

CIRO MAESTRE Y DUTRA

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO CONECTOR CRESTBOND  
CONSIDERANDO VARIAÇÕES GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS**

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

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2014

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

T

D978e  
2014  
Dutra, Ciro Maestre y, 1988-  
Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond  
considerando variações geométricas e mecânicas. / Ciro Maestre  
y Dutra. – Viçosa, MG, 2014.  
157f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndice.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.149-151.

1. Engenharia Civil. 2. Conector de cisalhamento. 3.  
*Crestbond*. 4. Estruturas mistas. 5. Estruturas metálicas.  
6. Método dos Elementos Finitos. I. Universidade Federal de  
Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de  
Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed.624

CIRO MAESTRE Y DUTRA

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO CONECTOR CRESTBOND  
CONSIDERANDO VARIAÇÕES GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS**

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

Aprovada: 12 de setembro de 2014.

---

Prof. José Luiz Rangel Paes  
(Coorientador)

---

Prof. José Carlos Lopes Ribeiro

---

Prof. Rodrigo Barreto Caldas

---

Professora Maria Isabel Brito Valente

---

Prof. Gustavo de Souza Veríssimo  
(Orientador)

*À Bruna, meu amor,  
e aos meus queridos pais.*

“Cientistas descobrem o mundo que existe, engenheiros criam o mundo que nunca foi”.

(Theodore von Kármán)

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por tudo, pela oportunidade de conhecer este mundo, pelos amores, pelos amigos, pelo dom da vida e por tantas outras bênçãos.

À Bruna, minha noiva, pelo amor, compreensão e companheirismo, que me deram forças para realizar este trabalho.

Aos meus pais, por todo amor, incentivo e pela educação que me deram, os quais foram essenciais na minha formação.

Ao Prof. Gustavo Veríssimo, pela orientação, pelos preciosos conceitos transmitidos e ideias compartilhadas, e pela oportunidade de contribuir com sua pesquisa.

Ao Prof. José Carlos Ribeiro, pela paciência, pelo tempo e por compartilhar conhecimentos que possibilitaram o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. José Luiz Rangel, pela inestimável contribuição na minha formação acadêmica, pelo incentivo e desafio de sempre buscar o conhecimento.

Ao Prof. Vicente Lelis e à Adriana, pela oportunidade de dar aulas e pela ajuda para elaborá-las.

Aos meus grandes amigos Carlos, Augusto, Lucas, Mikhail, Bruno e Raphael, pelo companheirismo e pelos bons momentos.

Aos amigos do mestrado José Francisco, Ladir, André, Washington, Leonardo, Mateus e Natália, com quem tive a oportunidade de conviver e aprender.

A todos os professores e funcionários que fazem parte do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, e à Universidade Federal de Viçosa, pela formação e oportunidades.

À CAPES, pelo apoio financeiro, através da bolsa concedida.

## SUMÁRIO

### LISTA DE ILUSTRAÇÕES

### LISTA DE TABELAS

### LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

### LISTA DE SÍMBOLOS

### RESUMO

### ABSTRACT

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1 Generalidades</b> .....	1
<b>1.2 Objetivos</b> .....	5
<b>1.3 Justificativa</b> .....	6
<b>1.4 Metodologia</b> .....	7
<b>1.5 Estrutura da dissertação</b> .....	8
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA</b> .....	10
<b>2.1 Considerações iniciais</b> .....	10
<b>2.2 Características da ligação entre aço e concreto</b> .....	12
2.2.1 Capacidade resistente .....	12
2.2.2 Ductilidade e rigidez .....	13
<b>2.3 Ensaio <i>push-out</i> segundo a EN 1994-1-1:2004</b> .....	14
<b>2.4 Conectores de cisalhamento formados de chapas planas de aço</b> .....	15
2.4.1 Conector <i>Perfobond</i> .....	15
2.4.2 Conector <i>Crestbond</i> .....	16
<b>2.5 Comportamento de conectores de chapas planas</b> .....	17
2.5.1 Mecanismo de transmissão de forças .....	17
2.5.2 Influência da resistência do concreto na capacidade da conexão .....	20
2.5.3 Influência do número, espaçamento e tamanho das aberturas dos conectores na capacidade da conexão .....	21
2.5.4 Influência da armadura .....	22

2.5.5	Influência da espessura da chapa do conector.....	22
2.5.6	Influência da excentricidade do conector.....	23
<b>2.6</b>	<b>Modelos numéricos .....</b>	<b>24</b>
2.6.1	Considerações iniciais.....	24
2.6.2	Análise estática implícita.....	25
2.6.3	O Método de Newton.....	25
2.6.4	Análise dinâmica explícita.....	26
2.6.5	Integração de diferença centrada.....	27
2.6.6	Análise não linear.....	28
2.6.7	Modelo de Dano com Plasticidade para Concreto (Concrete Damaged Plasticity).....	28
<b>2.7</b>	<b>Características dos materiais .....</b>	<b>33</b>
2.7.1	Concreto.....	33
2.7.2	Aço.....	40
<b>3</b>	<b>MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>42</b>
<b>3.1</b>	<b>Considerações iniciais.....</b>	<b>42</b>
<b>3.2</b>	<b>Tipo e tamanho do elemento .....</b>	<b>43</b>
<b>3.3</b>	<b>Modelos constitutivos .....</b>	<b>45</b>
<b>3.4</b>	<b>Modelo do ensaio <i>push-out</i> com <i>Crestbond</i> .....</b>	<b>46</b>
3.4.1	Geometria do modelo.....	46
3.4.2	Condições de contorno e interações.....	48
3.4.3	Carregamento.....	52
<b>3.5</b>	<b>Modelo do ensaio do conector isolado.....</b>	<b>53</b>
3.5.1	Geometria do modelo.....	53
3.5.2	Condições de contorno e interações.....	54
3.5.3	Carregamento.....	55
<b>4</b>	<b>ESTUDO DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E MECÂNICOS.....</b>	<b>56</b>
<b>4.1</b>	<b>Considerações iniciais.....</b>	<b>56</b>

<b>4.2 Estudo da influência do ângulo interno do conector</b> .....	57
<b>4.3 Estudo da influência da armadura passante</b> .....	60
4.3.1 Posição das barras .....	60
4.3.2 Diâmetro das barras.....	63
<b>4.4 Estudo da influência da resistência à compressão do concreto</b> .....	65
<b>4.5 Estudo da influência da rigidez do dente do conector</b> .....	65
<b>4.6 Estudo da influência da excentricidade do conector</b> .....	69
<b>4.7 Estudo da influência da espessura do conector e da resistência do conector isolado</b> .....	74
<b>4.8 Estudo da influência da resistência ao escoamento do aço do conector</b> .....	79
<b>4.9 Estudo da influência do diâmetro da abertura do conector</b> .....	83
<b>4.10 Estudo da influência do espaçamento de conectores em paralelos</b> .....	86
<b>4.11 Estudo do efeito de pino</b> .....	88
<b>4.12 Estudo da influência do comprimento do conector</b> .....	91
<b>5 DISCUSSÃO</b> .....	94
<b>5.1 Considerações preliminares</b> .....	94
<b>5.2 Influência do ângulo interno</b> .....	94
<b>5.3 Influência da armadura passante</b> .....	97
5.3.1 Posição das armaduras .....	97
5.3.2 Diâmetro das armaduras.....	98
<b>5.4 Influência da resistência à compressão do concreto</b> .....	100
<b>5.5 Influência da rigidez do dente do conector</b> .....	101
<b>5.6 Influência da excentricidade do conector</b> .....	104
<b>5.7 Influência da espessura do conector e da capacidade resistente do conector isolado</b> .....	108
<b>5.8 Influência da resistência ao escoamento do aço do conector</b> .....	116
<b>5.9 Influência do diâmetro da abertura do conector</b> .....	119
<b>5.10 Influência do espaçamento de conectores paralelos</b> .....	123

<b>5.11 Estudo do efeito de pino .....</b>	<b>127</b>
<b>5.12 Influência do comprimento do conector .....</b>	<b>128</b>
<b>5.13 Características do conector Crestbond condicionadas pela natureza de carregamento.....</b>	<b>130</b>
5.13.1 Estruturas sujeitas a carregamento estático.....	130
5.13.2 Estruturas sujeitas a carregamento cíclico ou a carregamento dinâmico.....	132
<b>5.14 Expressões para o cálculo da capacidade última do conector .....</b>	<b>132</b>
<b>6 CONCLUSÕES.....</b>	<b>144</b>
<b>6.1 Considerações finais .....</b>	<b>144</b>
<b>6.2 Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>147</b>
<b>APÊNDICE A – Validação do modelo numérico .....</b>	<b>152</b>

