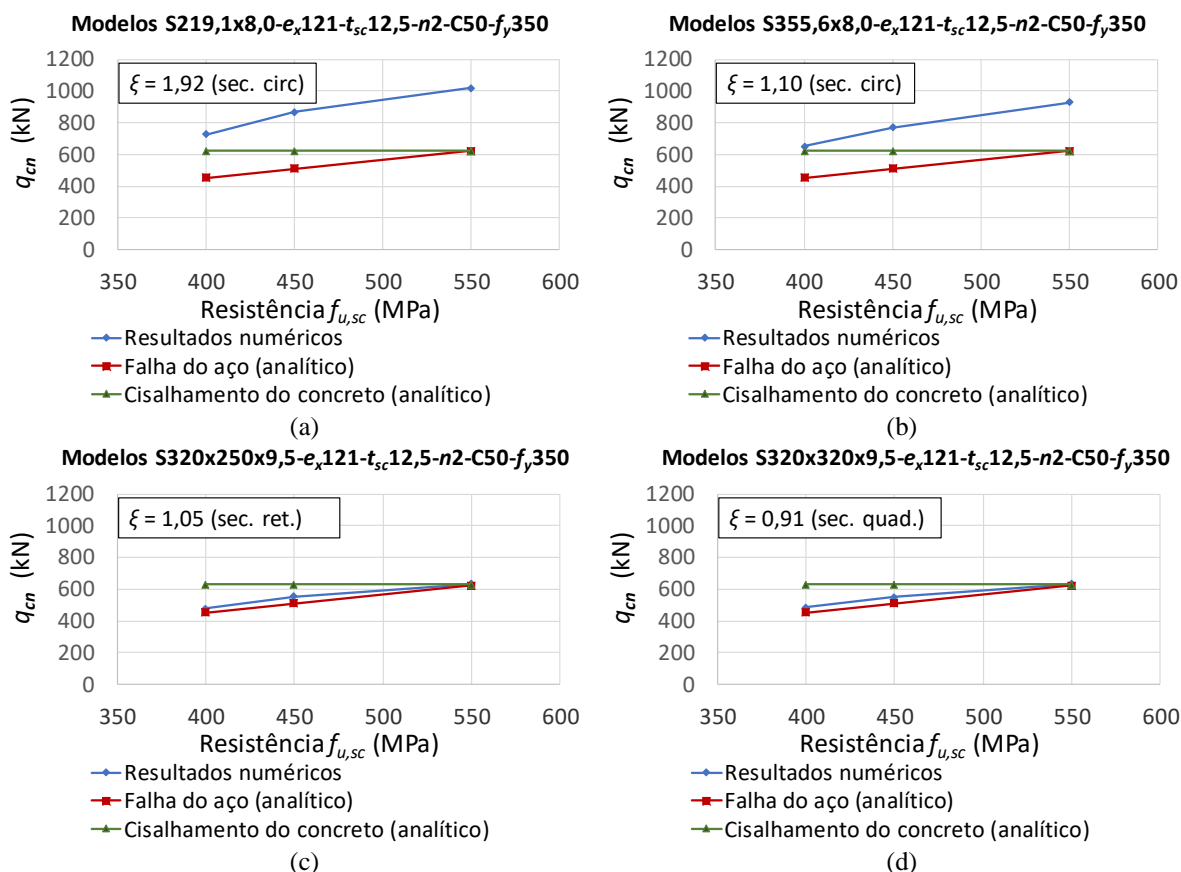


Figura 6.11 – Variação da resistência  $f_{u,sc}$  do aço do conector Crestbond nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm.

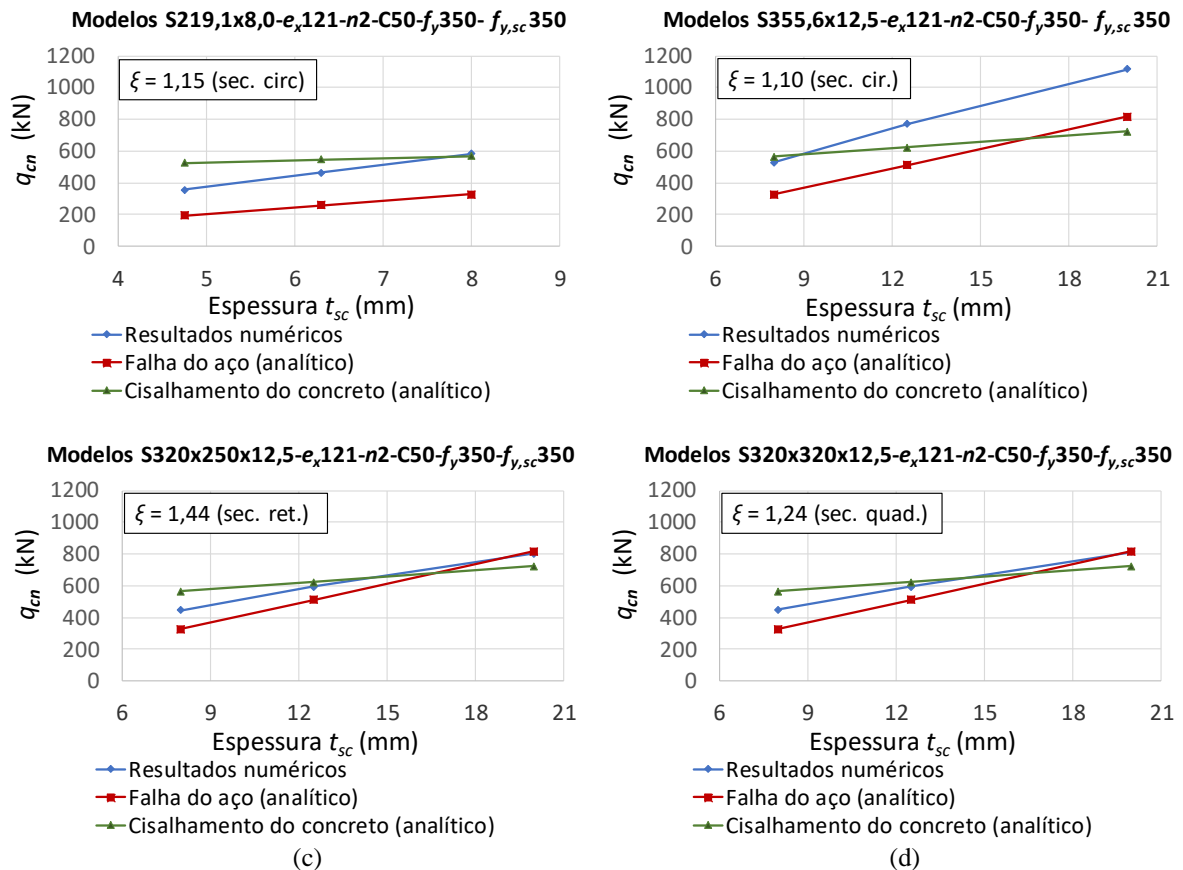


Figura 6.12 – Variação de espessura de chapa do conector Crestbond ( $t_{sc}$ ) nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm.

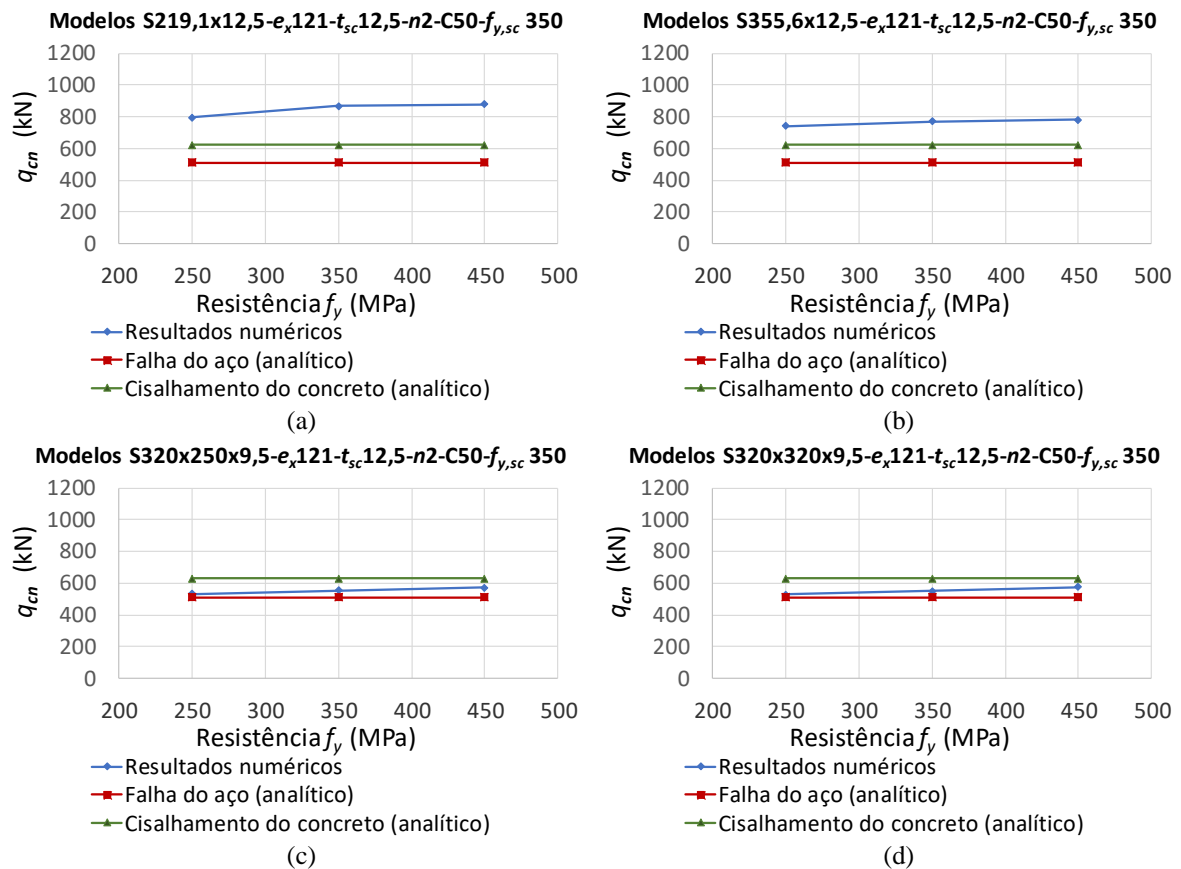


Figura 6.13 – Variação da resistência  $f_y$  do aço do perfil tubular nos modelos com seções: (a) circulares de diâmetro 219,1 mm; (b) circulares de diâmetro 355,6 mm; (c) retangulares com lados 320 mm x 250 mm; (d) seções quadradas com lados 320 mm.



Segundo a Eq. 3.5, que caracteriza a falha do aço do conector, os parâmetros  $e_x$ ,  $t_{sc}$ ,  $f_{u,sc}$  e  $N$  (número de *dowels* de aço) obedecem uma relação linear com a capacidade resistente ( $q_{cn,st} = 0,25Ne_x t_{sc} f_{u,sc}$ <sup>13</sup>), justificando, desse modo, a inclinação constante das curvas analíticas para esse estado-limite. Conforme mencionado anteriormente, as curvas numéricas (em cor azul) e analíticas para a falha do aço do conector (em cor vermelha) apresentadas nas Figs. 6.9 a 6.12 podem ser consideradas paralelas, por apresentarem inclinações que são visualmente próximas e constantes. Essa constatação demonstra fortes evidências de que a falha do aço do conector poderia ser, na verdade, o modo de colapso que prevalece na conexão mista.

É oportuno mencionar novamente, para realçar as constatações prévias, que no Capítulo 5 foram verificados numericamente os modelos do programa experimental, sendo averiguado que a capacidade resistente foi atingida quando a resistência  $f_{u,sc}$  era alcançada ao longo de todo comprimento da seção crítica do *dowel* frontal de aço. Além disso, no Subitem 5.4, ao variar artificialmente o dano à tração do concreto, percebia-se que a diferença no comportamento dos modelos era mínima, mesmo que, no momento do colapso dos modelos, o núcleo de concreto estivesse em um nível de fissuração avançada. Isso pode ser explicado pelo alto confinamento do núcleo de concreto provocado pelas seções com baixo índice de esbeltez (compactas) — inclusas no escopo deste estudo — que mantém a ductilidade do concreto.

Na Fig. 6.14 são comparadas as curvas numéricas que foram representadas previamente nas Figs. 6.9a a 6.9d. Como esses modelos são diferenciados pelas dimensões tipos das seções e pelo intervalo em que  $e_x$  é variado, na legenda da Fig. 6.14 são indicadas apenas as seções que definem esses modelos (por exemplo: a curva Seção S219,1x12,5 faz referência à curva numérica disposta na Fig. 6.9a). Assim como averiguado previamente, as curvas com seções retangulares e quadradas obtidas foram semelhantes para todo o intervalo em comum do parâmetro analisado, sendo neste caso o passo  $e_x$ . Ainda na Fig. 6.14, nota-se que todas as curvas apresentam inclinações semelhantes e constantes. Além disso, as curvas se deslocam verticalmente à medida que são empregadas, nos modelos, seções tubulares com maior efeito de restrição à expansão lateral. Esse fenômeno também foi verificado no subitem anterior e pode ser verificado na Fig. 6.14 ao se comparar as curvas de seções circulares com diferentes índices de esbeltez ( $D/t$ ): S219,1x12,5 e 355,6x12,5.

---

<sup>13</sup> Neste capítulo a resistência à ruptura do aço do conector é denominada como  $f_{u,sc}$  para que haja uma diferenciação da resistência à ruptura do aço do perfil tubular, no qual é mantido o termo  $f_u$ .

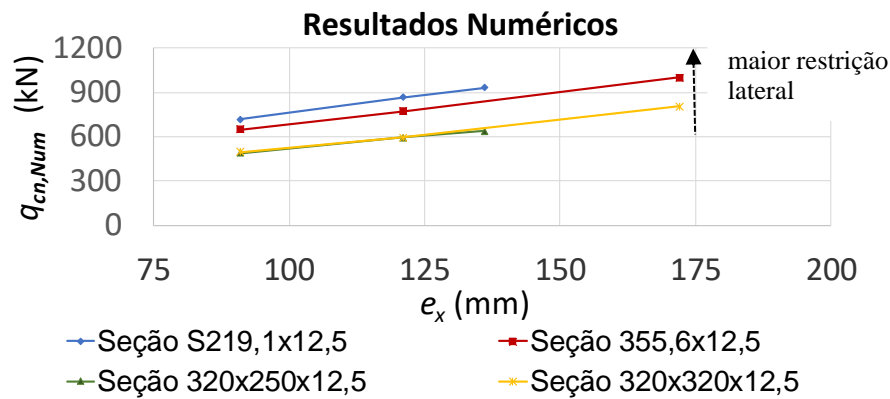


Figura 6.14 – Comparação entre curvas  $q_{cn,Num}$  versus  $e_x$  de modelos de PMPC com diferentes tipos de seções transversais.

Com diversas evidências de que a maior compacidade das seções circulares estaria, de fato, contribuindo para uma maior capacidade em relação à falha do aço do conector, foram traçadas novas curvas numéricas, as quais são mostradas no diagrama da Fig. 6.15, em que cada par de pontos representa uma relação de esbeltez  $D/t$  e a força máxima por conector ( $q_{cn}$ ). As curvas numéricas são representadas por linhas sólidas, sendo que para os pares de pontos com mesma esbeltez  $D/t$  foram adotados diferentes valores para a resistência do concreto, porém mantendo as demais características semelhantes — para as curvas azul e cinza, as resistências  $f_c$  são iguais a 30 MPa e 50MPa, respectivamente. A relação completa dos modelos utilizada para o levantamento dessas curvas é apresentada na Tab. 6.6. Adicionalmente, nessa tabela são indicadas, além das forças obtidas numericamente ( $q_{cn,Num}$ ), as forças analíticas previstas para a falha do aço ( $q_{cn,st}$ ) e a para o cisalhamento do concreto ( $q_{cn,sh}$ ). Desse modo, a partir dessas forças analíticas, foram traçadas no diagrama da Fig. 6.15, para fim comparativo, as seguintes curvas tracejadas: falha do aço (em cor vermelha) que independe da resistência do concreto; cisalhamento do concreto quando  $f_c$  é igual a 30 MPa (em cor amarela); cisalhamento do concreto quando  $f_c$  é igual a 50 MPa (em cor verde).

Na Fig. 6.15, ao comparar as curvas analítica para o cisalhamento do concreto (em cores amarelo e verde), nota-se que a razão média obtida entre as forças  $q_{cn,sh(C50)}$  e  $q_{cn,sh(C30)}$  é igual a 1,23. Contudo, aplicando o mesmo procedimento para as curvas numéricas com as respectivas resistências de concreto, obtém-se uma razão média de apenas 1,04, confirmando os indícios que as propriedades mecânicas do concreto pouco influenciam na capacidade dos modelos. Esse mesmo comportamento foi constatado no final do Subitem 5.3.3 ao se comparar modelos semelhantes, porém, com diferentes valores de resistência  $f_c$  (Fig. 5.24), e no início do Subitem 5.4 ao se empregar conectores com comportamento perfeitamente elástico (Fig. 5.25). A curva analítica para o aço do conector (em cor vermelha) permanece sempre constante ( $q_{cn,sh}$

= 510 kN), por se manterem constantes os parâmetros que designam esse modelo analítico. Contudo, como vem sendo discutido ao longo do texto, observa-se uma forte dependência no grau de compactidade da seção sobre a falha do aço do conector quando são empregados perfis circulares, devendo ser considerada uma nova adaptação desse modelo analítico. Desse modo, uma nova adaptação do modelo analítico aplicado para a falha de conectores Crestbond em PMPC é proposta no subitem a seguir.

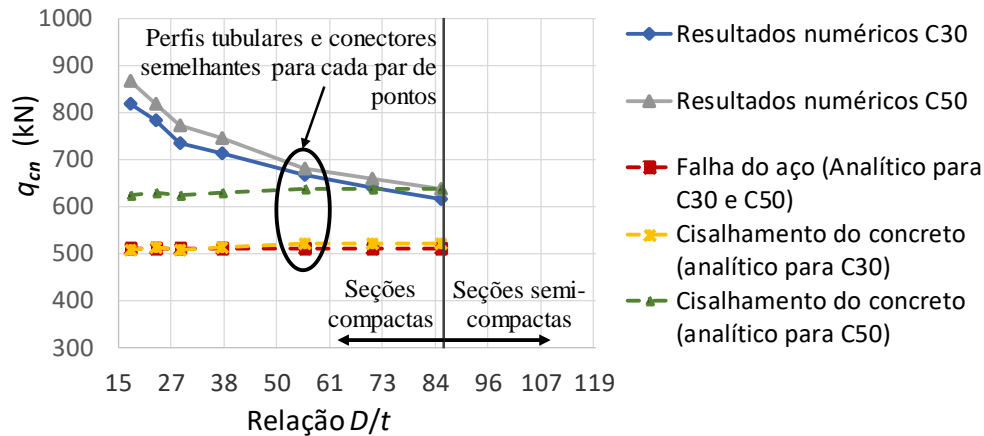


Figura 6.15 – Comparação entre resultados de modelos com seções circulares variando a esbeltez  $D/t$ .

Tabela 6.6 – Comparação entre resultados de modelos com seções circulares, variando a esbeltez  $D/t$ .

Modelos ( $f_c = 30$ MPa)	$D/t$	$q_{cn,Num}$ (MPa)	$q_{cn,sh}$ (MPa)	$q_{cn,st}$ (MPa)	Modelos ( $f_c = 50$ MPa)	$D/t$	$q_{cn,Num}$ (MPa)	$q_{cn,sh}$ (MPa)	$q_{cn,st}$ (MPa)
S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	17,5	819	507	510	S219,1x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	17,5	867	623	510
S219,1x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	23,1	784	513	510	S219,1x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	23,1	818	630	510
S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	28,4	733	507	510	S355,6x12,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	28,4	771	623	510
S355,6x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	37,4	714	513	510	S355,6x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	37,4	744	630	510
S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	55,6	666	520	510	S355,6x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	55,6	681	637	510
S450x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	70,3	641	520	510	S450x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	70,3	658	637	510
S545x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	85,2	615	520	510	S545x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	85,2	637	637	510

Na sequência, é mostrado na Fig. 6.16 um diagrama semelhante ao que foi representado na Fig. 6.15, porém, sendo analisadas seções retangulares. Na Tab. 6.7 é disposta a relação dos modelos utilizados para o levantamento das curvas numéricas e analíticas. Nota-se que, diferentemente ao observado para os modelos com perfis circulares, o grau de compactidade das

seções retangulares não apresenta uma forte influência sobre as forças  $q_{cn,Num}$ . A maior dispersão entre os resultados numéricos e analítico para a falha do aço é encontrada quando são analisados modelos com esbeltez  $B_1/t$  e resistência  $f_c$  iguais a, respectivamente, 25,6 e 50 MPa, obtendo a razão entre as forças  $q_{cn,Num}$  e  $q_{cn,st}$  igual a 1,16. Esse valor não é considerado elevado e pode ser considerado como um caso isolado de dispersão entre os resultados, dado que se ao comparar os demais pares de pontos entre as curvas numéricas e analíticas para a falha do aço, os valores de  $q_{cn,Num}$  e  $q_{cn,st}$  são próximos.

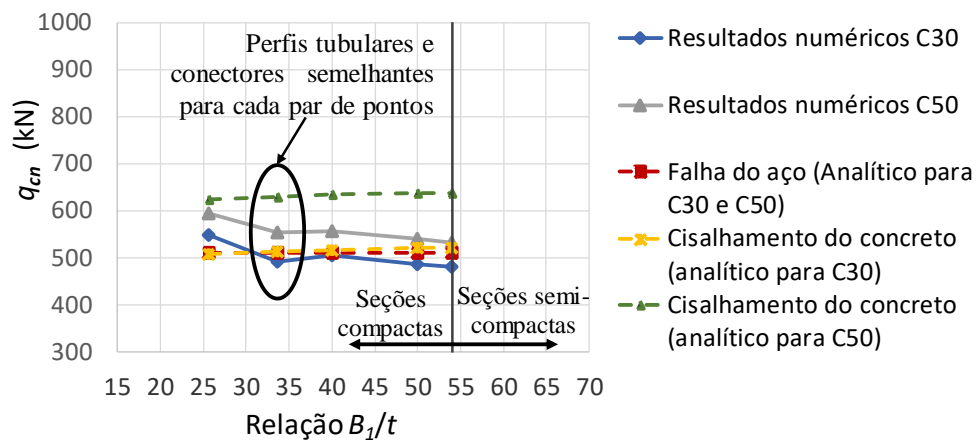


Figura 6.16 – Comparação entre resultados de modelos com seções circulares variando a esbeltez  $B_1/t$ .

Tabela 6.7 – Comparação entre resultados de modelos com seções retangulares, variando a esbeltez  $B_1/t$ .

Modelos ( $f_c = 30$ MPa)	$B_1/t$	$q_{cn,Num}$ (MPa)	$q_{cn,sh}$ (MPa)	$q_{cn,st}$ (MPa)	Modelos ( $f_c = 50$ MPa)	$D/t$	$q_{cn,Num}$ (MPa)	$q_{cn,sh}$ (MPa)	$q_{cn,st}$ (MPa)
S320x250x12,5- $e_x121-t_{sc}12,5-n2-$ C30- $f_y350-f_{y,sc}350$	25,6	547	507	510	S320x250x12,5- $e_x121-t_{sc}12,5-n2-$ C50- $f_y350-f_{y,sc}350$	25,6	594	623	510
S320x250x9,5- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C30-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	33,7	492	513	510	S320x250x9,5- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C50-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	33,7	552	630	510
S320x250x8,0- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C30-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	40,0	505	516	510	S320x250x8,0- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C50-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	40,0	556	633	510
S320x250x6,4- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C30-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	50,0	486	520	510	S320x250x6,4- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C50-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	50,0	541	637	510
S345x250x6,4- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C30-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	53,9	480	520	510	S345x250x6,4- $e_x121-$ $t_{sc}12,5-n2-C50-f_y350-$ $f_{y,sc}350$	53,9	532	637	510

Ainda na Fig. 6.16, nota-se um distanciamento significativo entre as curvas analíticas para o cisalhamento do concreto, quando se eleva a resistência  $f_c$  de 30 MPa para 50 MPa (comparar as curvas em cor amarela e verde). O que de fato não era observado entre as curvas numéricas, estando as forças  $q_{cn,Num}$  com valores próximos entre si, conforme tinha se constatado também para os modelos com perfis circulares anteriormente. Além disso, quando eram analisados modelos com  $f_c$  igual a 50 MPa, as forças analíticas previstas eram consideravelmente mais

elevadas que as forças obtidas numericamente (comparar as curvas em cores verde e cinza). Como também as forças analíticas para o cisalhamento do concreto com  $f_c$  igual a 50 MPa eram superiores à da falha do aço (comparar as curvas em cores verde e amarela). Com isso, assume-se que o cisalhamento do concreto não estaria controlando o comportamento da conexão mista para os modelos com seção retangular também.

A partir das análises dos diagramas das Fig. 6.9 a 6.14, foi constatado que os modelos com seções quadradas apresentam comportamentos semelhantes aos com seções retangulares. Desse modo, as observações transmitidas previamente, após o estudo do diagrama da Fig. 6.16, também são válidas para as situações nas quais são empregadas seções quadradas. Ao final do estudo, constatou-se que o colapso de todos os modelos do estudo paramétrico se deviam à falha do aço do conector.

## 6.5 Proposição de um Modelo Analítico para o Cálculo da Capacidade Média do Aço de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos

Na concepção analítica retratada pela aprovação técnica Z-26.4-56 (2013), a capacidade característica do aço dos conectores *composite dowels* é definida como aquela que ocorre o escoamento da seção crítica do conector, obedecendo o critério de falha de Von Mises — observar definições no Subitem 2.5.4.4.3 e conclusões retradas no Subitem 3.3.3.3. Segundo Lorenc *et al.* (2014a, b) e Lorenc (2016a, b), para essas situações, o escoamento na seção crítica ocorre devido a uma combinação de forças de cisalhamento e flexão do *dowels* de aço. Levando esse fato em consideração, na Fig. 6.17 é representado o equilíbrio de forças na seção crítica de um *dowel* individual com a geometria do tipo Crestbond.

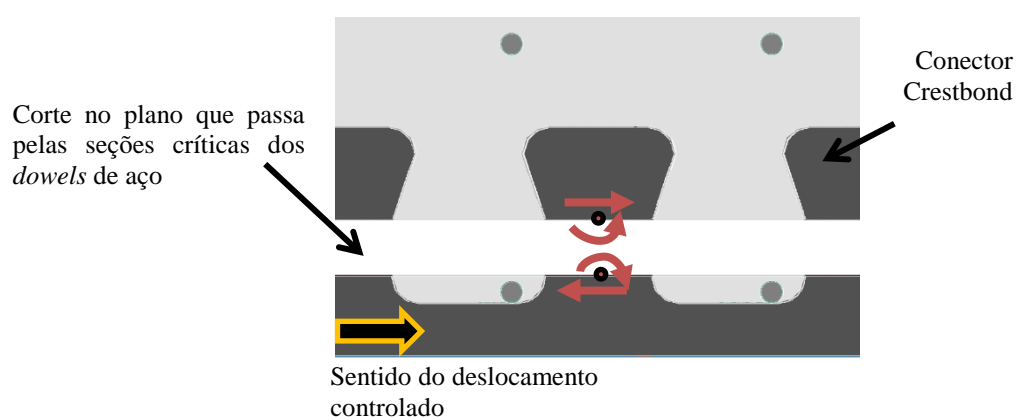


Figura 6.17 – Equilíbrio de forças na seção crítica dos *dowels* de aço nos conectores Crestbond em elementos de vigas mistas.

No Capítulo 3 foi demonstrada que essa abordagem analítica continuava válida para o cálculo das capacidades médias, ao substituir na formulação de origem a resistência ao escoamento do conector ( $f_{y,sc}$ ) pela sua resistência à ruptura ( $f_{u,sc}$ ). Isso se deve ao fato do equilíbrio de forças se manter inalterado no momento que tensões  $f_{u,sc}$  ocorrem ao longo do comprimento da seção crítica dos *dowels*, mantendo nessa seção a combinação de esforços de cisalhamento e flexão.

Na Fig. 6.18 é representado o diagrama força por *dowel* de aço *versus* deslizamento relativo do modelo de cisalhamento padrão Crest-N13, o qual foi analisado previamente no Subitem 3.3.3.4 e que possuía ao longo de seu comprimento 13 *dowels* de aço. Nesse diagrama são destacados alguns incrementos, com nomenclatura definida por letras (“A” a “D”), sendo estes designados para que fosse possível observar o equilíbrio de esforços na seção crítica do conector para cada estágio de carregamento. Na Fig. 6.19 são indicadas, assim, o sentido do deslocamento controlado ( $U_z$ ) e as resultantes de força e de momento fletor na seção abaixo do plano de corte que passa na altura das seções críticas dos *dowels* de aço. A altura do plano pode ser considerada como uma aproximação, dado que para os *dowel* das extremidades (não representado na Fig. 6.19) a seção crítica possui uma inclinação não nula em relação ao eixo longitudinal do Crestbond, conforme foi observado nos Capítulos 3 e 5. Na Fig. 5.20 é mostrada uma idealização de um conector Crestbond com quatro *dowels* que compara as seções críticas dos *dowels* e o plano de corte que é utilizado nas análises das resultantes de força e momento fletor.

Observando a Fig. 6.19, nota-se que a componente de força apresenta inclinações mínimas em todos os estágios de carregamento, podendo ser considerada uma força paralela ao plano de corte, gerando, desse modo, cisalhamento nos *dowels* de aço. A resultante de momento, por sua vez, tem o seu sentido alterado com a plastificação do conector.

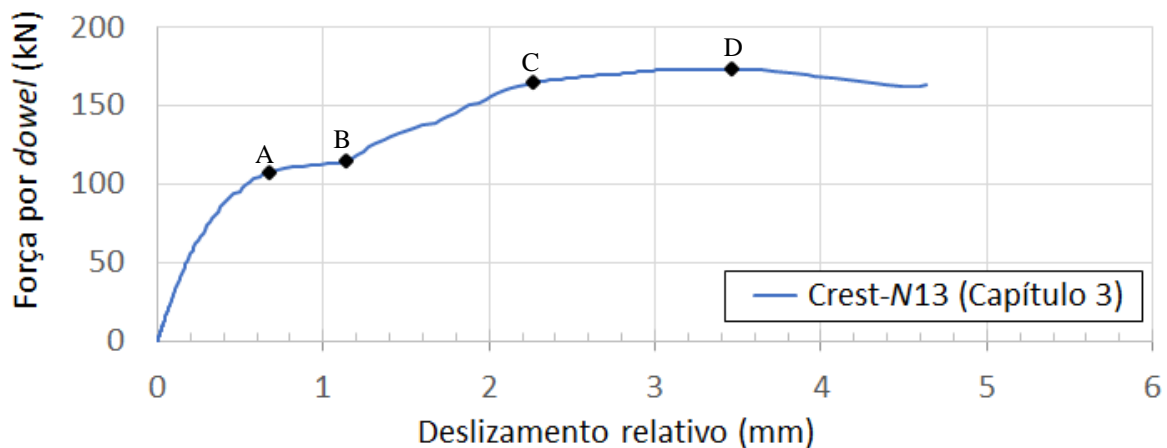


Figura 6.18 – Diagramas de força por *dowel* de aço *versus* deslizamento relativo do modelo de cisalhamento padrão Crest-N13.

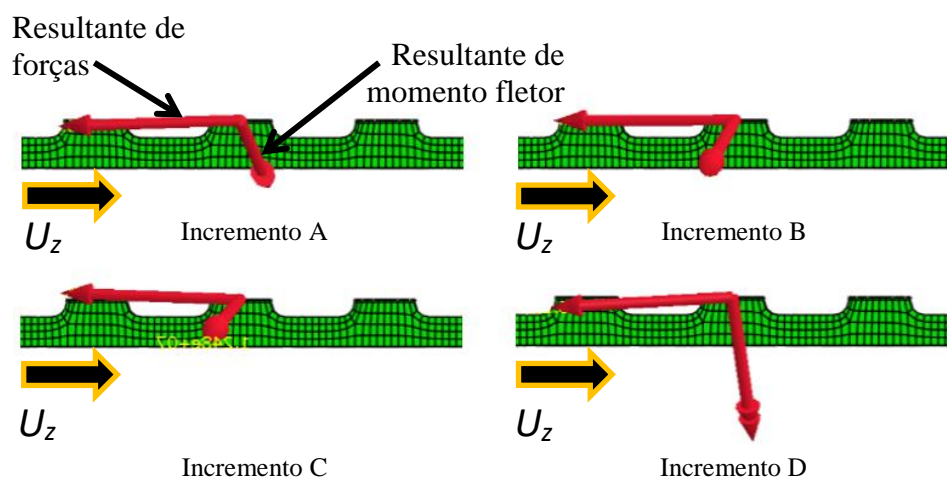


Figura 6.19 – Resultantes de forças sobre plano que secciona as seções críticas dos *dowels* do conector Crestbond no modelo Crest-n13 (Capítulo 3).

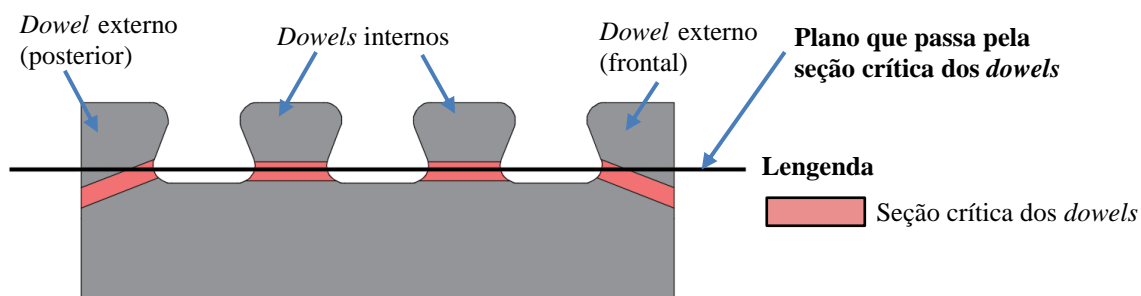


Figura 6.20 – Plano de corte que passa pela seção crítica nos *dowels* de aço de um conector Crestbond.

Na sequência, são realizadas novas análises das resultantes sobre a seção crítica dos conectores, dessa vez, quando são empregados em PMPC com seções retangulares (Figs. 6.21 e 6.22) e circulares (Figs. 6.23 e 6.24).

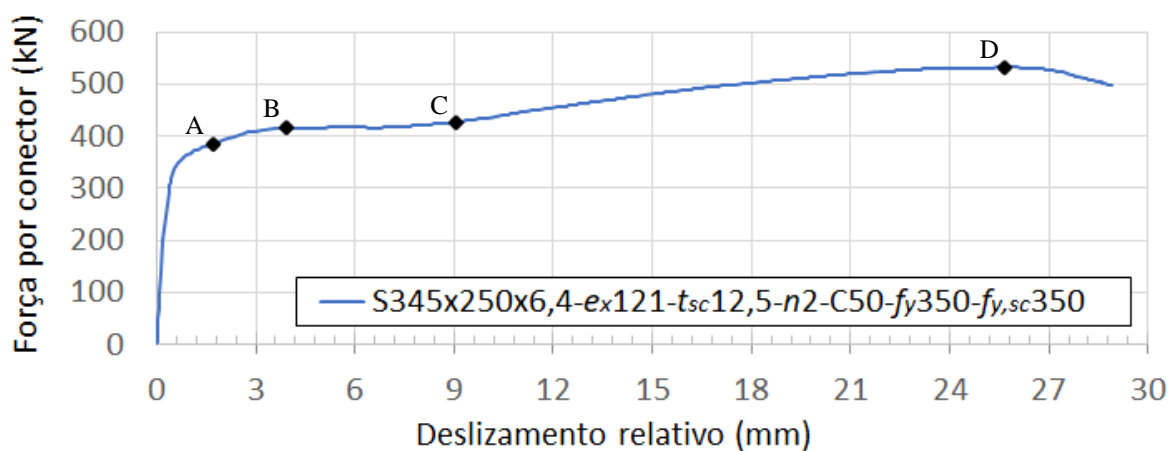


Figura 6.21 – Diagramas de força por conector *versus* deslizamento relativo do modelo S345x250x6,4-e<sub>x</sub>121-t<sub>sc</sub>12,5-n2-C50-f<sub>y</sub>350-f<sub>y,sc</sub>350.

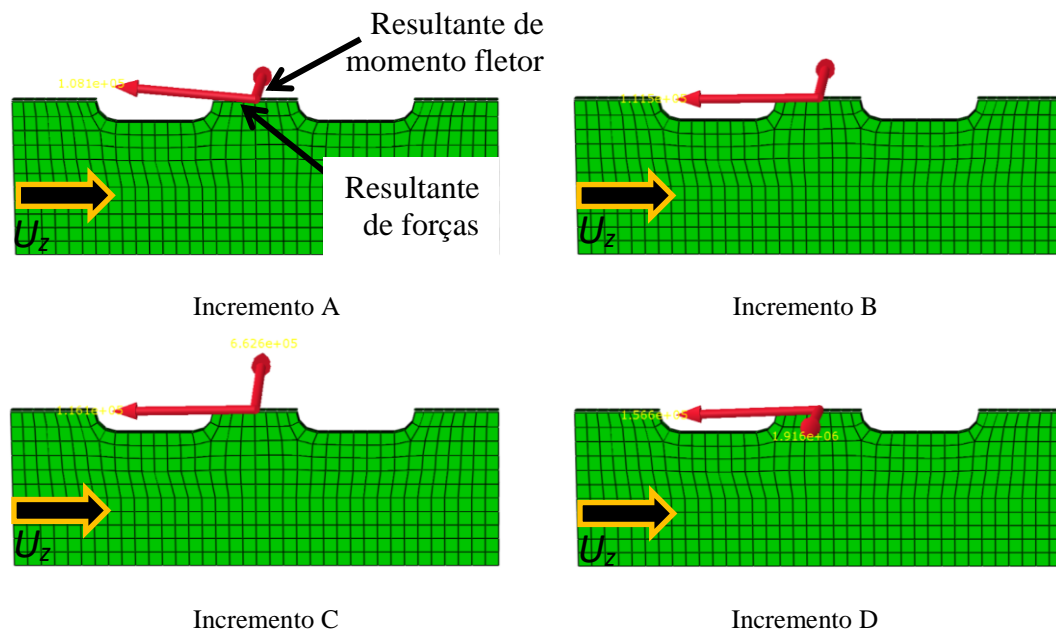


Figura 6.22 – Resultantes de forças sobre plano que secciona as seções críticas dos *dowels* do conector Crestbond no modelo S345x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350.

Ao observar as resultantes de forças na Fig. 6.22, percebe-se que o comportamento dos modelos com perfis tubulares retangulares se mantém semelhante ao que foi observado no modelo Crest-N13 (cisalhamento padrão). Devido a esse fato, os modelos com seções retangulares analisados nesse estudo paramétrico (Tab. 6.3) apresentaram as forças  $q_{cn,Num}$  próximas às das forças analíticas  $q_{cn,st}$ , sendo que a média das razões entre essas forças era igual a 1,078. Quando essa razão era determinada para os modelos com seções retangulares que não possuíam o atrito na interface conector-concreto (Tab. 6.6), obtinha-se o valor de 0,944 (próximo de 1). Dessa forma, assume-se que quando havia uma maior diferença entre as forças  $q_{cn,Num}$  e  $q_{cn,st}$ , nos modelos com seções retangulares ou quadradas (comportamento semelhante), essa dispersão poderia estar associada ao atrito.

Para os modelos com perfis circulares, por sua vez, há uma alta restrição do tubo à saída do conector e à expansão lateral do concreto (elevando a rigidez desse material). Com isso, há um menor grau de liberdade na flexão dos *dowels* de aço já que esses *dowels* são comprimidos na direção do tubo de aço. Isso pode ser verificado na Fig. 6.24 pelas resultantes de forças e de momento fletor que passam pelo plano da seção crítica dos *dowels* nos incrementos que são indicados no diagrama da Fig. 6.23. Diferentemente do que foi observado nas Figs. 6.29 e 6.22, após o incremento designado como A (Fig. 6.23), o conector começa a sofrer plastificação e a componente de força, antes paralela ao plano de corte, começa a apresentar um aumento de sua inclinação no sentido anti-horário. Essa inclinação surge com o aumento dos esforços de



compressão sobre o conector devido à restrição provocada pelo tubo. Ao final, verificou-se que a resultante de momento fletor permanece com mesmo sentido em todas as etapas do carregamento.

No estudo paramétrico, verificou-se que o efeito da restrição do tubo à saída do conector é mais intensificado à medida que são empregadas seções circulares com maior grau de compacidade e quando essas seções são mais esbeltas, o comportamento é mais próximo ao descrito para os modelos com seções retangulares (Fig. 6.22) e aos de cisalhamento padrão (Fig. 6.20). Com isso, observando que a inclinação da componente de força na seção que passa pela seção crítica dos *dowels* é diferente nos modelos de PMPC com seções circulares, a abordagem analítica da aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) não é válida para esses casos.

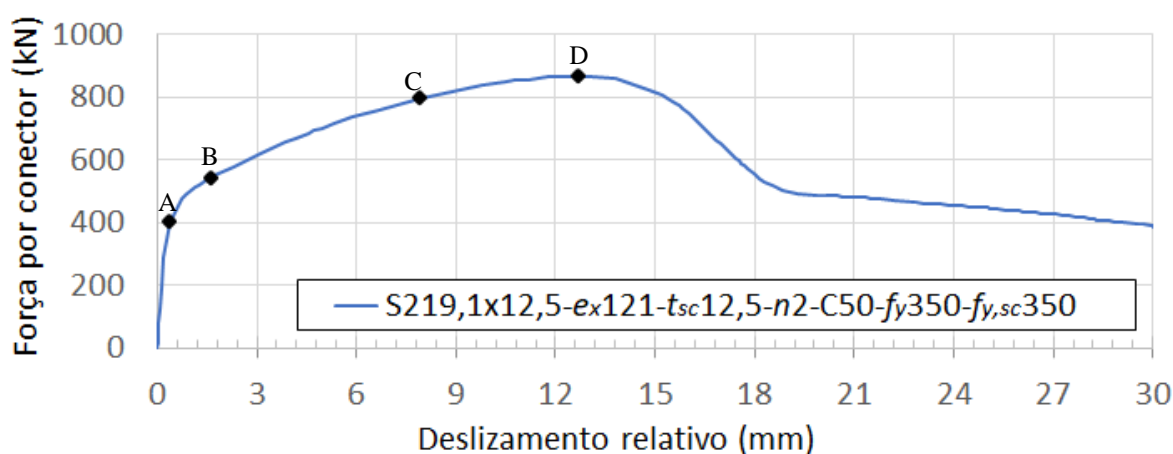


Figura 6.23 – Diagramas de força por conector *versus* deslizamento relativo do modelo S219,1x12,5-e<sub>x</sub>121-t<sub>sc</sub>12,5-n2-C50-f<sub>y</sub>350-f<sub>y,sc</sub>350.

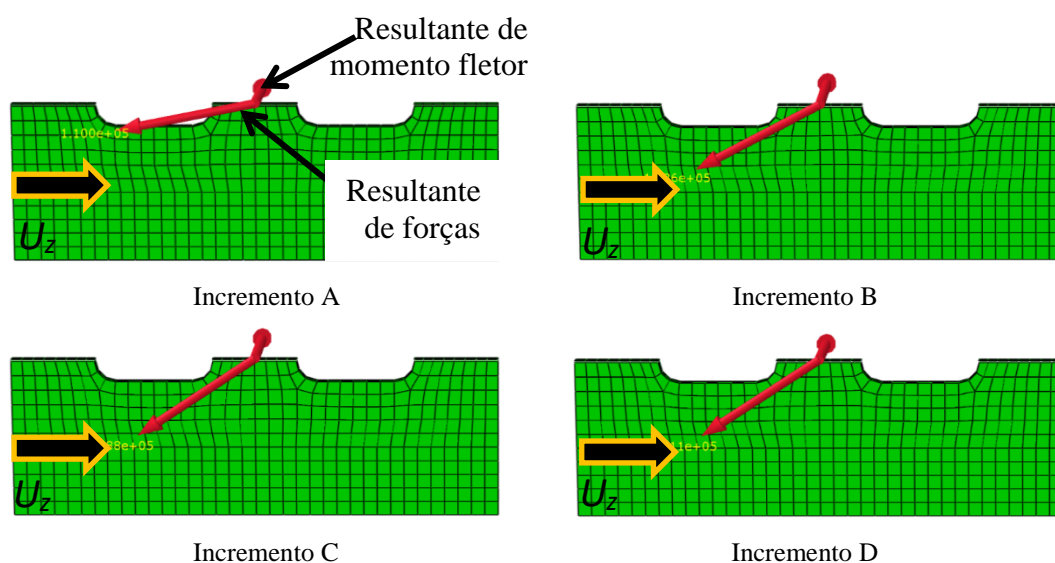


Figura 6.24 – Resultantes de forças sobre plano que secciona as seções críticas dos *dowels* do conector Crestbond no modelo S219,1x12,5-e<sub>x</sub>121-t<sub>sc</sub>12,5-n2-C50-f<sub>y</sub>350-f<sub>y,sc</sub>350.

Na Fig. 6.25 são comparadas as deformadas dos conectores dos modelos com seções retangulares e circulares. Adicionalmente são indicadas as deformações plásticas equivalentes (PEEQ) — a resistência  $f_{u,sc}$  corresponde a um valor de PEEQ igual a 0,173 (denominada neste texto como deformação crítica). Nota-se que a falha dos modelos se dá quando a deformação crítica é alcançada ao longo de todo comprimento do *dowel* frontal de aço, como foi observado também nas simulações do Capítulo 5. Conforme era previsto, para os modelos com seção retangular, a falha ocorria através de uma combinação de cisalhamento e flexão. Com isso, acredita-se que a rotação do conector ocorre devido à menor restrição provocada pelo perfil tubular retangular. Para o modelo com seção circular observou-se, porém, forças de compressão, além do cisalhamento e flexão nos *dowels*.