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Conectores de cisalhamento: (a) <i>stud bolt</i> ; (b) perfil U laminado (VERÍSSIMO, 2007).....	3
Figura 1.2- Conector <i>Perfobond</i> : contínuo e descontínuo (SILVA, 2013). .....	3
Figura 1.3 - Conector <i>Crestbond</i> : contínuo e descontínuo (VERÍSSIMO, 2007).....	4
Figura 2.1 - Relação força $\times$ deslizamento de conectores quanto à: (a) ductilidade; (b) rigidez. ....	13
Figura 2.2 - Corpo de prova para o ensaio <i>push-out</i> padrão (EN 1994-1-1:2004).....	14
Figura 2.3 - Determinação da capacidade de deslizamento $\delta_u$ do ensaio <i>push-out</i> (EN 1994-1-1:2004).....	15
Figura 2.4 - Geometria do conector <i>Crestbond</i> da série A (VERÍSSIMO, 2007).....	16
Figura 2.5 - Geometria do conector <i>Crestbond</i> da série B (VERÍSSIMO, 2007).....	17
Figura 2.6 - Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de cortes, nos furos do <i>Perfobond</i> (VERÍSSIMO, 2007). ....	18
Figura 2.7 - Efeito pino no conector <i>Crestbond</i> (adaptado de VERÍSSIMO, 2007).....	18
Figura 2.8 - Carregamento na interface conector-laje (KRAUS e WURZER, 1997). ....	19
Figura 2.9 - Influência da resistência do concreto na resistência dos conectores <i>Perfobond</i> e <i>stud</i> (adaptado de LEONHARDT <i>et al.</i> , 1987). ....	20
Figura 2.10 - Relações força-deslizamento para conectores <i>Perfobond</i> com furos de vários tamanhos (KRAUS e WURZER, 1997). ....	21
Figura 2.11 - Relações entre a resistência do conector e o tamanho das aberturas no conector (VERÍSSIMO, 2007). ....	22
Figura 2.12 - Condições de ruptura do concreto dependendo da espessura de chapa do conector (USHIJIMA <i>et al.</i> , 2001). ....	23
Figura 2.13 - Variação da excentricidade da força frontal no conector em relação ao plano médio da laje (SILVA, 2011). ....	24
Figura 2.14 - Modelos tridimensionais do ensaio <i>push-out</i> com o <i>Crestbond</i> (adaptado de SILVA, 2013). ....	24
Figura 2.15 - Obtenção da raiz de uma função pelo método de Newton. ....	26
Figura 2.16 - Resposta do concreto ao carregamento uniaxial na tração (a) e na compressão (b) (SIMULIA, 2012c).....	30

Figura 2.17 - Superfície de plastificação em um estado plano de tensões (SIMULIA, 2012c). .....	31
Figura 2. 18 - Curva tensão × deformação do concreto (LUBLINER, 2006). .....	33
Figura 2.19 - Representação esquemática da curva de compressão do concreto. (Adaptado de FIB Model Code 2010). .....	35
Figura 2.20 - Representação esquemática da relação de tensão × deformação para tensão de tração uniaxial (Adaptado de FIB Model Code 2010).....	36
Figura 2.21 - Curva tensão × deformação do concreto na tração com o efeito de <i>tension softening</i> .....	36
Figura 2.22 - Representação esquemática da relação tensão × abertura de fissura para tensão uniaxial (Adaptado do FIB Model Code 2010). .....	38
Figura 2.23 - Representação esquemática da relação tensão × abertura de fissura para tensão uniaxial, segundo a documentação do Abaqus (Simulia, 2012a). .....	38
Figura 2.24 - Diagrama tensão × deformação para aços sem imperfeição.....	40
Figura 2.25 - Diagrama tensão × deformação para aços com e sem imperfeição (ALMEIDA, 2012). .....	41
Figura 3.1 - Tipos de elementos utilizados na análise: (a) elemento de viga; (b) elemento hexaédrico (SIMULIA, 2012b). .....	43
Figura 3.2 - Exemplos de malhas elaboradas pela técnica estruturada (a) e de varredura (b). .....	44
Figura 3.3 - Diagramas tensão deformação dos aços dos modelos: (a) bilinear; (b) trilinear. .....	46
Figura 3.4 - Esquema da montagem do ensaio <i>push-out</i> para o <i>Crestbond</i> (VERÍSSIMO, 2007). .....	47
Figura 3.5 - Geometria do modelo para simulação do ensaio <i>push-out</i> . .....	47
Figura 3. 6 - Modelo tipo <i>push-out</i> padrão (a) e um modelo <i>push-out</i> modificado (b).....	48
Figura 3.7 - Condições de contorno do modelo (regiões coloridas): (a) simetria em relação ao plano x-y; (b) simetria ao plano x-z; (c) apoio da laje na base, plano y-z.....	49
Figura 3.8 - Restrição tipo <i>tie</i> entre a superfície inferior do conector e parte da superfície superior do perfil (regiões coloridas).....	50
Figura 3.9 - Restrição do tipo <i>embedded constrain</i> entre a armadura e a laje de concreto. ....	50
Figura 3.10 - Superfícies utilizadas na interação do tipo <i>surface-to-surface</i> no modelo (regiões coloridas): (a) e (b) região da interação do perfil e do conector; (c) região de interação da laje; (d) as duas regiões de interação em contato.....	51
Figura 3.11 - Superfície de aplicação do carregamento no modelo (região colorida).....	52
Figura 3.12 - Modelo do ensaio do conector isolado: (a) montagem; (b) malha. ....	53

Figura 3.13 - Condições de contorno do modelo: (a) apoio dos dentes de concreto (região colorida); (b) simetria no plano x-y (região colorida). .....	54
Figura 3.14 - Restrição tipo <i>tie</i> entre as superfícies dos dentes de concreto e do conector (região colorida).....	55
Figura 3.15 - Aplicação do carregamento na superfície inferior do conector (região colorida). .....	55
Figura 4.1 - Ângulo interno do conector <i>Crestbond</i> .....	57
Figura 4.2 - Esquema dos conectores com variação do ângulo interno. ....	58
Figura 4.3 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação do ângulo interno.....	59
Figura 4.4 - Esquema da posição da armadura passante nos conectores, com indicação das regiões que há o confinamento do concreto. ....	61
Figura 4.5 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação da posição da armadura passante.....	61
Figura 4.6 - Esquema da posição da armadura passante nas aberturas dos conectores.....	62
Figura 4.7 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação da posição da armadura passante nas aberturas dos conectores. ....	63
Figura 4.8 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação do diâmetro da armadura passante.....	64
Figura 4.9 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação da resistência à compressão do concreto.....	66
Figura 4.10 - Esquema dos conectores com as bases dos dentes reduzidas, dimensões em milímetros. ....	67
Figura 4.11 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação da rigidez do conector. ....	68
Figura 4.12 - Esquema dos conectores com variação da excentricidade do conector, dimensões em milímetros. ....	69
Figura 4.13 - Detalhe da montagem do ensaio com o bloco no dente frontal do conector. ....	70
Figura 4.14 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação da excentricidade do conector.....	70
Figura 4.15 - Detalhe da montagem do ensaio com o bloco no dente frontal do conector, na segunda bateria de modelos. ....	71
Figura 4.16 - Curvas força $\times$ deslizamento dos modelos com variação da excentricidade do conector, desconsiderando a resistência frontal do dente. ....	72

Figura 4.17 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação da excentricidade do conector, ensaio do tipo conector isolado.....	73
Figura 4.18 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo <i>push-out</i> com conector elastoplástico.....	75
Figura 4.19 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo <i>push-out</i> com conector perfeitamente elástico. ....	77
Figura 4.20 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo conector isolado.....	78
Figura 4.21 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do aço do conector com $f_c$ de 25 MPa, ensaio do tipo <i>push-out</i> . ....	80
Figura 4.22 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do aço do conector com $f_c = 45$ MPa, ensaio do tipo <i>push-out</i> .....	81
Figura 4.23 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do aço do conector, ensaio do tipo conector isolado.....	82
Figura 4.24 - Esquema dos conectores com variação do diâmetro de referência.....	83
Figura 4.25 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, primeira bateria. ....	84
Figura 4.26 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, segunda bateria.....	85
Figura 4.27 - Esquema do modelo com conectores em paralelos com espaçamento entre si de: (a) 60 mm; (b) 90 mm; (c) 120 mm.....	86
Figura 4.28 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do espaçamento entre conectores em paralelo. ....	87
Figura 4.29 - Esquema dos conectores ensaiados com pinos desativados. ....	89
Figura 4.30 - Curvas força×deslizamento dos modelos com variação das aberturas do conector (grupo P-12, P-13, P-23, P-123, P-1234).....	90
Figura 4.31 - Curvas força×deslizamento dos modelos com variação das aberturas do conector (grupo P-1, P-2, P-3 e P-4). ....	91
Figura 4.32 - Esquema dos modelos ensaiados com comprimento do conector de: (a) 420 mm; (b) 504 mm; (c) 756 mm; (d) 1008 mm.....	92
Figura 4.33 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação do comprimento do conector.....	93

Figura 5.1 - Curvas força × deslizamento relativo dos conectores com variação do ângulo interno.....	95
Figura 5.2 - Resistência do conector × ângulo interno.....	95
Figura 5.3 - Resistência do conector × área do furo dos conectores com variação do ângulo interno.....	96
Figura 5.4 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da posição da armadura passante.....	97
Figura 5.5 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro das barras da armadura passante.....	99
Figura 5.6 - Resistência do conector × diâmetro das barras (a); resistência do conector × área total da armadura passante (b).....	99
Figura 5.7 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da resistência à compressão do concreto.....	100
Figura 5.8 – Resistência do conector × resistência à compressão do concreto.....	101
Figura 5.9 - Curvas força × deslizamento relativo dos conectores com variação de rigidez, com área das aberturas do conector constante.....	102
Figura 5.10 - Curvas força × deslizamento relativo dos conectores com variação de rigidez, com a distância entre as aberturas do conector constante.....	103
Figura 5.11 - Resistência do conector × relação entre a altura e a base do conector da série rigidez.....	104
Figura 5.12 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da excentricidade.....	105
Figura 5.13 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da excentricidade, desconsiderando a resistência frontal do conector..	105
Figura 5.14 - Curvas força × deslizamento relativo dos conectores com variação da excentricidade, ensaio tipo conector isolado.....	107
Figura 5.15 - Resistência do conector × cota da força resultante.....	108
Figura 5.16 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da espessura (ensaio <i>push-out</i> com conector e laje elastoplásticos).....	109
Figura 5.17 - Resistência do conector × espessura (ensaio <i>push-out</i> e conector e laje elastoplásticos).....	110
Figura 5.18 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da espessura (ensaio <i>push-out</i> com conector perfeitamente elástico).....	111

Figura 5.19 - Resistência do conector em função da espessura dos conectores (ensaio <i>push-out</i> com conector perfeitamente elástico).....	111
Figura 5.20 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da espessura (ensaio de conector isolado com conector elastoplástico).....	112
Figura 5.21 - Limite elástico do conector × espessura do conector (ensaio de conector isolado com conector elastoplástico).....	113
Figura 5.22 - Curvas força × deslizamento relativo dos ensaios realizados para cada espessura. ....	114
Figura 5.23 - Resistência × espessura dos conectores para cada tipo de modelo.....	115
Figura 5.24 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da resistência ao escoamento do aço com $f_c$ de 25 MPa (ensaio <i>push-out</i> ).....	116
Figura 5.25 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da resistência ao escoamento do aço com $f_c$ de 45 MPa (ensaio <i>push-out</i> ).....	117
Figura 5.26 - Resistência do conector × resistência ao escoamento do aço (ensaio <i>push-out</i> ). ....	117
Figura 5.27 - Curvas força × deslizamento relativo dos conectores com variação da resistência ao escoamento do aço (ensaio com o conector isolado). ....	118
Figura 5.28 - Resistência do conector × resistência ao escoamento do aço (ensaio com o conector isolado).....	119
Figura 5.29 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (primeira bateria). ....	120
Figura 5.30 - Curvas força × deslizamento relativo dos conectores variação do diâmetro da abertura do conector (segunda bateria).....	121
Figura 5.31 - Resistência do conector por comprimento linear × diâmetro da abertura (a); Resistência do conector por furo × diâmetro da abertura (b). ....	122
Figura 5.32 - Curvas carga por carga máxima × deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (primeira bateria: número de furos constante).....	123
Figura 5.33 - Curvas carga por carga máxima × deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (segunda bateria: conector com comprimento constante).....	123
Figura 5.34 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos conectores paralelos com espessura de chapa de: (a) 6,3 mm; (b) 8,0 mm. ....	124
Figura 5.35 - Resistência dos conectores paralelos × espaçamento entre conectores. ....	125

Figura 5.36 - Esquema do efeito de sobreposição de esforços em conectores paralelos com espaçamento de: (a) 0 mm; (b) 60 mm; (c) 120 mm. ....	127
Figura 5.37 - Curvas força×deslizamento relativo dos conectores com variação do comprimento do conector. ....	129
Figura 5.38 – Decaimento da resistência do conector em função do comprimento. ....	130
Figura 5.39 – Carta de controle dos resultados obtidos com os modelos semiempíricos comparados com os resultados obtidos do modelo numérico (primeira parte). .	141
Figura 5.40 – Carta de controle dos resultados obtidos com os modelos semiempíricos comparados com os resultados obtidos do modelo numérico (segunda parte)...	141
Figura 5.41 – Carta de controle dos resultados obtidos com os modelos semiempíricos comparados com os resultados experimentais de Veríssimo (2007). ....	142
Figura A.1 - Curvas força× deslizamento dos modelos B1, B2, B3 e B4. ....	152
Figura A.2 - Curvas força× deslizamento dos modelos B5, B6, B7 e B8. ....	153
Figura A.3 - Comparação das resistências dos modelos da série B. ....	154
Figura A.4 - Curvas força× deslizamento dos modelos C1, C2, C3 e C4. ....	155
Figura A. 5 - Curvas força × deslizamento dos modelos C5, C6, C7 e C8. ....	156
Figura A. 6 - Comparação das resistências dos modelos da série C. ....	157

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Módulos $E_{ci}$ , $E_{c1}$ , deformações $\varepsilon_{c1}$ , $\varepsilon_{c,lim}$ e número de plasticidade $k$ para concreto de densidade normal (Adaptado de FIB Model Code 2010). .....	34
Tabela 2.2 - Dados para a definição da curva de <i>Tension Softening</i> (SILVA, 2013). .....	39
Tabela 3.1 - Características dos aços das partes do modelo. ....	45
Tabela 4.1 - Propriedades geométricas dos conectores com variação do ângulo interno, conforme os parâmetros apresentados na Figura 2.5. ....	58
Tabela 4.2 - Resultados dos modelos com variação do ângulo interno. ....	58
Tabela 4.3 - Resultados dos modelos com variação da posição da armadura passante. ....	62
Tabela 4.4 - Resultados dos modelos com variação da posição da armadura passante nas aberturas dos conectores. ....	62
Tabela 4.5 - Resultados dos modelos com variação do diâmetro da armadura passante. ....	64
Tabela 4.6 - Resultados dos modelos com variação da resistência à compressão do concreto. ....	65
Tabela 4.7 – Resultados dos modelos com variação da rigidez do conector. ....	67
Tabela 4.8 - Resultados dos modelos com variação da excentricidade do conector. ....	71
Tabela 4.9 - Resultados dos modelos com variação da excentricidade do conector, desconsiderando a resistência frontal do dente. ....	71
Tabela 4.10 - Resultados dos modelos com variação da excentricidade do conector, ensaio do tipo conector isolado. ....	73
Tabela 4.11 - Resultados dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo <i>push-out</i> com conector elastoplástico. ....	74
Tabela 4.12 - Resultados dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo <i>push-out</i> com conector perfeitamente elástico. ....	76
Tabela 4.13 - Resumo dos resultados da série da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo conector isolado. ....	76
Tabela 4.14 - Resultados dos modelos com variação do aço do conector, ensaio do tipo <i>push-out</i> . ....	79
Tabela 4.15 - Resultados dos modelos com a variação do aço do conector, ensaio do tipo conector isolado. ....	79