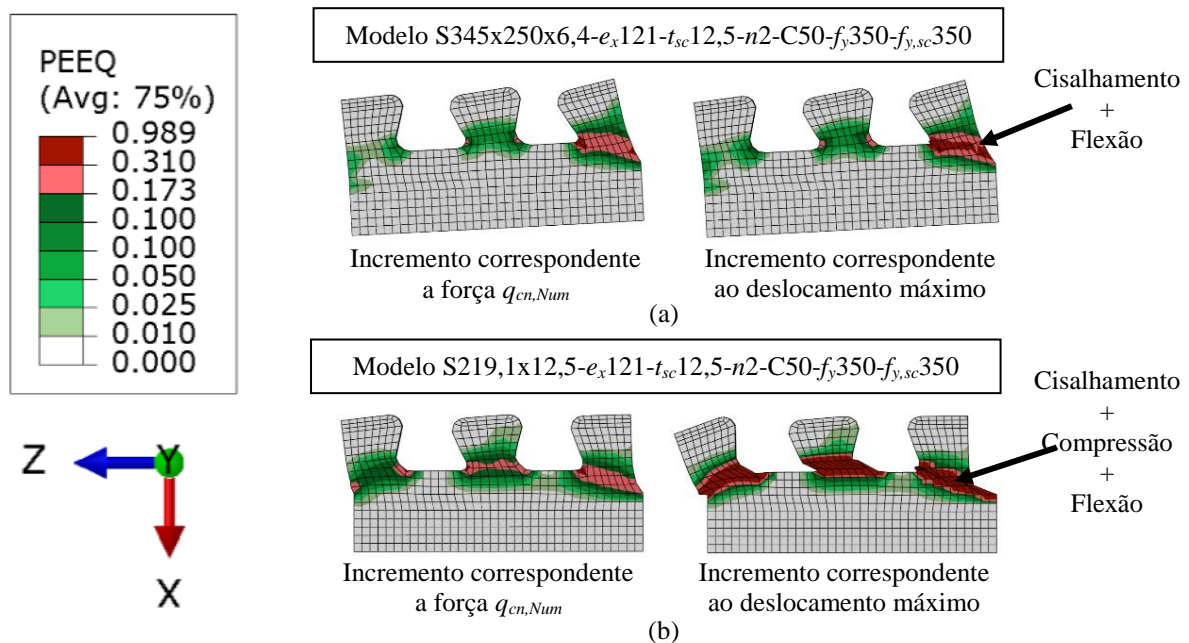


Figura 6.25 – Comparação entre os modos de falhas do aço do conector Crestbond quando empregados em PMPC com: (a) seções retangulares; (b) seções circulares.

Sabendo que a capacidade dos modelos é atingida quando a falha ocorre no *dowel* frontal de aço, nas Figs. 6.26 e 6.27 são mostradas, respectivamente, as tensões normais ( $\sigma_x$ ) e as deformações plásticas de cisalhamento ( $\gamma_{xy,pl}$ ) na seção crítica desses *dowels*, nos modelos com seção retangular e circular. Como a seção crítica do *dowel* frontal, diferentemente dos *dowels* internos, possui uma certa inclinação em relação ao eixo longitudinal do conector (observar Fig. 6.20), os eixos foram rotacionados de modo que o eixo x global fosse normal ao plano que contém a seção crítica.

Conforme era esperado, na Fig. 6.26a pode se observar tensões de tração e compressão que designam mutuamente o esforço de flexão na seção crítica no conector do modelo com seção retangular. Contudo, no modelo com seção circular (Fig. 6.26b) eram verificadas somente tensões de compressão na seção crítica do *dowel* frontal. Apesar disso, na Fig. 6.25b observou que os *dowels* interno e posterior, ao contrário do *dowel* frontal, sofrem flexão, sendo a flexão mais significativa no *dowel* posterior. Caso fossem empregados modelos de seções circulares com seções mais esbeltas, acredita-se que poderiam ocorrer esforços de flexão também na seção crítica no *dowel* frontal. Na Fig. 6.27 constatou-se que os esforços de cisalhamento se concentram na região próxima da seção crítica, conforme também era previsto.

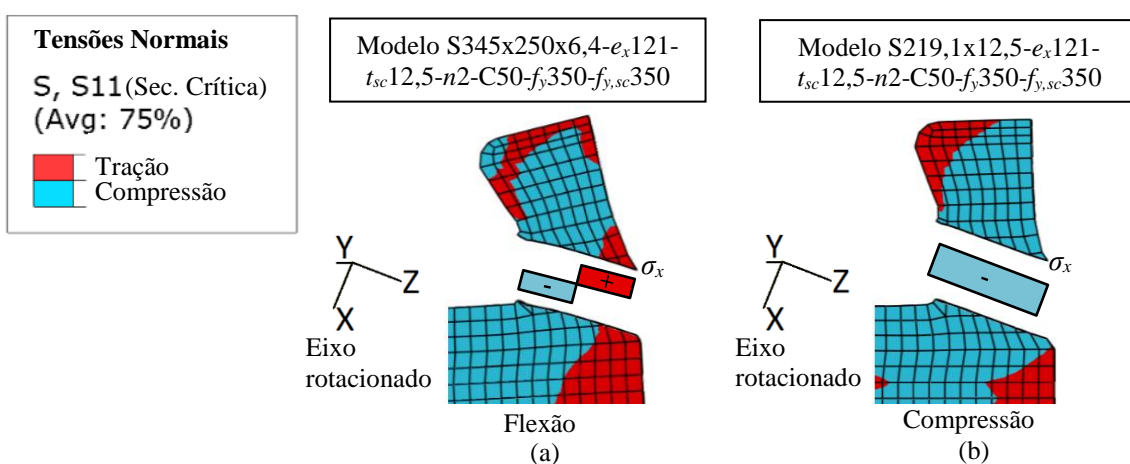


Figura 6.26 – Comparação entre as tensões normais na seção crítica do *dowel* frontal do Crestbond no incremento correspondente a força  $q_{cn,Num}$ : (a) PMPC com seção retangular; (b) PMPC com seção circular.

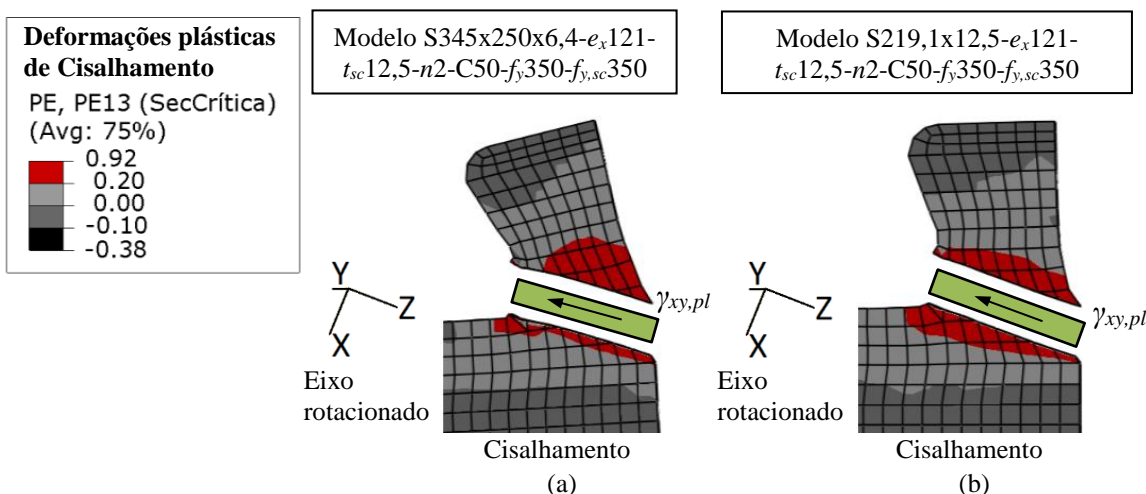


Figura 6.27 - Comparação entre as deformações plásticas de cisalhamento na seção crítica do *dowel* frontal do Crestbond no incremento correspondente a força  $q_{cn,Num}$ : (a) PMPC com seção retangular; (b) PMPC com seção circular.

Quando há uma forte restrição do tubo à saída do conector, a expansão lateral do modelo como um todo também é minimizada. Dessa forma, o fator de confinamento  $\zeta$ , utilizado originalmente para quantificar o efeito do confinamento do concreto, também pode ser utilizado para quantificar o grau da restrição do tubo à saída do conector. Conforme verificado anteriormente, o grau de compacidade da seção dos modelos influi diretamente sobre as resultantes de força e momento fletor que agem sobre a seção crítica dos *dowels* de aço conforme foi verificado. O fator  $\zeta$  é função das características geométricas e mecânicas do perfil tubular e do concreto e obedece à relação descrita anteriormente na Eq. (2.1), sendo esta  $\zeta = (A_{afy})/(A_{cf_c})$ .

Com isso, neste trabalho foi proposta a inclusão, no modelo analítico para o cálculo da capacidade média do aço do conector em PMPC com seções circulares, um novo fator de correção ( $\eta_P$ ) que é função do fator  $\zeta$ . Em um primeiro instante, para a obtenção de um equacionamento, o valor de  $\eta_P$  para cada modelo do estudo paramétrico foi obtido através da razão entre as forças numéricas ( $q_{cn,Num}$ ) e analíticas ( $q_{cn,st}$ ), as quais podem ser consultadas nas Tabs. 6.2 a 6.5. Posteriormente, esses valores de  $\eta_P$  são relacionados com o fator  $\zeta$  dos modelos de origem, conforme pode ser observado no diagrama da Fig. 6.28, que apresenta os modelos padrão com seções circulares (com atrito na interface conector-concreto). Com os pares  $\eta_P$ - $\zeta$  traçados no diagrama, é realizada a regressão e obtendo a função não linear  $\eta_P(\zeta)$  definida pela Eq. (6.1). Desse modo, a formulação analítica  $q_{cn,st}$  ajustada é dada pela Eq. (6.2).

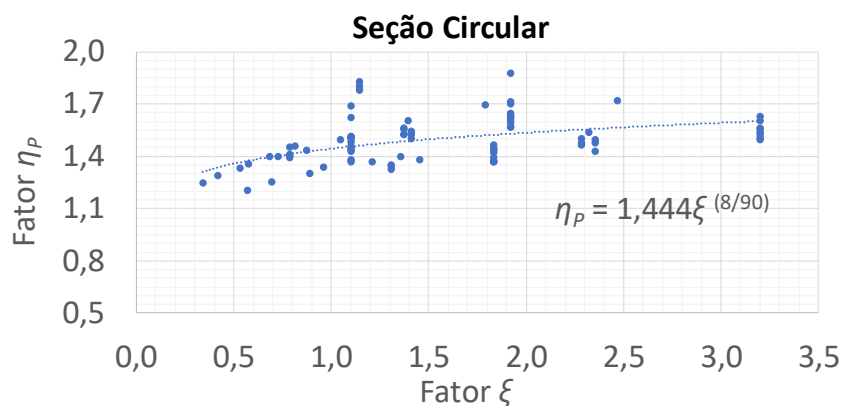


Figura 6.28 – Fator de ajuste  $\eta_P$ , utilizado na adaptação do modelo analítico para a falha do aço de conectores Crestbond em PMPC com seções circulares.

$$\eta_P = 1,444\zeta^{\left(\frac{8}{90}\right)} \quad (6.1)$$

onde  $0,34 \leq \zeta \leq 3,20$

$$q_{cn,st} = \eta_S \eta_P N e_{x_{sc}} t_{sc} f_u = 0,25 \eta_P N e_{x_{sc}} t_{sc} f_{u,sc} \quad (6.2)$$

Com isso, na Fig. 6.29 é representado o diagrama que contém a reta de ajuste perfeito das forças analítica ajustada e numérica, obtendo-se o coeficiente de correlação ( $R^2$ ) igual a 0,954. Aplicando-se as razões entre as forças  $q_{cn,st}$  (ajustado) e  $q_{cn,Num}$ , obtém-se um valor médio igual 1,003 e um coeficiente de variação ( $COV$ ) igual a 7,88%.

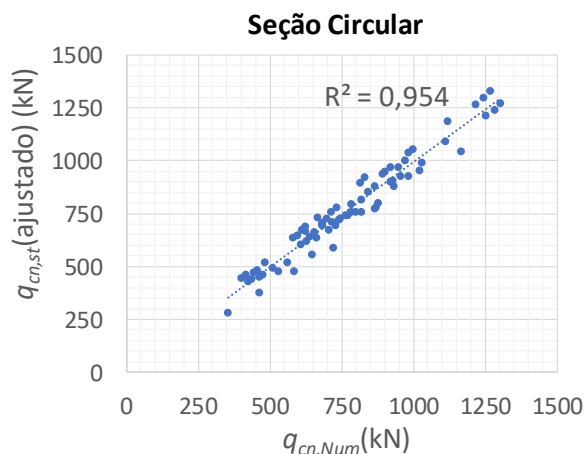


Figura 6.29 – Reta de ajuste perfeito entre os resultados teóricos e numéricos.

Para se ter uma noção de qual parcela sobre o fator  $\eta_P$  se deve essencialmente ao atrito na conexão mista, foi realizada uma nova análise de regressão, porém considerando os modelos de seção circular sem atrito — a relação desses modelos pode ser encontrada na Tab. 6.5. A equação obtida é disposta ao lado da linha de tendência presente diagrama da Fig. 6.30a. Desse modo, no diagrama da Fig. 6.30b são comparadas as curvas analíticas para as situações com atrito e sem atrito. Ao calcular a razão entre os fatores  $\eta_{P(\text{padrão})}$  e  $\eta_{P(\text{sem atrito})}$  que possuem os mesmos valores que  $\xi$  (intervalo entre 0,34 e 3,2), obtém-se uma razão constante de 1,205. Com isso, conclui-se que, nas situações as quais são analisados modelos de PMPC com seções circulares, o atrito na interface conector-concreto contribui para um aumento médio de 20,5% na capacidade do conector.

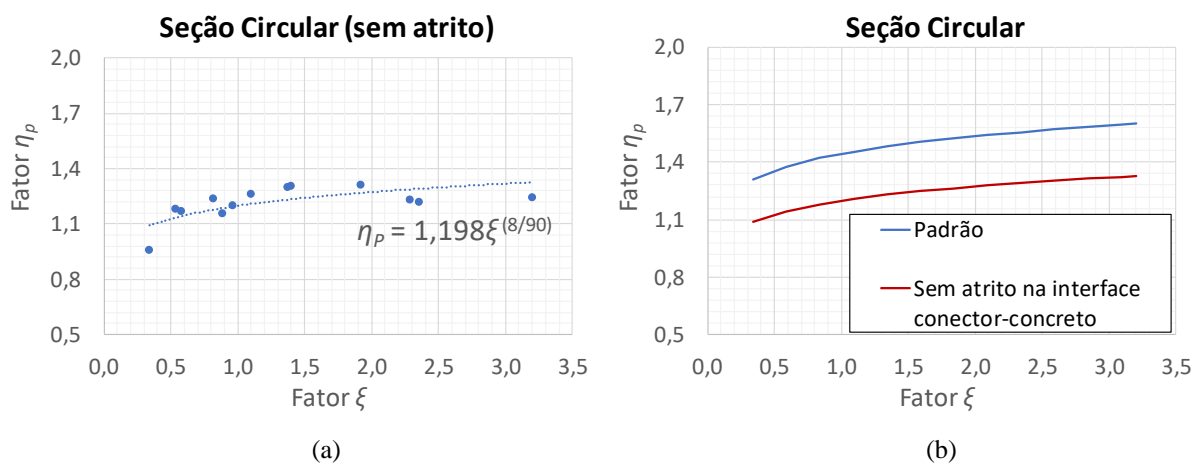


Figura 6.30 – Diagramas de valores  $\eta_P$  versus  $\xi$ : (a) modelos que não possuem atrito na interface conector-concreto; (b) comparação entre curvas de modelos com diferentes condições de atrito na interface conector-concreto.

É importante mencionar que para aferição da modelagem numérica (Capítulo 5), obteve-se uma boa concordância entre os resultados numéricos e os obtidos no programa experimental do Capítulo 4, quando eram analisados modelos com perfis circulares. Ao calcular a razão entre as forças numéricas ( $P_{u,Num}$ ) e experimentais ( $P_{u,Exp}$ ), para esse tipo de seção, obteve-se a razão média igual a 1,004 (observar os resultados dos modelos B a H1 na Tab. 5.4). Contudo, quando se aplicavam essas razões para os modelos com seções retangulares, a razão média era igual a 1,109. Esse valor é próximo ao “suposto”  $\eta_P$  dos modelos padrão com seções retangulares e quadradas (possuem atrito na interface conector-concreto), sendo que, nesses casos,  $\eta_P$  oscila em torno de um valor médio e não depende de  $\xi$ , como pode ser observado nos diagramas das Fig. 6.31a e 6.31b. Desse modo, pressupõe-se que os efeitos de atrito na simulação numérica dos modelos com seções retangulares ou quadradas estariam sendo superestimados. Com isso, na Figs. 6.31a e 6.31b foram traçados diagramas de modelos com essas seções, porém sem levar em consideração o atrito. Observando esses diagramas, nota-se que o  $\eta_P$  médio é próximo de 1.

Considerando que na parametrização foram utilizados os mesmos critérios de modelagem adotados na calibração numérica mostrada no Capítulo 5, uma alternativa para correção da maximização do efeito de atrito na interface conector-concreto nos modelos com seção retangular ou quadrada, seria considerar o fator  $\eta_P$  conservadoramente igual a 1. Para o cálculo de  $\eta_P$  nas situações as quais são empregadas seções circulares deve ser utilizada a Eq. (6.1)

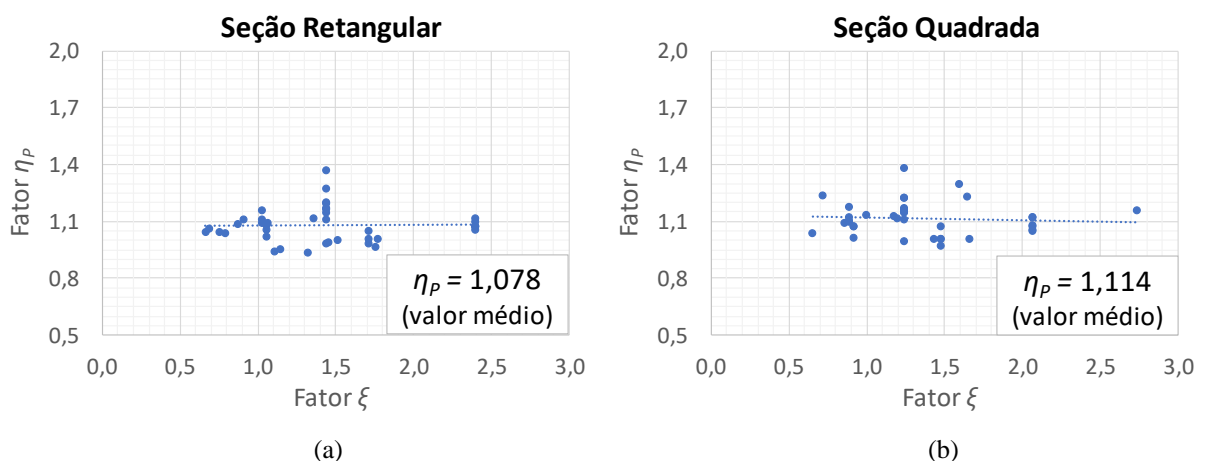


Figura 6.31 – Diagramas de valores  $\eta_P$  versus  $\xi$ : (a) modelos com seções retangulares; (b) modelos com seções quadradas.

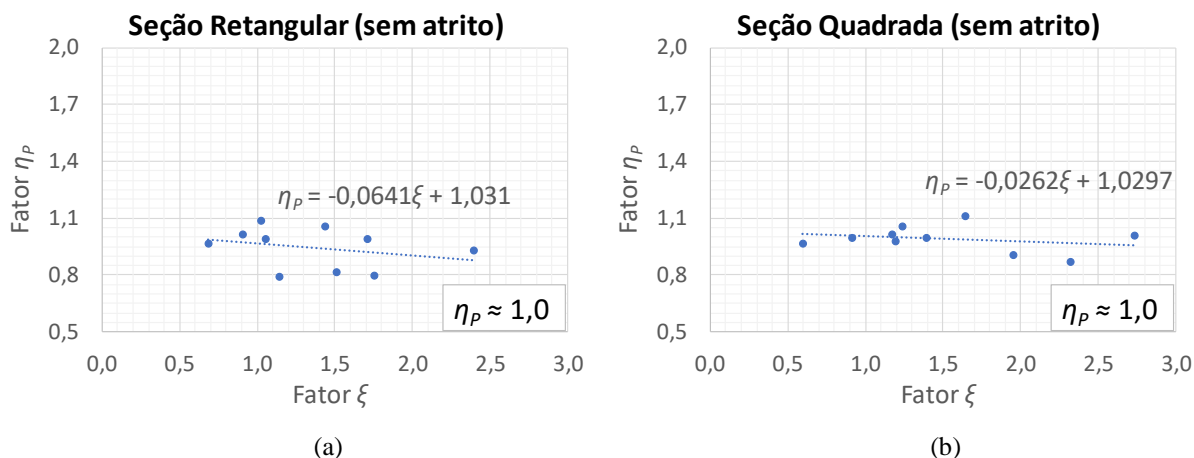


Figura 6.32 – Diagramas de valores  $\eta_p$  versus  $\xi$  de modelos que não possuem atrito na interface conector-concreto: (a) modelos com seções retangulares; (b) modelos com seções quadradas.

Na Tab. 6.8 é apresentado um quadro resumo contendo o modelo analítico para obtenção da capacidade média de conectores Crestbond em PMPC de seções compactas. Nota-se que o único estado-limite aplicável para essas situações é a falha do aço do conector. Contudo, quando são empregadas seções de PMPC semicompactas ou esbeltas, outros modos de falha podem prevalecer, como o cisalhamento do concreto e o *pry-out*.

Tabela 6.8 – Modelo analítico proposto neste trabalho para o dimensionamento de conectores Crestbond aplicados em PMPC com seções compactas.

	Falha do aço dos conectores Crestbond	Cisalhamento do concreto	<i>Pry-out</i>
Equação geral	$q_{cn,st} = N\eta_s\eta_p e_x t_{sc} f_{u,sc} = 0,25N\eta_p e_x t_{sc} f_{u,sc}$ OBS: $e_x = 2,155D$ (conector Crestbond); $\eta_s = 0,25$ e $N$ é o número de <i>dowels</i> de aço.		
Valores de $\eta_p$	$\eta_p = \alpha_p \xi^{\left(\frac{8}{90}\right)}$ onde $0,34 \leq \xi \leq 3,20$ (seções circulares)	$\eta_p = 1,0$ (seções quadradas e retangulares)	Não se aplica
Valores de $\alpha_p$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Atrito na interface conector-concreto: 1,444</li> <li>Não há atrito na interface conector-concreto: 1,198</li> </ul>		Não se aplica

## 6.6 Proposição de um Modelo Analítico para o Cálculo da Capacidade Característica do Aço de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos

A formulação para o cálculo da capacidade média do aço dos conectores Crestbond quando aplicados em PMPC foi desenvolvida após serem realizadas regressões analíticas que consideravam as forças máximas obtidas no estudo paramétrico (Subitem 6.5). O modelo numérico utilizado no estudo paramétrico foi calibrado de acordo com os resultados do Capítulo 4. Desse modo, o dimensionamento desses conectores por meio da capacidade média pode gerar diversas incertezas, conforme é discutido no Apêndice F.

Lorenc *et al.* (2014b) propõem que para fins de projeto e dimensionamento seja considerado um comportamento elasto-plástico perfeito para o aço de um conector *composite dowel* (Fig. 6.33a), sendo que após atingir a capacidade resistente característica um patamar deve ser obtido (valor aproximadamente constante para a capacidade resistente). Contudo, a ausência do encruamento na lei constitutiva no aço nas simulações numéricas, impossibilitaria que a força máxima dos experimentos fosse próxima àquela obtida nas simulações (Lorenc, 2016b). Na Fig. 6.33b é representada uma idealização realizada por Lorenc *et al.* (2014b) de um diagrama de força *versus* deslizamento obtido nos ensaios. Conforme demonstrado nessa figura, a capacidade característica por *dowel* corresponde a um nível de força situado limite do trecho linear da curva experimental.

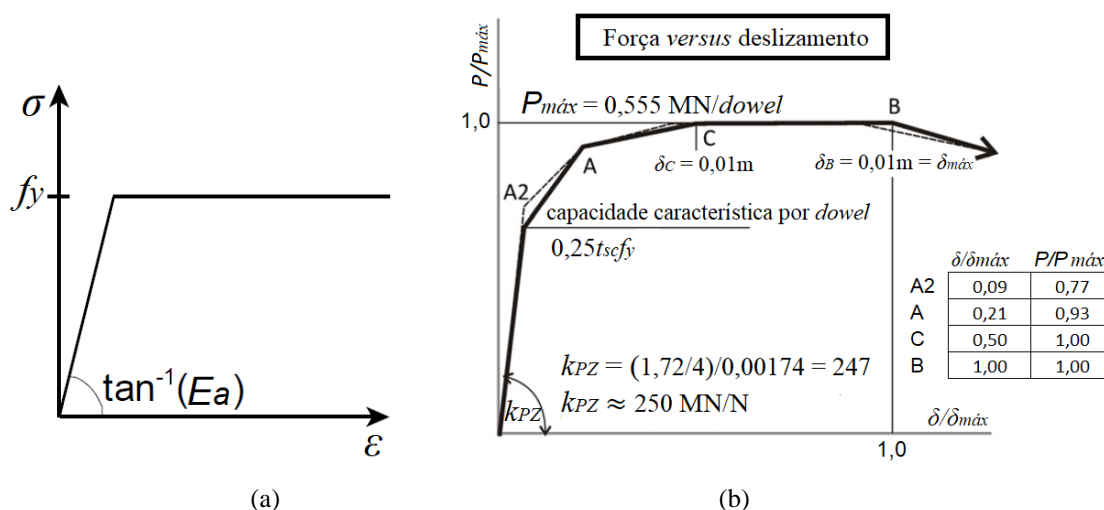


Figura 6.33 – Procedimento para obtenção da capacidade característica para a falha do aço do conector: (a) lei constitutiva a ser adotada nas modelagens numéricas; (b) diagrama idealizado de ensaios experimentais (adaptado de Lorenc et al. (2014b)).



Em vista das ponderações transmitidas por Lorenc *et al.* (2014b) foram realizadas novas simulações de alguns dos modelos que foram descritos previamente na Tab. 6.5 (Subitem 6.3), porém, considerando, dessa vez, para o conector Crestbond uma relação elasto-plástica perfeita (Fig. 6.34). Para os demais componentes, como o núcleo de concreto e tubo de aço as relações constitutivas utilizadas anteriormente foram mantidas. Nesse novo procedimento de modelagem, para a distinção dos modelos originais é acrescida à nomenclatura o termo “EL”, indicando que o conector Crestbond possui um comportamento elasto-plástico perfeito. A relação completa desses modelos pode ser vista na Tab. 6.9 adiante. As forças de atrito não foram consideradas nessas análises. Ainda na Tab. 6.9, são indicados adicionalmente os valores do fator  $\zeta$  para cada modelo. Conforme foi observado no Subitem 6.5, ao utilizar um maior valor de  $\zeta$  para seções circulares de PMPC, ocorreria uma restrição, provocando, desse modo, uma menor liberdade de deformação do conector e aumentando sua capacidade resistente.

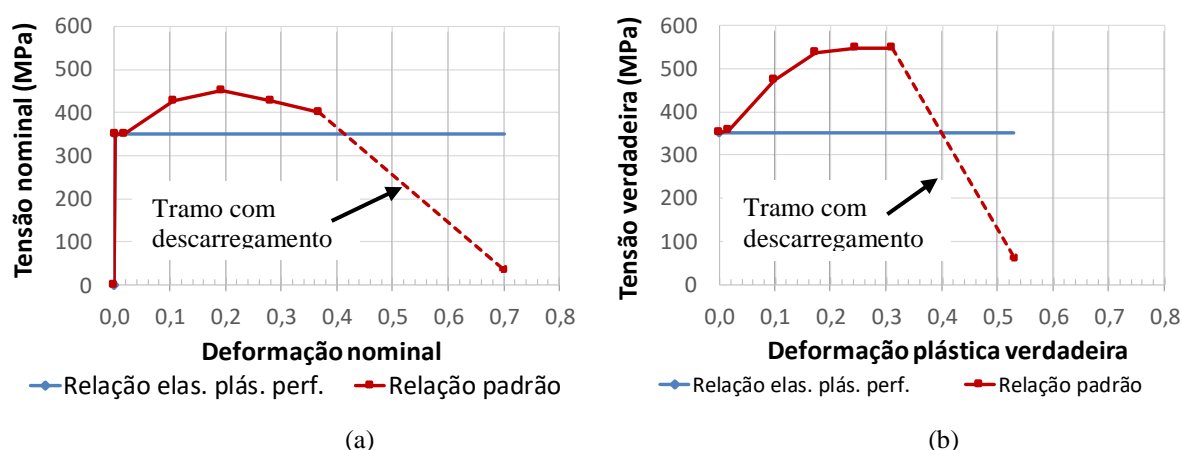


Figura 6.34 – Leis constitutivas que descrevem o comportamento do aço estrutural ASTM A572 com  $f_y = 350$  MPa: (a) diagrama tensão nominal versus deformação nominal; (b) diagrama tensão verdadeira versus deformação plástica verdadeira.

A capacidade característica associada a falha do aço do conector Crestbond ( $q_{cn,k}$ ) é obtida ao comparar as curvas de força *versus* deslizamento relativo resultantes dos dois procedimentos de modelagem que foram descritos previamente: modelagem padrão (mantendo as relações constitutivas originais) e a modelagem do Crestbond com o comportamento perfeitamente elástico. Assim, a capacidade  $q_{cn,k}$  é obtida a um nível de força na qual as curvas numéricas começam a divergir. No diagrama da Fig. 6.35 os limites das abcissas e ordenadas são determinados para que houvesse uma melhor visualização da região que as curvas se divergem, isso ocorre para um nível de força igual 381 kN (observar reta tracejada em cor laranja). Nessa mesma figura é representada, por meio da tracejada de cor preta, capacidade  $q_{cn,k}$  calculada de acordo com as prescrições da aprovação técnica Z-26.4-56 (Eq. 2.20). Ao realizar a razão entre

os valores de  $q_{cn,k}$  observado e calculado, obtém-se  $381/397 = 0,960$ . O diagrama completo da Fig. 6.35 pode ser observado na Fig. 36a ( $q_{cn,k}$  indicado é o que foi calculado).

Tabela 6.9 – Modelos numéricos modificados para a consideração de um comportamento elasto-plástico perfeito no aço do conector Crestbond.

Modelo	Tipo de seção	$\zeta$	Modelo	Tipo de seção	$\zeta$
S320x250x9,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Retangular	1,44*	S355,6x6,4-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	0,53
S250x250x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Quadrada	1,20*	S355,6x9,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	0,81
S219,1x9,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	1,39	S355,6x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C30-f <sub>y</sub> 450-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	2,35
S219,1x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C30-f <sub>y</sub> 250-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	2,28	S355,6x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	1,10
S219,1x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C30-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	3,20	S420x6,4-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C30-f <sub>y</sub> 450-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	0,96
S219,1x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 250-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	1,37	S420x6,4-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 450-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	0,57
S219,1x12,5-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	1,92	S545,0x6,4-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C50-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	0,34
S355,6x6,4-e <sub>x</sub> 121-t <sub>sc</sub> 12,5-n2-C30-f <sub>y</sub> 350-f <sub>y,sc</sub> 350-SatEL	Circular	0,89	-	-	-

Obs:  
\*Foi verificado no Subitem 6.5 que o fator  $\zeta$  não apresenta uma relação direta sobre a capacidade do aço de conectores Cresbond quando são empregados PMPC com seções retangulares ou quadradas.

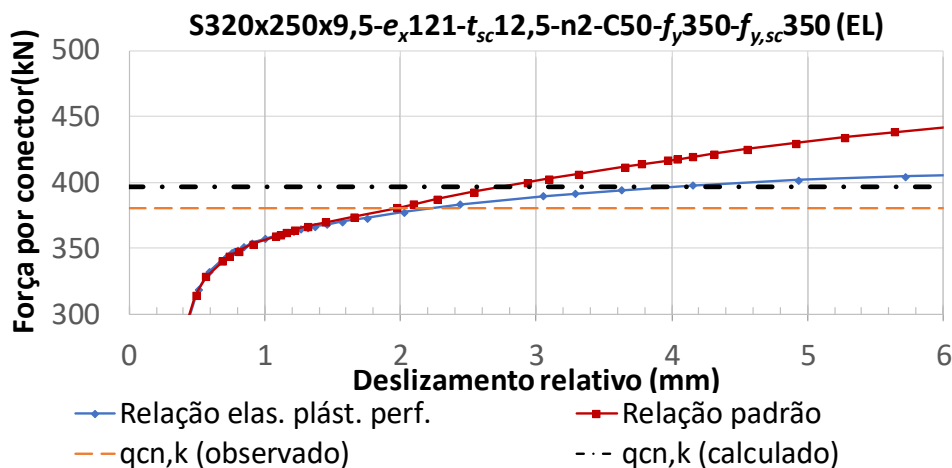


Figura 6.35 – Comparação entre diferentes procedimentos de modelagem numérica para a obtenção da capacidade característica ( $q_{cn,k}$ ) do aço do conector.

Na Fig. 6.36b é representado o diagrama do modelo com seção quadrada e a capacidade característica  $q_{cn,k}$  indicada é àquela estimada conforme o modelo teórico da Z-26.4-56. Ao observar a Fig. 6.36b, notou-se que  $q_{cn,k}$  correspondia também a um nível de força próximo ao que as curvas numéricas começavam a se divergir. A partir das constatações prévias, concluiu-se que o modelo teórico da Z-26.4-56 pode ser utilizado para o cálculo da capacidade  $q_{cn,k}$  do aço de conectores Crestbond aplicados em PMPC com seções quadradas ou retangulares. Em

termos de comparação, nas Figs. 10a e 10b são indicadas também as capacidades médias  $q_{cn,méd}$  calculadas conforme a formulação da Tab. 6.8, obtendo uma boa aproximação com as forças máximas do procedimento de modelagem padrão (curva de cor vermelha).

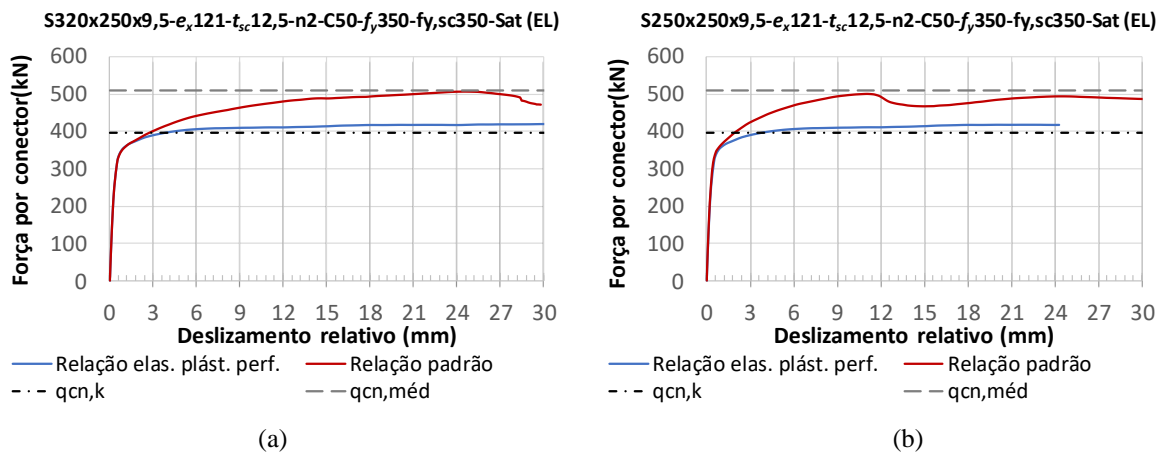


Figura 6.36 – Curvas numéricas de modelos com seções: (a) retangular; (b) quadrada.

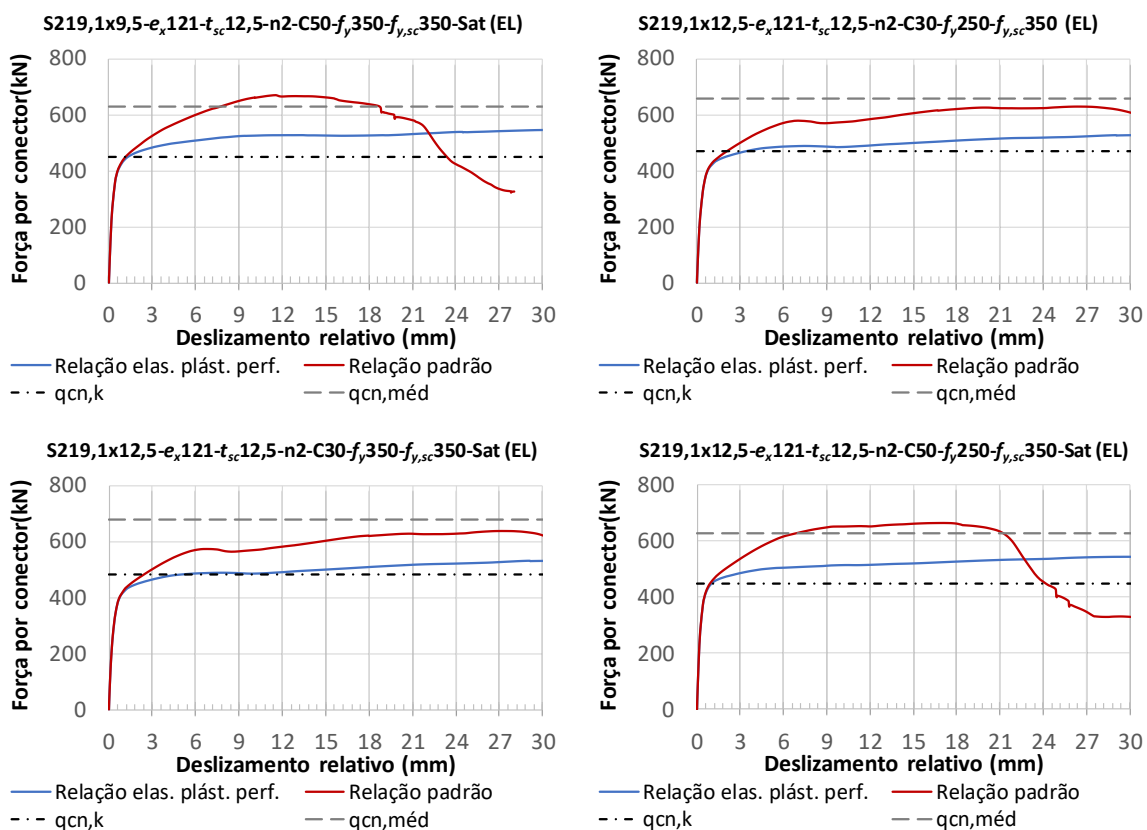


Figura 6.37 – Curvas de modelos com de seções circulares.

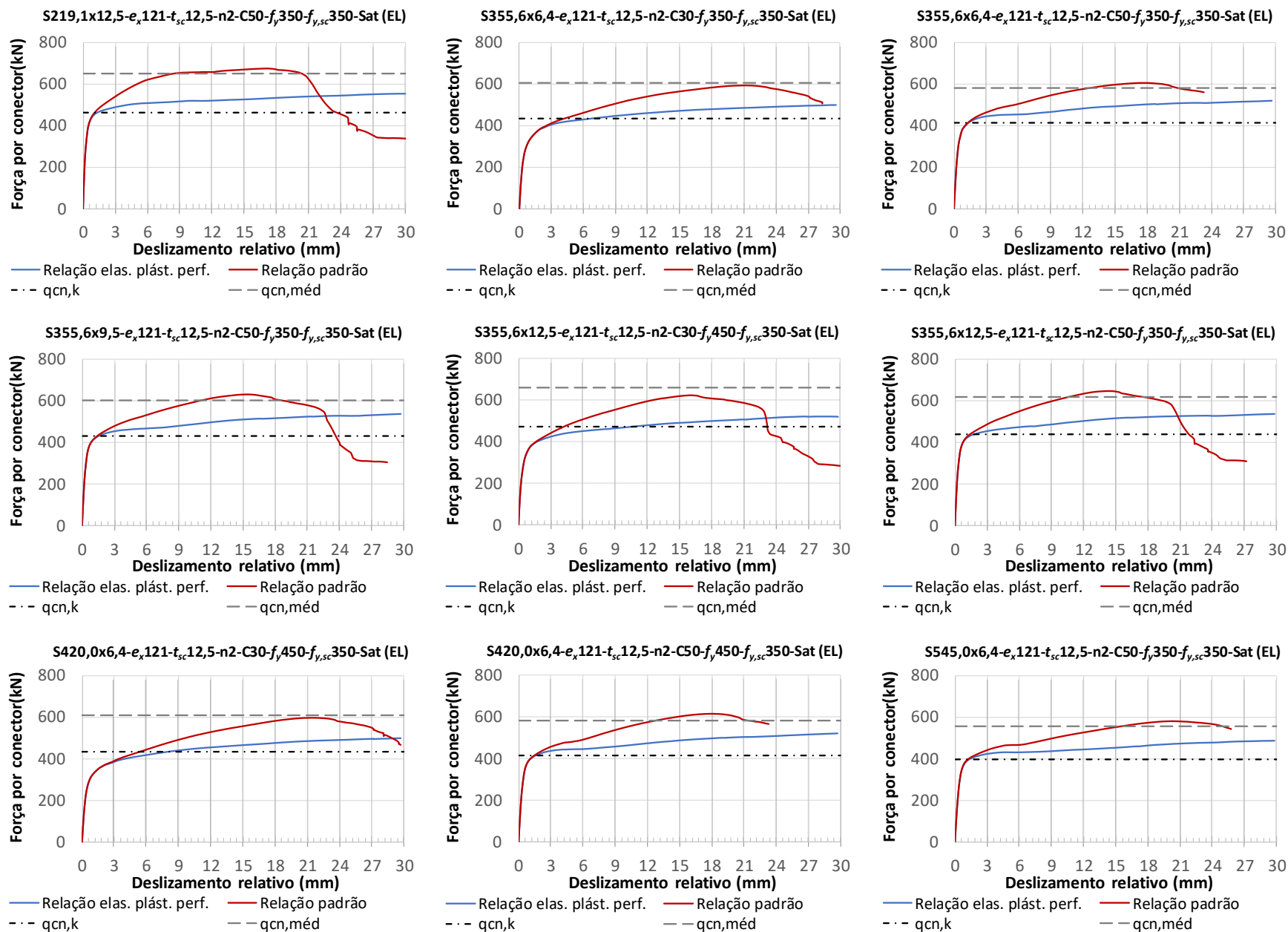


Figura 6.37 – Curvas de modelos com de seções circulares (continuação).

Nos modelos que possuíam seções circulares, notou-se que a capacidade  $q_{cn,k}$  obedecia a uma relação direta com o fator  $\xi$  (Fig. 6.37), assim como foi verificado anteriormente para o cálculo  $q_{cn,méd}$ . Com isso, foi proposto o acréscimo de um fator característico ( $\eta_{P,k}$ ) ao modelo de origem da Z-26.4-56. O esse fator característico é igual a aproximadamente  $0,9\eta_{P,méd}$  (valor médio de  $\eta_P$  que desconsidera o atrito na interface conector-concreto, observar Tab. 6.8 no subitem anterior), podendo ser obtido por meio seguinte relação:

$$\eta_{P,k} = 1,10\xi^{\left(\frac{8}{90}\right)} \quad (6.3)$$

Considerando todos os procedimentos realizados neste tópico, na Tab. 6.10 é representado um quadro resumo contendo o modelo teórico para o cálculo da capacidade característica associada a falha do aço do conector Crestbond. Caso o projetista deseje utilizar conectores Crestbond em elementos de vigas mistas ou em PMPC com seções retangulares ou quadradas, deve-se considerar  $\eta_{P,k}$  igual a 1,0.

Tabela 6.10 – Modelo analítico proposto neste trabalho para cálculo da capacidade característica associada a falha do aço do conector Crestbond.

Falha do aço dos conectores Crestbond			
Equação geral	$q_{cn,k} = N\eta_S\eta_{P,k}e_x t_{sc} f_y = 0,25N\eta_{P,k}e_x t_{sc} f_y$ OBS: <ul style="list-style-type: none"> <li><math>f_y</math> é a resistência ao escoamento do aço do conector Crestbond;</li> <li><math>e_x = 2,155D</math> (conector Crestbond); <math>\eta_S = 0,25</math> e <math>N</math> é o número de <i>dowels</i> de aço.</li> </ul>		
Valores de $\eta_{P,k}$	$\eta_{P,k} = 1,100\xi^{\left(\frac{8}{90}\right)}$ onde $1,0 \leq \eta_{P,k} \leq 1,20$ (PMPC com seções circulares)	$\eta_{P,k} = 1,0$ (PMPC com seções quadradas ou retangulares)	$\eta_{P,k} = 1,0$ (elementos de vigas mistas)

# 7

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1 Conclusões

Neste trabalho foi estudado o comportamento do conector com geometria do tipo Crestbond quando aplicado em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) com seções compactas. O Crestbond, assim como as demais geometrias de conectores compostos de *dowels* de aço e concreto — conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels* — são constituídos por chapas de aço com recortes regulares. O comportamento do conector foi analisado por meio de ensaios de cisalhamento, o quais permitem que, com o deslizamento relativo imposto entre os componentes perfil de aço e o concreto, haja apenas a influência da rigidez e da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento.

Ao elaborar a metodologia deste trabalho, verificou-se que era necessário apresentar previamente uma compreensão aprofundada acerca do comportamento dos conectores Crestbond quando ensaiados a cisalhamento, porém, sem o confinamento externo do perfil tubular que compõe os PMPC. Para essas situações, foram analisados numericamente ensaios de cisalhamento-padrão (*standard push test*), usualmente empregados para descrever o comportamento de conectores de cisalhamento em elementos de vigas mistas. Esse procedimento era necessário para que houvesse uma ideia mais clara de quais efeitos se deviam exclusivamente ao confinamento provocado pelo perfil tubular, ao se comparar, posteriormente, os resultados dos ensaios de cisalhamento padrão com os de cisalhamento adaptados para elementos de PMPC. Nos ensaios de cisalhamento padrão foram estudadas e comparadas as geometrias que constituem os conectores *puzzle-shaped* e Crestbond. O conector *puzzle-shaped* além de apresentar uma geometria similar ao Crestbond, o seu comportamento já é conhecido,

sendo descrito em diversos estudos, na norma alemã Z-26.4-56 (2013) e em guias de dimensionamento (Seidl *et al*, 2013a e b).