Tabela 4.16- Propriedades geométricas dos conectores com variação do diâmetro de referência do conector, conforme os parâmetros apresentados na Figura 2.5. ....	84
Tabela 4.17 - Resultados dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, primeira bateria. ....	85
Tabela 4.18 - Resultados dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, segunda bateria. ....	86
Tabela 4.19 – Resultados dos modelos com variação do espaçamento entre conectores em paralelo. ....	88
Tabela 4.20 – Resultados dos modelos com variação das aberturas do conector. ....	89
Tabela 4.21 - Resumo dos resultados da série do comprimento do conector. ....	93
Tabela 5.1 - Comparação das resistências dos modelos com variação do ângulo interno. ....	96
Tabela 5.2 - Comparação das resistências dos modelos com variação da posição da armadura passante. ....	98
Tabela 5.3 - Comparação das resistências dos modelos com variação da posição da armadura passante na abertura do conector. ....	98
Tabela 5.4 - Comparação das resistências dos modelos com variação da rigidez, com área das aberturas do conector constante. ....	102
Tabela 5.5 - Comparação das resistências dos modelos com variação da rigidez, com a distância entre as aberturas do conector constante. ....	103
Tabela 5.6 - Comparação das resistências dos modelos com variação da excentricidade. ....	106
Tabela 5.7 - Comparação das resistências dos modelos com variação da excentricidade, desconsiderando a resistência frontal do conector. ....	106
Tabela 5.8 - Comparação das resistências dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (primeira bateria). ....	120
Tabela 5.9 - Comparação das resistências dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (segunda bateria). ....	121
Tabela 5.10 - Comparação das resistências dos modelos com conectores paralelos, chapa com espessura de 6,3 mm. ....	125
Tabela 5.11 - Comparação das resistências dos modelos com conectores paralelos, chapa com espessura de 8,0 mm. ....	126
Tabela 5.12 - Relação da resistência por conector dos modelos de conectores paralelos em relação ao modelo com conector simples. ....	126
Tabela 5.13 – Combinações das resistências dos modelos considerando o efeito dos pinos isolados e a influência da sua posição. ....	127

Tabela 5.14 - Resistências dos modelos considerando o efeito dos pinos isolados e a influência da sua posição. ....	128
Tabela 5.15 - Comparação das resistências dos modelos com variação do comprimento do conector.....	129
Tabela 5.16 - Características dos modelos numéricos com o conector <i>Crestbond</i> , primeira parte. ....	135
Tabela 5.17 - Características dos modelos numéricos com o conector <i>Crestbond</i> , segunda parte. ....	136
Tabela 5.18 - Características dos modelos experimentais com o conector <i>Crestbond</i> .....	137
Tabela 5.19 - Resistências dos modelos numéricos e das estimadas pelas expressões (primeira parte). ....	138
Tabela 5.20 - Resistências dos modelos numéricos e das estimadas pelas expressões (segunda parte). ....	139
Tabela 5.21 - Resistências dos ensaios experimentais e das estimadas pelas expressões. ....	140
Tabela 5.22 - Média e desvio padrão das relações entre os resultados das equações. ....	143
Tabela A. 1 - Resistência dos modelos da série B.....	154
Tabela A. 2 - Resultados dos modelos da série C. ....	156

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADE	Análise Dinâmica Explícita
AEI	Análise Estática Implícita
ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis (American Society of Civil Engineers)
CEN	Comitê Europeu de Normalização
EN	Norma Europeia
FIB	Federação Internacional do Betão
IABSE	Associação Internacional para Pontes e Engenharia Estrutural (International Association for Bridge and Structural Engineering)
MEF	Métodos dos Elementos Finitos
RILEM	União Internacional dos Laboratórios e Especialistas em Materiais de Construção, sistemas e estruturas (Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages)
USA	Estados Unidos da América (United States of America)

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Minúsculas Romanas

$f_c$	Resistência à compressão uniaxial do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ctm}$	Resistência média à tração do concreto
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$h_{sc}$	Altura do conector de cisalhamento
$n$	Número de aberturas do conector de cisalhamento
$q_{el}$	Capacidade resistente última da conexão com conector perfeitamente elástico
$q_{sc}$	Limite elástico do conector de cisalhamento
$q_u$	Capacidade resistente última da conexão
$s$	Espaçamento entre conectores em paralelo
$t_c$	Altura da laje de concreto
$t_{pl}$	Altura da pré-laje
$t_{sc}$	Espessura da chapa do conector de cisalhamento
$up_{80}$	Separação vertical ( <i>uplift</i> ) entre o conector e a laje, para $0,8P_{máx}$
$w$	Abertura de fissura no concreto
$w_c$	Abertura limite de fissura no concreto

### Maiúsculas Romanas

$D$	Diâmetro da abertura do conector de cisalhamento
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_{c1}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente do concreto

$G_F$	Energia de fratura do concreto
$L_c$	Comprimento da laje de concreto
$L_{sc}$	Comprimento do conector de cisalhamento
$P_k$	Carga característica do conector de cisalhamento
$P_{m\acute{a}x}$	Carga máxima do conector de cisalhamento

### Minúsculas Gregas

$\sigma_c$	Tensão no concreto
$\psi$	Parâmetro de dilatância do concreto
$\varepsilon_c$	Deformaao do concreto
$\nu_a$	Coefficiente de Poisson do aço
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\rho_a$	Densidade do aço
$\rho_c$	Densidade do concreto
$\gamma$	Fator global
$\gamma_c$	Massa específica do concreto
$\gamma_{sc}$	Fator do conector
$\gamma_{exc}$	Fator da excentricidade
$\gamma_{par}$	Fator do espaçamento
$\gamma_{ap}$	Fator da armadura passante
$\gamma_{ab}$	Fator do número de aberturas
$\delta$	Deslizamento relativo entre o conector e a laje, para $P_{m\acute{a}x}$
$\delta_{80}$	Deslizamento relativo entre o conector e a laje, para $0,8P_{m\acute{a}x}$

## RESUMO

DUTRA, Ciro Maestre y, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, setembro de 2014. **Estudo do comportamento estrutural do conector *Crestbond* considerando variações geométricas e mecânicas.** Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e Rita de Cássia Silva Sant'Ana.

Este trabalho consiste no desenvolvimento de um estudo paramétrico do conector de cisalhamento tipo *Crestbond* por meio de modelagem numérica, avaliando o comportamento do conector quanto à capacidade resistente e ao deslizamento relativo entre conector e laje. O trabalho envolve o aperfeiçoamento e concepção de modelos numéricos para o estudo do conector, uma ampla investigação dos parâmetros que afetam o comportamento do conector, além da proposição de uma equação para a predição da sua capacidade resistente. Os modelos numéricos utilizados foram elaborados por meio do software de elementos finitos Abaqus, utilizando análise não-linear e o modelo de dano com plasticidade. O estudo paramétrico consistiu na análise de 88 simulações numéricas de ensaios tipo *push-out*, conforme a EN 1994-1-1:2004. Os resultados obtidos permitiram determinar como cada parâmetro estudado influencia o comportamento do conector e quais as características desejáveis para a aplicação do mesmo. Ao final do trabalho, propôs-se uma expressão semiempírica para a estimativa da carga máxima do conector que apresentou excelente correlação com grande parte dos modelos, tanto experimentais quanto numéricos.

## ABSTRACT

DUTRA, Ciro Maestre y, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, September, de 2014. **Study on the structural behavior of the *Crestbond* shear connector variations considering geometric and mechanical variations.** Adviser: Gustavo de Souza Veríssimo. Co-advisers: José Luiz Rangel Paes and Rita de Cássia Silva Sant'Ana.

This work presents the development of a parametric study on *Crestbond* shear connector through numerical modeling, evaluating its behavior with respect to strength and to the relative displacement between the concrete slab and the shear connector. The study covers the conception and improvement of numerical models for the parametric study, the development of an extensive research on the connector's parameters affecting its behavior, and an equation to predict the connector's ultimate strength, proposed at the end. The numerical models were created within the Finite Element software Abaqus, using nonlinear analysis and the concrete damaged plasticity model. The parametric study consisted on the analysis of 88 numerical simulations of push-out tests, as described on EN 1994-1-1:2004. The connection behavior was studied through these numerical tests. The obtained results allowed to define how each studied parameter influences the connector's behavior. It was also possible to define the desirable characteristics for the connector to be used in practice. In addition to these results, it was proposed a semi-empirical equation to evaluate the connector's ultimate strength which showed excellent correlation with most of the models, both experimental and numerical.