Nesses estudos preliminares (ensaios de cisalhamento padrão com conector Crestbond) foram obtidos os seguintes resultados e conclusões:

- 1 Sabe-se que o parâmetro  $\eta_D$  é um fator de redução ligado a um dado tipo de geometria de conector *composite dowels*, sendo esse um dos parâmetros empregados na equação para a verificação do estado-limite do cisalhamento do concreto. Após serem realizadas regressões analíticas com os resultados dos modelos com conectores Crestbond, os quais falham devido ao cisalhamento do concreto, obteve-se formulações para o cálculo de  $\eta_D$  as seguintes situações: em vigas mistas de edifícios sem armadura passante (baixo confinamento); em vigas mista de edifícios com até duas barras de armaduras passantes (baixo confinamento); em vigas mistas de pontes (alta taxa de armadura e alto confinamento). Menciona-se que o montante de armadura gera um confinamento passivo nos *dowels* de concreto, podendo aumentar consideravelmente a capacidade da conexão mista caso a taxa de armadura seja elevada, com isso, justificando a proposição de equações para o cálculo de  $\eta_D$  nas três situações previamente destacadas.
- 2 Como a aprovação técnica (2013) apresenta prescrições para o dimensionamento do *puzzle-shaped* apenas em situações de alta taxa de armadura e alto confinamento, a comparação entre essa geometria e o Crestbond ocorreu somente nesse contexto. Assim, ao se comparar as equações utilizadas no cálculo de  $\eta_D$  para as geometrias Crestbond (equação proposta neste trabalho) e *puzzle-shaped* verificou-se que, fixando o valor do passo do conector ( $e_x$ ) para as duas geometrias, o  $\eta_D$  para o Crestbond era sempre mais elevado. Visto que as funções que definem  $\eta_{D,CR}$  (Crestbond) e  $\eta_{D,PZ}$  (*puzzle-shaped*) são lineares e paralelas entre si, obedecendo as seguintes relações:  $\eta_{D,CR} = 2,507 - e_x/400$  e  $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$ . Considerando que os conectores Crestbond apresentam maior altura dos *dowels* que aos dos conectores *puzzle-shaped*, quando se mantém os mesmos valores de  $e_x$ , era esperado que os valores  $\eta_D$  para o Crestbond fossem mais elevados. Acredita-se que isso se deve a uma maior superfície de contato entre os *dowels* de aço e de concreto desse tipo de geometria e também a uma maior área de cisalhamento do concreto.
- 3 Verificou-se que a ausência de barras de armaduras ocasiona a redução drástica da ductilidade e da capacidade resistente em vigas mistas. Acredita-se que o não uso de armaduras contribui para a queda prematura de rigidez do concreto à tração, levando a

fissuração generalizada da laje, e assim, não permitindo que se alcance a capacidade máxima à compressão do *dowel* de concreto.

- 4 Caso o conector *composite dowel* seja utilizado de forma intermitente, na formulação para o cisalhamento do concreto deve ser acrescida a parcela referente a resistência frontal do conector. Juntamente com a formulação proposta para o cálculo da resistência frontal, foi definido o fator  $\eta_F$  para a geometria do conector Crestbond que varia linearmente com a resistência do concreto.
- 5 Constatou-se que a abordagem analítica da aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) para cálculo da capacidade característica associada a falha do aço, continuava válida para o cálculo da capacidade média, ao substituir na formulação de origem, a resistência ao escoamento do conector ( $f_{y,sc}$ ) pela a sua resistência à ruptura ( $f_{u,sc}$ ). Isso se deve ao fato do equilíbrio de forças se manter inalterado no momento que tensões  $f_{u,sc}$  ocorrem ao longo do comprimento da seção crítica dos *dowels*, mantendo nessa seção a combinação de esforços de cisalhamento e flexão. Além disso, verificou-se também que quando se utilizam conectores descontínuos, a resistência média por *dowel* para o dimensionamento do aço do conector se mantém inalterada, tornando válida a abordagem analítica da norma para esse caso também. Ao final, demonstrou-se que, nos modelos analíticos, o fator  $\eta_S$  para o Crestbond pode ser considerado igual a 0,25, sendo esse valor o mesmo que é normatizado para o *puzzle-shaped* e o *clothoidal-shaped* (Z-26.4-56, 2013).

Com o estudo preliminar consolidado, foi realizado um programa experimental composto por 20 ensaios de cisalhamento adaptados para se obter uma melhor representação do comportamento dos conectores em PMPC. A série F era composta por três modelos com conectores pinos com cabeças e as demais series apresentavam conectores Crestbond. Os conectores pino com cabeça foram incluídos no programa experimental por serem considerados como de referência em diversos estudos e os mais empregados. Menciona-se também que nesse programa experimental foram incluídos modelos com seções circulares e retangulares, e também foram empregados diferentes tipos de concretos, sendo esses o concreto convencional com elevada relação água/cimento (a/c) e o concreto autoadensável. Posteriormente, foi realizada a aferição numérica dos modelos experimentais com conectores Crestbond. Em sequência, com a calibração, foram processados aproximadamente 200 modelos em um estudo paramétrico no qual variaram-se os seguintes parâmetros: dimensões da seção do perfil tubular; tipo de seção (circular, quadrada ou retangular); propriedades mecânicas dos componentes tubo de aço, núcleo de concreto e conector; espessura do conector; passo  $e_x$ ; número de *dowels* de



concreto. Ao final, os modelos analíticos desenvolvidos no Capítulo 3 (estudo preliminar) são comparados com os resultados dos modelos de PMPC com conectores Crestbond, e com isso, é proposta uma nova formulação analítica considera que ambos os efeitos estudados anteriormente, bem como aos intrínsecos do comportamento dos PMPC.

Com base na síntese apresentada acima, são destacados os principais resultados e conclusões:

- 1 Nos primeiros modelos ensaiados, durante a fase de ciclos, aplicaram-se intervalos de força mais conservadores para garantir que não se ultrapassasse do limite de 40% da força máxima de ensaio  $P_{u,Exp}$ , com certa margem de segurança — conforme os procedimentos para os ensaios de cisalhamento descritos pela norma EN 1994-1-1:2004. Nos últimos modelos ensaiados, os ciclos foram realizados com base nos valores de  $P_{u,exp}$  obtidos nos ensaios anteriores. Com isso, constatou-se que nos modelos em que foram aplicadas baixas intensidades de força durante a fase de ciclos, com um valor máximo de 150 kN, ao iniciar a fase de ensaio monotônico, os conectores Crestbond não estavam completamente em contato com a superfície de concreto, apresentando regiões de folgas, influenciando, desse modo, a rigidez  $k_{sc}$  dos modelos. Apesar disso, o não vencimento das folgas durante a fase de ciclos não apresentou uma significativa influência sobre a força  $P_{u,Exp}$  na fase posterior de ensaio.
- 2 Ao se comparar a influência dos tipos de concreto empregados, verificou-se que nos modelos nos quais eram empregados concreto convencional, o efeito de retração era maior, contribuindo para que as rigidezes dos modelos nos primeiros deslizamento relativos, especialmente na fase de ciclos, fossem consideravelmente menores. Constatou-se também que o concreto autodescável, por ter apresentado uma menor retração, propiciou uma maior aderência entre o perfil de aço e núcleo de concreto, ocorrendo, assim, uma maior transferência de forças por cisalhamento nessa interface. A alta relação a/c  $\approx 0,68$  do concreto convencional promove uma maior retração devido a um maior volume de água não combinada nas reações de hidratação, sendo esse volume adicional acrescentado no traço apenas para aumentar o abatimento e a trabalhabilidade do concreto após o seu lançamento.
- 3 Os modelos com conectores pinos com cabeça possuíam o mesmo concreto convencional empregado nos modelos com conectores Crestbond. Contudo, diferentemente dos modelos com conectores Crestbond e concreto convencional, as rigidezes das curvas força *versus* deslizamento relativo se apresentaram sempre crescentes antes de completar o primeiro ciclo e logo após os 25 ciclos. Acredita-se que essa diferença deve estar relacionada à

geometria dos pinos com cabeça que tende minimizar o aparecimento das folgas. Com base nos valores de rigidez  $k_{sc}$ , concluiu-se que quando a conexão mista entre o perfil tubular e o núcleo de concreto é promovida pelos conectores pinos com cabeça e Crestbond, essas conexões são classificadas, respectivamente, como flexíveis e rígidas. O uso desses dois tipos de conectores proporcionaram uma conexão mista com comportamento dúctil, obedecendo o critério de ductilidade da norma EN 1994-1-1:2004.

- 4 O modelo analítico para o cálculo da capacidade dos conectores pinos com cabeça, apresentado pela ABNT NBR 8800:2008, se mostrou mais conservador quando comparado com os resultados experimentais. Presume-se que isso se deve à não consideração do aumento da capacidade do concreto devido ao seu confinamento e à menor deformação de tração que o fuste do conector é sujeito devido à maior restrição na direção do eixo do conector, que é provocada pela alta compacidade da seção do PMPC.
- 5 No modelo A1 (4 conectores Crestbond) e no modelo C2 (2 conectores Crestbond e elevada aderência natural) o modo de falha predominante foi o plastificação do perfil tubular. Foi verificado tanto experimentalmente como numericamente que após o plastificação localizada do tubo de aço, ocorria o abaulamento do perfil na região situada acima dos conectores Crestbond, visto que, abaixo desse nível de altura, uma parcela significativa de força já teria sido transferida para o núcleo de concreto. Para evitar o plastificação dos modelos A2 e C1 — semelhantes aos modelos A1 e C2, respectivamente — a seção do perfil tubular situada na região acima dos conectores foi enrijecida prevalecendo o colapso da conexão mista. O procedimento de enrijecimento da seção do perfil tubular também foi realizado nos modelos da série E, os quais possuíam 2 conectores de Crestbond de maior comprimento (4 *dowels* de aço).
- 6 Nos modelos com seções retangulares, notou-se que, para maiores deslizamentos, ocorria a rotação dos conectores Crestbond que era ampliada à medida que se empregava seções mais esbeltas (maior relação  $B_1/t$ ). O giro dos conectores contribuía para um maior “aperto” do concreto pelo tubo de aço na região abaixo dos conectores. Contudo, ao mesmo tempo, esse fenômeno permitia que, na região acima dos conectores e nos mesmos lados da seção onde se situavam esses dispositivos, houvesse o desprendimento da parede do perfil tubular em relação ao núcleo de concreto.
- 7 Notou-se que o uso de barra de armadura passantes não apresentava uma significativa influência sobre o comportamento das curvas força *versus* deslizamento e na capacidade dos modelos. Possivelmente, o papel das barras de armadura nas estruturas de concreto armado convencionais, em elementos de PMPC é desempenhado pelo perfil de aço tubular,

- promovendo o aumento de ductilidade do concreto e contendo sua expansão devido à fissuração.
- 8 Com o programa experimental e com o avanço das simulações numéricas, incluindo o estudo paramétrico, verificou-se que devido à alta compacidade das seções dos modelos analisados (baixo índice de esbeltez), a expansão lateral do concreto era fortemente contida até que o ocorresse o plastificação do perfil tubular, evitando a queda de rigidez do concreto e mantendo a sua resistência, não ocorrendo, dessa forma, o cisalhamento do concreto como modo predominante de falha. Além disso, o perfil tubular externo ao núcleo de concreto impossibilitava que fosse lançado para fora do modelo um volume de ruptura cônica (*pry-out*), mantendo as interações por contato entre os *dowels* de aço e concreto e a interação do *dowel* frontal de aço e a região frontal de concreto. Apesar do concreto apresentar consideráveis danos à compressão (esmagamento) e à tração (fissuração) em estágios avançados de carregamento, o colapso da conexão mista só ocorria no momento que deformações correspondentes a  $f_u$  fossem atingidas ao longo de todo comprimento da seção crítica do *dowel* frontal de aço.
  - 9 Verificou-se que quando o conector Crestbond é aplicado em PMPC de seções compactas com perfis tubulares retangulares ou quadrados, o seu comportamento é praticamente idêntico, não havendo uma diferença significativa na capacidade do conector quando são utilizados esses dois tipos de perfis.
  - 10 Quando os conectores Crestbond eram empregados em PMPC com seções quadradas ou retangulares, constatou-se que os *dowels* de aço falhavam por meio de uma combinação de esforços de cisalhamento e de flexão, da mesma forma que ocorre quando os conectores *composite dowels* são aplicados em elementos de vigas mistas. Desse modo, a abordagem analítica da aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) para o cálculo das capacidades característica (formulação de origem) ou média (proposta neste trabalho), que serve para o dimensionamento de conectores em vigas mistas, continua válida para o dimensionamento de conectores Crestbond em PMPC de seções quadradas o retangulares.
  - 11 Nos PMPC com seções circulares, há uma alta restrição do perfil tubular à saída do conector e à expansão lateral do concreto (elevando a rigidez desse material). Dessa forma, ao utilizar uma seção do pilar com elevada compacidade, a elevada rigidez do concreto juntamente com a restrição promovida pelo perfil tubular, promove uma menor liberdade para a flexão dos *dowels* de aço e bem como esses *dowels* são comprimidos na direção do tubo de aço. Consequentemente, a falha do aço do conector ocorre na seção crítica do *dowel* frontal

devido à atuação de esforços de compressão, de cisalhamento e, caso a compacidade da seção do PMPC não seja elevada, há também esforços de flexão.

- 12 O único ELU aplicável para o dimensionamento de conectores Crestbond em PMPC com seções compactas é a falha do aço do conector. Contudo, quando são empregadas seções de PMPC semicompactas ou esbeltas outros ELU podem prevalecer, como o cisalhamento do concreto e o *pry-out*.
- 13 Neste trabalho foi proposta a inclusão no modelo analítico para o dimensionamento de conectores Crestbond aplicados em PMPC com seções tubulares um novo fator de correção  $\eta_P$ , sendo este função das características mecânicas e geométricas do núcleo de concreto e do perfil tubular. Menciona-se que para seções de PMPC mais compactas, obtém-se maiores valores de  $\eta_P$ , contribuindo diretamente para um aumento da capacidade do conector.

## 7.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

O uso de conectores Crestbond em PMPC se apresenta ainda como algo inédito, havendo uma série de questões que devem ser ainda investigadas. Em vista disso, são sugeridos os seguintes trabalhos que podem dar continuidade a esta pesquisa:

- 1 Aferição do modelo analítico para o dimensionamento do aço do conector em PMPC. Para tal, sugere-se a realização de novos ensaios de cisalhamento de conectores Crestbond em PMPC com seções circulares compactas. Para a fabricação dos modelos experimentais, recomenda-se modelos com conectores que apresentem diferentes valores de  $e_x$ , de espessura e de número de *dowels* de aço.
- 2 Análise experimental e numérica de conectores Crestbond aplicado em PMPC com seções semicompactas e esbeltas. Nesses tipos de seções, outros modos de falha na conexão mista podem prevalecer como o cisalhamento do concreto e o *pry-out*.
- 3 Caracterização do comportamento de elementos de PMPC com conectores Crestbond. Para isso, devem ser realizados ensaios de pilares que, diferentemente dos ensaios de cisalhamento, apresentam ambas as bases dos componentes tubos de aço e núcleo de concreto apoiadas, havendo a influência das rigidezes desses dois componentes e dos conectores, representando a situação real de projeto.
- 4 Realização de ensaios de cisalhamento de PMPC com diferente geometrias de conectores *composite dowels*, tais como *clothoidal-shaped* e *puzzle-shaped*.

## 8

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abed, F.; AlHamaydeh, M.; Abdalla, S (2013). Experimental and Numerical Investigations of the Compressive Behavior of Concrete Filled Csteel Tubes (CFSTs). *Journal of Constructional Steel Research*, v.80, p. 429-439, 2013.
- 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.
- Aguiar, O. P.; Caldas, R. B.; Rodrigues, F. C.; Fakury, R. H.; Veríssimo, G. S. (2018). Crestbond Shear Connectors for Load Transfer in Concrete Filled Tube Columns. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* (Artigo aprovado para futura publicação).
- 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.
- Almeida, R. L. J. (2018). *Simulação Numérica e Modelos de Cálculo para Representação dos Modos de Falha de Conectores de Cisalhamento Crestbond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2018.
- Amadio, C.; Bedon, C.; Fasan, M.; Pecce, M. R. (2017). Refined Numerical Modelling for the Structural Assessment of Steel-Concrete Composite Beam-to-Column Joints Under Seismic Loads. *Engineering Structures*, v. 138(1), p. 394-409, 2017.
- American National Standards Institute – ANSI/AISC 360-16. *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Estados Unidos da América, 2016.
- American Welding Society – AWS D1.1/D1.1M:2015. *Structural Welding Code – Steel*. Miami, Estados Unidos da América, 2015.
- Aslanit, F.; Uy, B.; Tao, Z.; Mashiri, F. (2015). Predicting the Axial Load Capacity of High-Strength Concrete Filled Steel Tubular Columns. *Steel and Composite Structures*, v. 19(4), p. 967-993, 2015.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 5739:2018. *Concreto - Ensaios de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6118:2014. *Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento*. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- 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 8953:2015. *Concreto para fins estruturais - Classificação pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência*. Rio de Janeiro, Brasil, 2015.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 15823-1:2017. *Concreto autoadensável -Parte 1: Classificação, controle e recebimento no estado fresco*. Rio de Janeiro, Brasil, 2017.
- 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.
- Ataei, A.; Bradford, M. A.; Liu, X. (2016). Experimental Study of Composite Beams Having a Precast Geopolymer Concrete Slab and Deconstructable Bolted Shear Connectors. *Engineering Structures* v.114, p. 1–13.
- 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.
- Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Rauscher, S.; Seidl, G. (2011a). Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1. *Stahlbau*, v.80(3), p. 172-184, 2011.
- Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Rauscher, S.; Seidl, G. (2011b). Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 2. *Stahlbau*, v.80(4), p. 256-267, 2011.
- 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.
- Canadian Standards Association (CSA). CSA-S16-14. *Design of steel structures*. Toronto, Canada, 2014.
- Cardoso, H. S. (2014). *Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2014.
- 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.
- Cardoso, H. S.; Rodrigues, F. C.; Fakury, R. H.; Caldas, R. B.; Candelma, I (2014). Conectores de Cisalhamento Constituídos por Parafuso e Rebite Tubular com Rosca Interna em Pilares Mistos de Aço e Concreto com

- Perfis Formados a Frio. In: *Sexto Congresso Latino-Americano de Construção Metálica*. São Paulo, Brasil, 2014.
- Chaves, L. B. (2001). *Análise Teórico-Experimental das Regiões de Introdução de Carga em Pilares Mistos*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2001.
- 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 Behaviour of Composite Dowels in transversely Cracked Concrete. *Structural Concrete*, v.16(2), p. 195-206, 2015.
- 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.
- Degée, H.; Dragan, D.; Bogdan, T.; Plumier, A. Transfer of the Longitudinal Shear at the Steel-Concrete Interface in Concrete Members Reinforced by Steel Profiles (2017). In: *Proceedings of the 2017 fib Symposium*, Maastricht, Holanda, 2017.
- Deutsches Institut für Bautechnik — Aprovação Técnica No. Z-26.4-56. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelsteile*. Berlim, Alemanha, 2013.
- Dunberry, E.; Leblanc, D; Redwood, G. (1987). Cross-Section Strength of Concrete-Filled HSS Columns at Simple Beam Connections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.14(3), p. 408-417.
- 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.
- Ellobody, E.; Young, B.; Lam, D. (2006) - Behaviour of Normal and High Strength Concrete-Filled Compact Steel Tube Circular Stub Columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.62, p. 706-715, 2006.
- European Committee for Standardization – DIN EN 206:2014-07. *Eurocode: Concrete - Specification, performance, production and conformity*. Bruxelas, Bélgica, 2004.
- European Committee for Standardization – EN 10025-3:2004. *Eurocode: Structural Steels Other than Reinforcements*. Bruxelas, Bélgica, 2004.
- 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 1993-1-1:2004. *Eurocode 3 Design of steel structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas, Bélgica, 2004.
- European Committee for Standardization – EN 1993-1-5:2004. *Eurocode 3 Design of steel structures, Part 1.5: Plated Structural Elements*. 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.
- Fakury, R. H.; Castro e Silva, A. L. R; Caldas, R. B. (2016). *Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto*. 1ª Edição. São Paulo, Brasil: Editora Pearson, 2016. 496 p.
- Falah, N. (2010). *The Interaction of Steel Tube and Concrete Core in Concrete-Filled Steel Tube Columns*. Tese de Doutorado, Technischen Universität Hamburg, Hamburgo, Alemanha, 2010.
- 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.
- Gallwoszus, J; Classen, M; Hartje et al. (2015) - Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten (lokales Tragverhalten). *Beton- und Stahlbetonbau*, v.110(6), p. 382-393.
- Gibbons, C.; Scott, D. (2015). Composite Hollow Steel Tubular Columns Filled Using High Strength Concrete. *In: Proceedings of the International Conference on Advances in Steel Structures*, p. 467-476, 1996.
- Guangtai, Z.; Jianhong, H.; Bin, R; Fafitis, A. (2015). Influence of Axial Load Ratio on Shear Behavior of Through-Diaphragm Connections of Concrete-Filled Square Steel Tubular Columns. *Transactions of Tianjin University*, v.21(4), p.341-346, 2015.
- Han, L. H. (2004). Flexural Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubes. *Steel and Composite Structures*, v.1(1), p. 51-74, 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.; Yao, G. H.; Zhao, X. L. (2005). Tests and Calculations for Hollow Structural Steel (HSS) Stub Columns Filled with Self-Consolidating Concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, v.61, p. 1241-1269, 2005.
- 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.
- Hassanein, M. F.; Kharoob, O. F.; Gardner, L. (2015) - Behaviour and Design of Square Concrete-Filled Double Skin Tubular Columns with Inner Circular Tubes. *Engineering Structures*, v.100, p. 410-424, 2015.
- Huang, C.; Yeh, Y.; Liu, G.; Hu, H.; Tsai, K.; Weng, Y.; Wang, S.; Wu, M. (2002). Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Structural Engineering*, v.128(9), p. 1222-1230, 2002.



- 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.
- Khanouki, M. M. A.; Sulong, N. H. R.; Shariati, M.; Tahir, M. M. (2016). Investigation of through Beam Connection to Concrete Filled Circular Steel Tube (CFCST) column. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 121, p. 144-162, 2016.
- Kilpatrick, A. E.; Rangan, B. V.(1999a). Influence of Interfacial Shear Transfer on Behavior of Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *ACI Structural Journal*, v. 96(4), p. 642-648, 1999.
- Kilpatrick, A. E.; Rangan, B. V. (1999b). Tests on High-Strength Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *ACI Structural Journal*, v. 96(2), p. 268-274, 1999.
- Kim, S. E.; Nguyen, H. T. (2010). Finite Element Modeling and Analysis of a Hybrid Steel–PSC Beam Connection. *Engineering Structures*, v. 32(9), p. 2557-2569, 2010.
- Kopp, M.; Wolters, K. ; Classen, M.; Hegger, J.; Gündel 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.
- Kraus, D.;Wurzer, O. (1997). *Nonlinear Finite-Element Analysis of Concrete Dowels*. *Computers & Structures*, v.64(5–6), p. 1271–1279, 1997.
- Kurobane, Y.; Packer, J. A.; Wardenier, J.; Yeoman, N. (2005). *CIDECT Design Guide n° 9: For Structural Hollow Section Column Connections*. 1ª Edição. Colônia, Alemanha: distribuído por TÜV-Verlag GmbH, 2005. 215 p.
- Lorenc, W. (2016a). The Design Concept for The Steel Part of a Composite Dowel Shear Connection. *Steel Construction*, v.9(2), p. 89-97, 2016.
- Lorenc, W. (2016b). Non-linear Behaviour of Steel Dowels in Shear Connections with Composite Dowels: Design Models and Approach Using Finite Elements. *Steel Construction*, v.9(2), p. 98-106, 2016.
- Lorenc, W.; Kozuch, M.; Rowiński, S (2014a). The Behaviour of Puzzle-Shaped Composite Dowels - Part I: Experimental Study. *Journal of Constructional Steel Research*, v.101, p. 482-499, 2014.
- Lorenc, W.; Kozuch, M.; Rowiński, S (2014b). The Behaviour of Puzzle-Shaped Composite Dowels - Part II: Theoretical Investigations. *Journal of Constructional Steel Research*, v.101, p. 500-518, 2014
- Lorenc, W.; Kubica, E.; Kozuch, M (2010). Testing Procedures in Evaluation of Resistance of Innovative Shear Connection with Composite Dowels. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, v.10(3), p. 51-63, 2010.
- Maleki, S.; Bagheri, S. (2008). Behavior of Channel Shear Connectors - Part II: Analytical study. *Journal of Constructional Steel Research*, v.64(4), p.1341-1348, 2008.

- Medberry, S. B.; Shahrooz, B. M. Perfobond Shear Connector for Composite Construction (2002). *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction (AISC)*, v.39, p. 2–12, 2002.
- Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M (2014). *Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 2ª Edição. São Paulo, Brasil: Editora Pini, 2014. 751 p.
- Mollazadeh, M. H.; Wang, Y. C. (2015). New Insights into the Mechanism of Load Introduction into Concrete-Filled Steel Tubular Column Through Shear Connection. *Engineering Structures*, v.75, p. 139-151, 2015.
- Mollazadeh, M. H.; Wang, Y. C. (2016). New Mechanism of Load Introduction into Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *Engineering Structures*, v.142(6): 04016016-13p., 2016.
- Morino, S.; Tsuda, K. (2003). Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, v.4(1), p. 51-73, 2003.
- Muciaccia, G; Giussani, F; Rosati, G; Mola, F. (2011). Response of Self-Compacting Concrete Filled Tubes Under Eccentric Compression. *Journal of Constructional Steel Research*, v.67, p.904-916.
- Nellinger, S. (2015). *On The Behaviour of Shear Stud Connections in Composite Beams with Deep Decking*. Tese de Doutorado, Luxemburgo, Luxemburgo, 2015.
- Nellinger, S.; Odenbreit, C.; Obiala, R.; Lawson, M. (2017). Influence of Transverse Loading onto Push-Out Tests with Deep Steel Decking. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 128, p. 335-353, 2017.
- Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U. Numerical Analysis of Push-out Specimens With Perfobond Rib Connectors. *Computers & Structures*, v.62(4), p. 617-624, 1997.
- 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.
- Oliveira, W. L. A.; De Nardin, S.; El Debs, A. L. H. C.; El Debs, M. K. (2010) - Evaluation of passive confinement in CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.66, p.487-495, 2010.
- Ollgaard, J. G.; Slutter, R. G.; Fisher, J. W. (1971). Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. *AISC Engineering Journal*, v.8(2), p. 55-64, 1971.
- Parsley, M. A (1998). *Push-Out Behavior of Concrete-Filled Steel Tubes*. Dissertação de Mestrado - The University of Texas at Austin, Austin, Estados Unidos da América, 2013.
- Parsley, M. A.; Yura, J. A.; Jirsa, J. O. (2000). Push-Out Behavior of Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes. *Composite and Hybrid Systems, ACI SP 196-5*, p. 87-107, 2000.
- Pavlović, M.; Marković, Z.; Veljković, M.; Buđevac, D. (2013). Bolted Shear Connectors vs. Headed Studs Behaviour in Push-Out Tests. *Journal of Constructional Steel Research*, v.88, p. 134-149, 2013.
- Petrauski, M. C. *Simulação Numérica do Comportamento de Vigas Mistas de Aço e Concreto com Conectores Crestbond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2016.

- Prado, L. F. P. (2017). Estudo Numérico do Conector Crestbond e de Chapa Passante em Pilares Mistos Tubulares Circulares Preenchidos com Concreto em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2017.
- Přivřelová, V. (2016). Verification and Actual Behavior of Shear Connection of Composite Steel and Concrete Structures Using Pcb-W Wechnology. *International Journal of Mechanics*, v.10, p. 356-361, 2016.
- Qiu, W.; McCann, A.; Espinos, A.; Romero, M. L.; Gardner, L. (2017). Numerical Analysis and Design of Slender Concrete-Filled Elliptical Hollow Section Columns and Beam-Columns. *Engineering Structures*, v.131(3), p. 90-100, 2017.
- Queiroz, G.; Pimenta, R. J.; DA Mata, L. A. C. (2001). *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto*. Belo Horizonte, Brasil: O Lutador, 2001. 336p.
- Ribeiro Neto, J. G.; Sarmanho, A. M.; Souza Júnior, J. B. M. de; Araújo, A. H. M. Conector Mecânico de Cisalhamento em Pilar misto de Aço e Concreto. In: *XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutura, Rio de Janeiro, Brasil, 2012*.
- 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.
- Salmon e Johnson (1996). *STEEL STRUCTURES: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. 4ª Edição. Nova York, Estados Unidos da América: Editora HarperCollins College Publishers. 1024 p.
- 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.
- Schmitt, V; Seidl, G; Hever, M; Zapfe, C. (2004) - Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. *Stahlbau* v.73(6), p. 387-393, 2004.
- Schneider, S. (1998) - Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*, v.124(10), p.1125-1138, 1998.
- 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.
- Seidl, G.; Hoyer, O.; Zanon, R.; Popa, N.; Lorenc, W, Rowiński, S.; Kozuch, M.; Franssen, J-F., Fohn, T.; Quinchia, J. P.; Carrasco, C. H.; Farhang, A.; Nüsse, G (2013b). *PRECO+: Prefabricated Enduring*

- Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission*. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Berlin, Alemanha, 2013.
- Shakir-Khalil (1993a). Push-out strength of concrete-filled steel hollow sections. *The Structural Engineer*, v.71(13), p. 230-233, 1993.
- Shakir-Khalil (1993b). Resistance of concrete-filled steel tubes to pushout forces. *The Structural Engineer*, v.71(13), p. 230-233, 1993.
- Shams, M.; Saadeghvaziri, M. A. (1999) - Nonlinear Response of Concrete-Filled Steel Tubular Columns under Axial Loading. *ACI Structural Journal*, v.96(6), p. 1009-1017, 1999.
- Shanmugam, N. E.; Lakshmi, B. (2001) - State of the Art Report on Steel–Concrete Composite Columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.57(10), p.1041-1080, 2001.
- 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.
- Silva, R.D (2006). *Estudo da Aderência Aço-Concreto em Pilares Mistos Preenchidos*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, Brasil, 2006.
- Simulia 2014. *Software ABAQUS 6.14*. Dassault Systèmes, Estados Unidos da América, 2014.
- Spremić, M.; Marković, Z.; Veljković, M.; Buđevac, D. (2013). Push-Out Experiments of Headed Shear Studs in Group Arrangements. *Advanced Steel Construction*, v.9(2), p. 139-160, 2013.
- Studnicka, J.; Machacek, J.; Krpata, A.; and Svitakova, M. (2002). Perforated Shear Connector for Composite Steel and Concrete Beams. *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, p. 367-378, 2002.
- Su, Q.; Yang, G., Bradford, M. A. (2016). Bearing Capacity of Perfobond Rib Shear Connectors in Composite Girder Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, v.21(4).
- Tutikian, B. F.; Dal Molin, D. C. (2008). *Concreto Auto-Adensável*. 1ª Edição. São Paulo, Brasil: Editora Pini, 2008. 140 p.
- 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.; Valente, I.; Paes, J. L. R.; Cruz, P. J. S.; Fakury, R. H.; Rodrigues, F. C. (2008a). Avaliação de Desempenho de um Conector de Cisalhamento para Sistemas de Piso Mistos com Pré-Laje de Concreto. In: *XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Universidad Central de Chile, 2008.
- Veríssimo, G. S.; Paes, J. L. R.; Fakury, R. H. (2008b). Modelagem da Capacidade Resistente do Conector de Cisalhamento Crestbond com Redes Neurais Artificiais. In: *XXIX CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Maceió. UFAL, v. 1. p. 1-15, 2008.
- 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.
- Veríssimo, G. S.; Valente, I.; Paes, J. L. R.; Cruz, P. J. S.; Fakury, R. H. (2007c). Projeto e Análise Experimental de um Conector de Cisalhamento em Chapa de Aço Dentada para Estruturas Mistas de Aço e concreto. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, v. 3, p. 53-67, 2007.
- Veríssimo, G. S.; Paes, J. L. R.; Valente, I.; Cruz, P. J. S.; Fakury, R. H. (2006a). Design and Experimental Analysis of a New Shear Connector for Steel and Concrete Composite Structures. In: *3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, v. 1, 2006.
- Veríssimo, G. S.; Valente, I.; Paes, J. L. R.; Cruz, P. J. S.; Fakury, R. H. (2006b). Análise Experimental de um Conector de Cisalhamento em Chapa de Aço Endentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto. In: *XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*, Campinas-SP: FEC - UNICAMP, 2006. v. 1. p. 410-419, 2006.
- Viest, I.M. (1960). Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams. *Journal of the Structural Division*, v.86(6), p. 1-22, 1960.
- Viest, I. M. (1984). Discussion of “Column Rules of ACI, SSLC, and LRFD Compared” by Richard W. Furlong. *Journal of Structural Engineering*, v.110(11), p.2819–2820, 1984.
- Virdi, K. S.; Dowling, P. J. (1980). Bond Strength In Concrete Filled Steel Tubes. In: *IABSE Proceedings P33/80*, Zurique, Suíça, p. 125-139, 1980.
- Yu, X.; Tao, K.; Song, T. Y. (2015). Effect of Different Types of Aggregates on the Performance of Concrete-Filled Steel Tubular Stub Columns. *Materials and Structures*, 2015.

Zheng, S.; Liu, Y.; Yoda, T.; Lin, W. (2016). Parametric Study on Shear Capacity of Circular-Hole and Long-Hole Perfobond Shear Connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, v.117, p. 64–80, 2016.

# A

## ESTUDOS COMPLEMENTARES EM VIGAS MISTAS COM CONECTORES CRESTBOND

No Capítulo 3 foram apresentados estudos sobre o comportamento de conectores *composite dowels*, com foco principal nos conectores de geometria Crestbond em vigas mistas, e quando o colapso era ocasionado pelo cisalhamento da laje de concreto ou pela falha do aço do conector. Contudo, não foram apresentadas investigações teóricas de assuntos extremamente que podem afetar o comportamento desses conectores, tais como: armadura de costura mínima para o controle de fissuração da laje e o estado-limite último *pry-out* que ocorre em lajes menos espessas. Estudos teóricos sobre esses dois tópicos são apresentados nos Subitens A.1 e A.2, respectivamente. No Subitem A.3 é apresentado um estudo sobre a continuidade dos conectores Crestbond, na qual é verificado se o aumento do comprimento do conector influi diretamente na capacidade média resistente de um *dowel* de concreto em resistir ao cisalhamento.

### A.1 Controle de Fissuração de Laje Mista com Barras de Armadura de Costura

#### A.1.1 Prescrições da Norma ABNT NBR 8800:2008

Segunda a norma ABNT NBR 8800:2008, a fissuração da laje mista causada por cisalhamento deve ser controlada pelo uso de uma armadura adicional. Essa armadura, denominada armadura de costura, deve ser transversal ao perfil e espaçada uniformemente ao longo de um comprimento  $L_m$ . O cisalhamento longitudinal da laje obedece à seguinte condição:

$$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd} \quad (\text{A.1})$$

$$F_{V,Sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n}\right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{L_m} = \frac{0,5 F_{hd}}{L_m} \quad (\text{A.2})$$

onde  $n$  é o número total de conectores necessários entre a seção de momento máximo e a de momento nulo;  $n_m$  é o número total de conectores situados no comprimento  $L_m$ , o produto  $\alpha F_{hd}$  é força horizontal atuante resistida pelos conectores ( $\alpha$  é o grau de interação dos conectores). No estudo presente, a razão  $n_m/n = 1$ ,  $\alpha = 1$  e  $b_1 = b_2$ .

$$F_{V,Rd} \leq \begin{cases} F_{V,Rd1} = 0,6 A_{CV} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left( A_s \frac{f_{yr}}{\gamma_s} \right) \\ F_{V,Rd2} = 0,2 A_{CV} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

Na Eq. (A.3) não foi considerada a parcela de resistência devido à forma de aço incorporada, presente na formulação prescrita pela ABNT NBR 8800:2008, pois esse componente não foi utilizado neste estudo.

### A.1.2 Investigação Teórica

No Subitem 3.3.3.2 foram realizadas simulações numéricas de modelos simplificados para a análise de um *dowel* de concreto, sendo um dos parâmetros analisados a quantidade de barras de armaduras passante entre os *dowels*: nenhuma armadura ( $A_s0$ ), uma barra de armadura passante ( $1\Phi$ ) e duas barras de armaduras passantes ( $2\Phi$ ).

A parametrização utilizando diferentes taxas de armadura teve como intuito inicial analisar o aumento de ductilidade dos *dowels* de concreto promovido por essas armaduras. Os resultados presentes na Tab. 3.7 podem ser comparados com os resultados de modelos numéricos sem e com barras de armaduras analisados anteriormente no Capítulo 3, como as curvas força *versus* deslizamento representadas na Fig. 3.30 e a evolução dos danos à tração no *dowels* de concreto nas Figs. 3.31 e 3.32. Em ambas as investigações teóricas, constatou-se que o não uso de armaduras passantes promovia reduções consideráveis da ductilidade conector e na capacidade dos modelos. Contudo, ao se comparar exclusivamente os modelos de uma barra com os modelos de duas barras, notou-se que as diferenças de ductilidade e da capacidade resistentes



entres esses modelos não eram acentuadas. Ao observar as variáveis de dano à tração DAMAGET nas Figs. 3.31 e 3.32, constatou-se que o não uso de armaduras permitia a fissuração generalizada da laje, e assim, não possibilitando que se alcance a capacidade máxima à compressão do *dowel* de concreto

Diante dos fatos descritos, ficou evidente que não se deve apenas analisar o uso das barras de armadura entre os *dowels* exclusivamente para promover maior ductilidade na conexão mistas, mas também para controle de fissuração no concreto. Dessa forma, o uso das barras de armadura passante nos modelos numéricos apresentados no Subitem 3.3.3.2 foi avaliado de acordo com os critérios de armadura de costura mínima presentes na norma ABNT NBR 8800:2008 (Subitem A.1.1).

Para calcular a armadura necessária para cada modelo, é considerado que  $F_{V,Sd} = F_{V,Rd1}$ , e isolando  $A_s$  obtém-se a área transversal de armadura necessária ( $A_{s,ness}$ ):

$$A_{s,ness} = \left[ \left( P_{u,Num} - 0,6A_{CV} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \right) \frac{\gamma_s}{f_{yr}} \right] L_m \quad (A.4)$$

e

$$F_{V,Sd} = \frac{P_{u,Num}}{2L_m} \quad (A.5)$$

Os resultados analíticos são apresentados na Tab. A.1. O diâmetro de armadura necessário ( $d_{ness}$ ) para cada modelo foi obtido através de  $A_{s,ness}$ , calculado na Eq. (A.4). Nota-se que o não uso de armadura no modelo numérico e ao considerar conjuntamente  $F_{V,Sd} = F_{V,Rd}$ , obtém-se que o diâmetro  $d_{ness}$  é praticamente 0. Isso indica que ocorre o cisalhamento prematuro da laje ao não utilizar armaduras passantes. Para os outros modelos numéricos, obteve-se  $d_{ness}$  entre os valores de diâmetros 6,3 mm e 10 mm. Percebe-se que os valores previstos de  $d_{ness}$  são menores que os valores dos diâmetros das armaduras utilizadas de fato na modelagem numérica, indicando que, por essa razão, o cisalhamento prematuro da laje é evitado.

Tabela A.1 – Resultados da investigação teórica sobre o uso de armaduras passantes nos *dowels* de concreto.

	$A_{cv}$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ct,inf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$V_{Sd}$ (N/mm)	$f_{yr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{s,ness}$ (mm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	$\gamma_s$	$V_{Rd1}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_{Sd} < V_{Rd2}$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}}$	$d_{,ness}$ (mm)
Crest-C20-2 $\Phi$	150,00	20,00	1,55	272,34	500,00	32,24	1	1	787,70	600,00	Sim	0,45	6,41
Crest-C25-2 $\Phi$	150,00	25,00	1,80	321,29	500,00	38,68	1	1	810,04	750,00	Sim	0,43	7,02
Crest-C30-2 $\Phi$	150,00	30,00	2,03	375,67	500,00	46,80	1	1	830,92	900,00	Sim	0,42	7,72
Crest-C35-2 $\Phi$	150,00	35,00	2,25	420,65	500,00	52,91	1	1	850,67	1050,00	Sim	0,40	8,21
Crest-C40-2 $\Phi$	150,00	40,00	2,46	461,26	500,00	58,19	1	1	869,50	1200,00	Sim	0,38	8,61
Crest-C45-2 $\Phi$	150,00	45,00	2,66	499,22	500,00	63,01	1	1	887,56	1350,00	Sim	0,37	8,96
Crest-C50-2 $\Phi$	150,00	50,00	2,85	533,73	500,00	67,15	1	1	904,96	1500,00	Sim	0,36	9,25
Crest-C20-1 $\Phi$	150,00	20,00	1,55	251,14	500,00	27,10	1	1	463,48	600,00	Sim	0,42	5,87
Crest-C25-1 $\Phi$	150,00	25,00	1,80	301,20	500,00	33,82	1	1	485,82	750,00	Sim	0,40	6,56
Crest-C30-1 $\Phi$	150,00	30,00	2,03	339,72	500,00	38,09	1	1	506,70	900,00	Sim	0,38	6,96
Crest-C35-1 $\Phi$	150,00	35,00	2,25	369,69	500,00	40,57	1	1	526,45	1050,00	Sim	0,35	7,19
Crest-C40-1 $\Phi$	150,00	40,00	2,46	390,42	500,00	41,03	1	1	545,28	1200,00	Sim	0,33	7,23
Crest-C45-1 $\Phi$	150,00	45,00	2,66	406,25	500,00	40,49	1	1	563,34	1350,00	Sim	0,30	7,18
Crest-C50-1 $\Phi$	150,00	50,00	2,85	423,64	500,00	40,48	1	1	580,74	1500,00	Sim	0,28	7,18
Crest-C20-As0	150,00	20,00	1,55	135,77	500,00	-0,84	1	1	139,26	600,00	Sim	0,23	0,00
Crest-C25-As0	150,00	25,00	1,80	162,14	500,00	0,13	1	1	161,59	750,00	Sim	0,22	0,41
Crest-C30-As0	150,00	30,00	2,03	185,18	500,00	0,65	1	1	182,48	900,00	Sim	0,21	0,91
Crest-C35-As0	150,00	35,00	2,25	207,03	500,00	1,16	1	1	202,23	1050,00	Sim	0,20	1,22
Crest-C40-As0	150,00	40,00	2,46	228,72	500,00	1,86	1	1	221,06	1200,00	Sim	0,19	1,54
Crest-C40-As0	150,00	45,00	2,66	251,05	500,00	2,89	1	1	239,11	1350,00	Sim	0,19	1,92
Crest-C50-As0	150,00	50,00	2,85	267,98	500,00	2,78	1	1	256,51	1500,00	Sim	0,18	1,88

## A.2 *Pry-out* como Estado-Limite Último em Ensaios de Cisalhamento

No Subitem 3.3.1 foram analisados numericamente parte do programa experimental realizado por Veríssimo (2007), sendo contempladas as séries experimentais B e C, na qual a falha do conector se deve exclusivamente pelo cisalhamento da laje de concreto (Figs. 3.17 e 3.21). Contudo, nos modelos da série D, não analisados no Subitem 3.3.1 e descritos também na tese de Veríssimo (2007), observou-se um comportamento distinto do conector durante os ensaios. Com avanço do carregamento, surgiam fissuras na linha de atuação do conector e, posteriormente, observou-se o *pry-out* (Subitem 2.5.3.4.2), sendo expelido um cone de ruptura sobre a face externa da laje, tornando-se visível a face superior do conector (Fig. A.1).

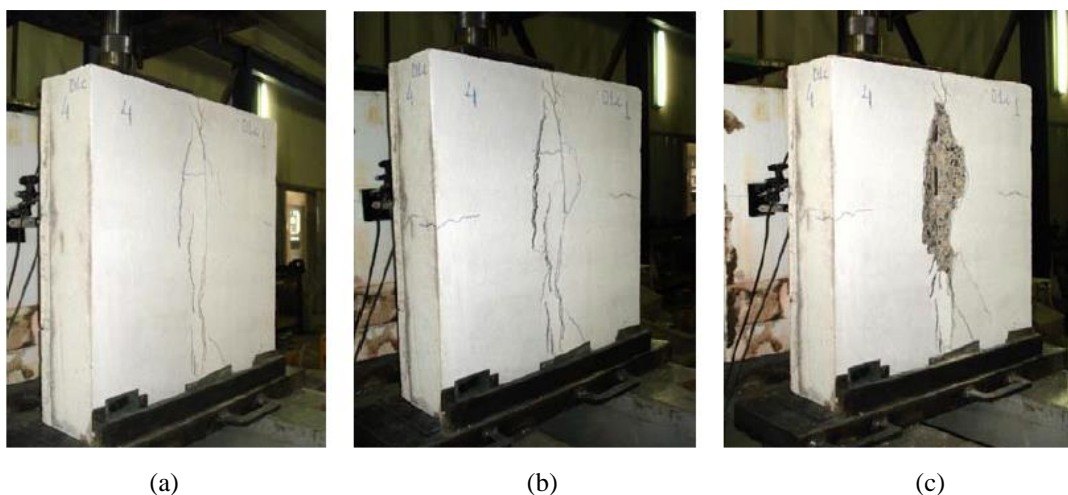


Figura A.1 - Padrão de fissuração com o avanço do carregamento no modelo D1c: (a) formação de fissuras longitudinais, (b) início do desprendimento da região de concreto acima dos conectores, (c) *pry-out* consolidado

A série D tinha como principal objetivo estudar o comportamento de conectores Crestbond em elementos com viga mista e pré-lajes. Os modelos e suas respectivas características são apresentados na Tab. A.2. Observando essa tabela, nota-se que os modelos dessa série eram divididos em três grupos de modelos, sendo diferenciados pelos seguintes parâmetros: espessura da laje ( $t_c$ ), componente construtivo utilizado entre o perfil de aço e a laje maciça, e a taxa de armadura passante entre os *dowels* de concreto (nenhuma ou uma barra de armadura passante, sendo o diâmetro da barra indicado por  $\Phi_s$ ). Os conectores utilizados, assim como os modelos das séries B e C, apresentavam a geometria CR56b e com três *dowels* de aço (Fig. 3.13), porém, com maior valor de altura total do conector ( $h_{sc}$ ) em relação aos conectores CR56b utilizados nos modelos das séries B e C. O maior valor de  $h_{sc}$  permite que se utilize um componente construtivo intermediário, como a pré-laje, sem que se prejudique a interação entre *dowels* de aço e concreto que ocorre na altura da laje maciça de concreto.

Tabela A.2 – Características e propriedades dos modelos da série D.

Grupo*	Modelo	Designação do conector	$f_{cm}$ (MPa)	$t_c$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$h_d$ (mm)	$h_{sc}$ (mm)	$e_x$ (mm)	$c_o$ (mm)	$c_u$ (mm)
D1	D1a	CR56b	31,60	120,0	0	56,2	116,20	121	33,80	30,00
	D1b	CR56b	31,30	120,0	0	56,2	116,20	121	33,80	30,00
	D1c	CR56b	31,30	120,0	0	56,2	116,20	121	33,80	30,00
D2	D2a	CR56b	31,40	120,0	8,0	56,2	116,20	121	33,80	30,00
	D2b	CR56b	31,40	120,0	8,0	56,2	116,20	121	33,80	30,00
	D2c	CR56b	31,30	120,0	8,0	56,2	116,20	121	33,80	30,00
D3	D3a	CR56b	31,60	120,0	0	56,2	116,20	121	33,80	-
	D3b	CR56b	32,40	120,0	0	56,2	116,20	121	33,80	-
	D3c	CR56b	31,10	120,0	0	56,2	116,20	121	33,80	-
D4	D4a	CR56b	32,60	105,0	0	56,2	116,20	121	33,80	15,00
	D4b	CR56b	32,20	105,0	0	56,2	116,20	121	33,80	15,00
	D4c	CR56b	32,20	105,0	0	56,2	116,20	121	33,80	15,00
D5	D5a	CR56b	22,20	150,0	0	56,2	116,20	121	33,80	-
	D5b	CR56b	32,10	150,0	0	56,2	116,20	121	33,80	-
	D5c	CR56b	33,30	150,0	0	56,2	116,20	121	33,80	-

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

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

A formulação para o cálculo da capacidade média do conector devido ao fenômeno *pry-out* pode ser verificada na Eq. (2.18), a qual segue a relação  $q_{d,po} = k_{méd}\eta^{-1}h_{po}^{1,5}f_{ck}^{0,5}(1+\rho_{D,i})$ . O fator  $\eta$  é obtido por meio da Eq. (2.19) e  $k_{méd}$  é uma constante que é intrínseca a geometria do conector. A resistência total do conector é dada por  $q_{d,po} = Nq_{sc,po}$ , onde  $N$  é o número de total de *dowels* de aço. Observando a Eq. (2.18), nota-se que o *pry-out* pode ser evitado com maiores valores da variável  $h_{po}$  que é função das coberturas superior e inferior de concreto ( $c_o$  e  $c_u$ ) (Fig. 2.39). Como o cone de ruptura devido ao *pry-out*, nos modelos dos grupos D3 e D4 seria contido na face inferior da laje pela pré-laje ou pela mesa do perfil de aço, não foi considerada a falha na direção de  $c_u$ .

Em uma primeira análise, as capacidades dos conectores da série D para os estados-limites do *pry-out* e o cisalhamento da laje foram calculadas, com os resultados apresentados na Tabs. A.3 e A.4, respectivamente. Para o cálculo da capacidade do cisalhamento do concreto, foi utilizada a Eq. (3.8). Nessa mesma equação o parâmetro que descreve a altura do conector  $h_{sc}$  foi substituído pela altura efetiva  $h_{sc-eff}$  sendo igual a diferença entre a altura  $h_{sc}$  e a espessura da pré-laje ( $t_{pl}$ ). Como não há na literatura vigente um valor definido para  $k_{méd}$  no cálculo da capacidade ao *pry-out* quando são utilizados conectores Crestbond, foi empregado nessa análise o mesmo valor que foi utilizado no estudo de Classen e Hegger (2017) para conectores *puzzle-shaped* com  $k_{méd}$  igual a 41.

Tabela A.3 - Características dos modelos e cálculo para capacidade do conector devido ao *pry-out* com  $k_{méd}$  igual a 41.

Modelo	$f_{cm}$ (MPa)	$t_c$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$N$ Dowels de aço	$h_d$ (mm)	$h_{sc}$ (mm)	$e_x$ (mm)	$c_o$ (mm)	$c_u$ (mm)	$h_{po}$ (mm)	$E_{cm}$ (GPa)	$E_r$ (MPa)	$Asf$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_{d,i}$	$\chi_x$	$\eta$	$k_{méd}$	$q_{cn,po}$ kN	$q_{cn,Exp}$ kN	$\frac{q_{cn,po}}{q_{cn,Exp}}$
D1a	31,60	120,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	30,00	42,28	31,1	210	0	0	0,64	0,37	41	438,0	287,1	1,525
D1b	31,30	120,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	30,00	42,28	31,0	210	0	0	0,64	0,37	41	435,5	330,9	1,316
D1c	31,30	120,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	30,00	42,28	31,0	210	0	0	0,64	0,37	41	435,5	320,4	1,359
D2a	31,40	120,0	8,0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	30,00	42,28	31,0	210	100,5	0,05	0,64	0,37	41	456,8	407,4	1,121
D2b	31,40	120,0	8,0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	30,00	42,28	31,0	210	100,5	0,05	0,64	0,37	41	456,8	419,4	1,089
D2c	31,30	120,0	8,0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	30,00	42,28	31,0	210	100,5	0,05	0,64	0,37	41	455,9	398,1	1,145
D3a	31,60	120,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	-	42,28	31,1	210	0	0	0,64	0,37	41	438,0	319,6	1,370
D3b	32,40	120,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	-	42,28	31,3	210	0	0	0,64	0,37	41	444,4	301,6	1,474
D3c	31,10	120,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	-	42,28	30,9	210	0	0	0,64	0,37	41	433,9	318,1	1,364
D4a	32,60	105,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	15,00	30,75	31,4	210	0	0	0,64	0,37	41	380,4	287,4	1,323
D4b	32,20	105,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	15,00	30,75	31,2	210	0	0	0,64	0,37	41	377,6	287,4	1,314
D4c	32,20	105,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	15,00	30,75	31,2	210	0	0	0,64	0,37	41	377,6	299,4	1,261
D5a	22,20	150,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	-	42,28	27,9	210	0	0	0,64	0,38	41	357,9	308,4	1,161
D5b	32,10	150,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	-	42,28	31,2	210	0	0	0,64	0,37	41	442,0	375,9	1,176
D5c	33,30	150,0	0	4	56,2	116,2	121,12	33,80	-	42,28	31,6	210	0	0	0,64	0,37	41	451,7	348,9	1,295

Tabela A.4 - Características dos modelos e cálculo para capacidade da laje ao cisalhamento

Modelo	$f_{cm}$ (MPa)	$e_x$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$n$ Dowels Concreto	$t_{pl}$ (mm)	$h_{sc}$ (mm)	$h_{sc-eff}$ (mm)	$A_D$ (mm <sup>2</sup> )	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$t_{sc}$ (mm)	$E_{cm}$ (GPa)	$E_r$ (MPa)	$\rho_d$	$\eta_D$	$\eta_F$	$q_{cn,sh}$ kN	$q_{cn,Exp}$ kN	$\frac{q_{cn,sh}}{q_{cn,Exp}}$
D1a	31,60	121,12	0	3	30	116,20	86,20	3403,5	0	12,5	31,1	210	0	0,570	5,31	321,8	287,1	1,12
D1b	31,30	121,12	0	3	30	116,20	86,20	3403,5	0	12,5	31,0	210	0	0,570	5,34	320,4	330,9	0,97
D1c	31,30	121,12	0	3	30	116,20	86,20	3403,5	0	12,5	31,0	210	0	0,570	5,34	320,4	320,4	1,00
D2a	31,40	121,12	8,0	3	30	116,20	86,20	3403,5	50,27	12,5	31,0	210	0,10	0,873	5,33	417,1	407,4	1,02
D2b	31,40	121,12	8,0	3	30	116,20	86,20	3403,5	50,27	12,5	31,0	210	0,10	0,873	5,33	417,1	419,4	0,99
D2c	31,30	121,12	8,0	3	30	116,20	86,20	3403,5	50,27	12,5	31,0	210	0,10	0,873	5,34	416,5	398,1	1,05
D3a	31,60	121,12	0	3	30	116,20	86,20	3403,5	0	12,5	31,1	210	0	0,570	5,31	321,8	319,6	1,01
D3b	32,40	121,12	0	3	30	116,20	86,20	3403,5	0	12,5	31,3	210	0	0,570	5,23	325,5	301,6	1,08
D3c	31,10	121,12	0	3	30	116,20	86,20	3403,5	0	12,5	30,9	210	0	0,570	5,36	319,4	318,1	1,00
D4a	32,60	121,12	0	3	45	116,20	71,20	3403,5	0	12,5	31,4	210	0	0,570	5,21	294,5	287,4	1,02
D4b	32,20	121,12	0	3	45	116,20	71,20	3403,5	0	12,5	31,2	210	0	0,570	5,25	292,9	287,4	1,02
D4c	32,20	121,12	0	3	45	116,20	71,20	3403,5	0	12,5	31,2	210	0	0,570	5,25	292,9	299,4	0,98
D5a	22,20	121,12	0	3	0	116,20	116,20	3403,5	0	12,5	27,9	210	0	0,570	6,20	381,2	308,4	1,24
D5b	32,10	121,12	0	3	0	116,20	116,20	3403,5	0	12,5	31,2	210	0	0,570	5,26	387,5	375,9	1,03
D5c	33,30	121,12	0	3	0	116,20	116,20	3403,5	0	12,5	31,6	210	0	0,570	5,15	393,7	348,9	1,13

Na Tab. A.5 são comparados os estados-limites cisalhamento da laje de concreto e *pry-out*. Na terceira coluna da tabela, é realizada a razão entre as capacidades previstas para os dois estados-limites. A força teórica apresentada ( $q_{cn,Teo}$ ) é igual ao menor valor de capacidade obtida entre os dois estado-limites. De acordo com a abordagem analítica, todos os modelos estariam sujeitos ao cisalhamento do concreto. Contudo, nos modelos D2a e D2c as forças previstas para o *pry-out* ( $q_{cn,po}$ ) e cisalhamento do concreto ( $q_{cn,sh}$ ) eram próximas, obtendo a razão entre essas forças igual a 1,095 em ambos os modelos. Nos modelos dos grupos D1 e D3, a força prevista para o cisalhamento do concreto era consideravelmente menor do as previstas para o *pry-out*, por exemplo, a razão entre as forças  $q_{cn,po}$  e  $q_{cn,sh}$  para o modelo D1c era igual a 1,359. Apesar disso, na Fig. A.1 mostrada anteriormente, pode-se notar de uma forma clara a formação do cone de ruptura devido ao *pry-out* o é expelido para a face externa da laje do modelo D1c. Desse modo, conlui-se que ao empregar o  $k_{méd}$  igual a 41 para a verificação ao *pry-out*, o modelo analítico torna-se conservador.

Tabela A.5 – Comparação entre os estados-limites cisalhamento da laje de concreto e *pry-out* com  $k_{méd}$  igual a 41.

Modelo	$q_{cn,po}$ ( <i>pry-out</i> ) kN	$q_{cn,sh}$ (cisalh.) kN	$\frac{q_{cn,po}}{q_{cn,sh}}$	$q_{cn,Teo}$	Modo de falha	$\frac{q_{cn,Teo}}{q_{cn,Exp}}$
D1a	437,96	321,8	1,361	321,8	cisalh. conc.	1,121
D1b	435,52	320,4	1,359	320,4	cisalh. conc.	0,968
D1c	435,52	320,4	1,359	320,4	cisalh. conc.	1,000
D2a	456,77	417,1	1,095	417,1	cisalh. conc.	1,024
D2b	456,77	417,1	1,095	417,1	cisalh. conc.	0,995
D2c	455,94	416,5	1,095	416,5	cisalh. conc.	1,046
D3a	437,96	321,8	1,361	321,8	cisalh. conc.	1,007
D3b	444,43	325,5	1,365	325,5	cisalh. conc.	1,079
D3c	433,89	319,4	1,358	319,4	cisalh. conc.	1,004
D4a	380,37	294,5	1,291	294,5	cisalh. conc.	1,025
D4b	377,62	292,9	1,289	292,9	cisalh. conc.	1,019
D4c	377,62	292,9	1,289	292,9	cisalh. conc.	0,978
D5a	357,95	318,2	1,125	318,2	cisalh. conc.	1,032
D5b	442,01	387,5	1,141	387,5	cisalh. conc.	1,031
D5c	451,67	393,7	1,147	393,7	cisalh. conc.	1,129
Obs:					Média	1,030
*No cálculo do <i>pry-out</i> foi empregado $k_{méd}$ igual a 41, sendo esse valor o mesmo utilizado nos estudos de Classen e Hegger (2017) para conectores <i>puzzle-shaped</i> .					COV	4,54%

Na Fig. A.1a, é demonstrado, que para estágios de carregamento anterior a ocorrência do *pry-out*, há a ocorrência de fissuras na linha de ação do conector, sendo esse fenômeno típico do cisalhamento do concreto. Contudo, não foi discutido na tese de Veríssimo (2007) se o *pry-out* ocorre durante a força máxima do modelo, ou se era um fenômeno pós crítico.

Na Fig. A.2 é representado o desmonte dos modelos da série D após serem ensaiados. Na laje do modelo D5b, é esboçada a interface de contato entre os *dowels* de aço e concreto, sob

condição de configuração indeformada (Fig. A.2a). Nota-se que o volume de concreto, situado inicialmente sob essa interface, é deslocado, ocorrendo, assim, a ruptura dos *dowels* de concreto. Logo acima desse volume de concreto deslocado é observado o *pry-out*, caracterizado pelo desprendimento de um cone de concreto na face externa da laje. Na Fig. A.2b pode se observar os *dowels* de concreto cisalhados, compactados entre os *dowels* de aço.

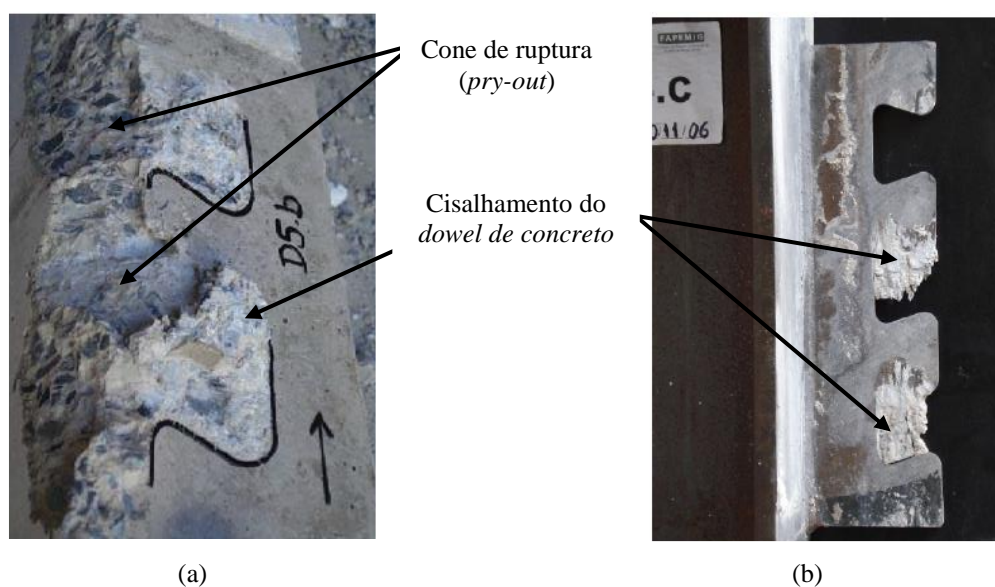


Figura A.2 – Desmonte dos modelos da série D (modificado de Veríssimo, 2017): (a) Laje de concreto, (b) Conector e concreto compactados entre *dowels* de aço.

Considerando que foram observados fenômenos nos experimentos que se assemelham às características das falhas devido ao *pry-out* e ao cisalhamento do concreto, foram realizadas novas análises teóricas de modo que esses resultados se aproximassem aos encontrados experimentalmente. Com isso, de modo similar ao que foi realizado na Tab. A.5, são comparadas as forças teóricas para o *pry-out* ( $q_{cn,po}$ ) e para o cisalhamento do concreto ( $q_{cn,sh}$ ) na Tab. A.6, mantendo os valores de força  $q_{cn,sh}$  que foram calculados anteriormente, porém sendo recalculadas as forças  $q_{cn,po}$ . No cálculo de  $q_{cn,po}$ , dessa vez, o valor empregado para o parâmetro  $k_{méd}$  foi de 34,03. O novo valor de  $k_{méd}$  foi obtido por meio de análise de regressão, de maneira que a razão média entre as forças  $q_{cn,Teo}$  e  $q_{cn,Exp}$  (observar última coluna da tabela) fosse igual a 1,0. Após essa nova análise, obteve-se um coeficiente de variação igual 5,82%.

No Subitem 2.5.4.4.2 foi mencionado que a capacidade característica do conector poderia ser calculada por meio da Eq. (2.16) e a capacidade média pela Eq.(2.18). Na Eq. (2.16) no lugar da relação  $k_{méd}/\eta$  era empregada uma constante característica  $\alpha_k$  igual a 90. O valor de  $k_{méd}$  encontrado nas análises que melhor representava o comportamento dos modelos da série D era igual a 34,03 e  $\eta$  médio era igual a 0,37, e ao realizar a razão entre esses dois parâmetros

obtinha-se  $k_{méd}/\eta = 33,42/0,37 = 92,27$ . Nota-se que esse valor de razão é próximo a constante característica  $\alpha_k$ , concluindo que o valor de  $k_{méd}$  adotado para o Crestbond é conservador.

Tabela A.6 – Comparação entre os estados-limites cisalhamento da laje de concreto e *pry-out*  $k_{méd}$  ajustado.

Modelo	$q_{cn,po}$ ( <i>pry-out</i> ) kN	$q_{cn,sh}$ (cisalh.) kN	$\frac{q_{cn,po}}{q_{cn,sh}}$	$q_{cn,Teo}$	Modo de falha	$\frac{q_{cn,Teo}}{q_{cn,Exp}}$
D1a	363,5	321,8	1,130	321,8	cisalh. conc.	1,121
D1b	361,5	320,4	1,128	320,4	cisalh. conc.	0,968
D1c	361,5	320,4	1,128	320,4	cisalh. conc.	1,000
D2a	379,1	417,1	0,909	379,1	<i>pry-out</i>	0,931
D2b	379,1	417,1	0,909	379,1	<i>pry-out</i>	0,904
D2c	378,4	416,5	0,909	378,4	<i>pry-out</i>	0,951
D3a	363,5	321,8	1,130	321,8	cisalh. conc.	1,007
D3b	368,9	325,5	1,133	325,5	cisalh. conc.	1,079
D3c	360,1	319,4	1,127	319,4	cisalh. conc.	1,004
D4a	315,7	294,5	1,072	294,5	cisalh. conc.	1,025
D4b	313,4	292,9	1,070	292,9	cisalh. conc.	1,019
D4c	313,4	292,9	1,070	292,9	cisalh. conc.	0,978
D5a	297,1	318,2	0,934	297,1	<i>pry-out</i>	0,963
D5b	366,9	387,5	0,947	366,9	<i>pry-out</i>	0,976
D5c	374,9	393,7	0,952	374,9	<i>pry-out</i>	1,074
Obs:					Média	1,000
*No cálculo do <i>pry-out</i> foi empregado um valor de $k_{méd}$ ajustado igual a 33,42.					COV	5,82%

Segundo Classen e Hegger (2017), o colapso por *pry-out* pode apresentar uma grande variabilidade entre os resultados, na qual em muitas ocasiões a razão entre as forças  $q_{cn,Exp}$  e  $q_{cn,Teo}$  pode se situar em um intervalo entre 0,75 e 1,40. Isso pode ser observado nos diagramas da Fig. A.3, na qual os pontos representados por cores e formatos geométricos distintos foram obtidos em diferentes estudos. Com isso, justifica-se o uso de um  $k_{méd}$  igual a 34 sendo esse valor mais conservador ao utilizado *puzzle-shaped* igual a 41.

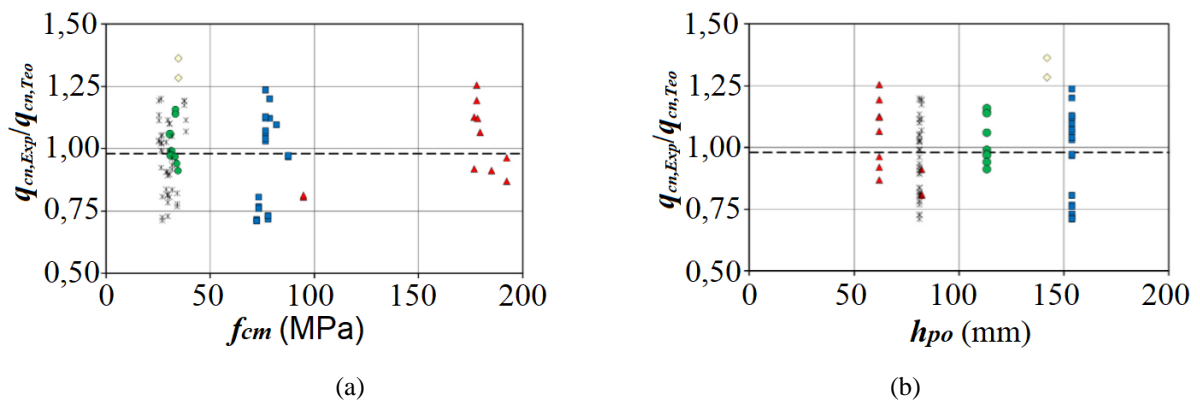


Figura A.3 – Razões entre as forças  $q_{cn,Teo}$  e  $q_{cn,Exp}$  obtidas em diversos trabalhos os quais era analisada a falha da conexão mista devido ao *pry-out* (Classen e Hegger, 2017), representando a variação: (a) da resistência do concreto  $f_{cm}$ , (b) altura teórica do cone de ruptura  $h_{po}$ .



### A.3 Análise dos *Dowels* de Concreto de Conectores Crestbond Contínuos

Neste tópico são analisadas vigas com conectores Crestbond contínuos submetidos somente à cisalhamento (Fig. A.4). Os modelos apresentam as mesmas características mecânicas dos modelos apresentados no Subitem 3.3.2, com exceção da resistência do concreto ( $f_c$ ), agora igual a 45 MPa. Os conectores apresentam de 3, 6, 9 e 12 *dowels* de concreto ( $e_x = 121,12$  mm) e as lajes possuem barras de armadura passante com diâmetro de 10 mm.

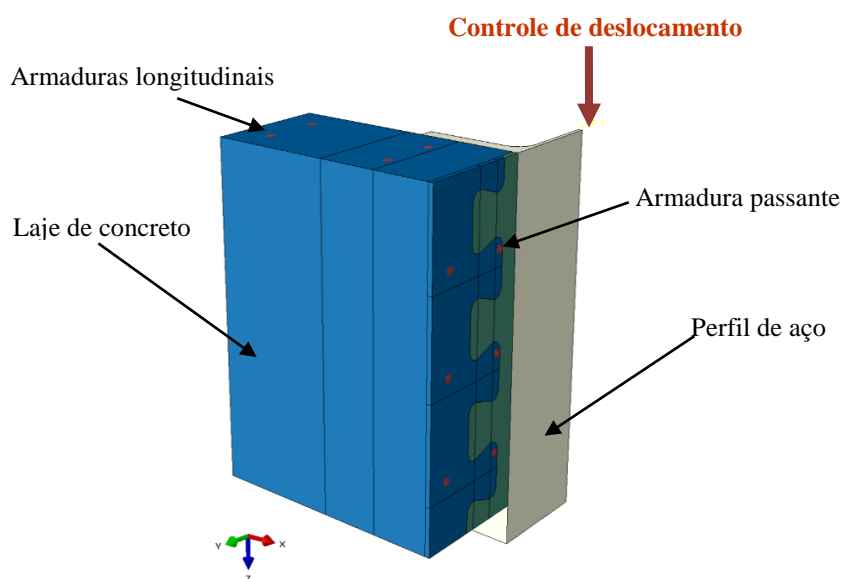


Figura A.4 - Lajes submetidas à cisalhamento com 3 *dowels* de concreto.

Nos modelos com 12 *dowels* de concreto, houve dificuldade de convergência quando se utilizou o método de convergência *Dynamic Implicit* do Abaqus, provavelmente devido ao grande número de interações de contato presentes nesses modelos. Para contornar o problema e manter uma certa padronização na modelagem numérica, foi utilizado o método de convergência *Dynamic Explicit*. Nesse método, assim como no *Dynamic Implicit*, análises quase-estáticas podem ser realizadas. Para isso, é necessário aumentar as forças inerciais através da opção *mass scaling* oferecida pelo programa. Caso nesse processo se optasse por utilizar elementos C3D8 de integração completa, conforme nas simulações apresentadas no Capítulo 3, o tempo computacional das análises seria muito elevado. Logo, optou-se por elementos C3D8R de integração reduzida e maior refinamento da malha, para que a precisão dos resultados não fosse prejudicada (Fig. A.5).

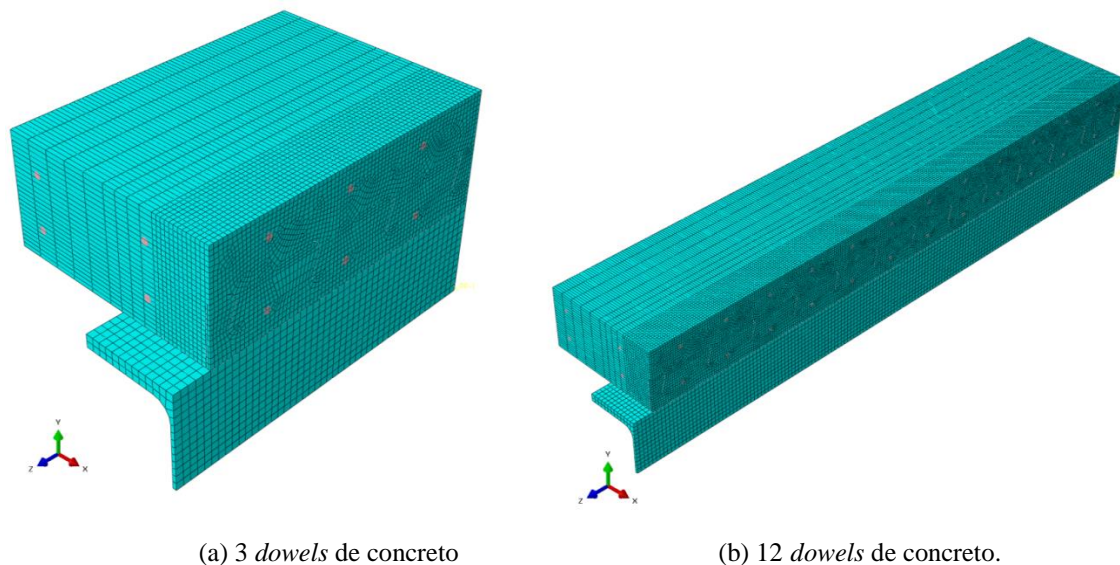
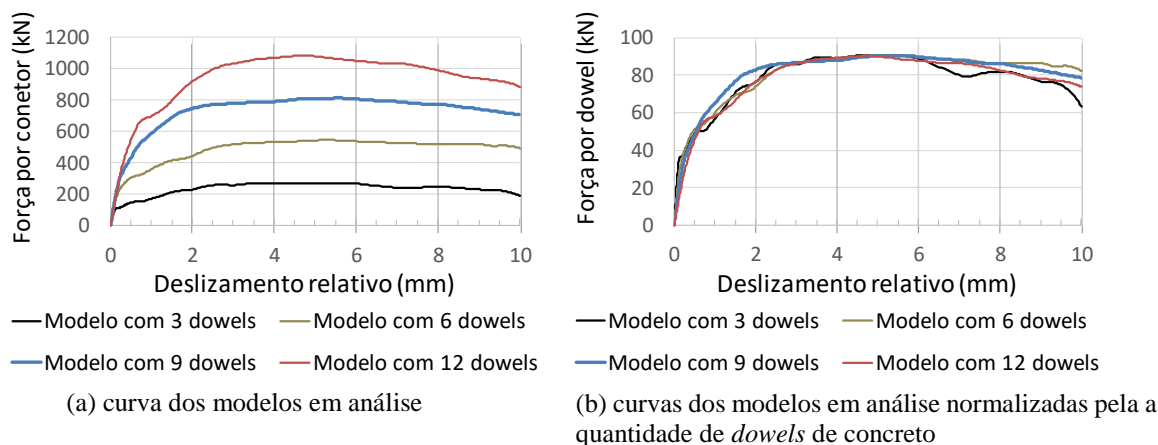
(a) 3 *dowels* de concreto(b) 12 *dowels* de concreto.

Figura A.5 - Malha de elementos finitos utilizada nos modelos compostos.

Na Fig. A.6 são apresentados diagramas força *versus* deslizamento relativo obtidos na análise numérica. Na Fig. A.6a podem ser vistas as curvas dos modelos considerando a força total aplicada e na Fig. A.6b as curvas considerando a força total aplicada dividida pela quantidade de *dowels* de concreto. Observando-se esses diagramas, conclui-se que a capacidade média de um *dowel* de concreto permanece inalterada, mesmo aumentando-se o comprimento total do conector.

Figura A.6 - Curvas força *versus* deslizamento.

Na Fig. A.7 são apresentados os danos à tração e a compressão para o modelo com 12 *dowels*, no momento que ocorre o incremento de força máxima, notando-se que os *dowels* de concreto sofrem dano à compressão de forma homogênea. Contudo, ao observar o dano à tração na laje, verifica-se que a perda de rigidez à tração nos *dowels* de concreto é ligeiramente menor naqueles situados próximo à seção em que é aplicado o carregamento.

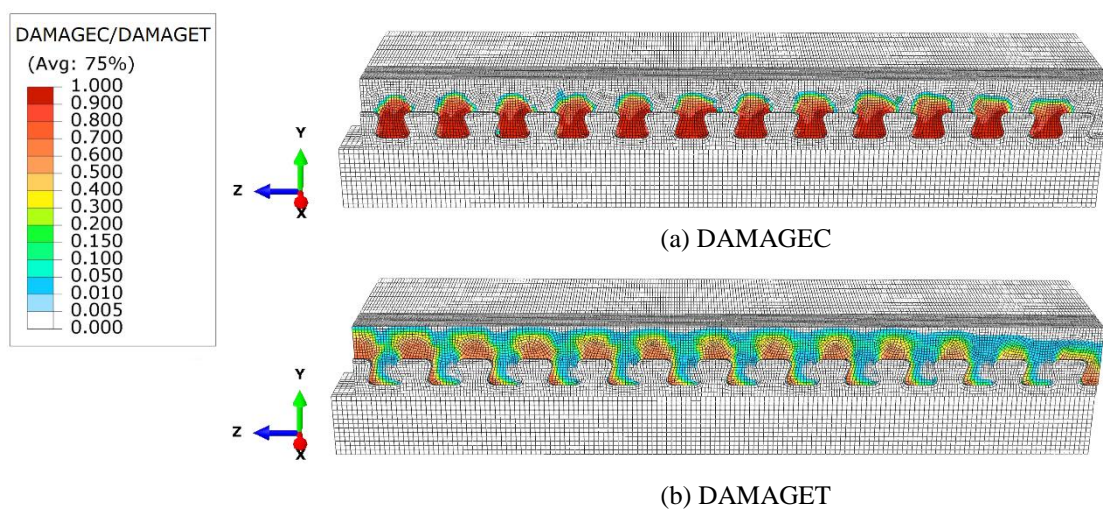


Figura A.7 - Variáveis de dano no incremento de força máxima.

# B

## DIMENSÕES NOMINAIS E REAIS DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

Nas Figs. B.1 a B.10 são representados os desenhos que foram utilizados para a fabricação dos modelos experimentais e que, por sua vez, indicam as dimensões nominais desses modelos.

As tabelas C.1 a C.3, as mais podem ser visualizadas mais adiante, contêm as dimensões médias reais dos modelos. Essas medições foram realizadas no laboratório após a fabricação dos modelos, sendo contempladas as seguintes dimensões: diâmetro externo do perfil tubular circular de aço ( $D$ ) ou lados externos do perfil tubular retangular de aço (B1 a maior dimensão, e B2 a menor dimensão), espessura do perfil de aço ( $t$ ), espessura do conector Crestbond ( $t_{sc}$ ) ou diâmetro do fuste do conector pino com cabeça ( $d_{sc}$ ).

Apêndice B – Série A

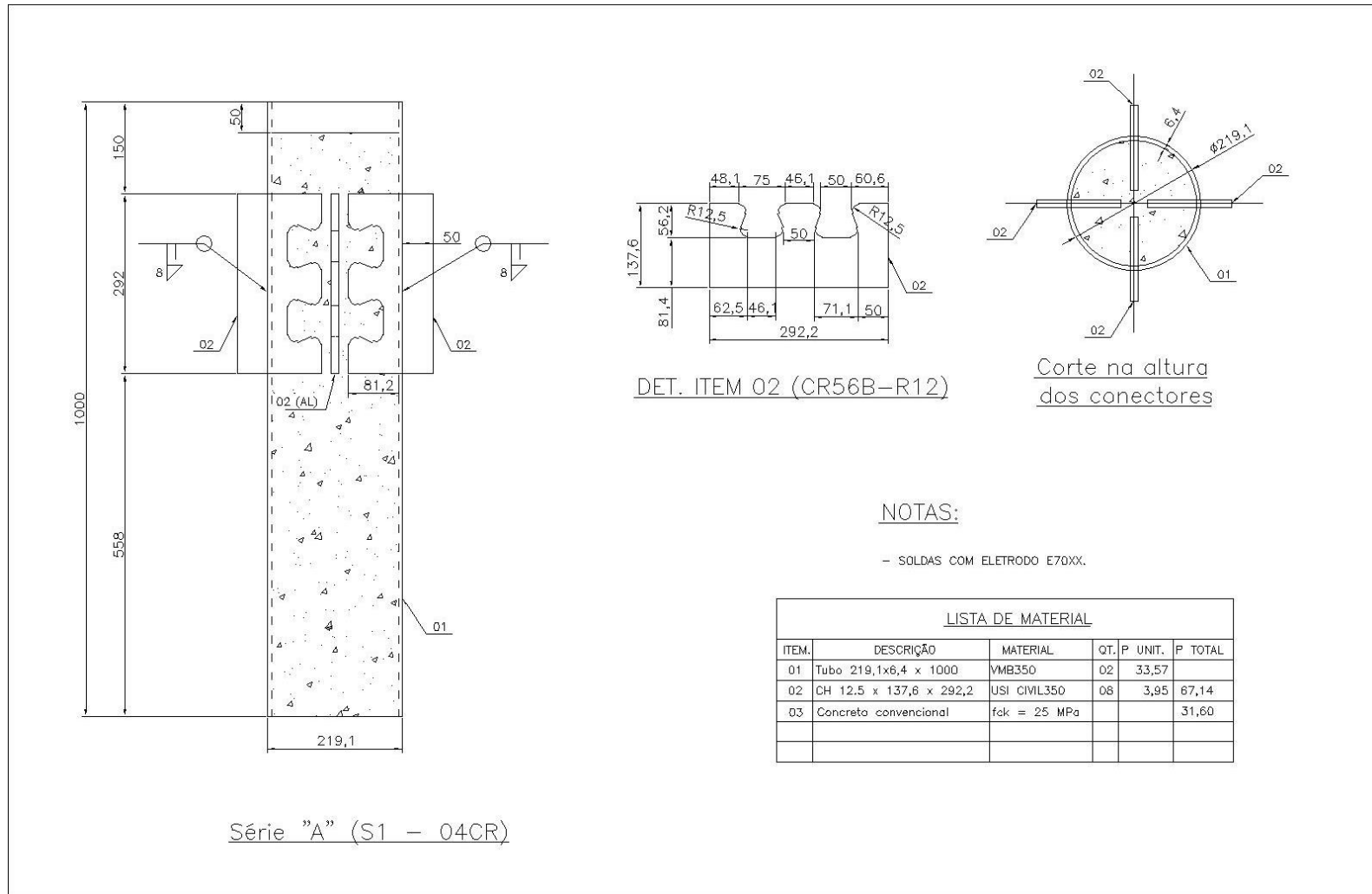


Figura B.1 - Dimensões nominais dos modelos da série A.

### Apêndice B – Série B

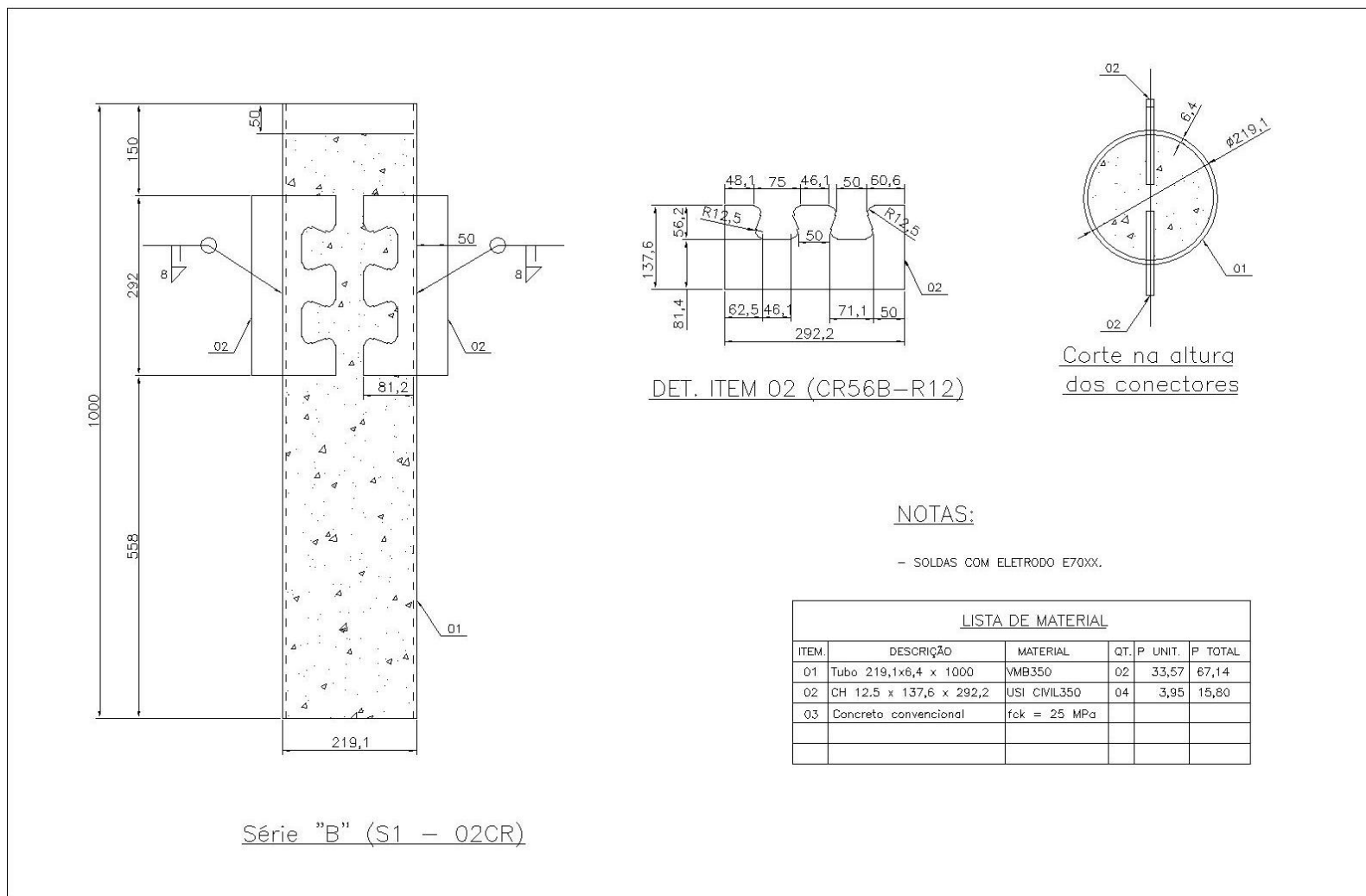


Figura B.2 - Dimensões nominais dos modelos da série B.

Apêndice B – Série C

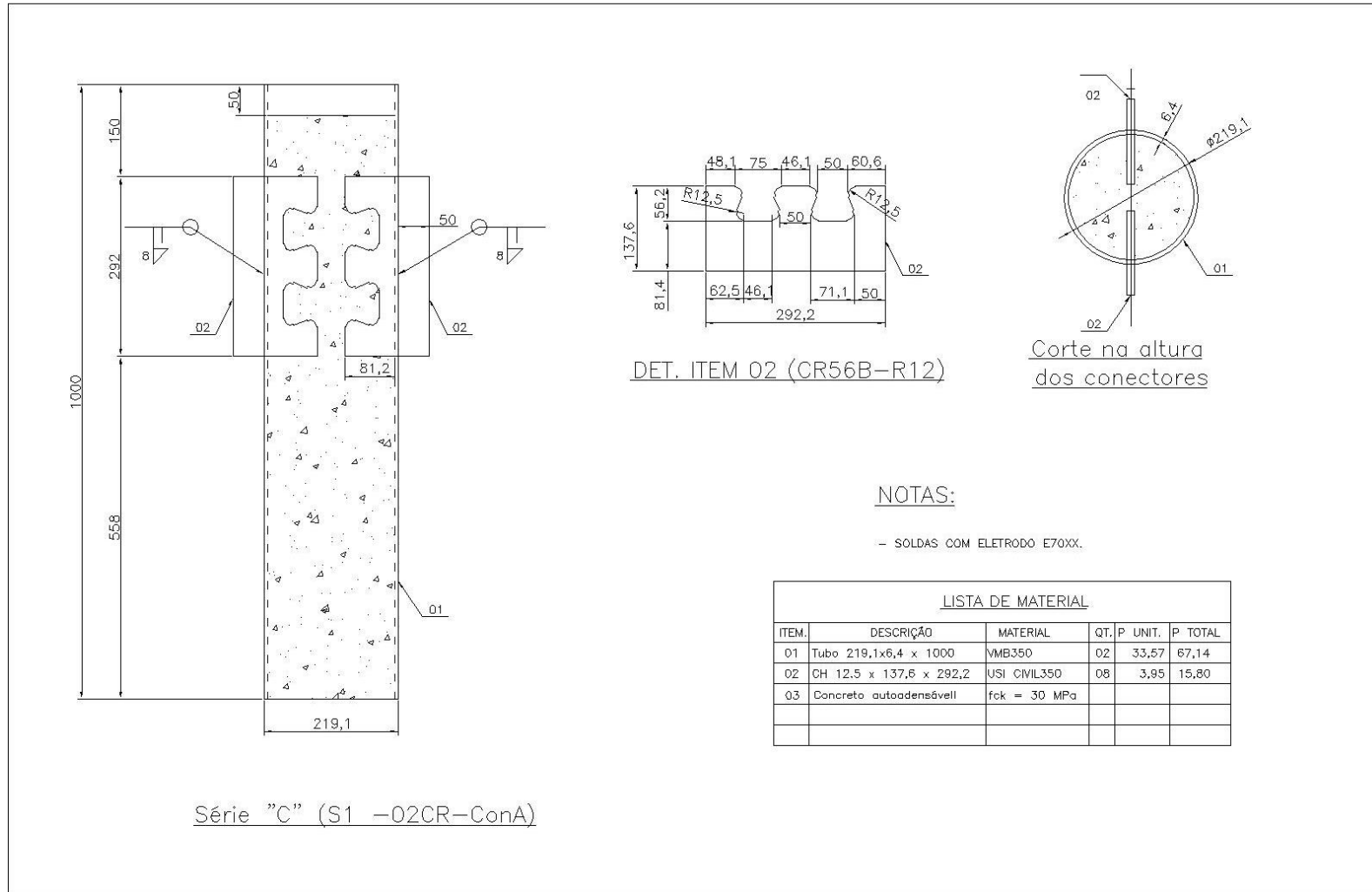


Figura B.3 - Dimensões nominais dos modelos da série C.

### Apêndice B – Série D

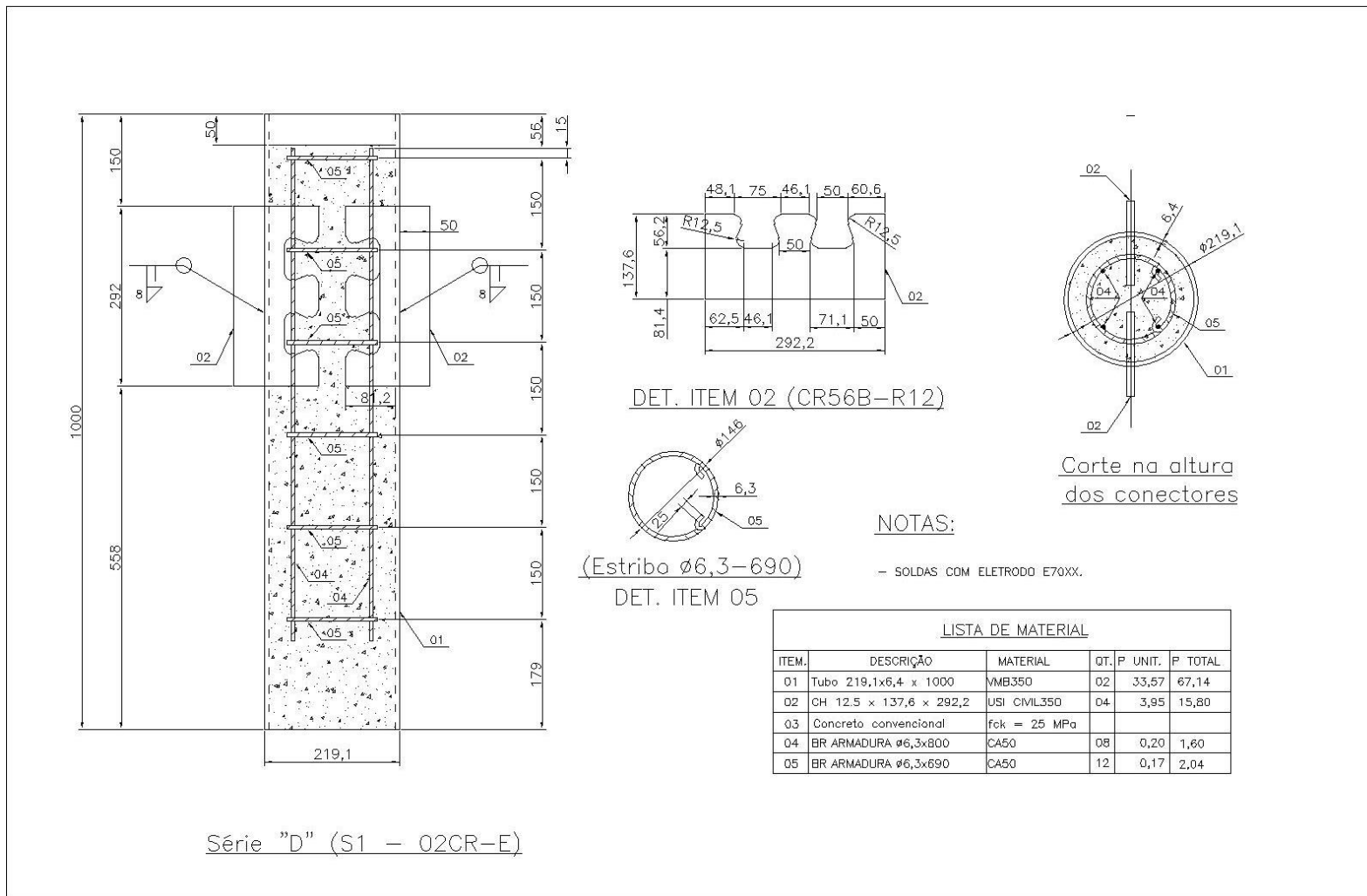


Figura B.4 - Dimensões nominais dos modelos da série D.