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Generalidades

Os sistemas estruturais mistos de aço e concreto vêm se tornando cada vez mais comuns no contexto da construção civil, principalmente em edifícios e pontes, devido às diversas vantagens econômicas e construtivas provenientes do excelente desempenho dos materiais atuando de forma conjunta. Isoladamente, o concreto resiste bem à compressão, mas apresenta baixa resistência à tração. O aço resiste a grandes tensões de tração e de compressão, porém a elevada resistência do material possibilita o uso de seções esbeltas, sujeitas a problemas de instabilidade, e que podem reduzir o desempenho dos elementos estruturais à compressão. A utilização de elementos mecânicos que promovem a conexão entre o aço e o concreto permite o trabalho solidário de ambos os materiais na condição em que apresentam melhor desempenho, qual seja, o aço trabalhando tracionado e o concreto comprimido.

Em elementos mistos, a utilização eficiente de cada material, o concreto comprimido e o aço tracionado, traz uma série de vantagens desses elementos em relação aos não mistos. Por exemplo, em pilares mistos de aço e concreto a seção de aço é reduzida, em relação a uma peça equivalente de aço apenas, já que o concreto contribui com a capacidade resistente da seção, além de fornecer proteção térmica e contra corrosão. Em vigas mistas, a seção de concreto trabalha solidariamente com o perfil de aço, contribuindo para a capacidade resistente à flexão e permitindo a utilização de um perfil com altura ou área menor do que

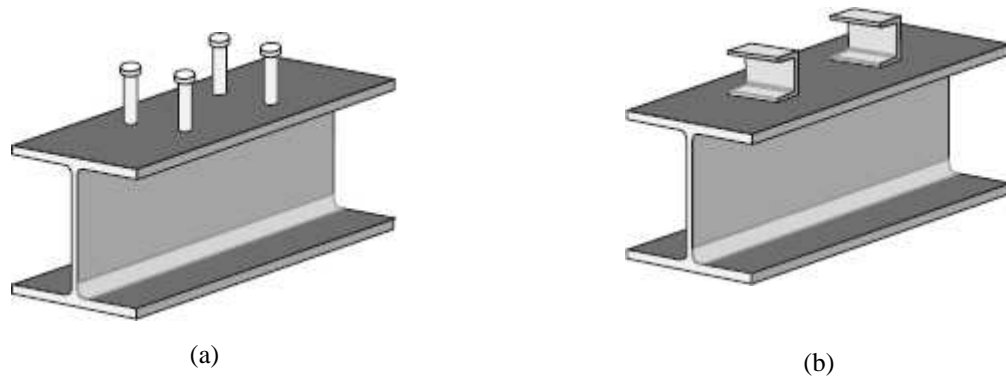
uma viga de aço trabalhando isoladamente, o que possibilita a redução da altura total de um edifício e, ou, do consumo de aço na estrutura. Essas vantagens se traduzem em economia de recursos materiais e financeiros. Adicionalmente, elementos mistos possuem, em geral, rigidez maior que elementos não mistos com mesma seção transversal, em consequência disso apresentam menores deslocamentos e são menos problemáticos quando sujeitos a vibrações.

Para que haja o comportamento misto de dois elementos distintos, é necessário um mecanismo de conexão. No caso de estruturas mistas de aço e concreto, utilizam-se conectores de cisalhamento mecânicos para este fim. O conector transfere forças do aço para o concreto de forma recíproca, e resiste às forças transversais ao eixo do elemento, que podem, eventualmente, causar a separação entre os elementos de aço e concreto em sua interface.

Os conectores de cisalhamentos são, usualmente, elementos de aço fixados no perfil por meio de solda, antes da concretagem. Após a concretagem e o endurecimento do concreto, os conectores imersos no elemento de concreto promovem o trabalho solidário entre as seções de aço e de concreto, viabilizando a seção mista.

Conectores de cisalhamento com várias formas e configurações têm sido utilizados, mas a busca por novas soluções capazes de atender a requisitos técnicos e econômicos específicos continua a motivar o desenvolvimento de novas tecnologias para conectores.

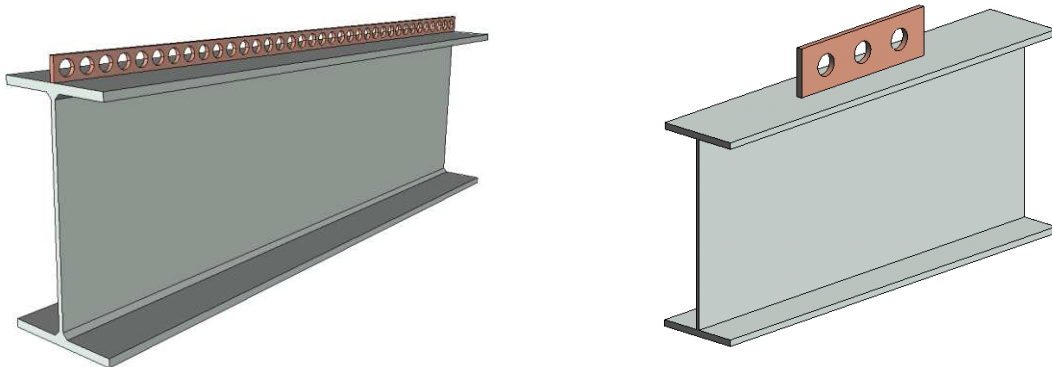
No Brasil, dois tipos de conectores de cisalhamento são comumente utilizados em sistemas de piso misto em edifícios: o conector tipo pino com cabeça (Figura 1.1a) e o conector em perfil U (Figura 1.1b). O pino com cabeça, comumente conhecido como *stud bolt*, é instalado por um processo de solda por eletrofusão muito rápido, o que possibilita grande produtividade na sua aplicação, e é compatível com sistemas de piso com forma de aço incorporada e com pré-laje. Em contrapartida, requer equipamentos especiais para viabilizar a eletrofusão. O conector U tem que ser aplicado manualmente e é aplicável apenas em sistemas de piso com laje maciça ou com pré-laje, razões pelas quais vem caindo em desuso.



**Figura 1.1 - Conectores de cisalhamento: (a) *stud bolt*; (b) perfil U laminado (VERÍSSIMO, 2007).**

Uma outra desvantagem do conector do tipo pino é seu baixo desempenho à fadiga (ZELLNER,1987).

Buscando uma alternativa para o baixo desempenho à fadiga dos *studs*, Leonhardt *et al.*(1987) desenvolveram um conector para pontes mistas, denominado *Perfobond* (Figura 1.2), que consiste de uma chapa de aço plana com perfurações circulares igualmente espaçadas, que é soldada ao perfil metálico e posteriormente concretada. O *Perfobond* apresenta grande rigidez e, para cargas de serviço, trabalha em regime elástico com pequenas deformações apenas. O mecanismo de transferência de forças consiste, majoritariamente, no efeito de pino caracterizado pelo cisalhamento do concreto confinado dentro dos furos do conector em dois planos de corte.

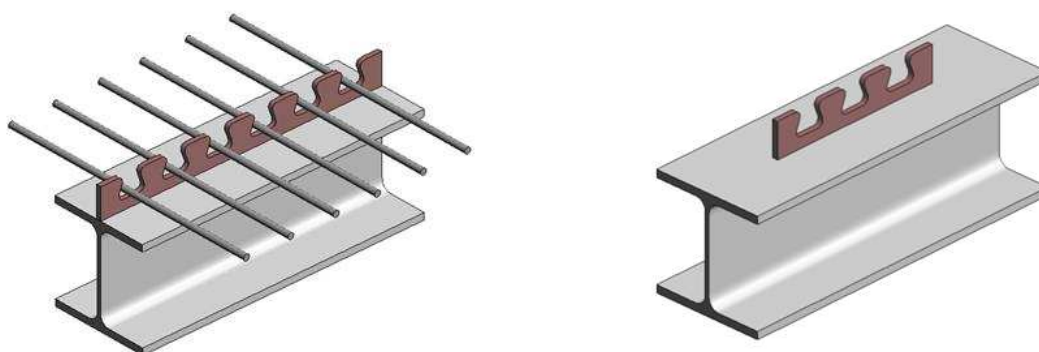


**Figura 1.2- Conector *Perfobond*: contínuo e descontínuo (SILVA, 2013).**

O conector *Perfobond* foi originalmente concebido para a utilização em pontes mistas. Sua utilização em sistemas de piso de edifícios ainda é motivo de investigação, pois, devido à sua rigidez, não se poderia admitir a redistribuição de esforços entre todos os pinos de concreto que se formariam nos furos do conector, o que tornaria necessário o dimensionamento do conector considerando a variação do fluxo de cisalhamento ao longo do elemento estrutural.