Apêndice B – Série E

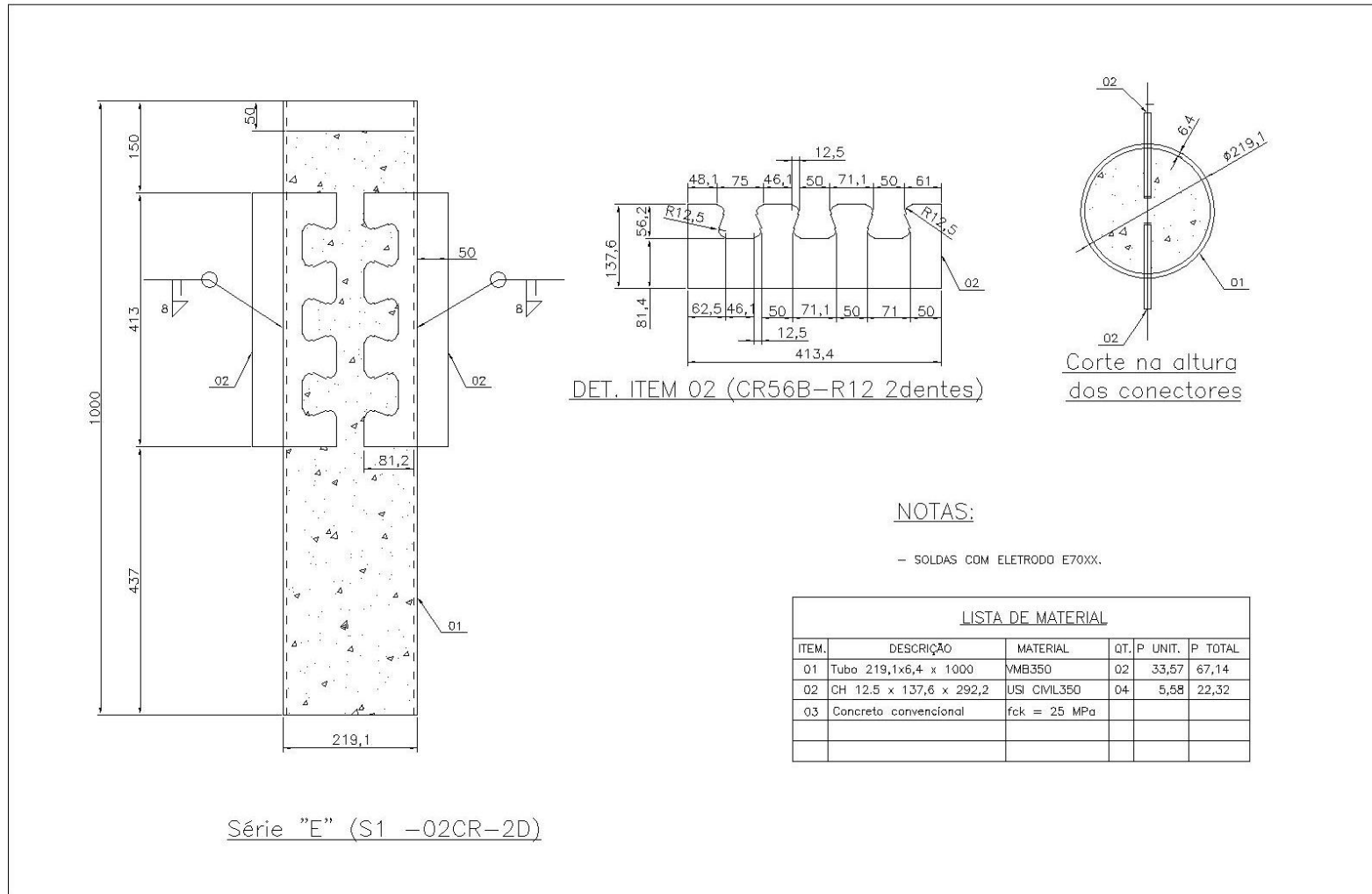


Figura B.5 - Dimensões nominais dos modelos da série E.

## Apêndice B – Série F

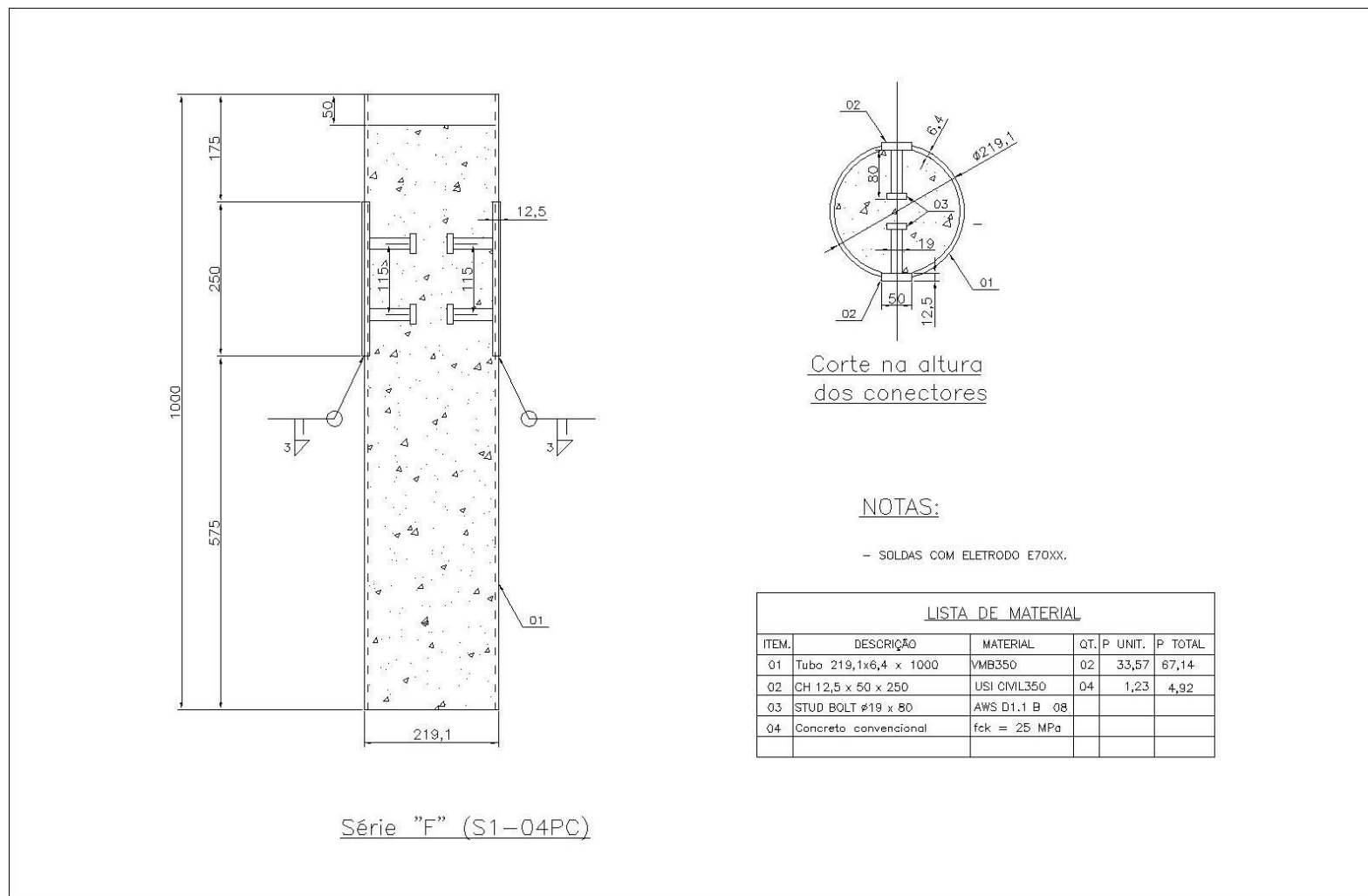


Figura B.6 - Dimensões nominais dos modelos da série F.

Apêndice B – Série G

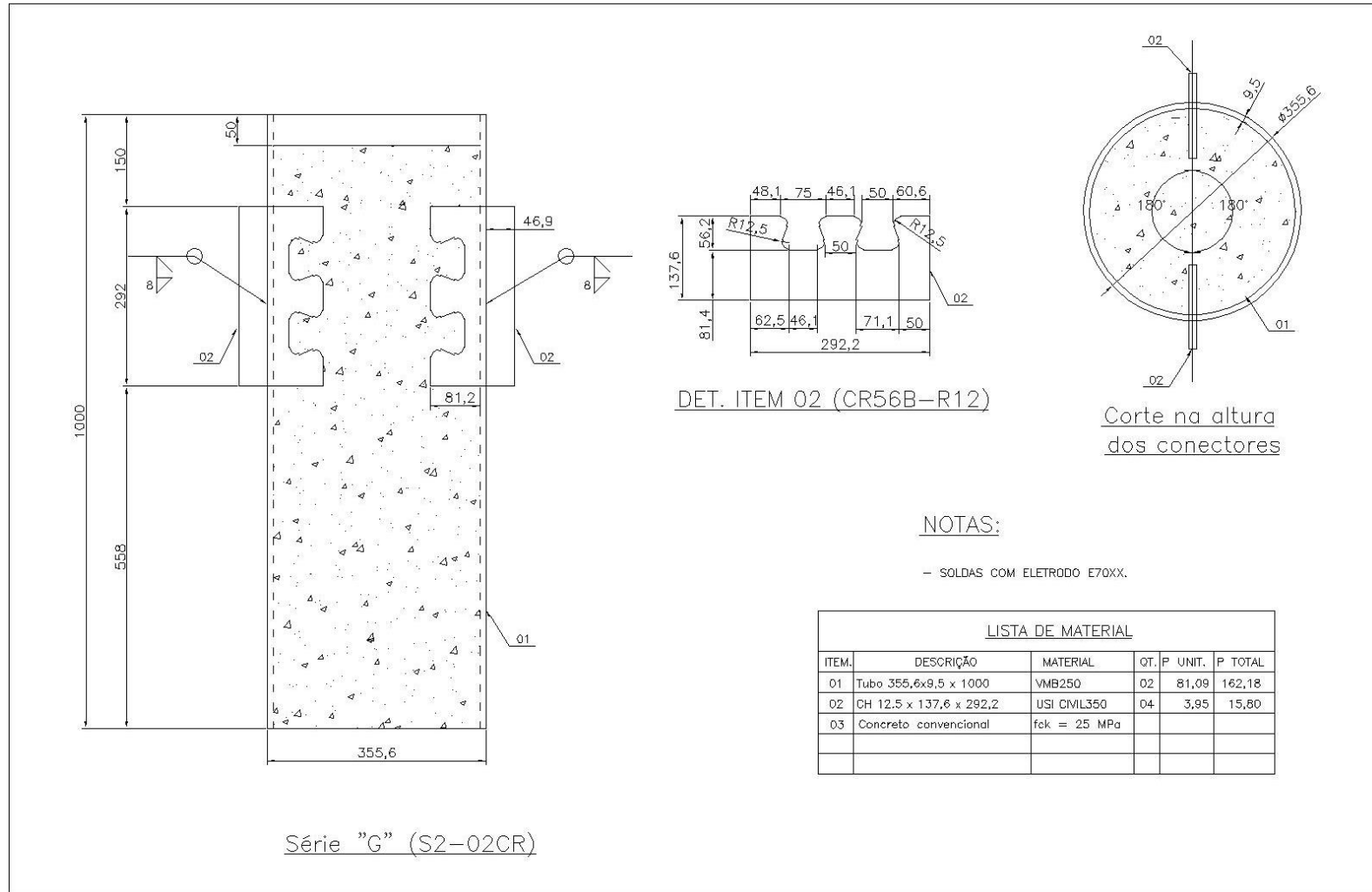


Figura B.7 - Dimensões nominais dos modelos da série G.

### Apêndice B – Série H

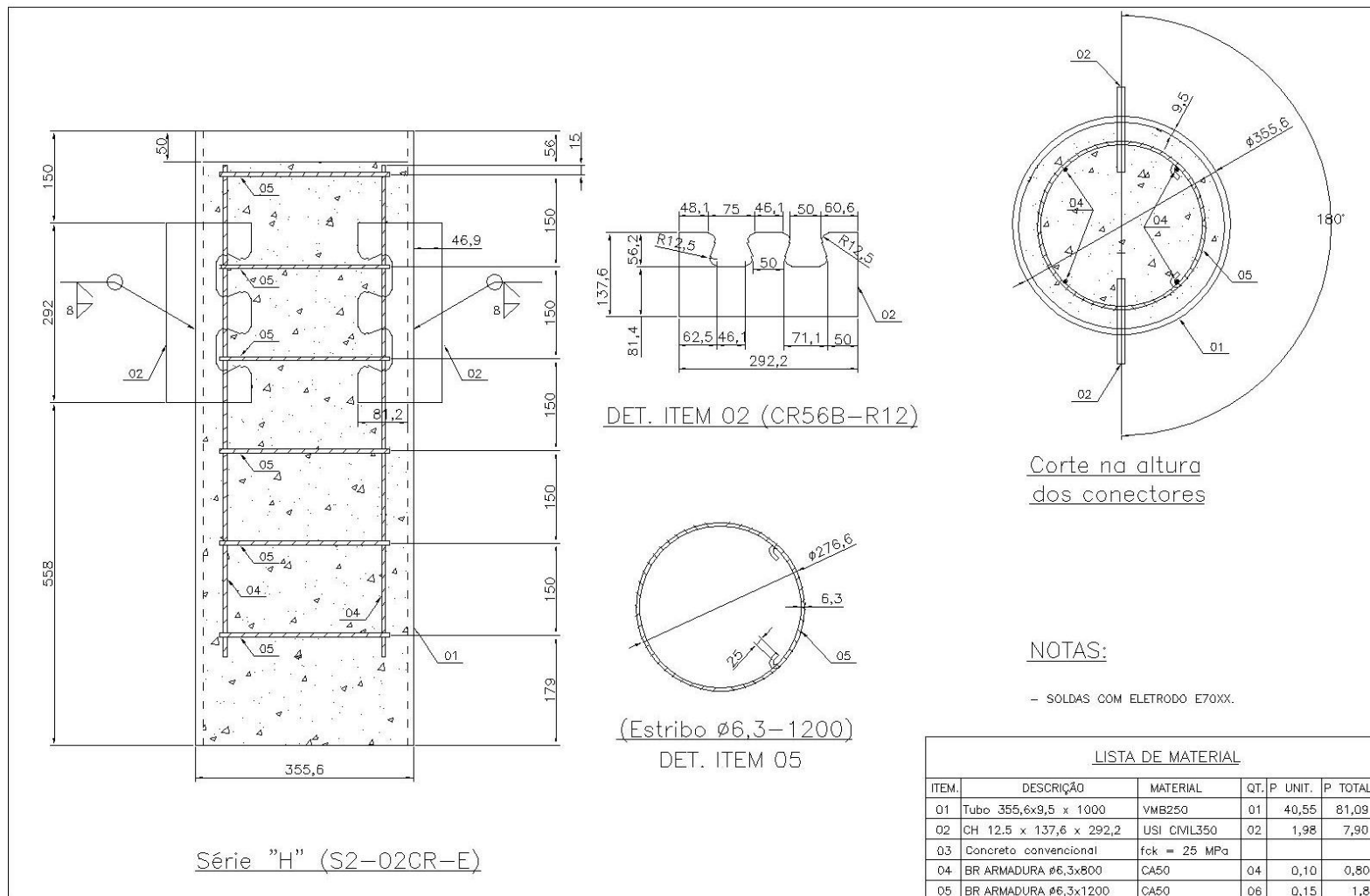


Figura B.8 - Dimensões nominais dos modelos da série H.

Apêndice B – Série I

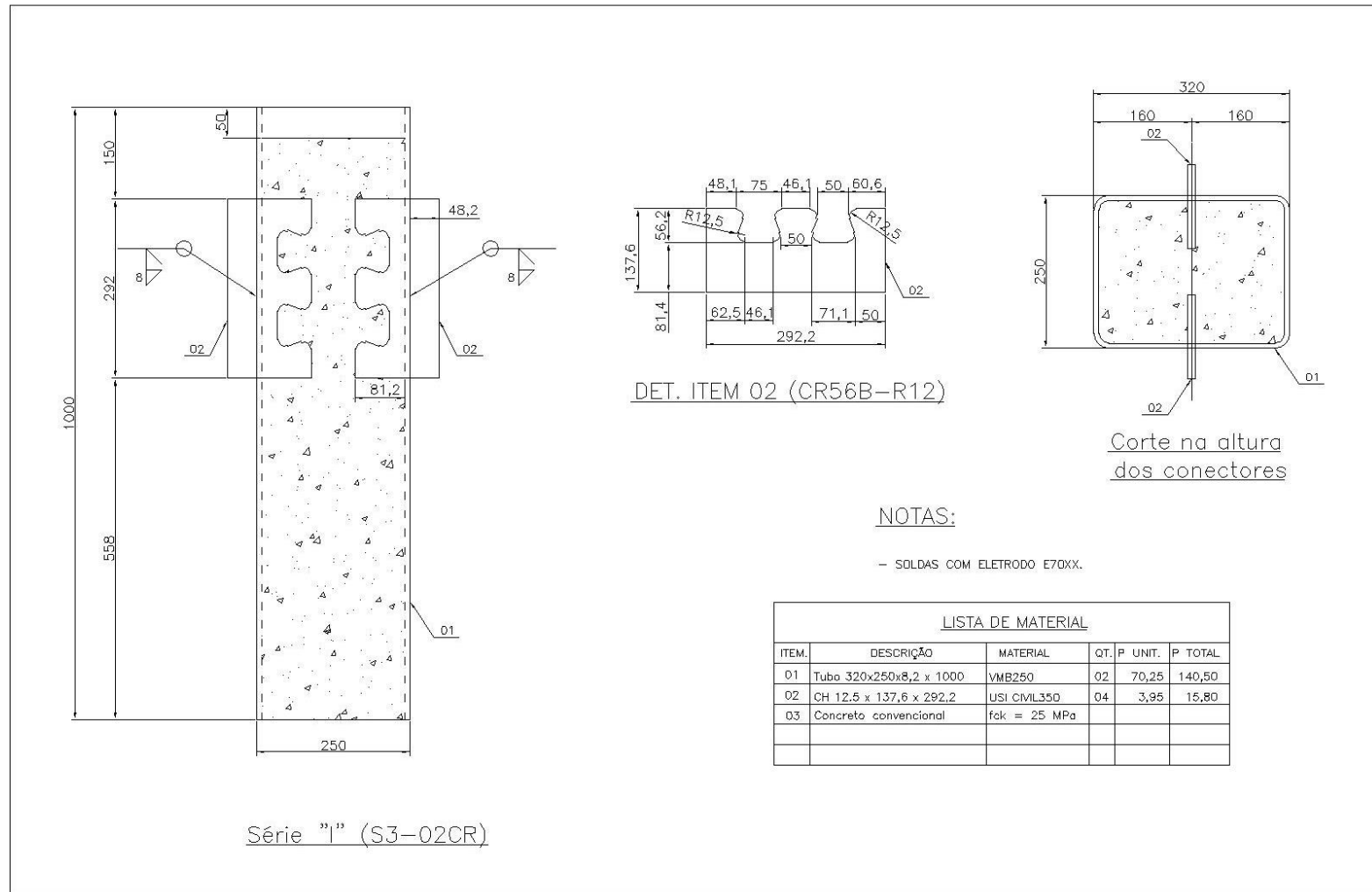


Figura B.9- Dimensões nominais dos modelos da série I.

### Apêndice B – Série J

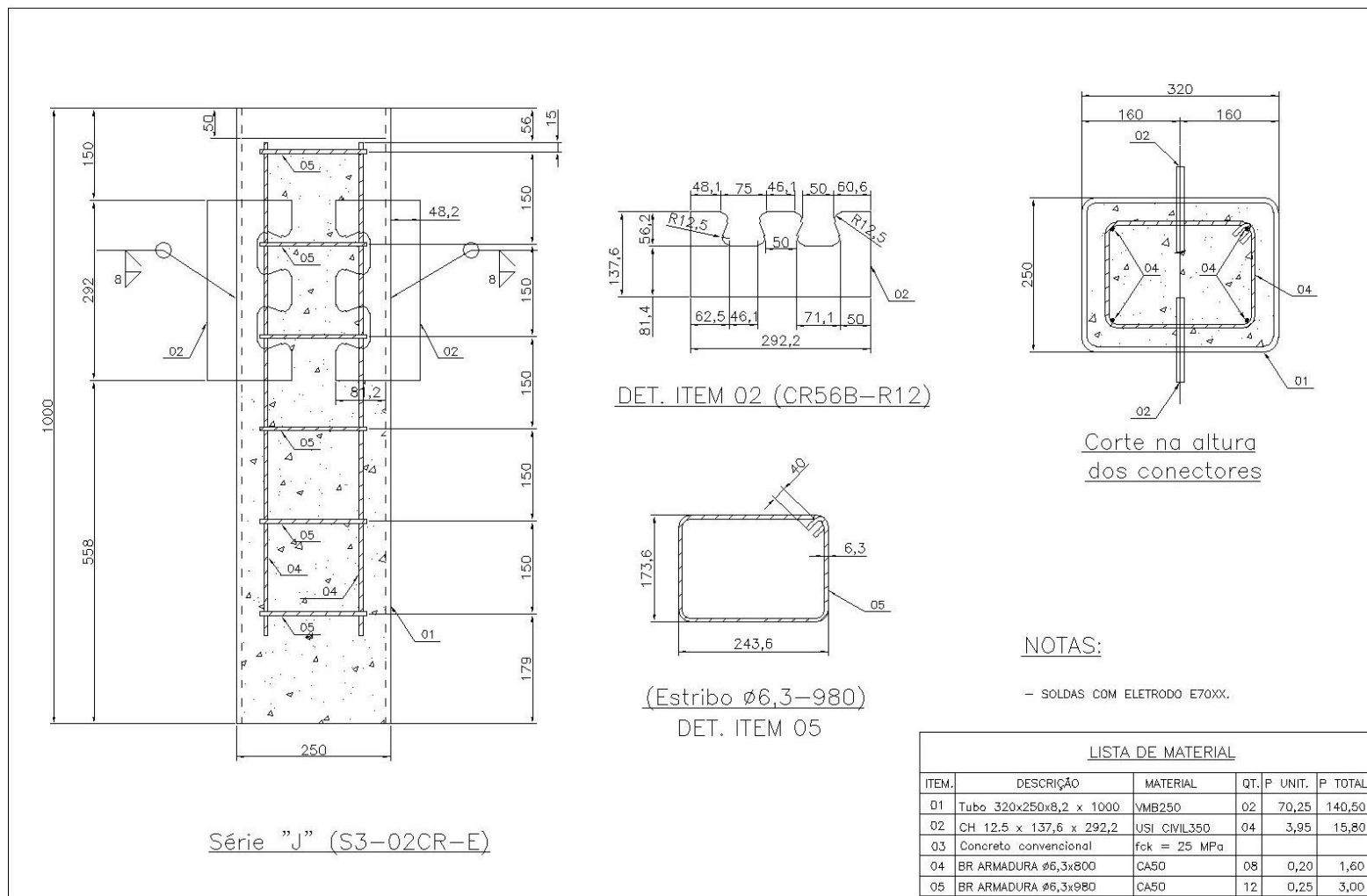


Figura B.10 - Dimensões nominais dos modelos da série J.

Tabela B.1 – Dimensões reais médias dos modelos com perfis tubulares circulares e com conectores Crestbond.

Modelos com perfil circular e Crestbond			
Modelos	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)
A1	219,50	7,01	12,75
A2	219,50	6,92	12,73
B1	219,50	6,91	12,63
B2	220,00	7,00	12,73
C1	220,25	7,06	12,60
C2	220,00	6,80	*
D1	221,00	6,91	12,65
D2	220,50	6,89	12,75
E1	219,00	6,91	12,76
E2	220,00	6,87	12,67
G1	354,00	9,80	12,71
G2	354,50	9,61	12,72
H1	353,50	9,77	12,94

\*Medição pendente. Dessa forma, foi considerado, a favor da segurança, a dimensão real igual a dimensão nominal, sendo esta 12,50 mm.

Tabela B.2 - Dimensões reais médias dos modelos com perfis tubulares retangulares e com conectores Crestbond.

Modelos com perfil retangular e Crestbond				
Modelos	$B1$ (mm)	$B2$ (mm)	$t$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)
I1	319,50	249,50	9,02	12,80
I2	319,00	249,50	8,84	12,81
J1	320,00	249,50	8,78	12,73
J2	319,00	250,00	9,01	12,69

Tabela B.3- Dimensões reais médias dos modelos com perfis tubulares circulares e com conectores pinos com cabeça.

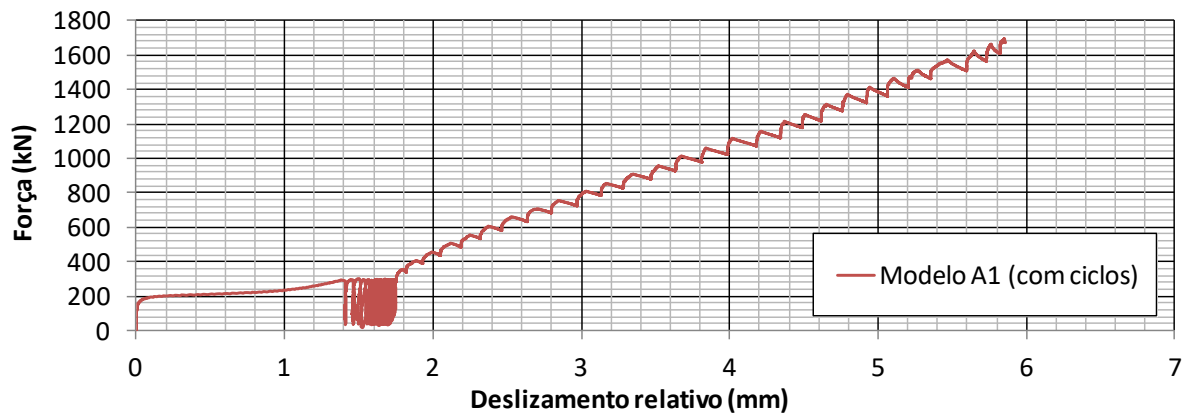
Modelos com perfil circular e pinos com cabeça			
Modelos	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$d_{sc}$ (mm)
F1	220,25	7,00	19,07
F2	220,50	6,91	19,20
F3	219,50	6,92	18,98

# C

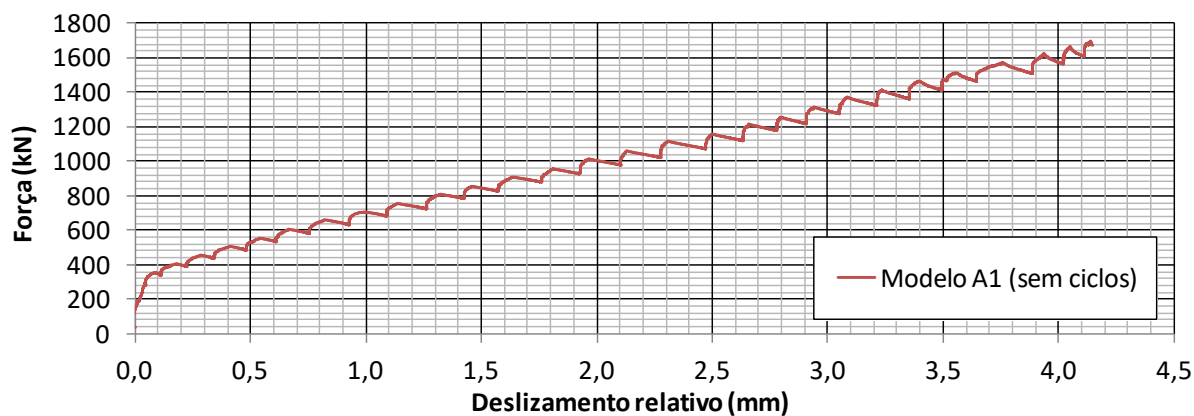
## **CURVAS FORÇA *VERSUS* DESLIZAMENTO DOS MODELOS EXPERIMENTAIS**



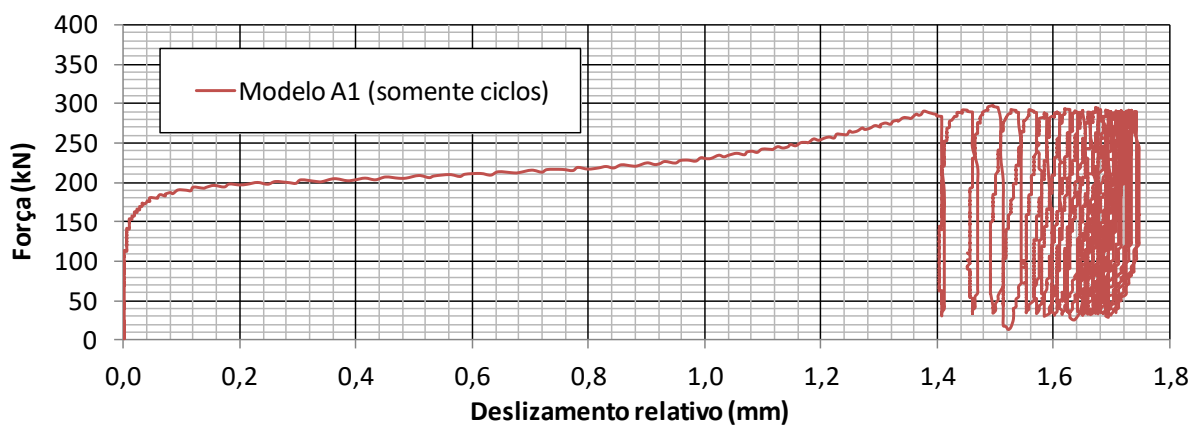
## Apêndice C – Modelo A1



(a)



(b)



(c)

Figura C.1 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo A1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

## Apêndice C – Modelo A2

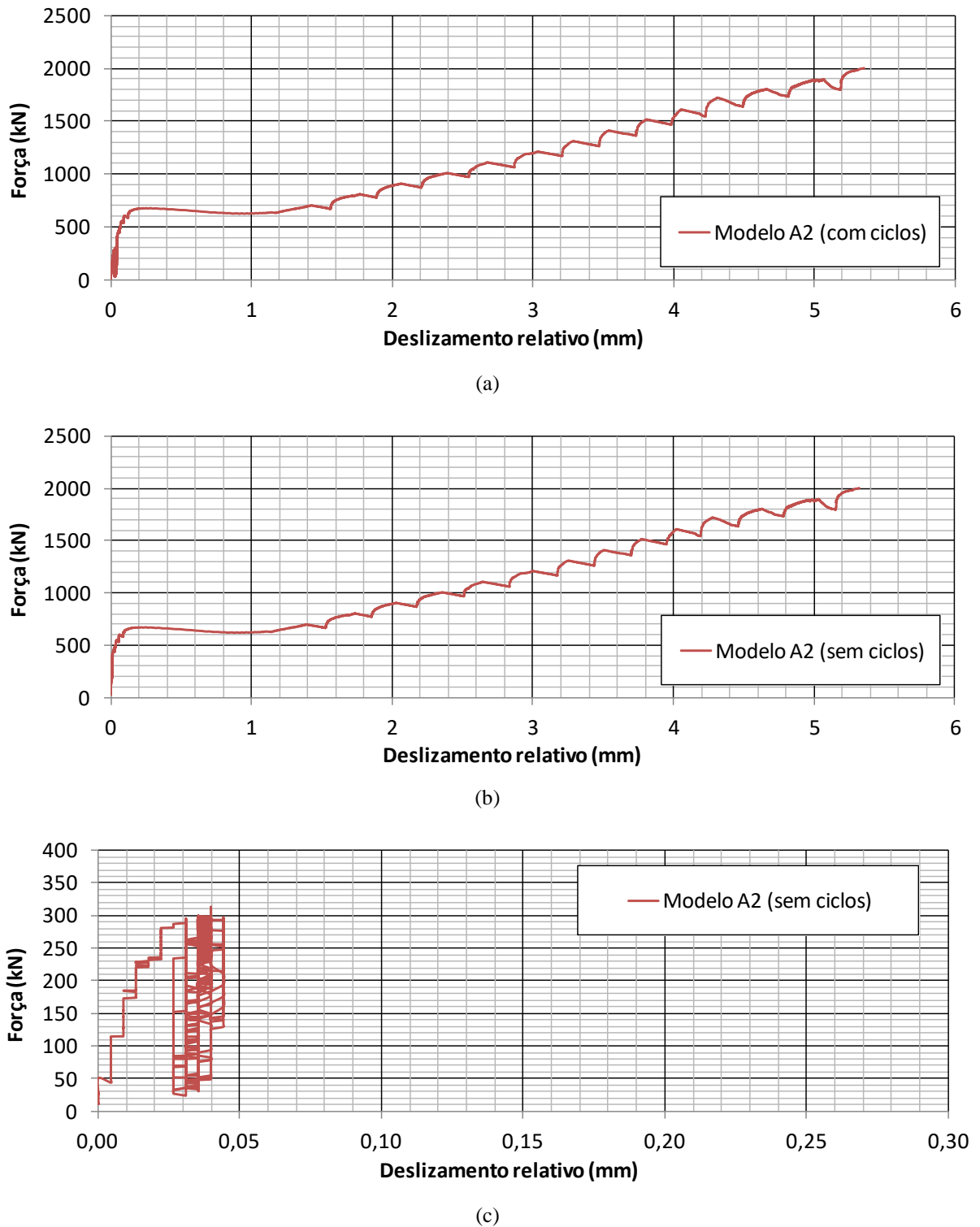
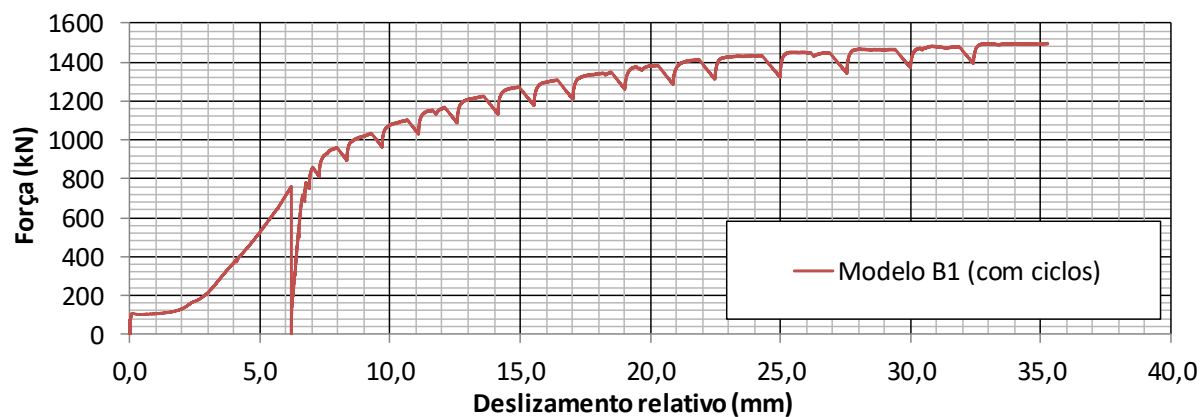
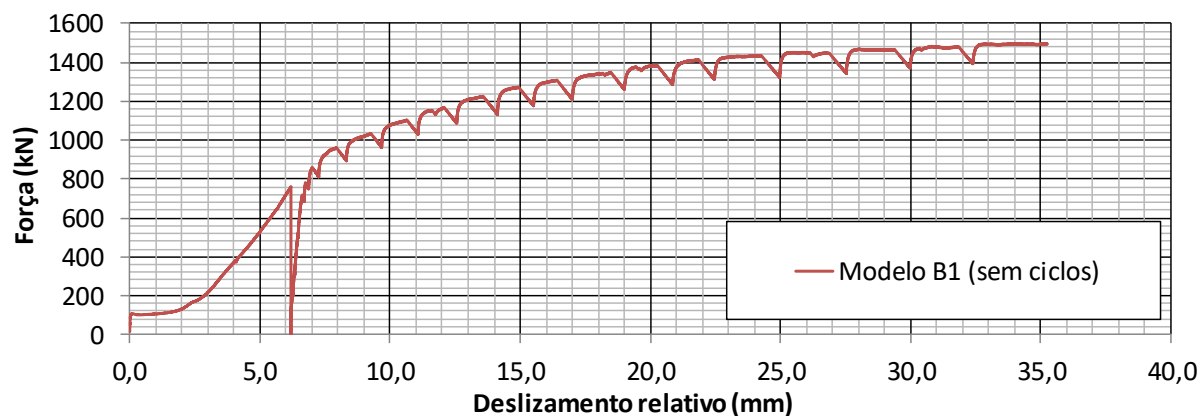


Figura C.2 - Curva de força *versus* deslizamento do modelo A2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

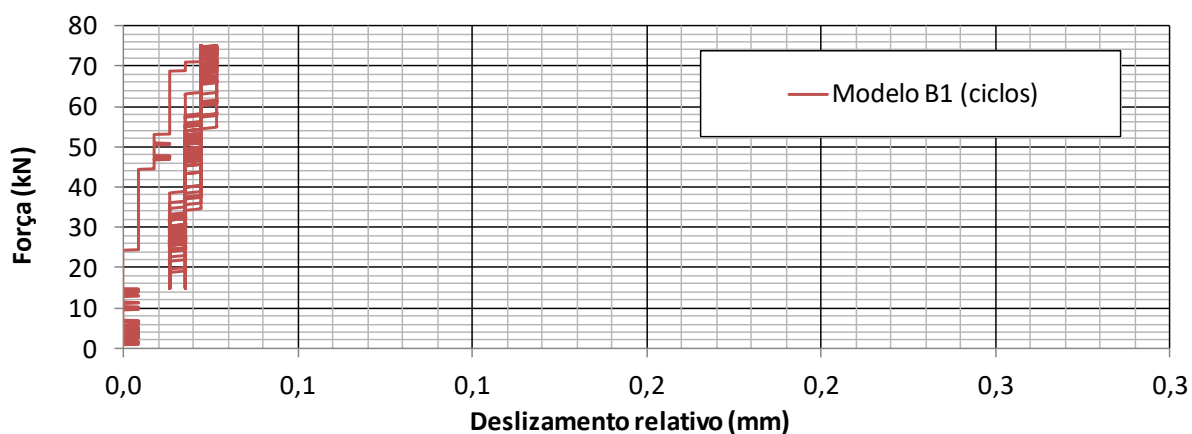
## Apêndice C – Modelo B1\*



(a)



(b)

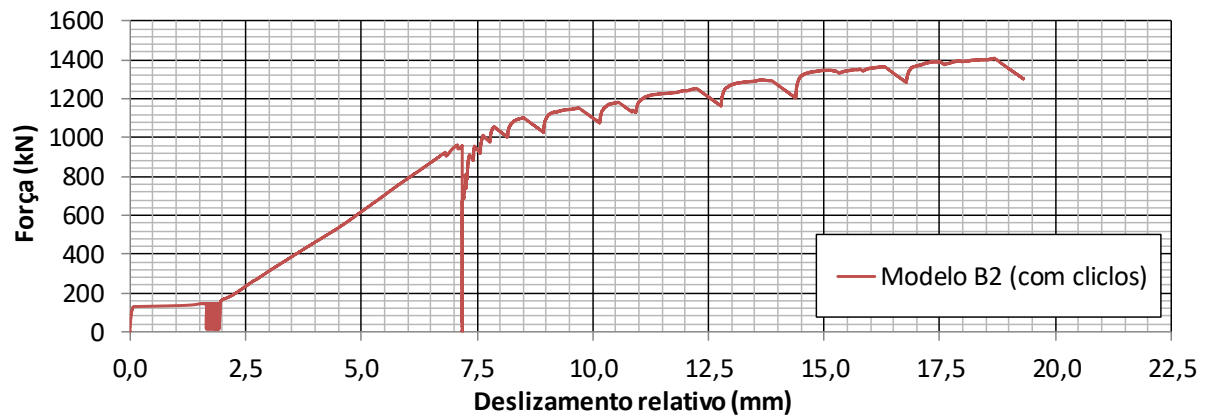


(c)

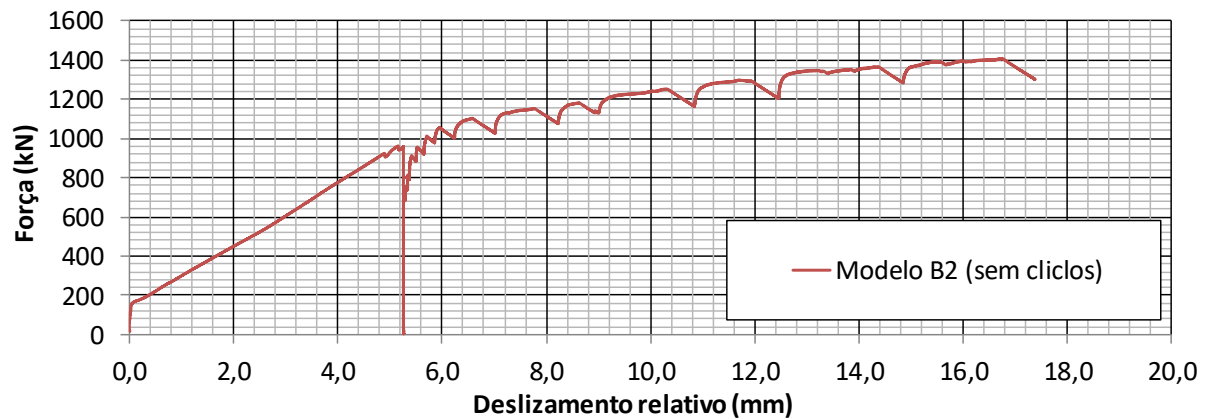
Figura C.3 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo B1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

\*Ensaio interrompido e carregado novamente.

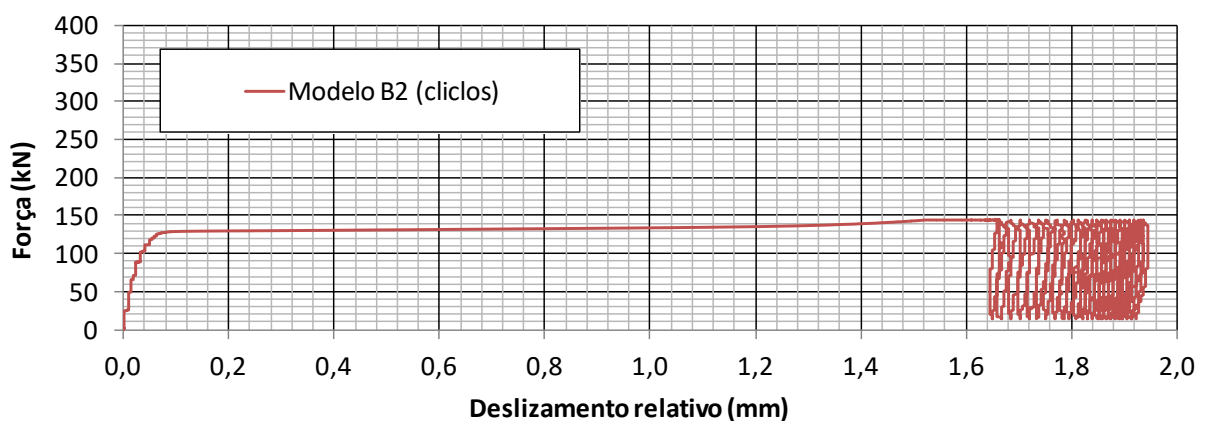
## Apêndice C – Modelo B2\*



(a)



(b)



(c)

Figura C.4 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo B2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

\*Ensaio interrompido e carregado novamente.

## Apêndice C – Modelo C1\*

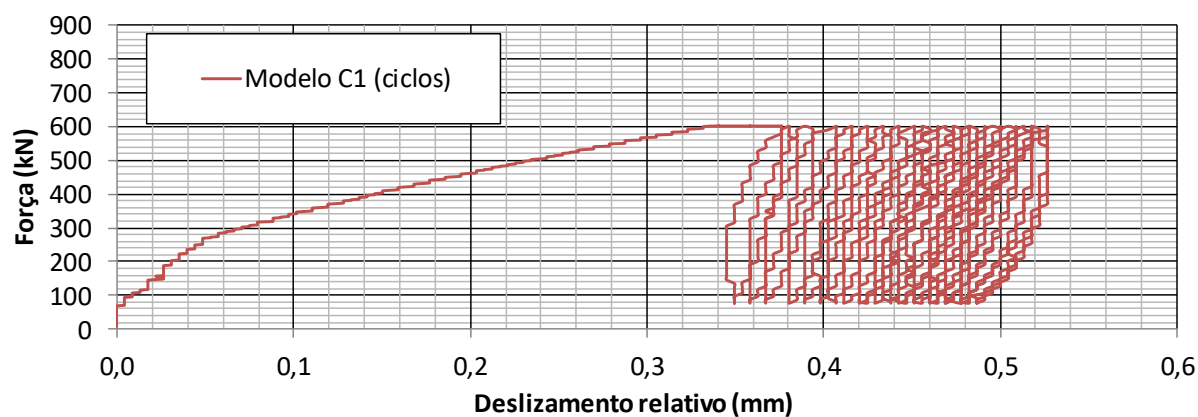
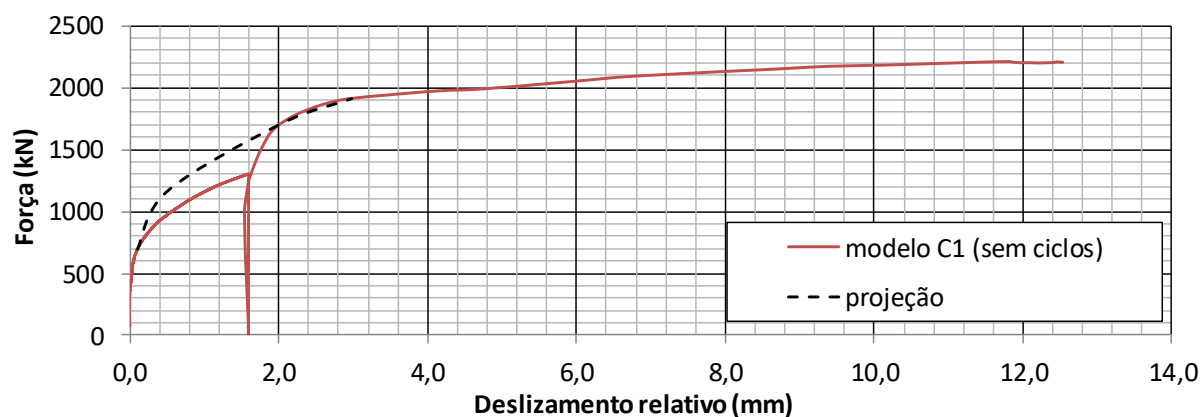
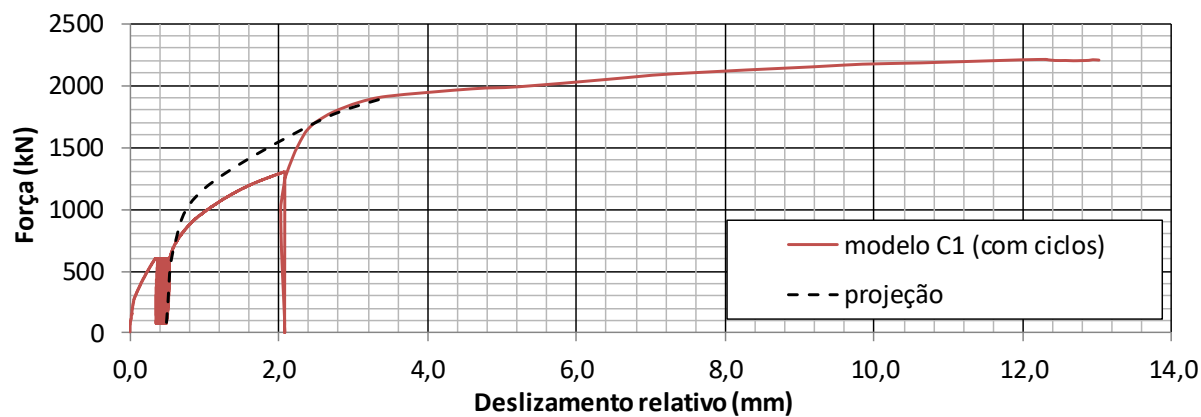
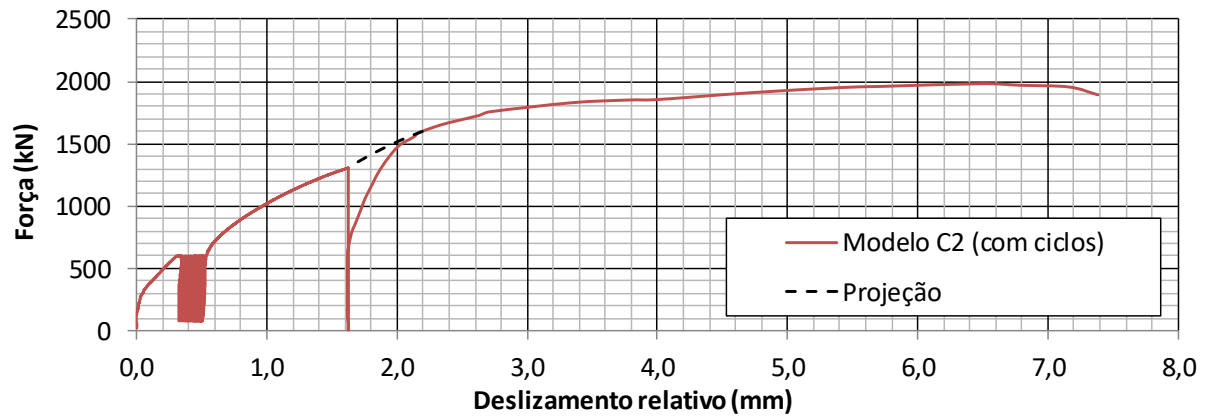


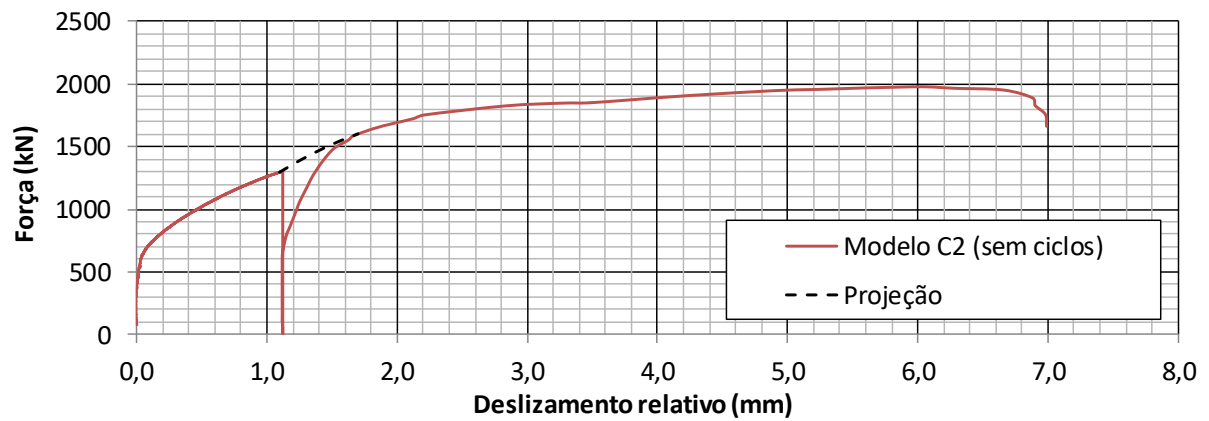
Figura C.5 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo C1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

\*Ensaio interrompido e ensaiado novamente após o perfil tubular ser enrijecido. Esse procedimento foi realizado para evitar o escoamento do perfil tubular (ver Capítulo 4)

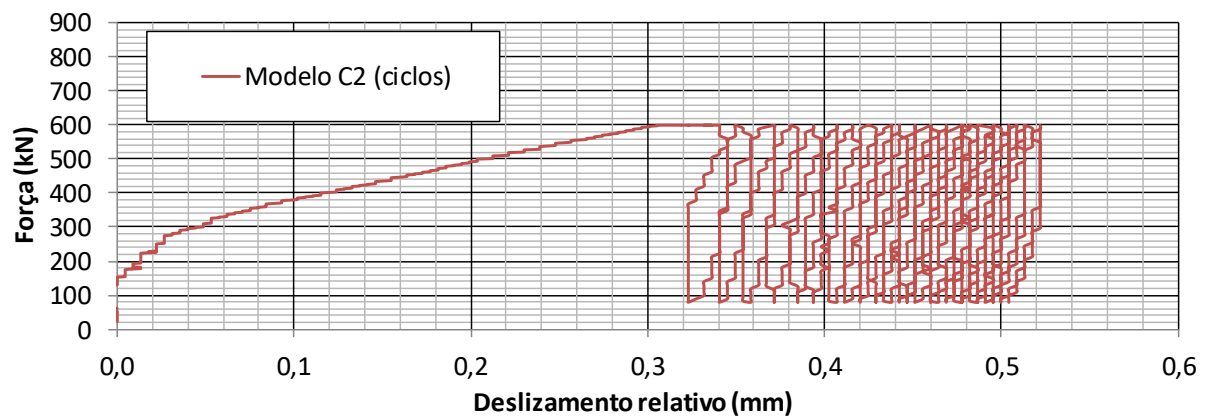
## Apêndice C – Modelo C2\*



(a)



(b)

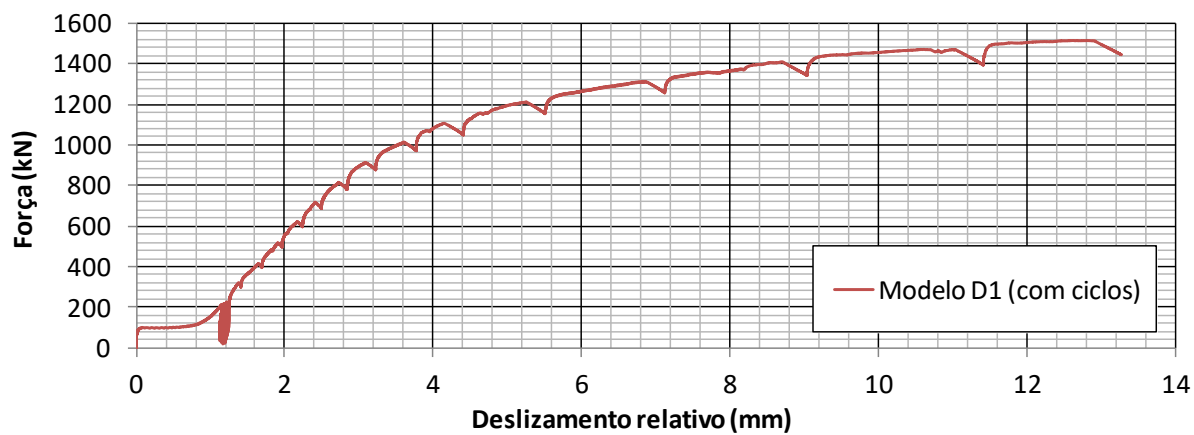


(c)

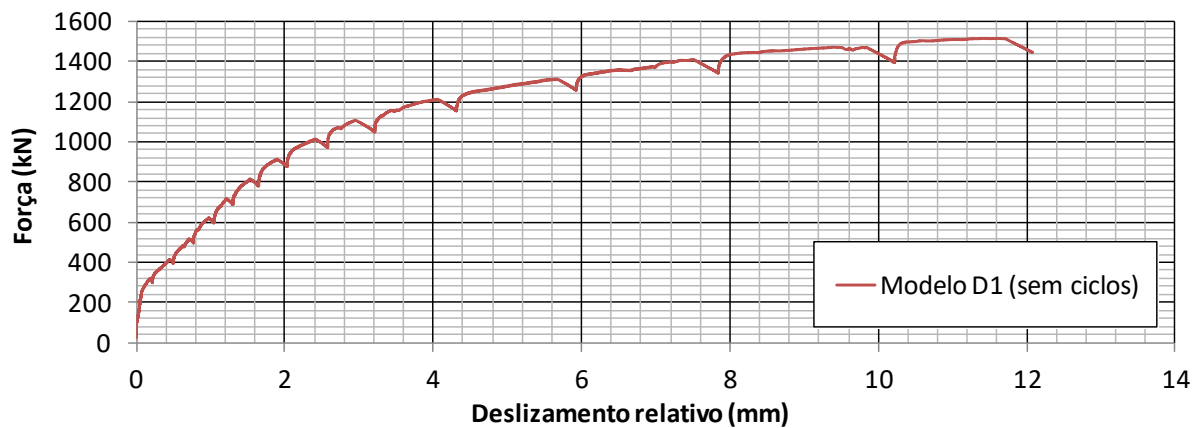
Figura C.6 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo C2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

\*Ensaio interrompido e carregado novamente.

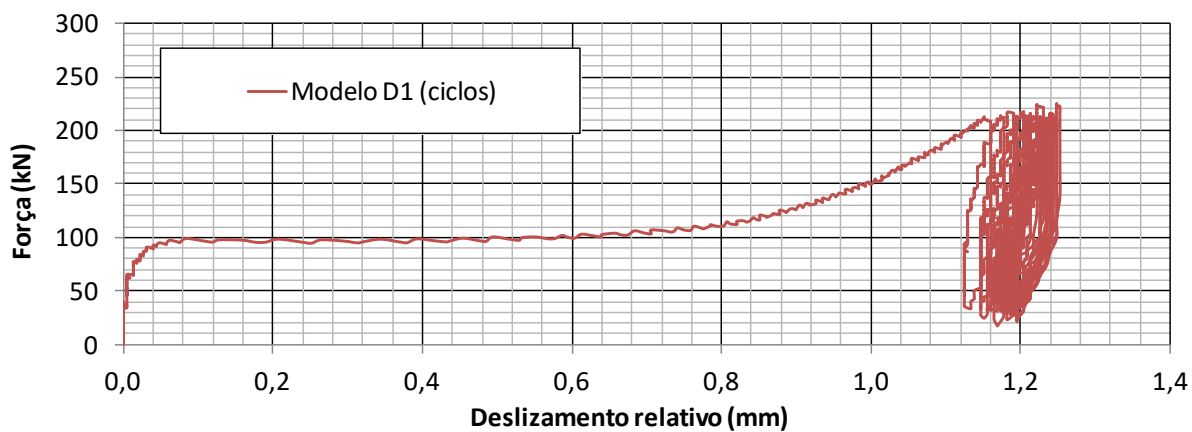
## Apêndice C – Modelo D1



(a)



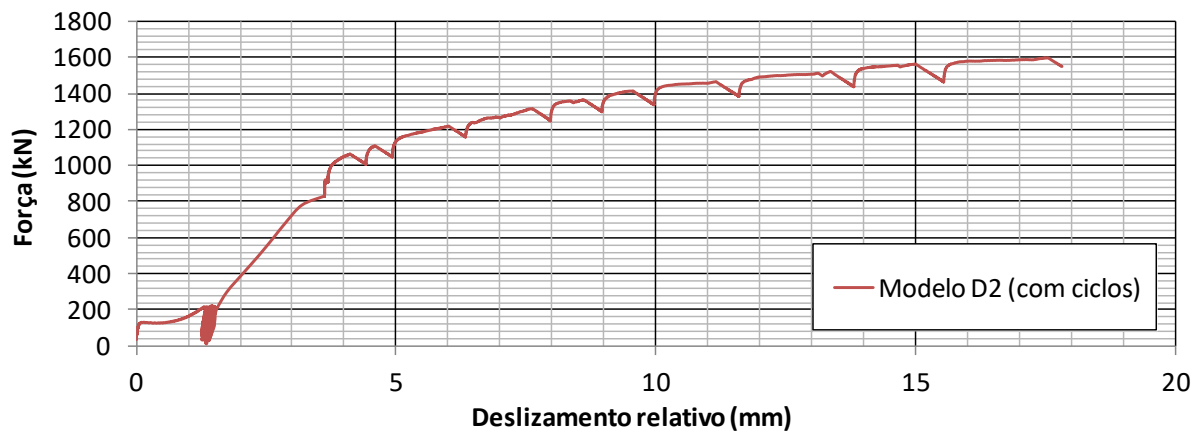
(b)



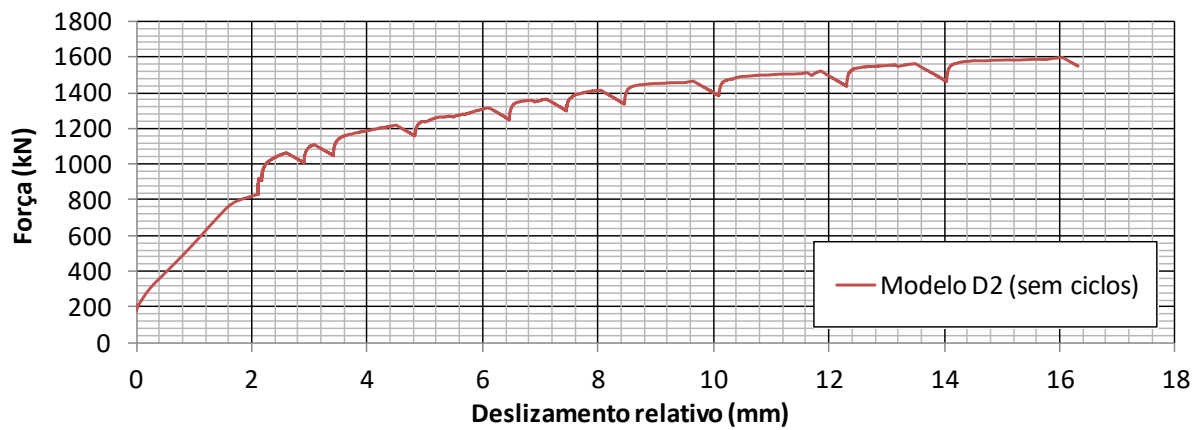
(c)

Figura C.7 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo D1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

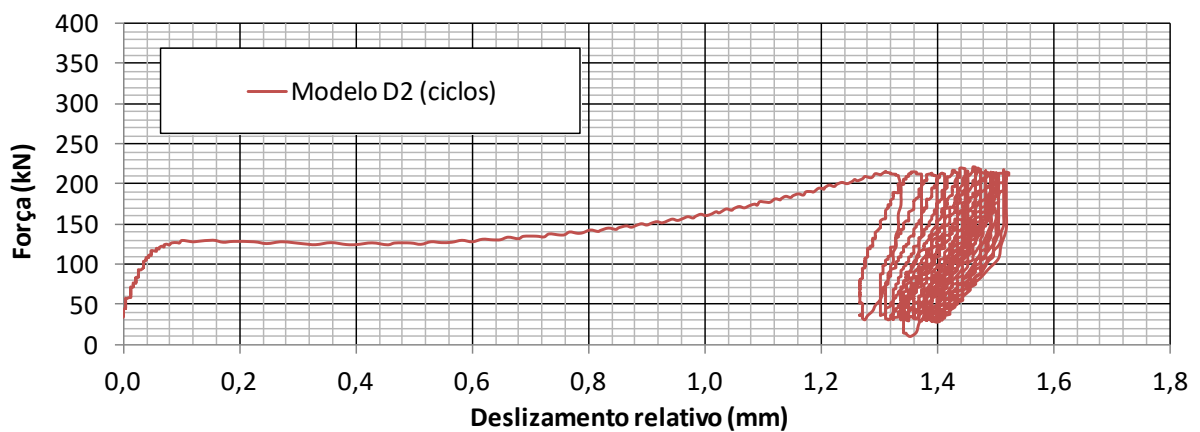
## Apêndice C – Modelo D2



(a)



(b)

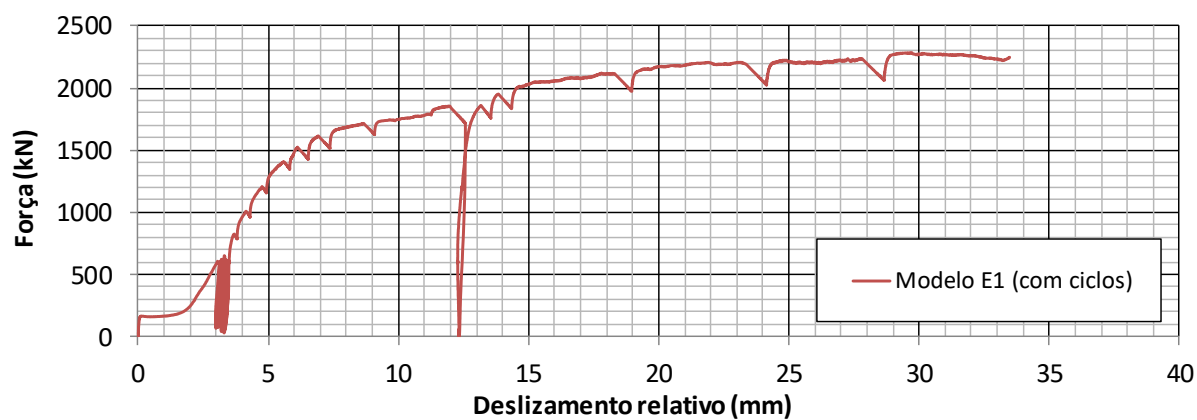


(c)

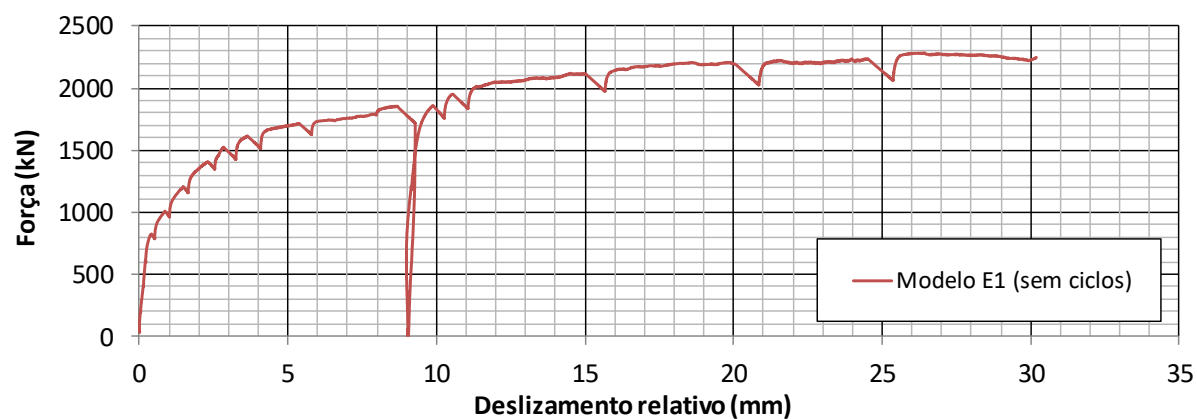
Figura C.8 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo D2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.



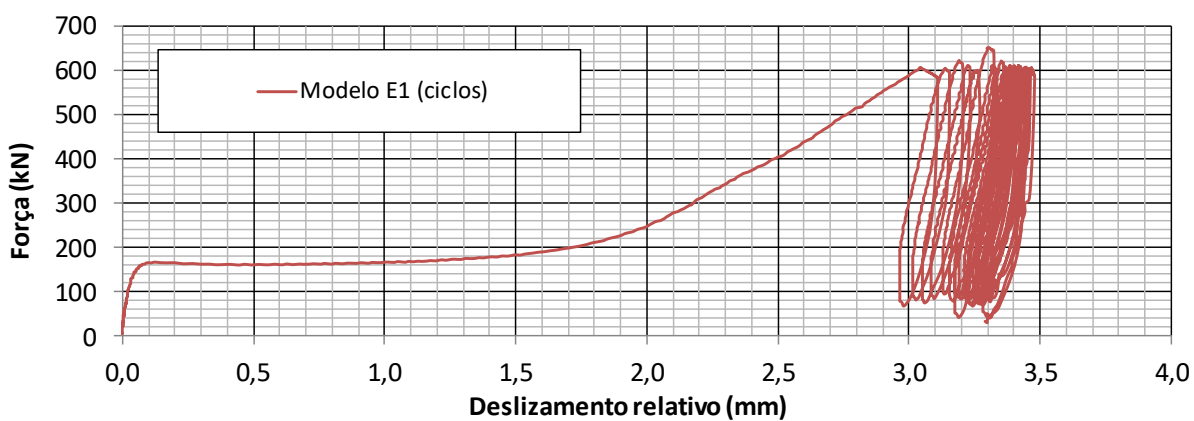
## Apêndice C – Modelo E1



(a)



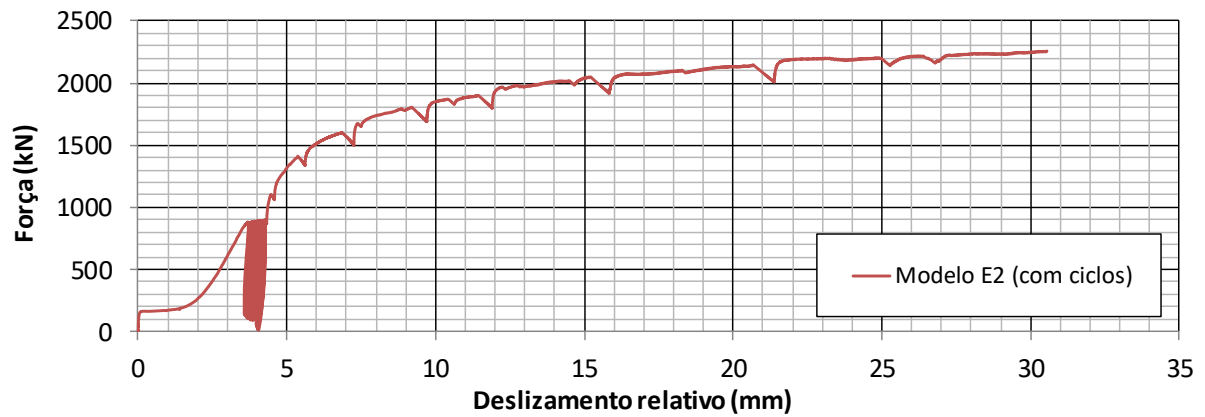
(b)



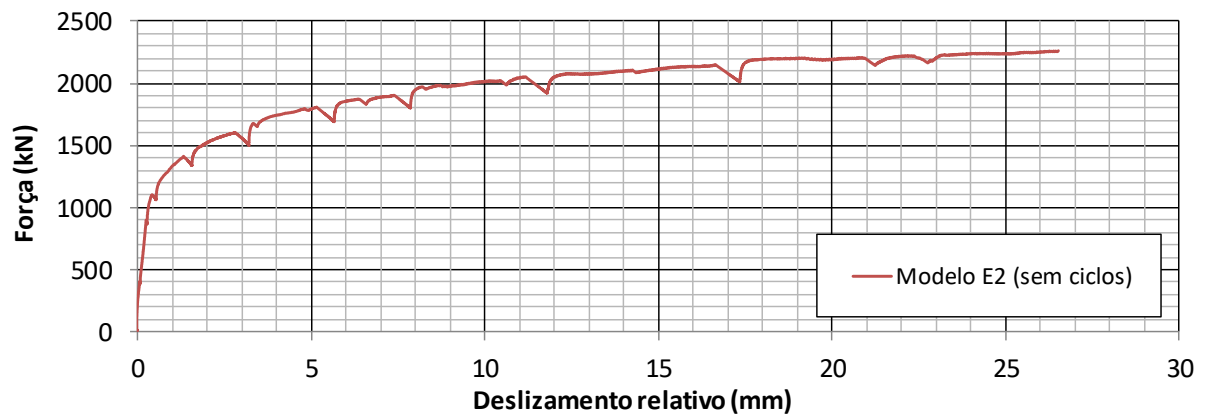
(c)

Figura C.9 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo E1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

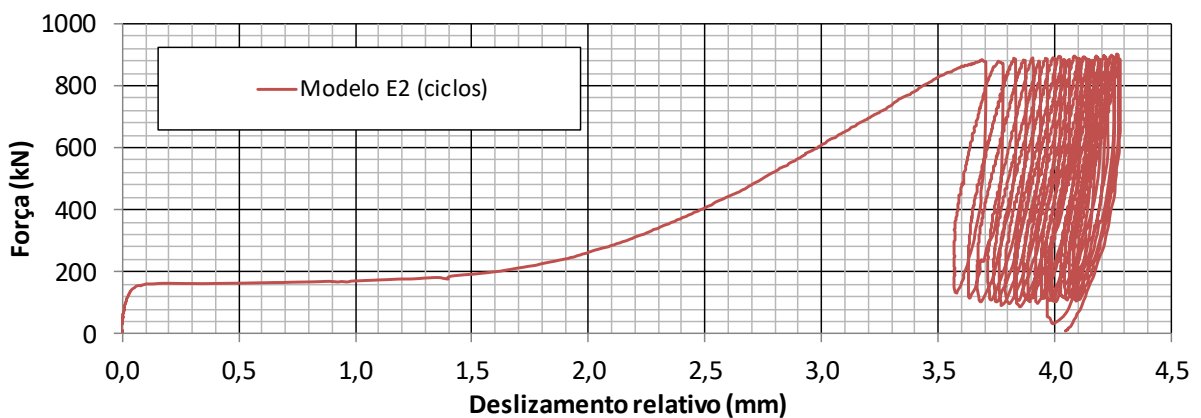
## Apêndice C – Modelo E2



(a)



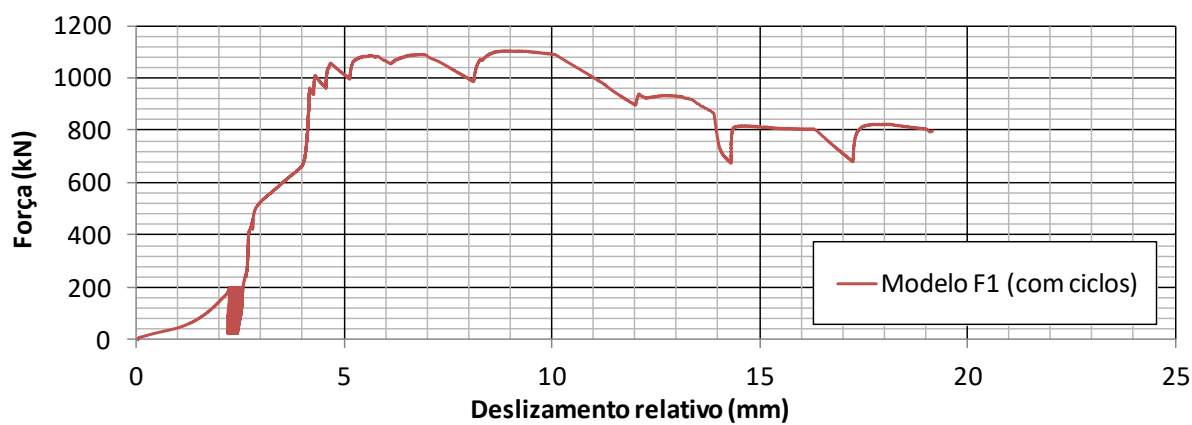
(b)



(c)

Figura C.10 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo E2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

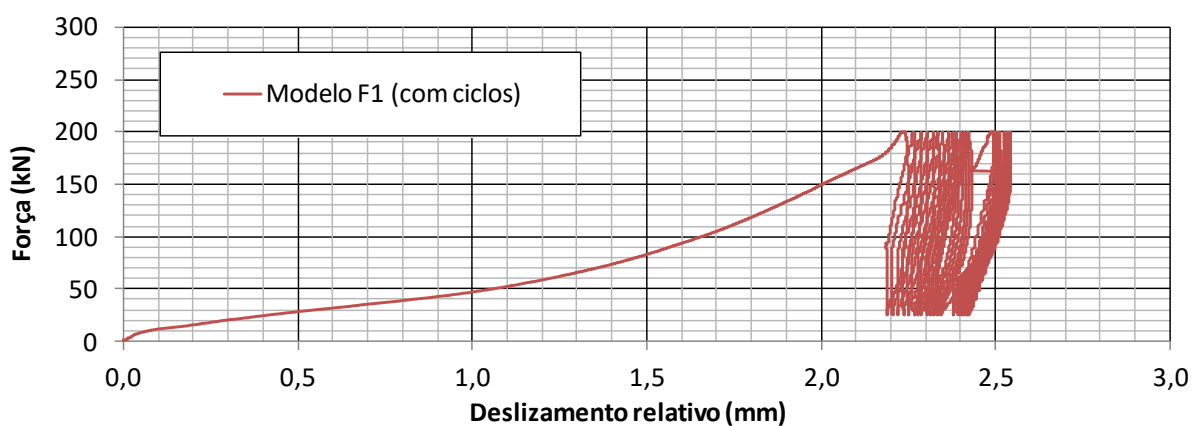
## Apêndice C – Modelo F1



(a)

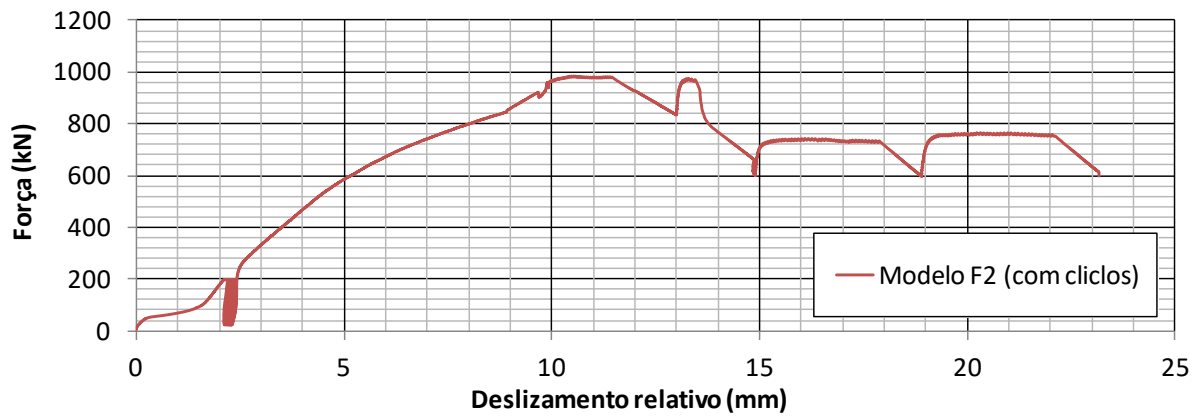


(b)



(c)

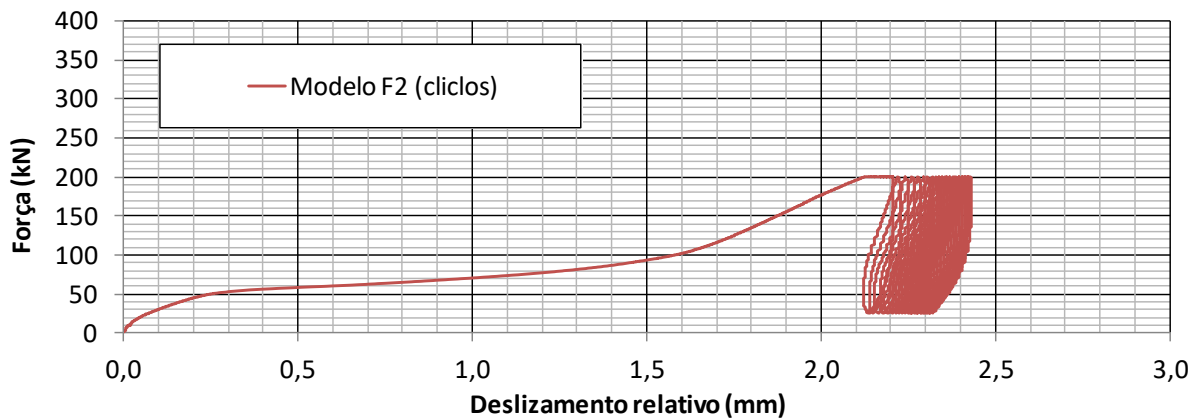
Figura C.11 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo F1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

**Apêndice C – Modelo F2**

(a)



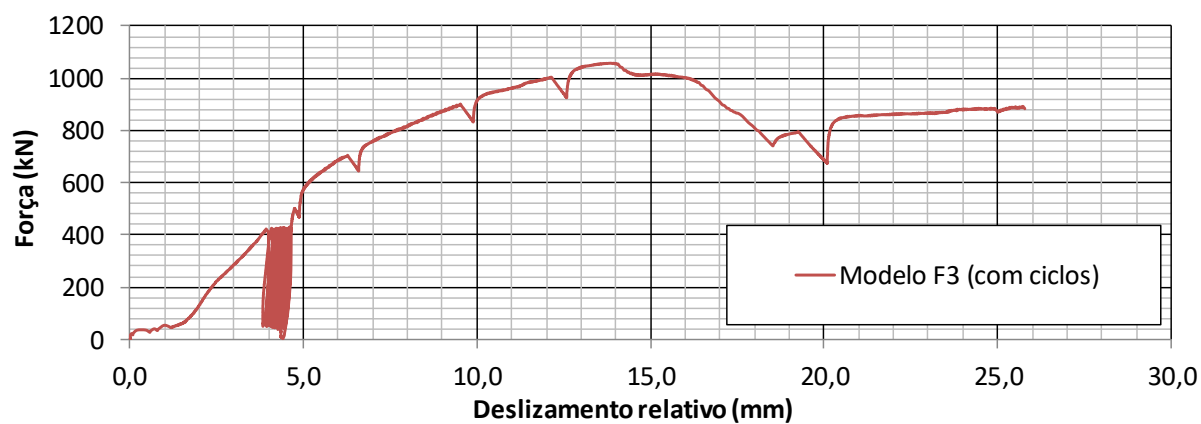
(b)



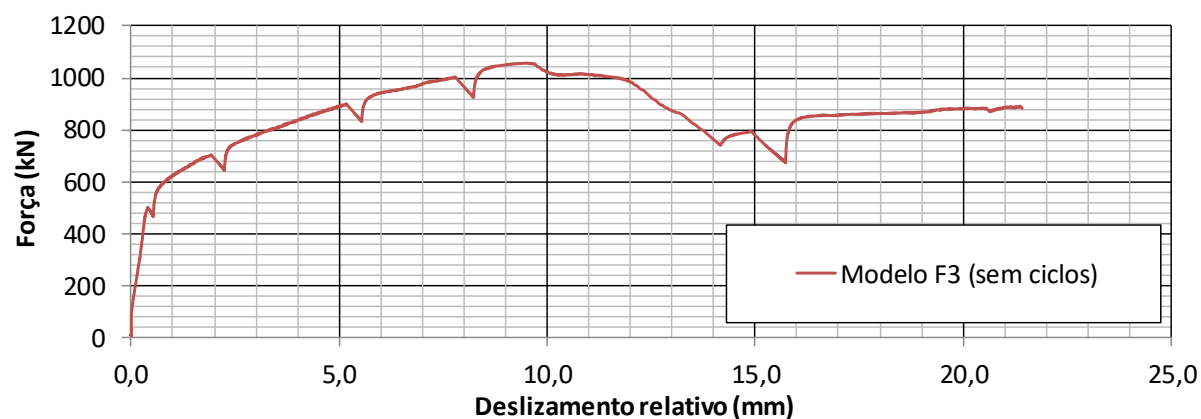
(c)

Figura C.12 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo F2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

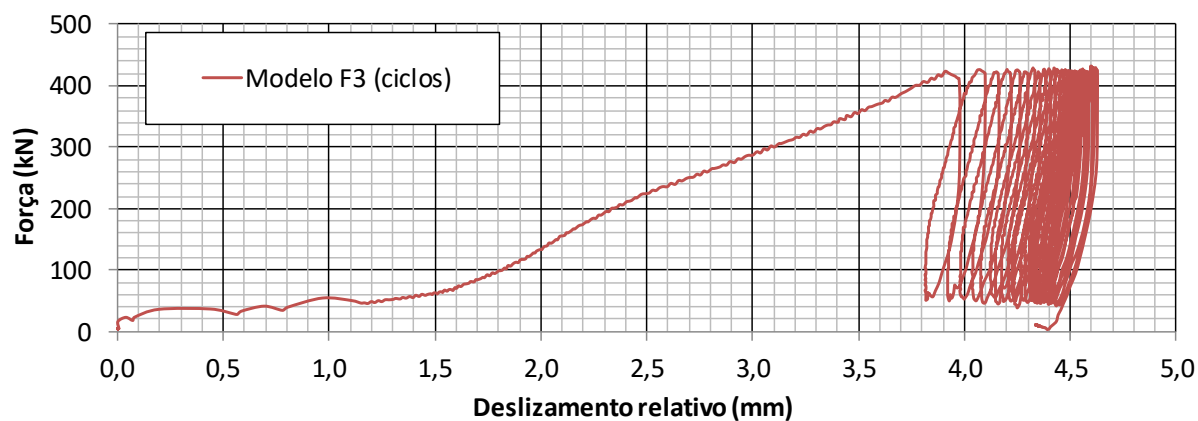
## Apêndice C – Modelo F3



(a)



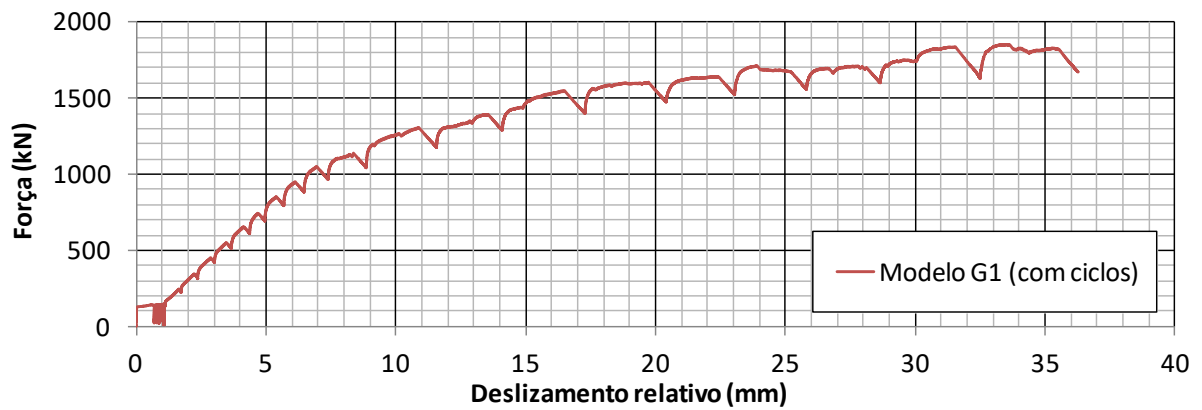
(b)



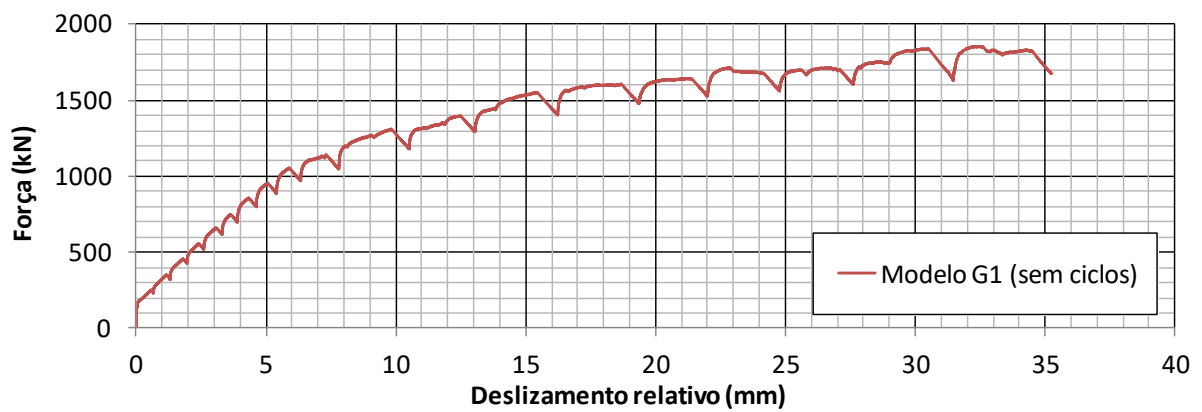
(c)

Figura C.13 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo F3: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

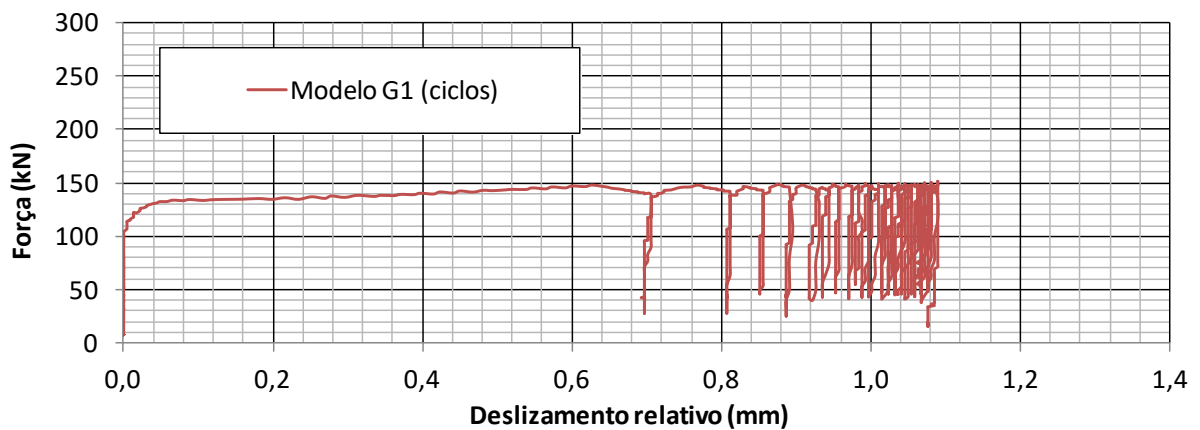
## Apêndice C – Modelo G1



(a)



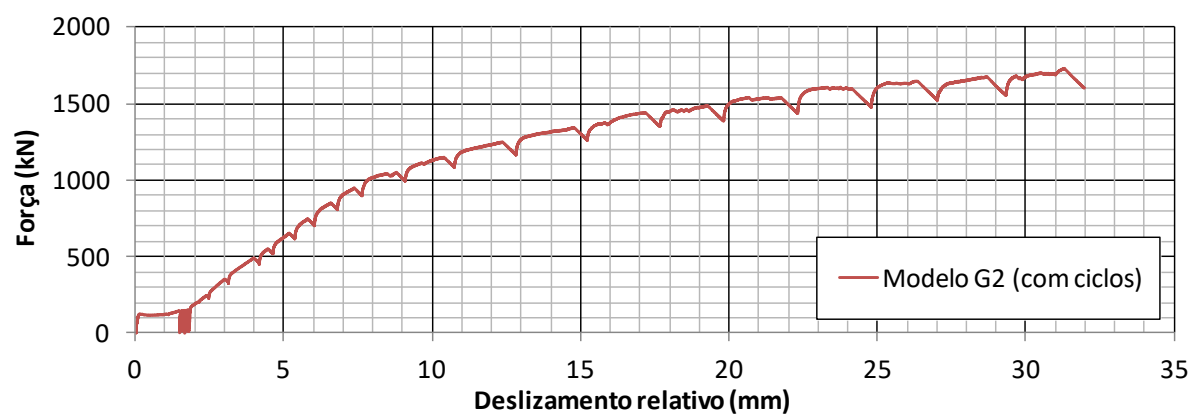
(b)



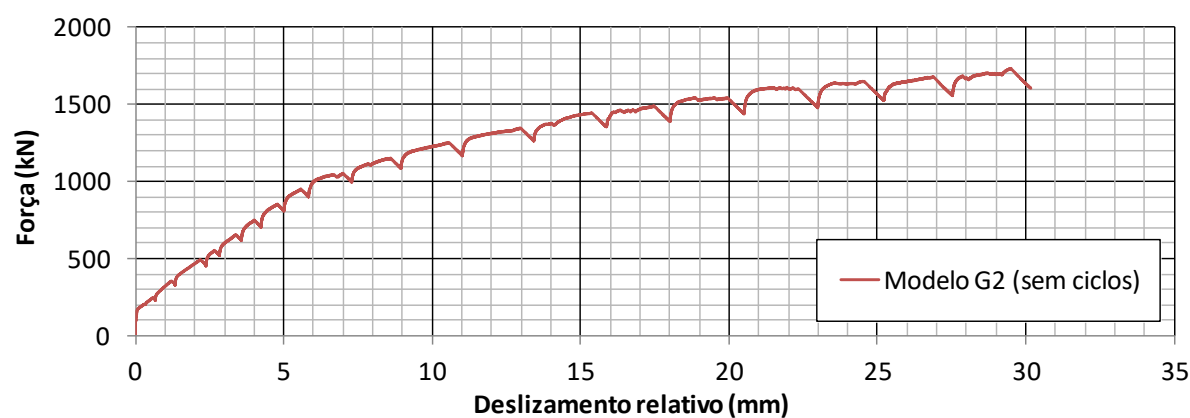
(c)

Figura C.14 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo G1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

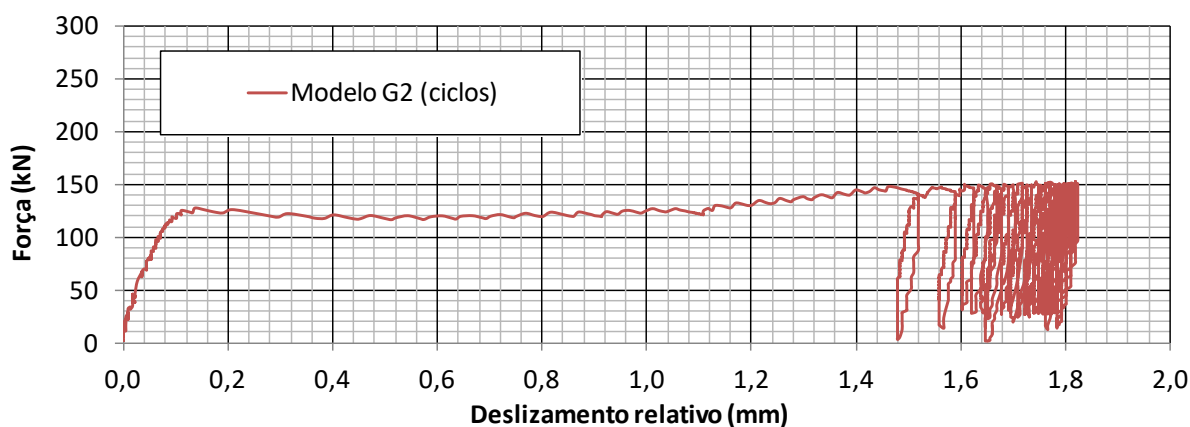
## Apêndice C – Modelo G2



(a)



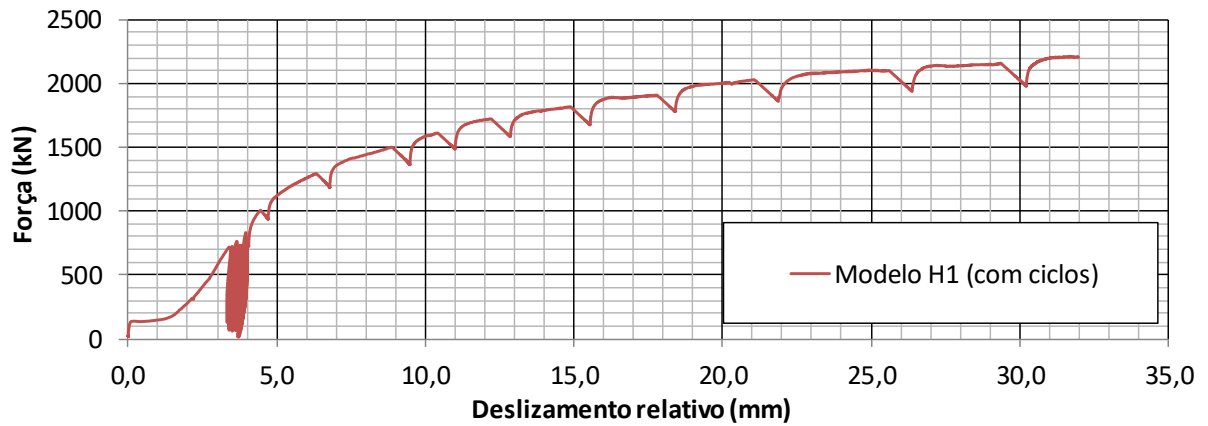
(b)



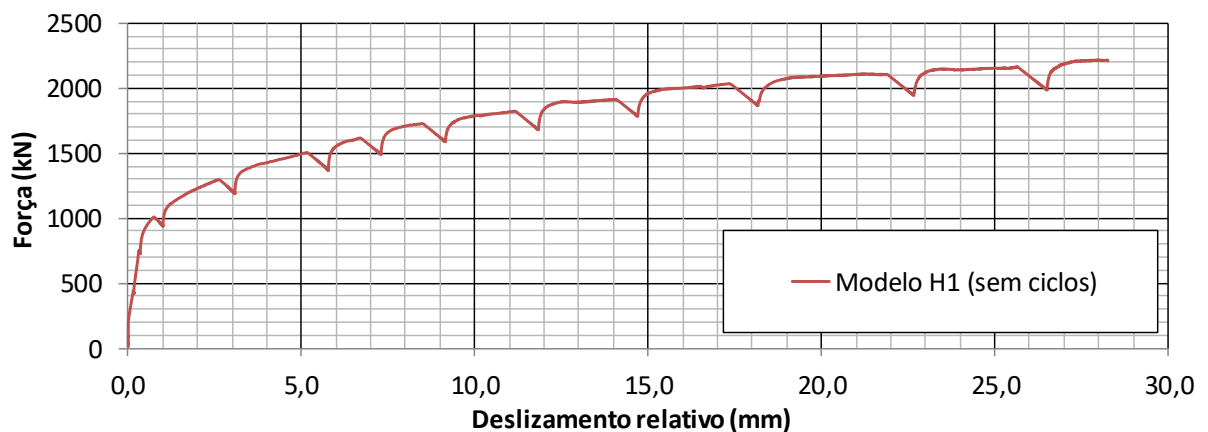
(c)

Figura C.15 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo G2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

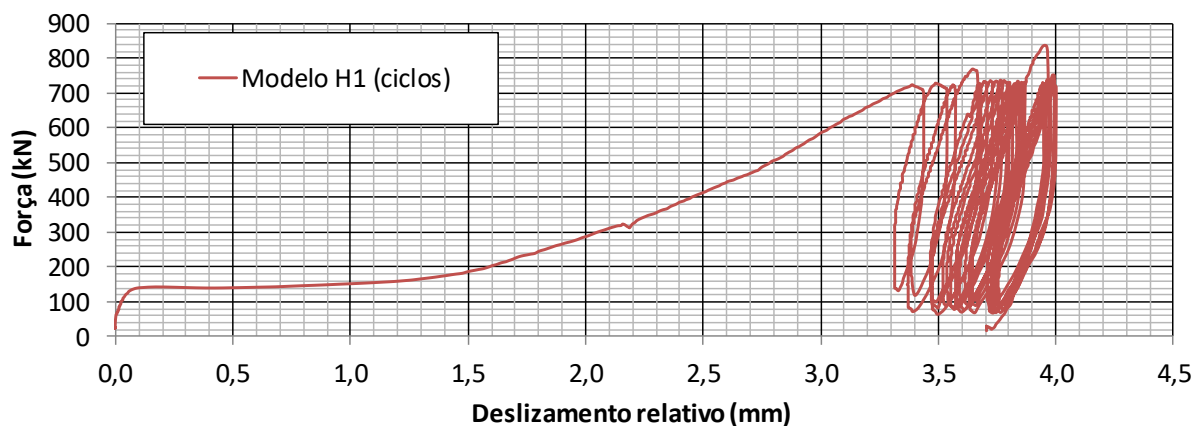
## Apêndice C – Modelo H1



(a)



(b)



(c)

Figura C.16 - Curva de força versus deslocamento do modelo H1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.