Outra desvantagem do *Perfobond* é a dificuldade para o posicionamento da armadura inferior da laje; a passagem das barras da armadura por dentro dos furos fica dificultada pelo fato de os furos serem fechados.

Veríssimo (2007) desenvolveu um conector de cisalhamento caracterizado por uma tira de aço recortada com saliências e reentrâncias trapezoidais. Devido à sua geometria em forma de crista, esse conector foi denominado *Crestbond*<sup>1</sup> (Figura 1.3). Seu funcionamento mecânico é semelhante ao do *Perfobond*, e sua capacidade resistente depende em grande parte do efeito de pino, decorrente da tendência de deslizamento relativo entre a laje de concreto e o conector soldado ao perfil metálico. As aberturas trapezoidais contribuem para o confinamento do concreto que as preenche, de modo que quando o sistema é mobilizado o concreto reage com resistência superior à sua resistência nominal.



**Figura 1.3 - Conector *Crestbond*: contínuo e descontínuo (VERÍSSIMO, 2007).**

Segundo Veríssimo (2007), o *Crestbond* concilia uma série de vantagens em relação a outros mecanismos de conexão usuais, como, por exemplo:

- comportamento rígido em estado de serviço e dúctil em estado limite último;
- flexibilidade superior à do *Perfobond*;
- furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje;
- desenho simétrico, que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte;
- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;

<sup>1</sup> CRESTBOND é marca registrada da Universidade Federal de Minas Gerais. O conector possui patente registrada no INPI, sob Nº PI0606100-1 A, publicada em 12/08/2008.

- geometria flexível em chapa contínua, ideal para sistemas mistos em que se tem pouco espaço para a instalação dos conectores, tais como sistemas com pré-laje, ou com painéis de concreto pré-fabricados ou com lajes alveolares.

O comportamento estrutural do *Crestbond* foi estudado inicialmente por meio de ensaios de cisalhamento direto, do tipo *push-out*, em dois programas experimentais (VERÍSSIMO, 2007). Esses ensaios permitiram obter curvas força-deslizamento que possibilitam avaliar a capacidade resistente e a rigidez do conector. No entanto, o comportamento do *Crestbond* é complexo e, dada a dificuldade de instrumentação interna dos modelos experimentais, uma investigação minuciosa dos fenômenos que influenciam seu comportamento pode ser levada a cabo por meio de simulação numérica.

Neste trabalho, procurou-se aprimorar os modelos numéricos desenvolvidos por Silva (2013), usando o software Abaqus, visando uma representação mais realista do comportamento dos materiais e da interação da armadura com o concreto da laje, tendo como referência os resultados experimentais de Veríssimo (2007), para estudar pormenorizadamente as influências de diversos parâmetros que condicionam o comportamento do *Crestbond*.

## 1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a influência da variação de parâmetros geométricos e mecânicos sobre a capacidade resistente e a ductilidade do conector *Crestbond*.

Os objetivos específicos consistem em:

- a) aprimorar o modelo numérico de elementos finitos proposto por Silva (2013) capaz de simular o comportamento do conector *Crestbond*, incluindo a capacidade e a ductilidade da conexão, tendo como referência os resultados experimentais obtidos em dois programas experimentais já realizados;
- b) realizar um estudo paramétrico para avaliar a influência de diversos parâmetros que afetam a ductilidade da conexão e a capacidade resistente do conector, como as dimensões dos dentes, a resistência do concreto à compressão e a taxa de armadura;

- c) avaliar aspectos que podem condicionar requisitos do conector *Crestbond* para utilização em estruturas sujeitas a carregamento estático, a carregamentos cíclicos e a carregamentos dinâmicos;
- d) desenvolver uma nova expressão para o cálculo da carga máxima do conector.

### 1.3 Justificativa

A utilização de sistemas estruturais mistos de aço e concreto tem sido crescente nas últimas décadas, em função de vantagens já mencionadas. O elemento que viabiliza a conexão entre o aço e o concreto continua sendo objeto de estudo, dada a diversidade de possibilidades e cada nova solução que se propõe possui aspectos técnicos e econômicos associados, apresentando vantagens e, ou, desvantagens em relação às demais.

Historicamente, os dois tipos de conectores de cisalhamento mais utilizados no Brasil (tipo pino com cabeça e em perfil U) possuem características que afetam negativamente a competitividade da solução em estrutura mista de aço e concreto.

Nas últimas décadas, vários conectores de cisalhamento alternativos têm sido estudados visando o desenvolvimento de soluções com melhor relação custo-benefício e melhor adequação a necessidades estruturais específicas. Dentre eles destaca-se o *Crestbond*, cujas vantagens já foram apresentadas.

Os 40 ensaios *push-out* realizados por Veríssimo (2007) revelaram aspectos promissores que indicam que o conector *Crestbond* possui grande potencial como uma solução alternativa para sistemas mistos, tendo em vista as particularidades do contexto da construção civil no Brasil. No entanto, os altos custos dos ensaios e a dificuldade de realizá-los têm motivado a busca de soluções alternativas, por meio de simulação numérica, visando um aprofundamento do entendimento do comportamento do *Crestbond*, para que se possam definir diretrizes e critérios de projeto para sua efetiva aplicação.

Silva (2013) propôs um modelo numérico para simular os ensaios *push-out* de conectores *Crestbond*. Os resultados obtidos foram satisfatórios, reproduzindo o comportamento mecânico do conector com boa aproximação em relação aos resultados experimentais, tanto

para a capacidade resistente, quanto para a ductilidade. Com esse modelo foi possível avaliar a influência da variação de alguns parâmetros sobre o comportamento do conector, permitindo antever os benefícios de algumas variações geométricas e de características mecânicas e planejar novas campanhas experimentais.

A melhor compreensão do comportamento estrutural do conector *Crestbond*, considerando as possíveis variações de suas características, constitui uma referência para o desenvolvimento de protótipos de conectores para aplicação em edifícios e pontes. Acredita-se que o desenvolvimento e a utilização do conector *Crestbond* proporcionarão novas alternativas para conexão entre o aço e o concreto com capacidade de adequação a necessidades específicas de sistemas estruturais para pisos de edifícios e pontes.

## 1.4 Metodologia

Para a realização deste estudo foram elaborados modelos numéricos para avaliar a influência da variação de alguns parâmetros que podem influenciar o comportamento do conector *Crestbond*, abordando de maneira objetiva as várias relações que influenciam sua capacidade resistente, a rigidez e o *uplift*. Os seguintes parâmetros relacionados à conexão com *Crestbond* foram estudados: ângulo interno das aberturas trapezoidais; posição da armadura passante nos furos e o diâmetro das barras; resistência à compressão do concreto; rigidez do dente do conector; excentricidade do conector em relação ao plano médio da laje; resistência ao escoamento do aço da chapa do conector; diâmetro das aberturas do conector; a disposição de conectores em paralelo; o comprimento do conector.

As simulações numéricas foram realizadas com o auxílio do software Abaqus, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos. Para o estudo, foram utilizados dois tipos de modelos: um que reproduz o ensaio tipo *push-out*, utilizando-se a abordagem proposta por Silva (2013), com alguns refinamentos, e calibrado com os resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007); e um segundo que simula um ensaio de carga direta no conector, conforme o parâmetro estudado.

A partir do processamento dos dados obtidos na simulação numérica, foi feita uma avaliação da influência de cada parâmetro estudado na capacidade resistente, rigidez e *uplift* do conector.

## 1.5 Estrutura da dissertação

Este texto foi organizado em seis capítulos. Em cada um estão agrupadas as informações relacionadas às etapas do trabalho realizado.

Apresenta-se, no Capítulo 2, uma revisão de literatura, com foco em fatos relevantes sobre estruturas mistas, pesquisas acerca de conectores de cisalhamento e modelagem numérica, além de recomendações normativas e de procedimentos de ensaio.

No Capítulo 3 são descritos os modelos numéricos utilizados, sua geometria, os elementos utilizados, a malha, as condições de contorno, o carregamento, os modelos constitutivos e os parâmetros de entrada.

No Capítulo 4 são apresentados os parâmetros que foram estudados, bem como a estratégia de modelagem para obter a influência de cada parâmetro sem a interferência dos outros. Apresenta-se também a série de modelos de cada um dos parâmetros junto com os resultados de sua análise numérica.

O Capítulo 5 consiste na discussão dos resultados, de forma a avaliar a influência de cada parâmetro estudado sobre a capacidade resistente, *uplift* e rigidez do conector. Também são avaliados aspectos dos conectores *Crestbond* para a aplicação em estruturas sujeitas a carregamentos estáticos, carregamentos cíclicos e carregamentos dinâmicos. No final do capítulo é proposta uma equação para a estimativa da capacidade resistente do conector e é apresentada a avaliação de sua precisão.

No Capítulo 6, apresentam-se as conclusões do estudo paramétrico e da equação para predição de sua capacidade resistente. Apresentam-se também sugestões para a realização de trabalhos futuros.

No final do texto é apresentado um apêndice contendo os resultados dos modelos utilizados para validação dos modelos numéricos.

## 2

# REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 Considerações iniciais

Os estudos iniciais sobre sistemas estruturais mistos de aço e concreto tiveram início antes da Primeira Guerra Mundial, na Inglaterra, embasados em uma série de ensaios em sistemas para pisos. Entre as décadas de 30 e 40 construíram-se edifícios e pontes utilizando o sistema de vigas mistas (MALITE, 1990).

Da década de 50 até a atual, inúmeros programas experimentais foram realizados com o objetivo de estudar o comportamento de conectores para vigas mistas e de definir prescrições de projeto para aplicações em vigas de pontes e de edifícios (SLUTTER e DRISCOLL, 1965; DAVIES, 1969; OLLGARD *et al.*, 1971; JAYAS e HOSAIN, 1988).

As pesquisas realizadas possibilitaram o entendimento do comportamento de vigas mistas biapoiadas, tema este que se encontra bem explanado em diversas publicações. O foco das pesquisas mais recentes tem sido o estudo de mecanismos de conexão, novos conectores e novas configurações de conectores já existentes, além de novas condições de vinculação, incluindo vigas contínuas e semicontínuas.

Vários autores apresentaram conectores alternativos aos usuais *stud bolt* e conector em perfil U. Dentre eles são citados o *Perfobond* e diversas variações; o conector em T; o *T-Perfobond* e o *Crestbond* (LEONHARDT *et al.*, 1987; KLAIBER e WIPF, 2000; STUDNICKA *et al.*, 2000; VERÍSSIMO, 2007; VIANNA *et al.*, 2008; CHEN e AL-DARZI, 2009).

Com o avanço dos computadores e dos programas que realizam análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos, nas décadas de 90 e posteriores, tornou-se possível a simulação numérica de experimentos reais com resultados satisfatórios. As análises numéricas, a partir de então, possibilitaram a continuidade e o aprofundamento do estudo dos conectores, servindo tanto para orientar novos programas experimentais quanto para analisar aspectos do comportamento do elemento que não são possíveis num ensaio real, como, por exemplo, a análise de tensões em pontos de difícil instrumentação.

Diversos autores desenvolveram modelos numéricos capazes de simular satisfatoriamente o comportamento de conectores de cisalhamento. Dentre eles, citam-se:

- Kalfas *et al.* (1997) modelaram ensaios *push-out* a partir da relação empírica de carga  $\times$  deslizamento dos conectores;
- Oguejiofor e Housain (1997) simularam ensaios *push-out* com o conector *Perfobond* e utilizaram os resultados para ajustar uma equação para estimativa da capacidade resistente do conector;
- Al-Darzi *et al.* (2007) desenvolveram modelos numéricos de ensaios *push-out* com *Perfobond* e conduziram um estudo paramétrico sobre diferentes características do conector;
- Silva (2013) modelou o ensaio *push-out* com *Crestbond*, reproduzindo a capacidade resistente do conector e sua ductilidade com precisão satisfatória;
- Tahmasebinia *et al.* (2013) desenvolveram um modelo numérico probabilístico e tridimensional de uma viga mista com conectores *stud* e laje com forma de aço incorporada.

## 2.2 Características da ligação entre aço e concreto

### 2.2.1 Capacidade resistente

A capacidade resistente de uma ligação entre aço e concreto é a sua capacidade de transferir esforços entre os elementos de aço e de concreto, de forma que ambos trabalhem conjuntamente. A transferência de esforços pode se dar por pressão, como no caso de conectores mecânicos, ou por atrito ou aderência, como em alguns pilares mistos.

A aderência química entre a pasta de cimento e a superfície do aço é responsável pela maior parte do cisalhamento longitudinal desenvolvido na interface, para pequenas cargas, conforme foi constatado a partir de ensaios em estruturas mistas (QUEIROZ *et al.*, 2001). O aumento do carregamento resulta na ruptura permanente da aderência. A determinação da carga de ruptura da adesão química depende de diversos fatores e possui grande variabilidade.

Devido ao comportamento imprevisível das forças de aderência e de atrito, notadamente devido à dificuldade de se verificar as condições de rugosidade da superfície, as parcelas de resistências relacionadas a estes fenômenos normalmente não são levadas em consideração no cálculo da capacidade de uma viga mista. Assim, torna-se obrigatório o uso de conectores de cisalhamento para garantir a transmissão das forças longitudinais que se desenvolvem na interface entre o aço e o concreto, por meio de ligação mecânica, conforme disposto na norma ABNT NBR 8800:2008.

No caso de vigas mistas, além das forças longitudinais, podem ocorrer ainda forças transversais ao eixo do elemento, que causam um efeito conhecido como *uplift*, caracterizado pelo deslocamento vertical entre a laje de concreto e o elemento de aço que tende a separá-los. Geralmente, essas forças transversais são bem menores que as longitudinais, podendo ser desprezadas na prática. Ainda assim, as prescrições normativas estabelecem limites para o *uplift* e os conectores, normalmente, têm mecanismos para resistir a este efeito (JOHNSON, 2004; EN 1994-1-1:2004).

### 2.2.2 Ductilidade e rigidez

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados quanto à rigidez em rígidos ou flexíveis. Na Figura 2.1 são apresentados gráficos com as curvas força  $\times$  deslizamento de conectores, ilustrando os conceitos de ductilidade e rigidez.

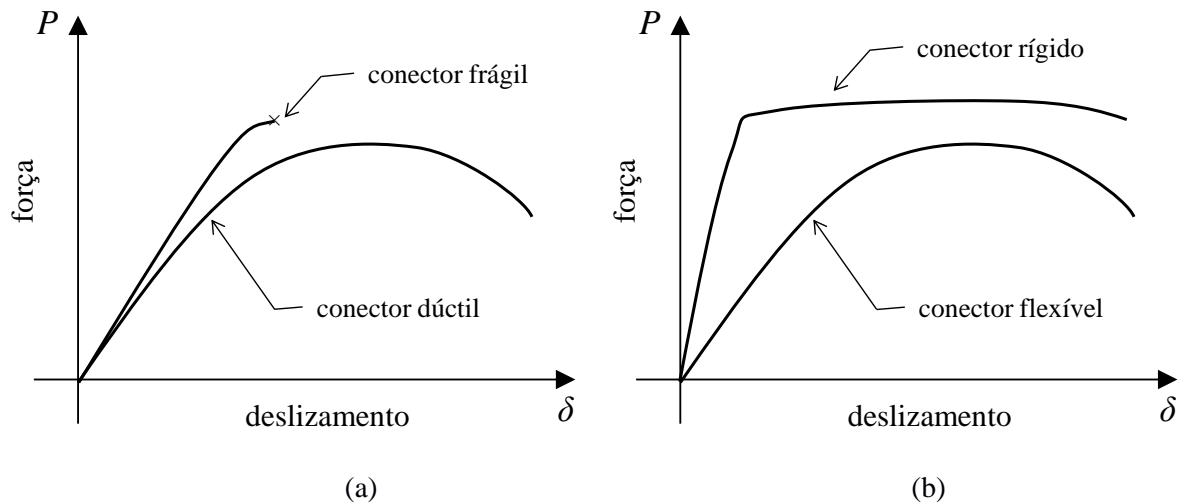


Figura 2.1 - Relação força  $\times$  deslizamento de conectores quanto à: (a) ductilidade; (b) rigidez.