## Apêndice C – Modelo I1

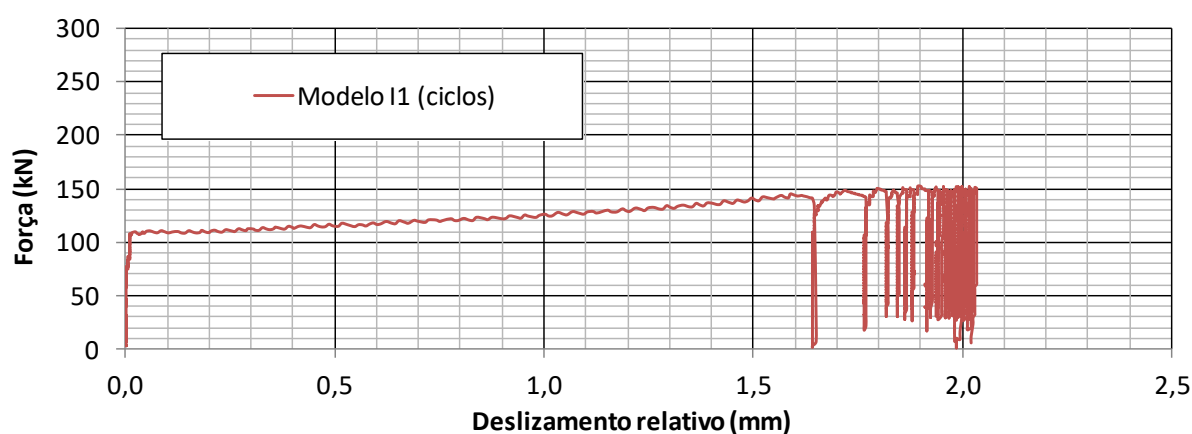
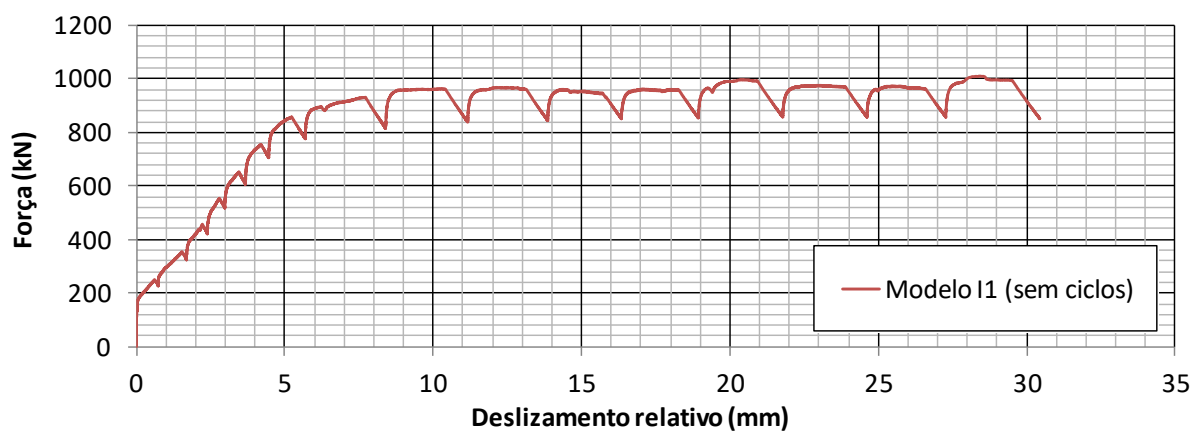
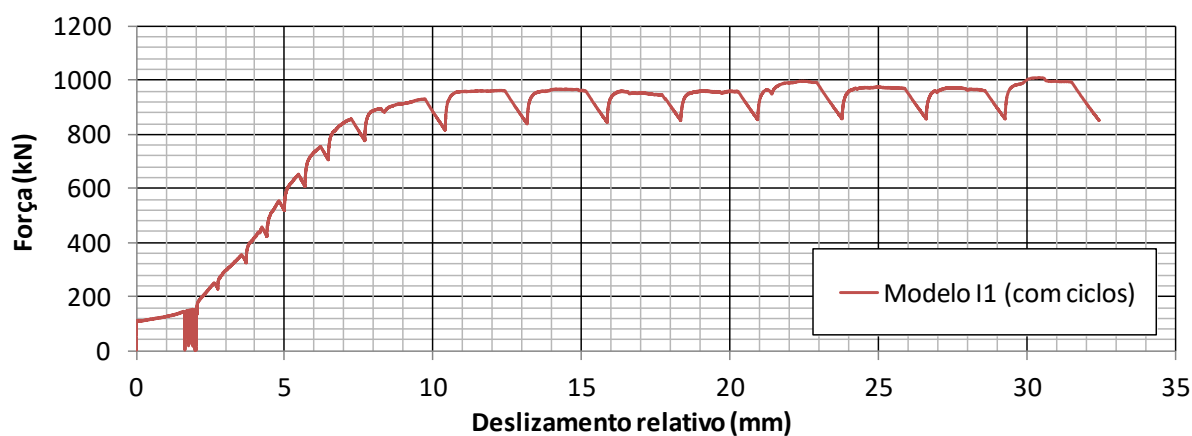
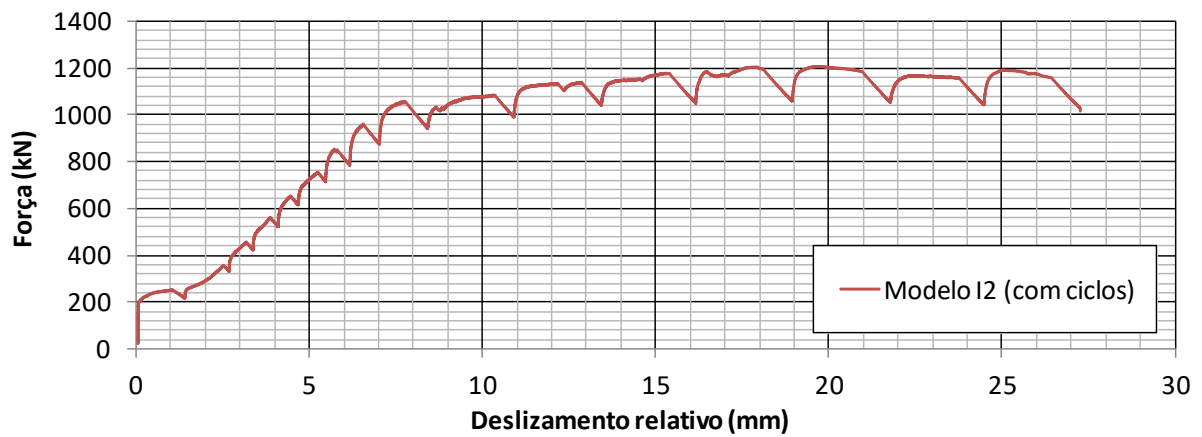
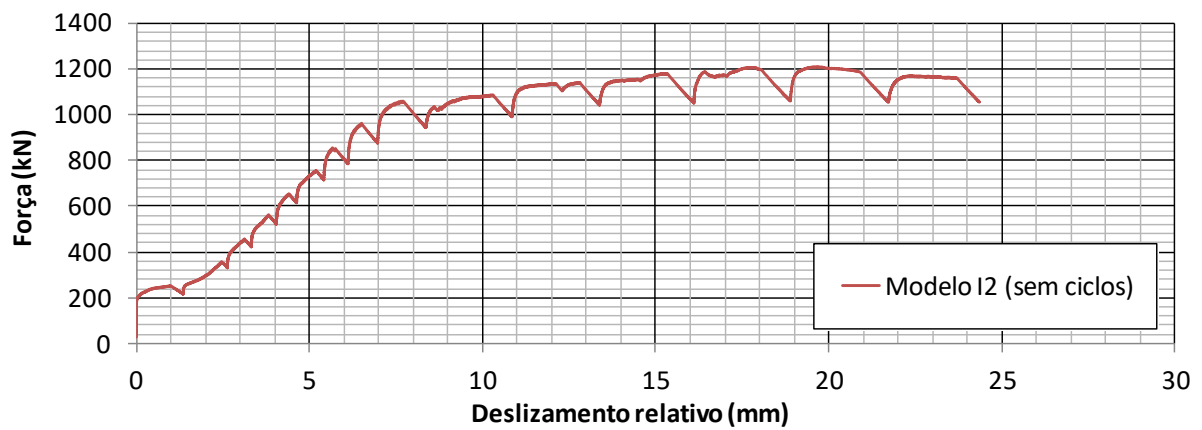


Figura C.17 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo I1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

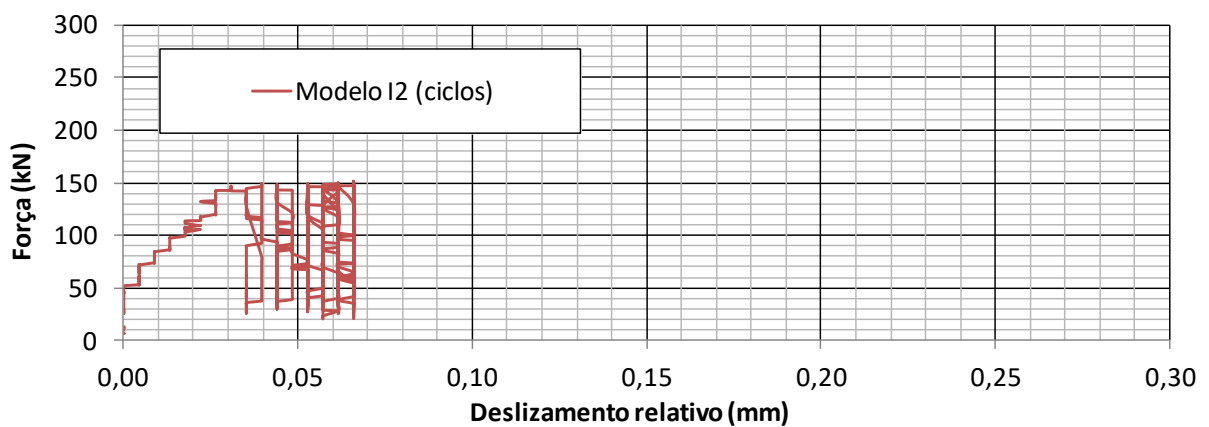
## Apêndice C – Modelo I2



(a)



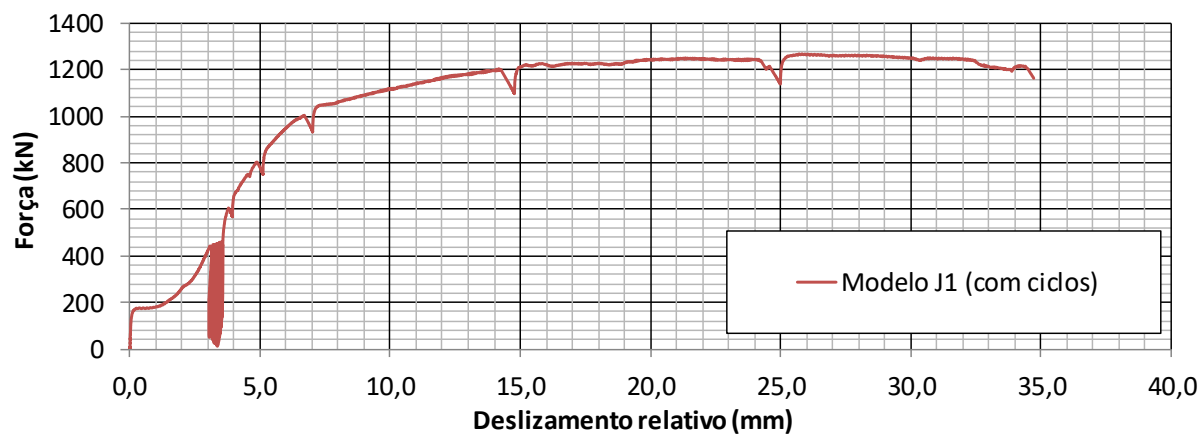
(b)



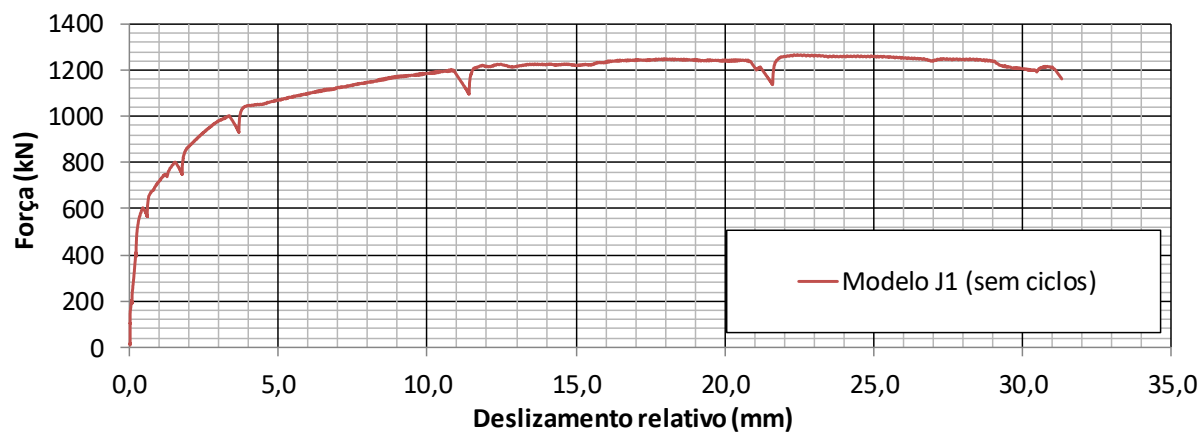
(c)

Figura C.18 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo I2: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

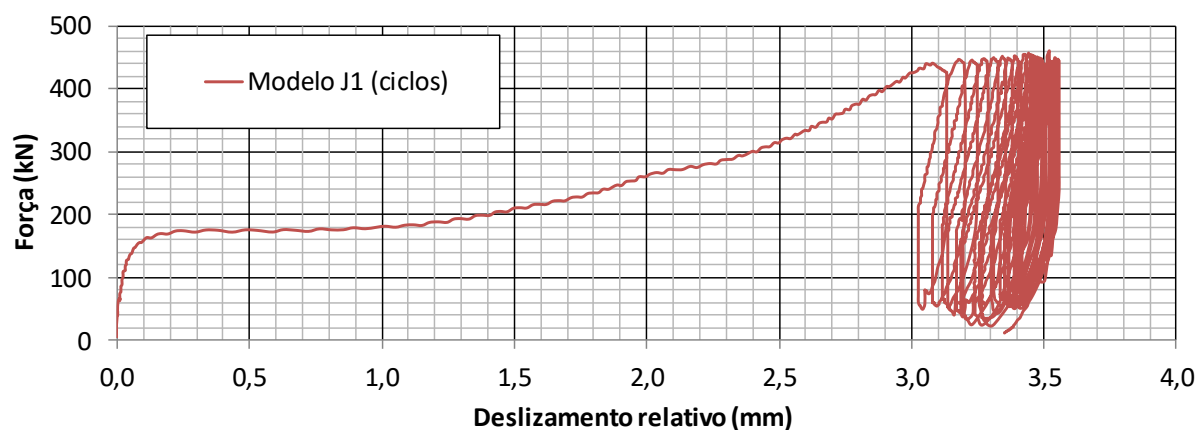
## Apêndice C – Modelo J1



(a)



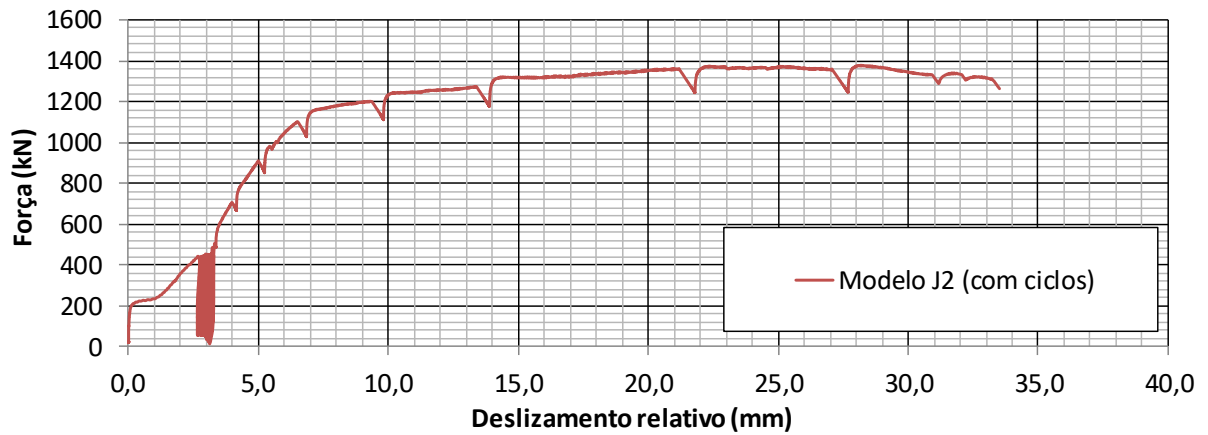
(b)



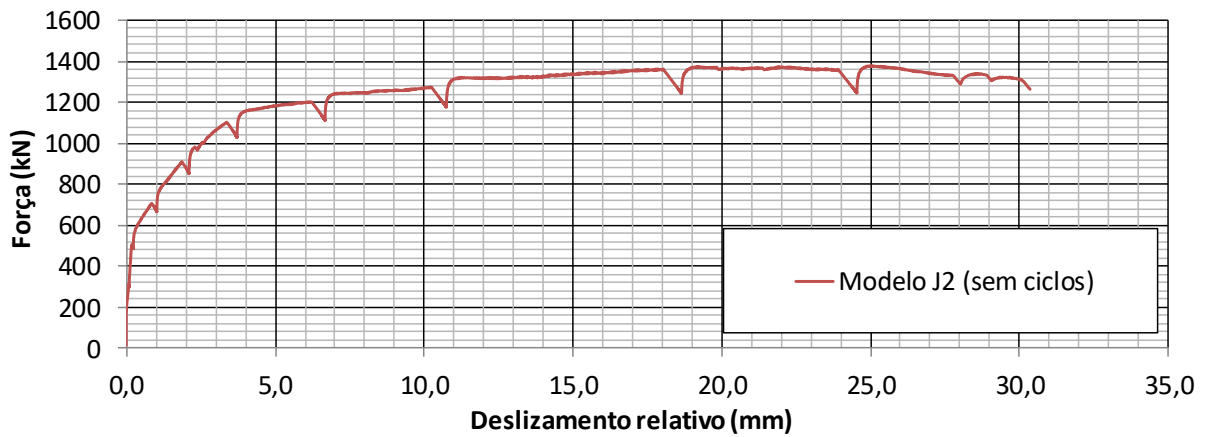
(c)

Figura C.19 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo G1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

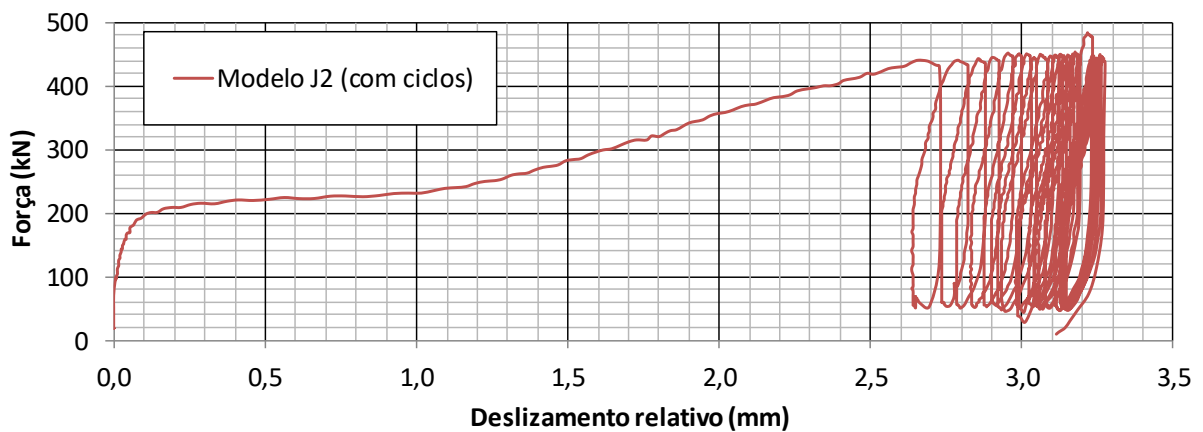
## Apêndice C – Modelo J2



(a)



(b)



(c)

Figura C.20 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo G1: (a) curva completa; (b) curva desconsiderando a fase de ciclos; (c) curva da fase de ciclos.

# D

## DADOS DE ENTRADA DOS MATERIAIS NO PROGRAMA ABAQUS

Neste apêndice são apresentados dados de entrada utilizados para os modelos constitutivos, no programa de elementos finitos Abaqus v.6.14, que descrevem as propriedades mecânicas dos materiais. Para a entrada dos pares de tensão e deformação dos materiais no programa, as tensões e deformações nominais (ou de engenharia) são transformadas em tensões e deformações verdadeiras. Essas transformações são dadas pelas Eqs. (D.1), (D.2) e (D.3):

$$\sigma_{Ver} = \sigma_{Nom} (1 + \varepsilon_{Nom}) \quad (D.1)$$

$$\varepsilon_{Ver} = \ln(1 + \varepsilon_{Nom}) \quad (D.2)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{Ver} - \frac{\sigma_{Ver}}{E_{Ver}} \quad (D.3)$$

em que  $\sigma_{Ver}$  é a tensão verdadeira;  $\sigma_{Nom}$  é a tensão nominal;  $\varepsilon_{Nom}$  é a deformação nominal;  $\varepsilon_{Ver}$  é a deformação verdadeira;  $\varepsilon_{pl}$  é a deformação plástica verdadeira; e  $E_{Ver}$  é o módulo de elasticidade verdadeiro, calculado dividindo o primeiro valor não nulo de tensão verdadeira e o primeiro valor não nulo de deformação verdadeira.

Tabela D.1– Métodos iterativos utilizados nas simulações.

Steps utilizados como método iterativo de convergência	
** STEP: contato ** *Step, name=contato, nlgeom=NO *Static 0.01, 1., 1e-05, 1.	** STEP: CARGA ** *Step, name=CARGA, nlgeom=YES, inc=10000 *Dynamic,application=QUASI- STATIC,initial=NO 0.00098,1.,1e-05

Tabela D.2. – Materiais constituídos por aço para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3.

Materiais constituídos por aço (B1-B2, B3-B4, B5-B6, B7-B8, C1-C2, C3-C4, C5-C6-C7-C8)		
*Material, name=AcoCrestbond *Density 7.8e-09, *Elastic 200486., 0.3 *Plastic 324.525, 0. 329.249, 0.0144279 568.218, 0.147308 42.8976, 0.280443	*Material, name=AcoPerfil *Density 7.8e-09, *Elastic 200486., 0.3 *Plastic 324.525, 0. 329.249, 0.0144279 568.218, 0.147308	*Material, name=acoArmadura *Density 7.8e-09, *Elastic 210750., 0.3 *Plastic 501.19, 0. 550., 0.0927005

Tabela D.3 – Materiais constituídos por aço para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5.

Materiais constituídos por aço (A1, B, C1, C2, D, E, G, H, I, J)				
*Material, name=AcoCrestbond *Density 7.8e-09, *Elastic 200585., 0.3 *Plastic 390.76, 0. 397.605, 0.0173301 539.064, 0.107959 616.966, 0.191257 633.171, 0.268396 632.866, 0.34008 69.42, 0.576267	*Material, name=AcoTubo (VMB 250) *Density 7.8e-09, *Elastic 200545., 0.3 *Plastic 363.659, 0. 369.588, 0.0161443 491.963, 0.100915 560.237, 0.179236 572.486, 0.252098 573.177, 0.320058 62.6538, 0.545494	*Material, name=AcoTubo (VMB 350) *Density 7.8e-09, *Elastic 200624., 0.3 *Plastic 416.865, 0. 424.653, 0.01847 611.216, 0.114559 702.874, 0.202535 724.244, 0.283672 709.779, 0.358881 76.2112, 0.605028	*Material, name=AcoTubo (VMB 350 - Mod) #Somente para os modelos A1mod e A2mod *Density 7.8e-09, *Elastic 200624., 0.3 *Plastic 416.865, 0.	*Material, name=acoArmadura *Density 7.8e-09, *Elastic 210750., 0.3 *Plastic 501.19, 0. 550., 0.0927005

Tabela D.4 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3 (continua na próxima página).

Material Concreto Modelo B1-B2			Material Concreto Modelo B3-B4		
*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.937717, 0.019741	*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.93763, 0.01974
*Density 2.4e-09,	type=DISPLACEMENT 2.10602, 0.	0.948599, 0.029508	*Density 2.4e-09,	type=DISPLACEMENT 2.13986, 0.	0.9486, 0.029507
*Elastic 26774.7, 0.2	1.70019, 0.01585	0.961452, 0.051921	*Elastic 26957.1, 0.2	1.72751, 0.01585	0.961453, 0.051921
*Concrete Damaged Plasticity	1.36133, 0.0368	0.974926, 0.073845	*Concrete Damaged Plasticity	1.3832, 0.0368	0.974927, 0.073845
28., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.0806, 0.06795	0.989021, 0.095299	28., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.09796, 0.06795	0.989021, 0.095299
*Concrete Compression Hardening	0.849149, 0.1144	*Concrete Tension Damage,	*Concrete Compression Hardening	0.86279, 0.1144	*Concrete Tension Damage,
10.6442, 0.	0.658132, 0.18125	type=DISPLACEMENT	10.8323, 0.	0.668705, 0.18125	type=DISPLACEMENT
18.0478, 0.000108	0.498706, 0.2736	0., 0.	18.3431, 0.000107	0.506718, 0.2736	0., 0.
22.9863, 0.000307	0.387967, 0.369267	0.1927, 0.01585	23.3733, 0.000306	0.394199, 0.369267	0.1927, 0.01585
25.768, 0.000587	0.31174, 0.45544	0.3536, 0.0368	26.2168, 0.000586	0.316748, 0.45544	0.3536, 0.0368
26.6515, 0.000938	0.239244, 0.5552	0.4869, 0.06795	27.1227, 0.000938	0.243088, 0.5552	0.4869, 0.06795
25.8282, 0.001359	0.168568, 0.669648	0.5968, 0.1144	26.2929, 0.001357	0.171276, 0.669648	0.5968, 0.1144
23.4624, 0.001838	0.105231, 0.785552	0.6875, 0.18125	23.9014, 0.001833	0.106922, 0.785552	0.6875, 0.18125
19.7211, 0.002368	*Concrete Compression Damage	0.7632, 0.2736	20.1081, 0.002361	*Concrete Compression Damage	0.7632, 0.2736
14.7479, 0.002943	0., 0.	0.815782, 0.369267	15.0515, 0.002936	0., 0.	0.815782, 0.369267
13.3334, 0.003096	0., 0.000108	0.851977, 0.45544	13.6079, 0.003089	0., 0.000107	0.851977, 0.45544
11.6214, 0.003558	0., 0.000307	0.8864, 0.5552	11.8606, 0.003552	0., 0.000306	0.8864, 0.5552
10.3779, 0.004102	0., 0.000587	0.919959, 0.669648	10.5915, 0.004097	0., 0.000586	0.919959, 0.669648
8.69744, 0.00516	0., 0.000938	0.950033, 0.785552	8.87622, 0.005156	0., 0.000938	0.950033, 0.785552
7.48464, 0.006199	0.030893, 0.001359		7.63831, 0.006196	0.030593, 0.001357	
5.72827, 0.00825	0.11966, 0.001838		5.84548, 0.008247	0.118765, 0.001833	
3.75081, 0.011788	0.260037, 0.002368		3.82678, 0.011787	0.258622, 0.002361	
2.53832, 0.015286	0.446639, 0.002943		2.5888, 0.015285	0.445057, 0.002936	
1.65994, 0.019741	0.499713, 0.003096		1.69165, 0.01974	0.498283, 0.003089	
1.3699, 0.029508	0.563949, 0.003558		1.3941, 0.029507	0.562705, 0.003552	
1.02735, 0.051921	0.610605, 0.004102		1.0455, 0.051921	0.609497, 0.004097	
0.668251, 0.073845	0.67366, 0.00516		0.680059, 0.073845	0.672738, 0.005156	
0.2926, 0.095299	0.719166, 0.006199		0.29777, 0.095299	0.718379, 0.006196	
	0.785067, 0.00825			0.78448, 0.008247	
	0.859264, 0.011788			0.858908, 0.011787	
	0.904759, 0.015286			0.904552, 0.015285	

Tabela D.4 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3 (continua na próxima página).

Material Concreto Modelo B5-B6			Material Concreto Modelo B7-B8		
*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.937708, 0.019741	*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.937726, 0.019741
*Density	type=DISPLACEMENT	0.9486, 0.029508	*Density	type=DISPLACEMENT	0.948599, 0.029508
2.4e-09,	2.09847, 0.	0.961452, 0.051921	2.4e-09,	2.10225, 0.	0.961452, 0.051921
*Elastic	1.69409, 0.01585	0.974926, 0.073845	*Elastic	1.69714, 0.01585	0.974926, 0.073845
26794.2, 0.2	1.35645, 0.0368	0.989021, 0.095299	*Concrete Tension	1.35889, 0.0368	*Concrete Tension
*Concrete Damaged	1.07672, 0.06795	Damage,	*Concrete Damaged	1.07866, 0.06795	Damage,
Plasticity	0.846102, 0.1144	type=DISPLACEMENT	Plasticity	0.847626, 0.1144	type=DISPLACEMENT
28., 0.1, 1.16, 0.667,	0.655771, 0.18125	0., 0.	28., 0.1, 1.16, 0.667,	0.656952, 0.18125	0., 0.
5e-05	0.496917, 0.2736	0.1927, 0.01585	5e-05	0.497812, 0.2736	0.1927, 0.01585
*Concrete Compression	0.386575, 0.369267	0.3536, 0.0368	*Concrete Compression	0.387271, 0.369267	0.3536, 0.0368
Hardening	0.310622, 0.45544	0.4869, 0.06795	Hardening	0.311181, 0.45544	0.4869, 0.06795
10.6643, 0.	0.238386, 0.5552	0.5968, 0.1144	10.6242, 0.	0.238815, 0.5552	0.5968, 0.1144
18.0793, 0.000108	0.167963, 0.669648	0.6875, 0.18125	18.0164, 0.000108	0.168266, 0.669648	0.6875, 0.18125
23.0275, 0.000307	0.104854, 0.785552	0.7632, 0.2736	22.9451, 0.000308	0.105042, 0.785552	0.7632, 0.2736
25.8157, 0.000587	*Concrete Compression	0.815782, 0.369267	25.7202, 0.000588	*Concrete Compression	0.815782, 0.369267
26.7016, 0.000938	Damage	0.851977, 0.45544	26.6014, 0.000938	Damage	0.851977, 0.45544
25.8776, 0.001359	0., 0.	0.8864, 0.5552	25.7787, 0.00136	0., 0.	0.8864, 0.5552
23.509, 0.001837	0., 0.000108	0.919959, 0.669648	23.4157, 0.001838	0., 0.000108	0.919959, 0.669648
19.7622, 0.002367	0., 0.000307	0.950033, 0.785552	19.68, 0.002368	0., 0.000308	0.950033, 0.785552
14.7801, 0.002942	0., 0.000587		14.7157, 0.002944	0., 0.000588	
13.3625, 0.003095	0., 0.000938		13.3043, 0.003096	0., 0.000938	
11.6468, 0.003557	0.03086, 0.001359		11.596, 0.003559	0.030925, 0.00136	
10.4006, 0.004102	0.119564, 0.001837		10.3553, 0.004103	0.119756, 0.001838	
8.71641, 0.00516	0.259886, 0.002367		8.67847, 0.005161	0.260188, 0.002368	
7.50095, 0.006199	0.446471, 0.002942		7.46834, 0.0062	0.446807, 0.002944	
5.74071, 0.00825	0.499561, 0.003095		5.71584, 0.00825	0.499865, 0.003096	
3.75888, 0.011788	0.563817, 0.003557		3.74275, 0.011789	0.564081, 0.003559	
2.54368, 0.015286	0.610488, 0.004102		2.53296, 0.015286	0.610723, 0.004103	
1.66331, 0.019741	0.673562, 0.00516		1.65657, 0.019741	0.673758, 0.005161	
1.37247, 0.029508	0.719082, 0.006199		1.36732, 0.029508	0.71925, 0.0062	
1.02928, 0.051921	0.785005, 0.00825		1.02542, 0.051921	0.78513, 0.00825	
0.669507, 0.073845	0.859226, 0.011788		0.666995, 0.073845	0.859302, 0.011789	
0.29315, 0.095299	0.904737, 0.015286		0.29205, 0.095299	0.904781, 0.015286	



Tabela D.4– Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3 (continua na próxima página).

Material Concreto Modelo C1-C2			Material Concreto Modelo C3-C4		
*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.933751, 0.019709	*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.933479, 0.019706
*Density	type=DISPLACEMENT	0.948619, 0.029486	*Density	type=DISPLACEMENT	0.94862, 0.029485
2.4e-09,	3.47952, 0.	0.961467, 0.051905	2.4e-09,	3.56126, 0.	0.961468, 0.051904
*Elastic	2.80902, 0.01585	0.974936, 0.073834	*Elastic	2.875, 0.01585	0.974936, 0.073834
33531.4, 0.2	2.24916, 0.0368	0.989025, 0.095295	33911., 0.2	2.302, 0.0368	0.989026, 0.095294
*Concrete Damaged	1.78534, 0.06795	*Concrete Tension	*Concrete Damaged	1.82728, 0.06795	*Concrete Tension
Plasticity	1.40294, 0.1144	Damage,	Plasticity	1.4359, 0.1144	Damage,
28., 0.1, 1.16, 0.667,	1.08735, 0.18125	type=DISPLACEMENT	28., 0.1, 1.16, 0.667,	1.11289, 0.18125	type=DISPLACEMENT
5e-05	0.82395, 0.2736	0., 0.	5e-05	0.843306, 0.2736	0., 0.
*Concrete Compression	0.640989, 0.369267	0.1927, 0.01585	*Concrete Compression	0.656046, 0.369267	0.1927, 0.01585
Hardening	0.51505, 0.45544	0.3536, 0.0368	Hardening	0.527149, 0.45544	0.3536, 0.0368
19.0104, 0.	0.395273, 0.5552	0.4869, 0.06795	19.5707, 0.	0.404559, 0.5552	0.4869, 0.06795
30.8295, 8.5e-05	0.278504, 0.669648	0.5968, 0.1144	31.6638, 8.3e-05	0.285046, 0.669648	0.5968, 0.1144
39.8107, 0.000254	0.17386, 0.785552	0.6875, 0.18125	40.912, 0.00025	0.177944, 0.785552	0.6875, 0.18125
45.5605, 0.000519	*Concrete Compression	0.7632, 0.2736	46.8742, 0.000514	*Concrete Compression	0.7632, 0.2736
47.61, 0.000894	Damage	0.815782, 0.369267	49.0143, 0.00089	Damage	0.815782, 0.369267
46.6186, 0.001219	0., 0.	0.851977, 0.45544	48.0187, 0.001209	0., 0.	0.851977, 0.45544
43.476, 0.001608	0., 8.5e-05	0.8864, 0.5552	44.8477, 0.001592	0., 8.3e-05	0.8864, 0.5552
37.9494, 0.002067	0., 0.000254	0.919959, 0.669648	39.24, 0.002047	0., 0.00025	0.919959, 0.669648
29.7715, 0.002606	0., 0.000519	0.950033, 0.785552	30.8911, 0.002583	0., 0.000514	0.950033, 0.785552
26.9148, 0.002791	0., 0.000894		27.927, 0.00277	0., 0.00089	
23.4542, 0.003293	0.020824, 0.001219		24.3359, 0.003274	0.020313, 0.001209	
20.9381, 0.003865	0.086831, 0.001608		21.7248, 0.003849	0.085009, 0.001592	
17.5339, 0.004962	0.202911, 0.002067		18.1919, 0.004948	0.199418, 0.002047	
15.0739, 0.006029	0.374681, 0.002606		15.6386, 0.006018	0.369754, 0.002583	
11.5047, 0.008121	0.434682, 0.002791		11.9336, 0.008112	0.430228, 0.00277	
7.47116, 0.011706	0.507369, 0.003293		7.74586, 0.0117	0.503495, 0.003274	
4.9816, 0.015233	0.560216, 0.003865		5.16006, 0.015229	0.556765, 0.003849	
3.15411, 0.019709	0.631718, 0.004962		3.26046, 0.019706	0.628845, 0.004948	
2.44625, 0.029486	0.683389, 0.006029		2.51835, 0.029485	0.680939, 0.006018	
1.83456, 0.051905	0.758357, 0.008121		1.88863, 0.051904	0.756527, 0.008112	
1.19331, 0.073834	0.843076, 0.011706		1.22848, 0.073834	0.841967, 0.0117	
0.5225, 0.095295	0.895367, 0.015233		0.5379, 0.095294	0.894723, 0.015229	

Tabela D.4 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de vigas apresentados no Capítulo 3 (continua na próxima página).

Material Concreto Modelo C5-C6			Material Concreto Modelo C7-C8		
*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.93379, 0.019709	*Material, name=Concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.933353, 0.019706
*Density 2.4e-09,	type=DISPLACEMENT 3.46777, 0.	0.948619, 0.029486	*Density 2.4e-09,	type=DISPLACEMENT 3.59889, 0.	0.948621, 0.029484
*Elastic 33476.6, 0.2	2.79953, 0.01585	0.961467, 0.051905	*Elastic 34085., 0.2	2.90538, 0.01585	0.961468, 0.051904
*Concrete Damaged Plasticity	2.24156, 0.0368	0.974936, 0.073834	*Concrete Damaged Plasticity	2.32632, 0.0368	0.974937, 0.073833
28., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.77931, 0.06795	0.989025, 0.095295	28., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.84659, 0.06795	0.989026, 0.095294
*Concrete Compression Hardening	1.3982, 0.1144	*Concrete Tension Damage,	*Concrete Compression Hardening	1.45107, 0.1144	*Concrete Tension Damage,
18.9303, 0.	1.08368, 0.18125	type=DISPLACEMENT	19.8309, 0.	1.12465, 0.18125	type=DISPLACEMENT
30.7101, 8.5e-05	0.821167, 0.2736	0., 0.	32.0503, 8.2e-05	0.852217, 0.2736	0., 0.
39.6531, 0.000254	0.638823, 0.369267	0.1927, 0.01585	41.4223, 0.000248	0.662979, 0.369267	0.1927, 0.01585
45.3727, 0.00052	0.51331, 0.45544	0.3536, 0.0368	47.4836, 0.000511	0.532719, 0.45544	0.3536, 0.0368
47.4094, 0.000895	0.393938, 0.5552	0.4869, 0.06795	49.6663, 0.000887	0.408834, 0.5552	0.4869, 0.06795
46.4187, 0.00122	0.277563, 0.669648	0.5968, 0.1144	48.6689, 0.001204	0.288058, 0.669648	0.5968, 0.1144
43.2803, 0.00161	0.173273, 0.785552	0.6875, 0.18125	45.4856, 0.001585	0.179825, 0.785552	0.6875, 0.18125
37.7657, 0.00207	*Concrete Compression Damage	0.7632, 0.2736	39.8419, 0.002038	*Concrete Compression Damage	0.7632, 0.2736
29.6127, 0.002609	0., 0.	0.815782, 0.369267	31.4159, 0.002572	0., 0.	0.815782, 0.369267
26.7713, 0.002794	0., 8.5e-05	0.851977, 0.45544	28.4014, 0.00276	0., 8.2e-05	0.851977, 0.45544
23.3291, 0.003295	0., 0.000254	0.8864, 0.5552	24.7491, 0.003266	0., 0.000248	0.8864, 0.5552
20.8266, 0.003868	0., 0.00052	0.919959, 0.669648	22.0936, 0.003842	0., 0.000511	0.919959, 0.669648
17.4406, 0.004964	0., 0.000895	0.950033, 0.785552	18.5002, 0.004942	0., 0.000887	0.950033, 0.785552
14.9938, 0.006031	0.020898, 0.00122		15.9032, 0.006012	0.020081, 0.001204	
11.4438, 0.008122	0.087094, 0.00161		12.1347, 0.008108	0.084175, 0.001585	
7.43218, 0.011707	0.203413, 0.00207		7.87451, 0.011698	0.197807, 0.002038	
4.95626, 0.015233	0.375384, 0.002609		5.24356, 0.015227	0.367461, 0.002572	
3.13898, 0.019709	0.435317, 0.002794		3.31011, 0.019706	0.428157, 0.00276	
2.43595, 0.029486	0.507922, 0.003295		2.55183, 0.029484	0.501692, 0.003266	
1.82683, 0.051905	0.560708, 0.003868		1.91373, 0.051904	0.55516, 0.003842	
1.18828, 0.073834	0.632127, 0.004964		1.24481, 0.073833	0.627509, 0.004942	
0.5203, 0.095295	0.683738, 0.006031		0.54505, 0.095294	0.679799, 0.006012	
	0.758617, 0.008122			0.755676, 0.008108	
	0.843234, 0.011707			0.841452, 0.011698	
	0.895458, 0.015233			0.894424, 0.015227	

Tabela D.5 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5 (continua na próxima página)..

Material Concreto Modelo A1			Material Concreto Modelo B		
*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.935217, 0.01972	*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening,	0.9352, 0.01972
*Density 2.4e-09,	type=DISPLACEMENT 3.01625, 0.	0.948613, 0.029493	*Density 2.4e-09,	type=DISPLACEMENT 3.02192, 0.	0.948613, 0.029493
*Elastic 31359.1, 0.2	2.43502, 0.01585	0.961462, 0.051911	*Elastic 31359.1, 0.2	2.4396, 0.01585	0.961462, 0.051911
*Concrete Damaged Plasticity	1.9497, 0.0368	0.974933, 0.073838	*Concrete Damaged Plasticity	1.95337, 0.0368	0.974933, 0.073838
36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.54764, 0.06795	0.989024, 0.095296	36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.55055, 0.06795	0.989024, 0.095296
*Concrete Compression Hardening	1.21615, 0.1144	*Concrete Tension Damage,	*Concrete Compression Hardening	1.21844, 0.1144	*Concrete Tension Damage,
15.9602, 0.	0.942577, 0.18125	type=DISPLACEMENT	15.9962, 0.	0.94435, 0.18125	type=DISPLACEMENT
26.2446, 9.3e-05	0.714247, 0.2736	0., 0.	26.2992, 9.3e-05	0.715591, 0.2736	0., 0.
33.7628, 0.000273	0.555646, 0.369267	0.1927, 0.01585	33.8348, 0.000273	0.556691, 0.369267	0.1927, 0.01585
38.3836, 0.000547	0.446474, 0.45544	0.3536, 0.0368	38.4687, 0.000546	0.447314, 0.45544	0.3536, 0.0368
39.9675, 0.000916	0.342646, 0.5552	0.4869, 0.06795	40.0578, 0.000916	0.34329, 0.5552	0.4869, 0.06795
39.0127, 0.001273	0.241423, 0.669648	0.5968, 0.1144	39.1024, 0.001272	0.241877, 0.669648	0.5968, 0.1144
36.0731, 0.001692	0.150712, 0.785552	0.6875, 0.18125	36.1599, 0.001691	0.150996, 0.785552	0.6875, 0.18125
31.0722, 0.002177	*Concrete Compression Damage	0.7632, 0.2736	31.1519, 0.002176	*Concrete Compression Damage	0.7632, 0.2736
23.9296, 0.00273	0., 0.	0.815782, 0.369267	23.9961, 0.002729	0., 0.	0.815782, 0.369267
21.6338, 0.002903	0., 9.3e-05	0.851977, 0.45544	21.694, 0.002902	0., 9.3e-05	0.851977, 0.45544
18.8535, 0.00339	0., 0.000273	0.8864, 0.5552	18.9059, 0.003389	0., 0.000273	0.8864, 0.5552
16.8328, 0.003953	0., 0.000547	0.919959, 0.669648	16.8796, 0.003952	0., 0.000546	0.919959, 0.669648
14.0998, 0.005035	0., 0.000916	0.950033, 0.785552	14.1389, 0.005034	0., 0.000916	0.950033, 0.785552
12.1257, 0.006092	0.023889, 0.001273		12.1593, 0.006091	0.02385, 0.001272	
9.26335, 0.008168	0.097439, 0.001692		9.28891, 0.008168	0.097306, 0.001691	
6.03274, 0.011736	0.222563, 0.002177		6.04918, 0.011736	0.222325, 0.002176	
4.04319, 0.015252	0.401274, 0.00273		4.05395, 0.015252	0.400962, 0.002729	
2.5892, 0.01972	0.458714, 0.002903		2.59574, 0.01972	0.458433, 0.002902	
2.05382, 0.029493	0.528279, 0.00339		2.05845, 0.029493	0.528034, 0.003389	
1.54025, 0.051911	0.578838, 0.003953		1.54373, 0.051911	0.578619, 0.003952	
1.00187, 0.073838	0.647218, 0.005035		1.00414, 0.073838	0.647036, 0.005034	
0.43868, 0.095296	0.696611, 0.006092		0.43967, 0.095296	0.696456, 0.006091	
	0.768228, 0.008168			0.768112, 0.008168	
	0.849059, 0.011736			0.848989, 0.011736	
	0.898838, 0.015252			0.898797, 0.015252	

Tabela D.5 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5 (continua na próxima página)..

Material Concreto Modelo C1			Material Concreto Modelo C2		
*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.932875, 0.019702 0.948622, 0.029482 0.96147, 0.051902 0.974937, 0.073832 0.989026, 0.095294	*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.932891, 0.019702 0.948622, 0.029482 0.96147, 0.051902 0.974937, 0.073832 0.989026, 0.095294
*Density 2.4e-09,	3.73901, 0.	0.974937, 0.073832 0.989026, 0.095294	*Density 2.4e-09,	3.73447, 0.	0.974937, 0.073832 0.989026, 0.095294
*Elastic 34727.8, 0.2	3.0185, 0.00634 2.41689, 0.01472	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT	*Elastic 34707.2, 0.2	3.01484, 0.00634 2.41396, 0.01472	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT
*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.91849, 0.02718 1.50757, 0.04576 1.16844, 0.0725 0.885397, 0.10944	0., 0. 0.1927, 0.00634 0.3536, 0.01472 0.4869, 0.02718 0.5968, 0.04576 0.6875, 0.0725 0.7632, 0.10944	*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.91616, 0.02718 1.50574, 0.04576 1.16702, 0.0725 0.884324, 0.10944	0.1927, 0.00634 0.3536, 0.01472 0.4869, 0.02718 0.5968, 0.04576 0.6875, 0.0725 0.7632, 0.10944
*Concrete Compression Hardening 20.8125, 0. 33.5032, 8e-05 43.3401, 0.000242 49.7777, 0.000502 52.1239, 0.000879 51.1215, 0.001186 47.8968, 0.001558 42.1266, 0.002002 33.422, 0.002531 30.2148, 0.002723 26.3288, 0.003234 23.503, 0.003813 19.6789, 0.004918 16.9147, 0.005992 12.9027, 0.008093 8.36576, 0.011688 5.56198, 0.015221 3.49881, 0.019702 2.678, 0.029482 2.00836, 0.051902 1.30636, 0.073832 0.572, 0.095294	0.688791, 0.147707 0.55346, 0.182176 0.424751, 0.22208 0.299273, 0.267859 0.186826, 0.314221 *Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 8e-05 0., 0.000242 0., 0.000502 0., 0.000879 0.019232, 0.001186 0.081098, 0.001558 0.1918, 0.002002 0.358798, 0.002531 0.420327, 0.002723 0.49488, 0.003234 0.549093, 0.003813 0.622459, 0.004918 0.675491, 0.005992 0.75246, 0.008093 0.839502, 0.011688 0.893293, 0.015221	0.815782, 0.147707 0.851977, 0.182176 0.8864, 0.22208 0.919959, 0.267859 0.950033, 0.314221	*Concrete Compression Hardening 20.7805, 0. 33.4559, 8e-05 43.2777, 0.000242 49.7029, 0.000502 52.0436, 0.000879 51.0413, 0.001187 47.8179, 0.001559 42.0516, 0.002004 33.3558, 0.002533 30.155, 0.002725 26.2767, 0.003235 23.4565, 0.003814 19.64, 0.004919 16.8813, 0.005993 12.8774, 0.008093 8.34957, 0.011688 5.55149, 0.015221 3.49261, 0.019702 2.67388, 0.029482 2.00527, 0.051902 1.30435, 0.073832 0.57112, 0.095294	0.687956, 0.147707 0.552789, 0.182176 0.424236, 0.22208 0.29891, 0.267859 0.1866, 0.314221 *Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 8e-05 0., 0.000242 0., 0.000502 0., 0.000879 0.019259, 0.001187 0.081196, 0.001559 0.191994, 0.002004 0.359081, 0.002533 0.420583, 0.002725 0.495103, 0.003235 0.549292, 0.003814 0.622625, 0.004919 0.675632, 0.005993 0.752565, 0.008093 0.839566, 0.011688 0.89333, 0.015221	0.815782, 0.147707 0.851977, 0.182176 0.8864, 0.22208 0.919959, 0.267859 0.950033, 0.314221

Tabela D.5 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5 (continua na próxima página).

Material Concreto Modelo D			Material Concreto Modelo E		
*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.935187, 0.01972 0.948613, 0.029493 0.961462, 0.05191 0.974933, 0.073838 0.989024, 0.095296	*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.934766, 0.019716 0.948615, 0.029491 0.961464, 0.051909 0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Density 2.4e-09,	3.02633, 0.	0.974933, 0.073838 0.989024, 0.095296	*Density 2.4e-09,	3.16332, 0.	0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Elastic 31380.4, 0.2	2.44316, 0.01585 1.95622, 0.0368	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT	*Elastic 32038.9, 0.2	2.55375, 0.01585 2.04477, 0.0368	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT
*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.55281, 0.06795 1.22022, 0.1144 0.945728, 0.18125 0.716635, 0.2736	0., 0. 0.1927, 0.00634 0.3536, 0.01472 0.4869, 0.02718 0.5968, 0.04576 0.6875, 0.0725 0.7632, 0.10944 0.815782, 0.147707 0.851977, 0.182176 0.8864, 0.22208 0.919959, 0.267859 0.950033, 0.314221	*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.6231, 0.06795 1.27545, 0.1144 0.988539, 0.18125 0.749075, 0.2736	0.934766, 0.019716 0.948615, 0.029491 0.961464, 0.051909 0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Concrete Compression Hardening 16.0242, 0. 26.3417, 9.3e-05 33.8908, 0.000273 38.5348, 0.000546 40.128, 0.000916 39.1721, 0.001271 36.2274, 0.00169 31.214, 0.002175 24.0479, 0.002728 21.7408, 0.002901 18.9467, 0.003388 16.916, 0.003951 14.1694, 0.005033 12.1855, 0.006091 9.3088, 0.008167 6.06197, 0.011735 4.06233, 0.015252 2.60082, 0.01972 2.06206, 0.029493 1.54643, 0.05191 1.00589, 0.073838 0.44044, 0.095296	0.557503, 0.369267 0.447967, 0.45544 0.343791, 0.5552 0.24223, 0.669648 0.151216, 0.785552		*Concrete Compression Hardening 16.905, 0. 27.6729, 9e-05 35.6459, 0.000267 40.6112, 0.000538 42.3344, 0.00091 41.3656, 0.001256 38.3541, 0.001666 33.1751, 0.002143 25.6936, 0.002692 23.2285, 0.002869 20.2428, 0.00336 18.0725, 0.003926 15.137, 0.005012 13.0163, 0.006073 9.94069, 0.008154 6.46804, 0.011727 4.32791, 0.015246 2.76166, 0.019716 2.17536, 0.029491 1.6314, 0.051909 1.06116, 0.073837 0.46464, 0.095296	0.58274, 0.369267 0.468245, 0.45544 0.359354, 0.5552 0.253195, 0.669648 0.158061, 0.785552	0.934766, 0.019716 0.948615, 0.029491 0.961464, 0.051909 0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
	*Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 9.3e-05 0., 0.000273 0., 0.000546 0., 0.000916 0.023819, 0.001271 0.097203, 0.00169 0.222139, 0.002175 0.40072, 0.002728 0.458213, 0.002901 0.527843, 0.003388 0.57845, 0.003951 0.646895, 0.005033 0.696335, 0.006091 0.768022, 0.008167 0.848934, 0.011735 0.898766, 0.015252			*Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 9e-05 0., 0.000267 0., 0.000538 0., 0.00091 0.022884, 0.001256 0.094019, 0.001666 0.216355, 0.002143 0.39308, 0.002692 0.451309, 0.002869 0.521836, 0.00336 0.5731, 0.003926 0.642442, 0.005012 0.692536, 0.006073 0.765186, 0.008154 0.847215, 0.011727 0.897768, 0.015246	0.815782, 0.369267 0.851977, 0.45544 0.8864, 0.5552 0.919959, 0.669648 0.950033, 0.785552

Tabela D.5 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5 (continua na próxima página)..

Material Concreto Modelo G			Material Concreto Modelo H		
*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.935206, 0.01972 0.948613, 0.029493 0.961462, 0.051911 0.974933, 0.073838 0.989024, 0.095296	*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.934762, 0.019716 0.948615, 0.029491 0.961464, 0.051909 0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Density 2.4e-09,	3.02003, 0.	0.974933, 0.073838 0.989024, 0.095296	*Density 2.4e-09,	3.16456, 0.	0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Elastic 31350., 0.2	2.43807, 0.01585 1.95215, 0.0368	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT	*Elastic 32044.8, 0.2	2.55475, 0.01585 2.04557, 0.0368	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT
*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.54958, 0.06795 1.21768, 0.1144 0.943759, 0.18125 0.715143, 0.2736	0., 0. 0.1927, 0.01585 0.3536, 0.0368 0.4869, 0.06795 0.5968, 0.1144 0.6875, 0.18125 0.7632, 0.2736	*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.62373, 0.06795 1.27595, 0.1144 0.988924, 0.18125 0.749367, 0.2736	0., 0. 0.1927, 0.01585 0.3536, 0.0368 0.4869, 0.06795 0.5968, 0.1144 0.6875, 0.18125 0.7632, 0.2736
*Concrete Compression Hardening 15.9842, 0. 26.281, 9.3e-05 33.8108, 0.000273 38.4403, 0.000546 40.0277, 0.000916 39.0725, 0.001272 36.131, 0.001691 31.1254, 0.002176 23.9739, 0.002729 21.6739, 0.002902 18.8885, 0.00339 16.864, 0.003952 14.1259, 0.005034 12.1481, 0.006091 9.28039, 0.008168 6.0437, 0.011736 4.05037, 0.015252 2.59356, 0.01972 2.05691, 0.029493 1.54257, 0.051911 1.00338, 0.073838 0.43934, 0.095296	0.556343, 0.369267 0.447034, 0.45544 0.343075, 0.5552 0.241726, 0.669648 0.150901, 0.785552	0.815782, 0.369267 0.851977, 0.45544 0.8864, 0.5552 0.919959, 0.669648 0.950033, 0.785552	*Concrete Compression Hardening 16.913, 0. 27.685, 9e-05 35.6618, 0.000267 40.63, 0.000538 42.3544, 0.00091 41.3856, 0.001256 38.3735, 0.001666 33.193, 0.002143 25.7087, 0.002692 23.2421, 0.002868 20.2547, 0.00336 18.0832, 0.003926 15.1459, 0.005012 13.0239, 0.006073 9.9465, 0.008154 6.47177, 0.011727 4.33034, 0.015246 2.76313, 0.019716 2.17639, 0.029491 1.63217, 0.051909 1.06167, 0.073837 0.46486, 0.095296	0.582967, 0.369267 0.468428, 0.45544 0.359494, 0.5552 0.253294, 0.669648 0.158123, 0.785552	0.815782, 0.369267 0.851977, 0.45544 0.8864, 0.5552 0.919959, 0.669648 0.950033, 0.785552
	*Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 9.3e-05 0., 0.000273 0., 0.000546 0., 0.000916 0.023863, 0.001272 0.097351, 0.001691 0.222404, 0.002176 0.401066, 0.002729 0.458527, 0.002902 0.528115, 0.00339 0.578692, 0.003952 0.647097, 0.005034 0.696507, 0.006091 0.768151, 0.008168 0.849012, 0.011736 0.898811, 0.015252			*Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 9e-05 0., 0.000267 0., 0.000538 0., 0.00091 0.022875, 0.001256 0.093991, 0.001666 0.216303, 0.002143 0.39301, 0.002692 0.451246, 0.002868 0.521781, 0.00336 0.573051, 0.003926 0.642401, 0.005012 0.692502, 0.006073 0.76516, 0.008154 0.8472, 0.011727 0.897759, 0.015246	

Tabela D.5 – Material concreto para os modelos de ensaios de cisalhamento de PMPC apresentados no Capítulo 5 (continua na próxima página).

Material Concreto Modelo I			Material Concreto Modelo J		
*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.935194, 0.01972 0.948613, 0.029493 0.961462, 0.05191 0.974933, 0.073838 0.989024, 0.095296	*Material, name=concreto	*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT	0.934758, 0.019716 0.948615, 0.029491 0.961464, 0.051909 0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Density 2.4e-09,	3.02381, 0.	0.974933, 0.073838 0.989024, 0.095296	*Density 2.4e-09,	3.16579, 0.	0.974934, 0.073837 0.989025, 0.095296
*Elastic 31368.2, 0.2	2.44112, 0.01585 1.95459, 0.0368	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT	*Elastic 32050.6, 0.2	2.55574, 0.01585 2.04637, 0.0368	*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT
*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.55152, 0.06795 1.2192, 0.1144 0.944941, 0.18125 0.716038, 0.2736	0., 0. 0.1927, 0.01585 0.3536, 0.0368 0.4869, 0.06795 0.5968, 0.1144 0.6875, 0.18125 0.7632, 0.2736	*Concrete Damaged Plasticity 36., 0.1, 1.16, 0.667, 5e-05	1.62437, 0.06795 1.27645, 0.1144 0.989309, 0.18125 0.749659, 0.2736	0., 0. 0.1927, 0.01585 0.3536, 0.0368 0.4869, 0.06795 0.5968, 0.1144 0.6875, 0.18125 0.7632, 0.2736
*Concrete Compression Hardening 16.0082, 0. 26.3174, 9.3e-05 33.8588, 0.000273 38.497, 0.000546 40.0879, 0.000916 39.1323, 0.001272 36.1888, 0.001691 31.1785, 0.002175 24.0183, 0.002728 21.714, 0.002901 18.9234, 0.003389 16.8952, 0.003951 14.152, 0.005034 12.1705, 0.006091 9.29743, 0.008168 6.05466, 0.011736 4.05754, 0.015252 2.59792, 0.01972 2.06, 0.029493 1.54489, 0.05191 1.00489, 0.073838 0.44, 0.095296	0.557039, 0.369267 0.447594, 0.45544 0.343505, 0.5552 0.242028, 0.669648 0.15109, 0.785552	0.815782, 0.369267 0.851977, 0.45544 0.8864, 0.5552 0.919959, 0.669648 0.950033, 0.785552	*Concrete Compression Hardening 16.921, 0. 27.6971, 9e-05 35.6777, 0.000267 40.6489, 0.000538 42.3745, 0.00091 41.4055, 0.001256 38.3929, 0.001665 33.211, 0.002142 25.7238, 0.002691 23.2558, 0.002868 20.2666, 0.00336 18.0938, 0.003925 15.1548, 0.005012 13.0315, 0.006072 9.9523, 0.008154 6.4755, 0.011727 4.33278, 0.015246 2.7646, 0.019716 2.17742, 0.029491 1.63295, 0.051909 1.06217, 0.073837 0.46508, 0.095296	0.583194, 0.369267 0.46861, 0.45544 0.359633, 0.5552 0.253392, 0.669648 0.158184, 0.785552	0.557039, 0.369267 0.447594, 0.45544 0.343505, 0.5552 0.242028, 0.669648 0.15109, 0.785552
	*Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 9.3e-05 0., 0.000273 0., 0.000546 0., 0.000916 0.023837, 0.001272 0.097262, 0.001691 0.222245, 0.002175 0.400858, 0.002728 0.458339, 0.002901 0.527952, 0.003389 0.578547, 0.003951 0.646976, 0.005034 0.696404, 0.006091 0.768074, 0.008168 0.848965, 0.011736 0.898784, 0.015252			*Concrete Compression Damage 0., 0. 0., 9e-05 0., 0.000267 0., 0.000538 0., 0.00091 0.022867, 0.001256 0.093963, 0.001665 0.216251, 0.002142 0.392941, 0.002691 0.451183, 0.002868 0.521726, 0.00336 0.573002, 0.003925 0.642361, 0.005012 0.692467, 0.006072 0.765135, 0.008154 0.847184, 0.011727 0.89775, 0.015246	

# E

## RESULTADOS NUMÉRICOS SUPLEMENTARES PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CONECTORES CRESTBOND APLICADOS EM PILARES MISTOS

No Capítulo 6 foram as análises de um estudo paramétrico por meio de simulações por elementos finitos, visando-se investigar a influência de diversos parâmetros sobre a capacidade da conexão mista realizada pelo conector Crestbond em elementos de pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). No esboço inicial desse estudo, pretendia-se realizar a análise de uma amostragem que incluía modelos com seções de pilares compreendidas em um amplo intervalo de esbeltez. Nesse intervalo eram inclusas as seções do tipo: compactas, semicompactas e esbeltas (para maiores informações sobre essa classificação, consultar a Tab. 2.3 no Capítulo 2). Contudo, na versão final deste trabalho, optou-se pela análise somente de modelos com seções compactas somente, conforme foi esclarecido no Subitem 6.2. Desse modo, os resultados que não foram aproveitados são apresentados nas Tab. F.1 a F.3, podendo ser reutilizados em futuros trabalhos. Nessas tabelas:

- $D$  é o diâmetro da seção circular;  $B_1$  é o lado de maior comprimento da seção retangular;  $B_2$  é o lado de menor comprimento da seção retangular;  $B$  é o comprimentos dos lados da seção quadrada;  $t$  é a espessura do perfil;
- $e_x$  é o passo do conector;  $n$  é o número de *dowels* de concreto;  $t_{sc}$  é a espessura da chapa do conector;
- $f_c$  é a resistência à compressão do concreto;  $f_y$  é a resistência ao escoamento do perfil tubular;  $f_{y,sc}$  é a resistência ao escoamento do aço conector;
- $P_{u,num}$  é força máxima do modelo;  $q_{cn,num}$  é a força máxima por conector.



Tabela E.1 – Resultados de modelos com seção circular.

Modelos	$D$ (mm)	$t$ (mm)	Class. da seção	$e_x$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$n$	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_{y,sc}$ (MPa)	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)
S600x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	600,0	4,75	esbelta	121	12,50	2	30	350	350	1116	558
S600x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	600,0	4,75	esbelta	121	12,50	2	50	350	350	1161	580
S600x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat*	600,0	4,75	esbelta	121	12,50	2	50	350	350	1078	539
S600x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	600,0	4,75	esbelta	121	12,50	2	50	450	350	1233	616
S600x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	600,0	6,40	semicomp.	121	12,50	2	30	350	350	1210	605
S600x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	600,0	6,40	semicomp.	121	12,50	2	50	350	350	1251	625
S600x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat*	600,0	6,40	semicomp.	121	12,50	2	50	350	350	1140	570
S600x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 450- $f_{y,sc}$ 350	600,0	6,40	esbelta	121	12,50	2	50	450	350	1299	649
Obs:											
*Caso a designação “Sat” é acrescentado ao nome do modelo, é indicado que não foi considerado o atrito na interface conector-concreto.											

Tabela E.2– Resultados de modelos com seção retangular.

Modelos	$B_1$ (mm)	$B_2$ (mm)	$t$ (mm)	Class. da seção	$e_x$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$n$	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_{y,sc}$ (MPa)	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)
S400x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	400	250	6,40	semicomp.	121	12,50	2	30	350	350	910	455
S400x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat*	400	250	6,40	semicomp.	121	12,50	2	30	350	350	766	383
S400x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	400	250	6,40	semicomp.	121	12,50	2	50	350	350	1031	516
S400x250x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat*	400	250	6,40	semicomp.	121	12,50	2	50	350	350	938	469
S1250x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	1250	250	9,50	não normatizado	121	12,50	2	50	350	350	683	342
Obs:												
*Caso a designação “Sat” é acrescentado ao nome do modelo, é indicado que não foi considerado o atrito na interface conector-concreto.												

Tabela E.3 – Resultados de modelos com seção quadrada.

Modelos	$D$ (mm)	$t$ (mm)	Class. da seção	$e_x$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$n$	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_{y,sc}$ (MPa)	$P_{u,Num}$ (kN)	$q_{cn,Num}$ (kN)
S400x400x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n$ 2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	400	4,75	esbelta	121	8,00	2	30	350	350	674	337
S400x400x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	400	4,75	esbelta	121	8,00	2	50	350	350	757	378
S400x400x4,75- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat*	400	4,75	esbelta	121	12,50	2	50	350	350	863	431
S400x400x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n$ 2-C30- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	400	6,40	semicomp.	121	8,00	2	30	350	350	695	347
S400x400x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 8,0- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350	400	6,40	semicomp.	121	8,00	2	50	350	350	785	392
S400x400x6,4- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5- $n$ 2-C50- $f_y$ 350- $f_{y,sc}$ 350-Sat*	400	6,40	semicomp.	121	12,50	2	50	350	350	932	466
Obs:											
*Caso a designação “Sat ” é acrescentado ao nome do modelo, é indicado que não foi considerado o atrito na interface conector-concreto.											

# F

## PROCEDIMENTOS NUMÉRICOS PARA O ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO AÇO DE CONECTORES COMPOSTOS POR *DOWELS* DE AÇO E CONCRETO (*COMPOSITE DOWELS*)

O desenvolvimento do modelo analítico para o cálculo da capacidade característica do aço do conector retratado na aprovação técnica Z-26.4-56 (2013) se deu com base nos resultados de 60 ensaios de cisalhamento (33 com conectores e *puzzle-shaped* e 27 com *clothoidal-shaped*), os quais a falha do aço era o modo predominante de colapso. Esses conectores eram analisados de forma contínua, eliminando a parcela de força resistida pela região frontal do conector (observar Fig. 2.45 no Subitem 2.6.1). As principais características desses ensaios e seus respectivos resultados podem ser consultados em uma tabela disposta como banco de dados no estudo de Kopp *et al.* (2018). Ao observar a relação desses ensaios, notou-se que eram compreendidos somente conectores com aço de alta resistência mecânica, com a resistência ao escoamento ( $f_y$ ) variando entre 387 MPa e 507 MPa com um valor médio de  $f_y$  igual a 446 MPa.

Para se ter uma ideia mais clara acerca da diferença entre o comportamento do aço dos conectores empregados nos estudos que serviram como base na elaboração da Z-26.4-56 (2013) e do aço para o conector Crestbond utilizado neste trabalho, são comparadas as curvas dispostas nos diagramas da Fig. F.1. A curva representada em cor azul na Fig. F.1a foi utilizada para representar a lei constitutiva do aço do conector *puzzle-shaped* em estudo numérico realizado por Lorenc *et al.* (2014b). Na Fig. F.1b, as curvas de cor verde (USI CIVIL 350) e vermelha (ASTM A572) foram utilizadas, respectivamente, para descrever o comportamento do conector Crestbond na aferição numérica do Capítulo 5 e como especificação padrão empregada na maioria dos modelos do estudo paramétrico deste capítulo (ver modelos nas Tabs. 6.2 a 6.5). Nota-se que a especificação do aço utilizada por Lorenc *et al.* (2014b) possuía as resistências  $f_y$

e  $f_u$  consideravelmente mais elevadas, sendo essas iguais a 493 MPa e 627 MPa, respectivamente. Apesar disso, esse aço apresentava um comportamento mais frágil, sujeito ao rompimento sob menores deformações.

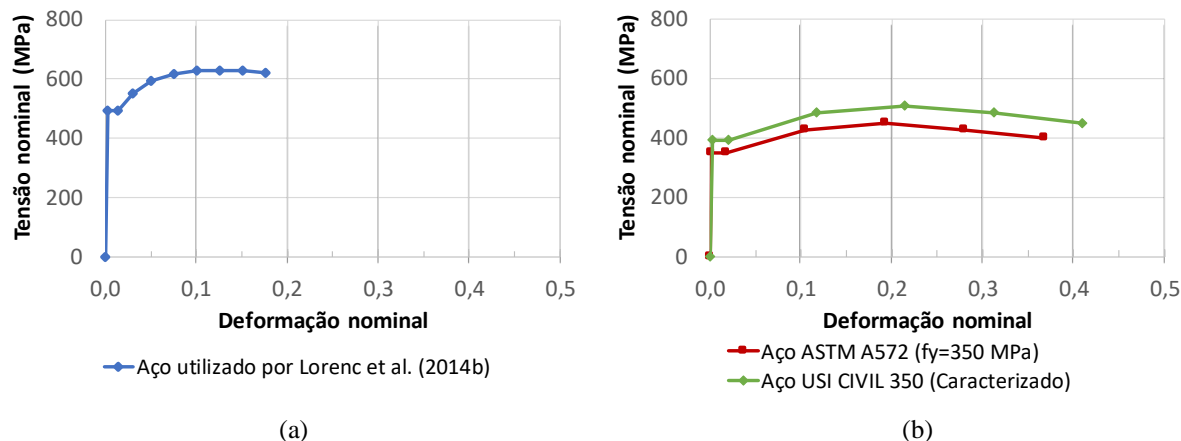


Figura F.1 – Idealização do comportamento por meio de diagramas tensão nominal *versus* deformação nominal: (a) relação utilizada Lorenc *et al.* (2014a); relações utilizadas para o estudo de conectores Crestbond aplicados em PMPC.

Menciona-se também que nos ensaios de cisalhamento realizados por Lorenc *et al.* (2014a), quando o conector era submetido a grandes deformações, ocasionava o surgimento de fissuras na seção crítica do conector (Fig. F.2a). Contudo, nos ensaios realizados neste trabalho (ensaios de cisalhamento em PMPC e que consideravam a parcela de força resistida pela região frontal do conector), essas fissuras não foram observadas no corpo do conector (Fig. F.2b). Desse modo, diante das considerações expostas, acredita-se que os aços empregados nos estudos que serviram para a elaboração da Z-26.4-56 (2013) poderiam ter sido tratados termicamente, permitindo propriedades mecânica mais elevadas, muitas vezes desejáveis em projetos de vigas mista de pontes, porém possuindo um comportamento mais frágil.

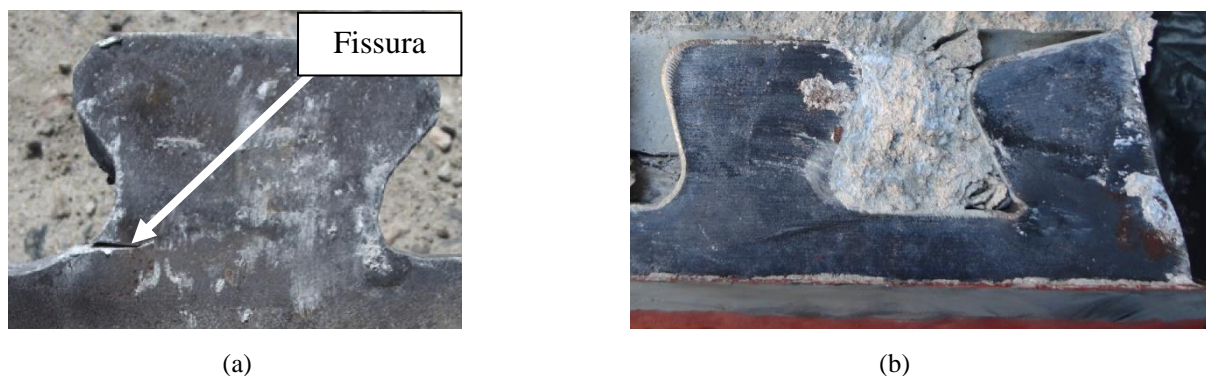


Figura F.2 – Falha do aço conector como modo predominante de colapso: (a) fissura observada em conectores *puzzle-shaped* após a finalização de ensaios de cisalhamento padrão (Lorenc *et al.*, 2014a); (b) deformação observada em conectores Crestbond após a finalização de ensaios de cisalhamento em PMPC (modelo experimental II).

Lorenc *et al.* (2014b) observaram numericamente que a capacidade do aço dos conectores segue uma relação direta com as tensões verdadeiras obtidas em ensaios de tração em corpos de prova (ensaios de caracterização), que em muitas ocasiões podem se apresentar crescentes, ao contrário da região descendente da curva com relações nominais, situada entre  $f_u$  (resistência à ruptura) e  $f_l$  (tensão que causa estrição do aço) (Fig. F.3a). Para exemplificação, a relação dos aços apresentadas Figs. F1a e F1b são modificadas de modo que as tensões e deformações sejam as verdadeiras e, com isso, essas relações são representadas novamente na Fig. F3b. A conversão dos pares de tensão-deformação nominais para relação verdadeira é realizada de acordo com as Eqs. (D.1) e (D.2) que são dispostas no Apêndice D. Lorenc *et al.* (2014b) argumentam que utilização dos diagramas obtidos nos ensaios de caracterização do aço nas simulações dos conectores *composite dowels* é passível de discussão, dado que como o aço do conector, em situações reais, estaria submetido a um estado multiaxial de tensões. Sendo assim, a estrição real do aço pode ocorrer em um estágio de deformação inferior ou posterior a deformação  $\epsilon_l$  (deformação correspondente a  $f_l$ ).

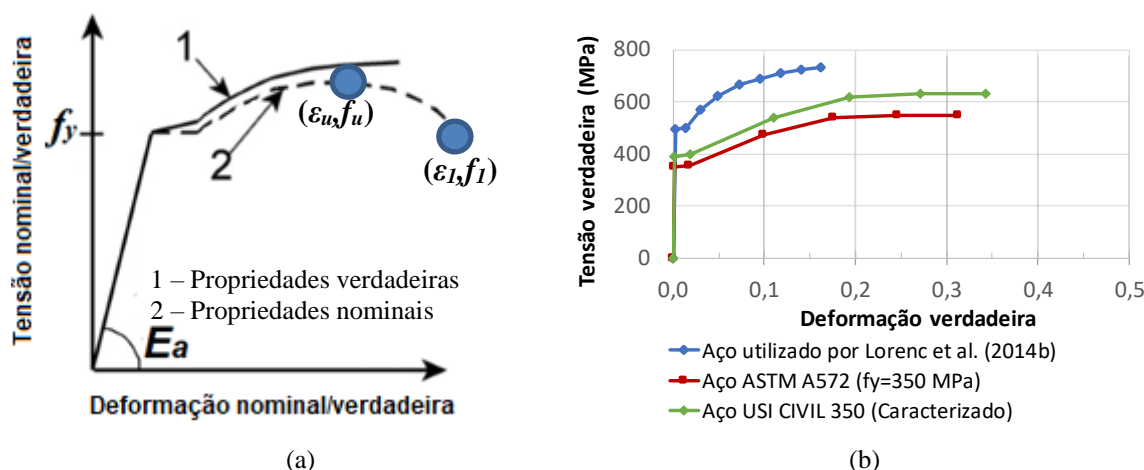


Figura F.3 – Representação de diagramas de tensão verdadeira versus deformações nominais: (a) idealização (adaptado EN 1993-1-5:2004); (b) comparação entre as especificações do aço utilizada por Lorenc *et al.* (2014b) e as utilizadas neste trabalho para descrever o comportamento do conector Crestbond aplicado em PMPC.

Para consideração da estrição em um nível de deformação superior  $\epsilon_l$ , Lorenc *et al.* (2014b) propõem um prolongamento da curva que representa a relação do aço obtida por meio de ensaios de caracterização, conforme pode ser observado na Fig. F.4. Nessa extensão as tensões verdadeiras ( $\sigma_{Ver}$ ) são função das deformações plásticas verdadeiras ( $\epsilon_{pl}$ ) que são obtidas ao se descontar as deformações elásticas. Em termos de comparação, nessa mesma figura é representada a relação do aço Aço ASTM A572. Nota-se, que diferentemente da relação utilizada por Lorenc *et al.* (2014b), o prolongamento dessa relação apresentaria  $\sigma_{Ver}$  constantes,

isso se deve ao fato das tensões  $\sigma_{ver}$  correspondentes a  $f_u$  e  $f_l$  apresentarem valores relativamente próximos.

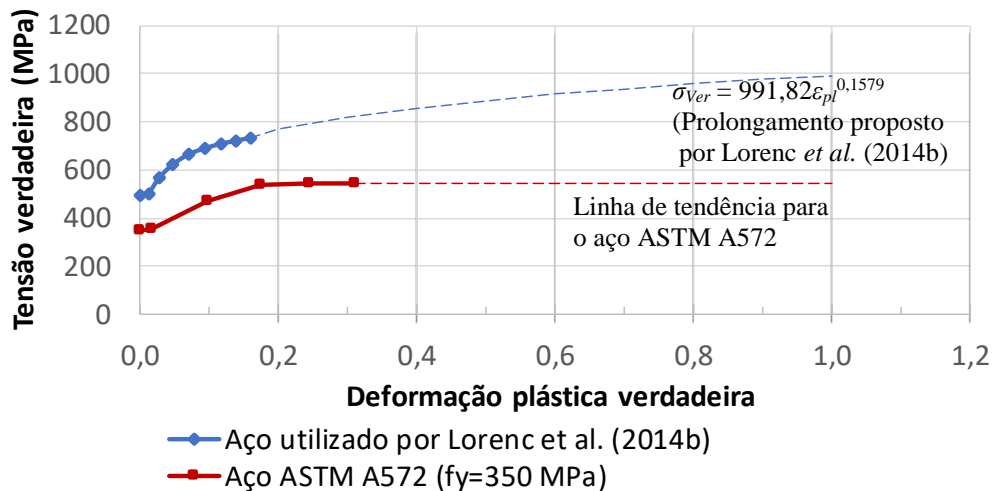


Figura F.4 – Comparação entre as especificações do aço utilizada por Lorenc *et al.* (2014b) e as utilizadas neste trabalho nas simulações para descrever o comportamento do conector Crestbond aplicado em PMPC.

A relação de Lorenc *et al.* (2014b) com prolongamento das  $\sigma_{ver}$  é denominada neste texto como relação A e é representada novamente na Fig. F.5a adiante. Nessa mesma figura é caracterizada outra relação proposta Lorenc *et al.* (2014b), relação B, que possui um tramo com descarregamento das tensões após atingir a tensão  $f_u$ . Essa relação visa representar as situações as quais a estrição real do aço ocorre à uma deformação anterior a  $\varepsilon_l$ . Na Fig. F.5b são apresentadas as curvas de força *versus* deslizamento relativo obtidas nos experimentos (em cor preta) e nas simulações numéricas (em cor azul) que consideraram as duas relações descritas previamente. Lorenc *et al.* (2014b) concluem que a região compreendida entre as duas curvas numéricas, hachurada pela cor cinza, é àquela em que as curvas experimentais devem ser situar quando um estágio pós-crítico para a falha do aço é atingido.

No Capítulo 3 (Subitens 3.3.3.3 e 3.3.3.4) foi realizado um estudo numérico com o objetivo de se desenvolver uma formulação analítica que possibilitasse a previsão da força resistente associada a falha do aço do Crestbond. Essa formulação se limitava para situações nas quais o concreto do entorno do conector não era confinado pelo tubo de aço que compõe os PMPC e quando são empregadas especificações semelhantes a ASTM A572 para o aço do conector. Esse procedimento serviu como ponto de partida para a comparação dos resultados experimentais (Capítulo 4) com a teoria desenvolvida no decorrer do trabalho. Nessas simulações foi empregada uma lei do material semelhante a relação B de Lorenc *et al.* (2014b) que estabelece um tramo de descarregamento logo após a tensão  $f_u$  ser atingida. Porém,

diferentemente da relação B estabelecida por Lorenc *et al.* (2014b) que possuía um descarregamento suave, nos exemplos simulados no Capítulo 3 esse descarregamento era abrupto e portanto mais conservadora (comparar as curvas de cor laranja nos diagramas das Figs. F.5a e F.6a adiante).

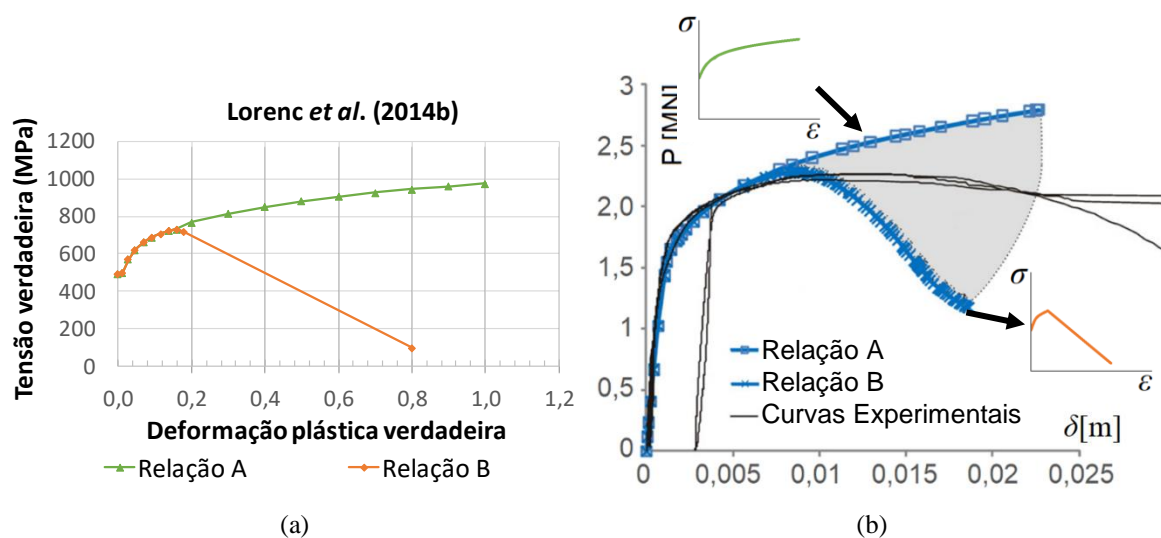


Figura F.5 – Modelagem numérica realizada por Lorenc *et al.* (2014b): (a) relações constitutivas adotadas nas simulações; (b) comparação entre resultados obtidos por meio das simulações e por experimentos (adaptado de Lorenc *et al.*, 2014b).

Em uma simulação prévia para o estudo do aço do conector no Capítulo 3, foi empregada a relação do aço até um nível de tensão correspondente a  $f_l$ , porém sem o tramo de descarregamento (ver relação A no diagrama da Fig. F.6a). Ao comparar os resultados numéricos obtidos por meio das relações A e B, notou-se que, apesar da grande diferença de ductilidade, as forças máximas dos modelos numéricos eram próximas. Esse fenômeno ocorreu devido ao valor das tensões verdadeiras correspondentes a  $f_u$  e  $f_l$  apresentarem valores semelhantes. Essa constatação fundamenta a argumentação exposta por Lorenc *et al.* (2014b) de que os resultados das modelagens dependem fortemente das leis constitutivas que estabelecem os pares de tensão e deformação verdadeiros.

Na aferição numérica dos modelos de PMPC com conectores Crestbond (Capítulo 5), empregou-se um tramo de descarregamento a partir de  $f_l$ . Essa relação é apresentada pela curva em vermelho no diagrama da Fig. F.6a e com seus pares de tensão-deformações nominais definidos na Tab. 5.1. Essa relação foi adotada para o aço do conector e do perfil tubular, possibilitando que fossem obtidos resultados semelhantes aos observados durante o programa experimental (Capítulo 4).

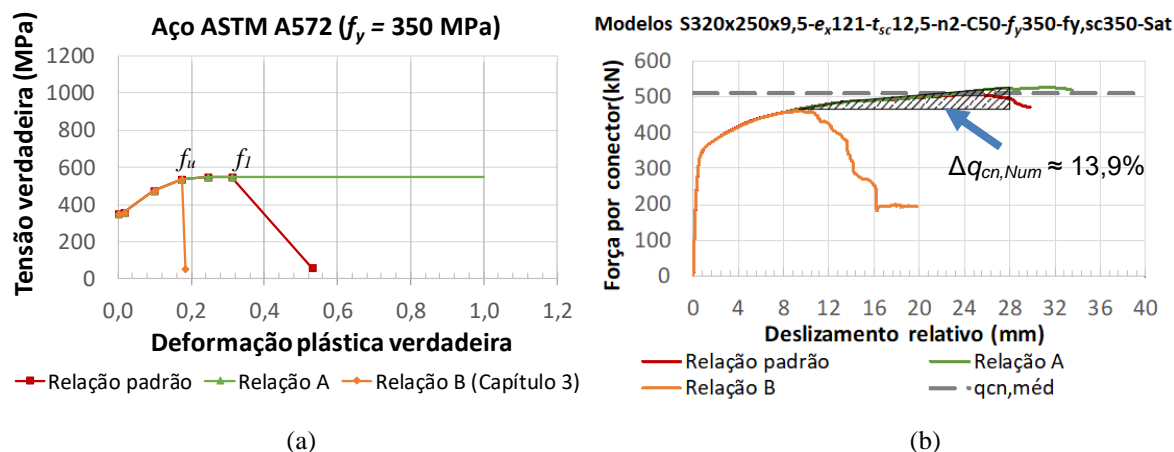


Figura F.6 – Modelagem numérica de conectores Crestbond em elementos mistos de aço e concreto: (a) relações constitutivas adotadas nas simulações; (b) resultados de simulações de modelos com conectores Crestbond aplicados em PMPC.

Para verificar a influência das três relações que são representadas no diagrama da Fig. F.6a, o modelo do estudo paramétrico S320x250x9,5- $e_x$ 121- $t_{sc}$ 12,5-n2-C50- $f_y$ 350- $f_y,sc$ 350 (observar a definição da nomenclatura na Fig. 6.5) foi simulado novamente, porém, considerando para o aço do Crestbond as relações A e B. Na Fig. F.6b são apresentadas as curvas de força *versus* deslizamento relativo considerando as relações padrão, A e B. Adicionalmente é traçada a reta analítica que representa a capacidade média calculada ( $q_{cn,méd}$ ) segundo o modelo analítico disposto na Tab. 6.8. A razão entre as forças numéricas máximas e a capacidade média calculada para as relações padrão, A e B eram, respectivamente, iguais a 0,992, 1,032, e 0,906. Conclui-se que para o estudo de caso deste trabalho, a sensibilidade das leis construtivas do aço sobre o resultado da modelagem numérica é menos significativa do que foi observado no estudo realizado por Lorenc *et al.* (2014b).