Conectores rígidos apresentam pouca deformação quando carregados, caracterizando uma conexão com pequeno deslizamento relativo entre aço e concreto. Esses conectores apresentam um bom desempenho à fadiga. O colapso de conexões com esse tipo de conector é, usualmente, associado a uma ruptura frágil, devido ao esmagamento ou cisalhamento do concreto, sendo este tipo de falha incompatível com os conceitos de segurança estrutural. No caso dos conectores *Perfobond* e *Crestbond*, o comportamento rígido é, normalmente, acompanhado de uma ruptura dúctil.

Os conectores flexíveis, por outro lado, quando carregados apresentam deformações significativas, acarretando considerável deslizamento relativo entre o aço e o concreto. O colapso desses conectores é normalmente associado a uma ruptura dúctil e, por permitirem maior deformação na região da conexão, podem apresentar baixo desempenho à fadiga.

De acordo com Veríssimo (2007), um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo ou quase nulo para cargas de serviço e boa ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são

desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis no estado limite último.

Se os conectores são dúcteis, admite-se que ocorre a redistribuição de esforços entre os conectores e que todos eles são mobilizados quando o elemento misto é carregado. Dessa forma, pode-se distribuir uniformemente os conectores sobre o elemento estrutural. Por outro lado, se os conectores apresentam baixa ou nenhuma ductilidade, a hipótese de redistribuição de esforços não é válida e sua disposição deve se dar de acordo com o fluxo de cisalhamento atuante na interface entre o aço e o concreto.

### 2.3 Ensaio *push-out* segundo a EN 1994-1-1:2004

A EN 1994-1-1:2004 especifica um ensaio padronizado, do tipo *push-out*, para a avaliação do comportamento de conectores de cisalhamento. Os modelos consistem de duas lajes de concreto com dimensões de 60×65×15 cm, conectadas a um perfil de aço por meio dos conectores de cisalhamento a serem avaliados. Na Figura 2.2 é apresentado o esquema desse ensaio com as respectivas especificações.

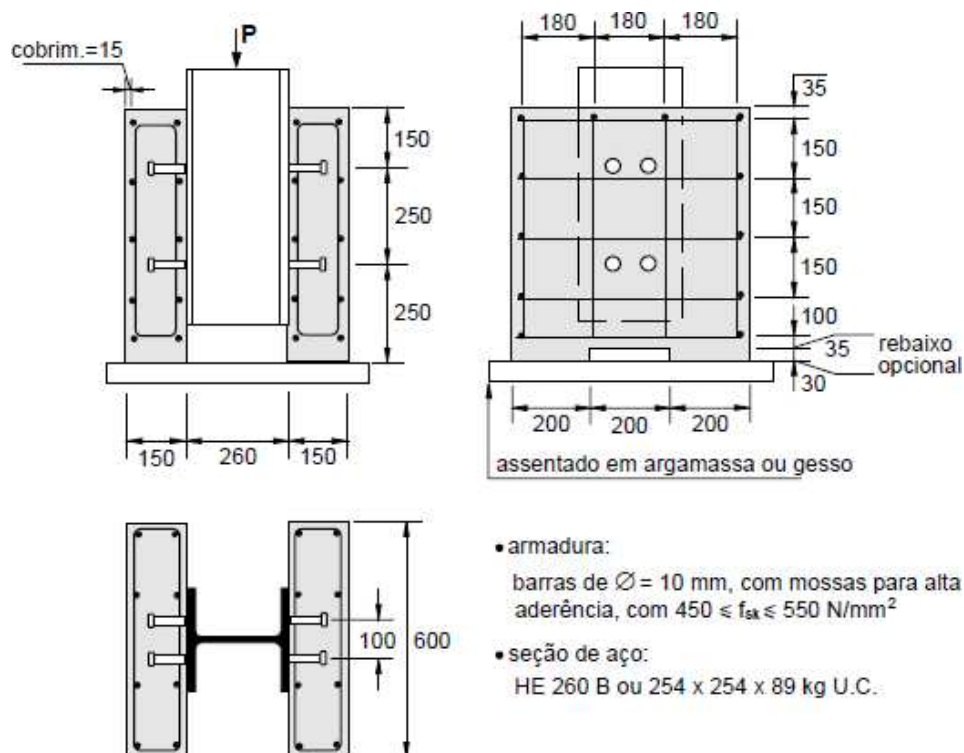


Figura 2.2 - Corpo de prova para o ensaio *push-out* padrão (EN 1994-1-1:2004).

O ensaio é realizado aplicando-se um carregamento lento no perfil de aço, que desliza em relação às lajes de concreto até a falha da conexão. Durante esse processo, é registrado o deslizamento relativo entre o perfil e a laje, bem como a carga aplicada em intervalos de tempo pré-determinados. A partir desses dados, é possível obter a curva força  $\times$  deslizamento, conforme a mostrada na Figura 2.3.

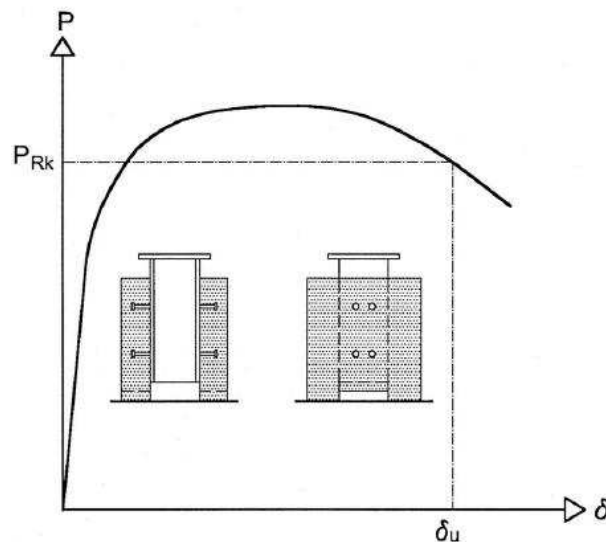


Figura 2.3 - Determinação da capacidade de deslizamento  $\delta_u$  do ensaio *push-out* (EN 1994-1-1:2004).

O ensaio do tipo *push-out*, conforme a especificação da norma europeia EN 1994-1-1:2004, tem sido adotado atualmente na grande maioria dos estudos sobre conectores de cisalhamento, possibilitando a comparação de resultados obtidos por diferentes autores.

## 2.4 Conectores de cisalhamento formados de chapas planas de aço

### 2.4.1 Conector *Perfobond*

Leonhardt *et al.* (1987) desenvolveram, no final da década de 80, um conector denominado *Perfobond*, para aplicação em pontes mistas. A busca por uma alternativa aos *studs* foi motivada por seu baixo desempenho quando sujeitos a carregamentos cíclicos. O *Perfobond* é formado por uma chapa de aço plana com perfurações circulares, soldada ao perfil metálico e concretada posteriormente. Esse conector apresenta elevada rigidez, sofrendo apenas pequenas deformações elásticas em estado de serviço. Seu comportamento mecânico consiste na transferência dos esforços pelo cisalhamento do concreto confinado na região das aberturas do conector, caracterizando o chamado “efeito de pino”.

Apesar de ter sido originalmente desenvolvido para aplicação em pontes, vários estudos foram realizados com o objetivo de investigar sua aplicação em estruturas de edifícios (OGUEJIOFOR, 1990; VELDANDA, 1991; OGUEJIOFOR, 1994; QUDDUSI, 1994; STUDNICKA *et al.*, 2000). Esses estudos demonstraram que o *Perfobond* é um conector rígido.

#### 2.4.2 Conector *Crestbond*

Veríssimo (2007) desenvolveu o conector *Crestbond* na busca de uma alternativa para conexão mista que possuísse algumas vantagens em relação a outros mecanismos de conexão usuais, tais como ductilidade, simplicidade de instalação, furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje e baixo custo de fabricação. O *Crestbond* é formado por uma chapa plana de aço com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam o travamento do concreto ao conector, garantindo resistência ao cisalhamento longitudinal e ao *uplift*. Seu comportamento mecânico é similar ao do *Perfobond*, relacionado em grande parte ao cisalhamento dos pinos virtuais de concreto que se formam nas aberturas do conector caracterizando o efeito de pino.

Detalhes da geometria do *Crestbond* podem ser vistos na Figura 2.4 e na Figura 2.5.

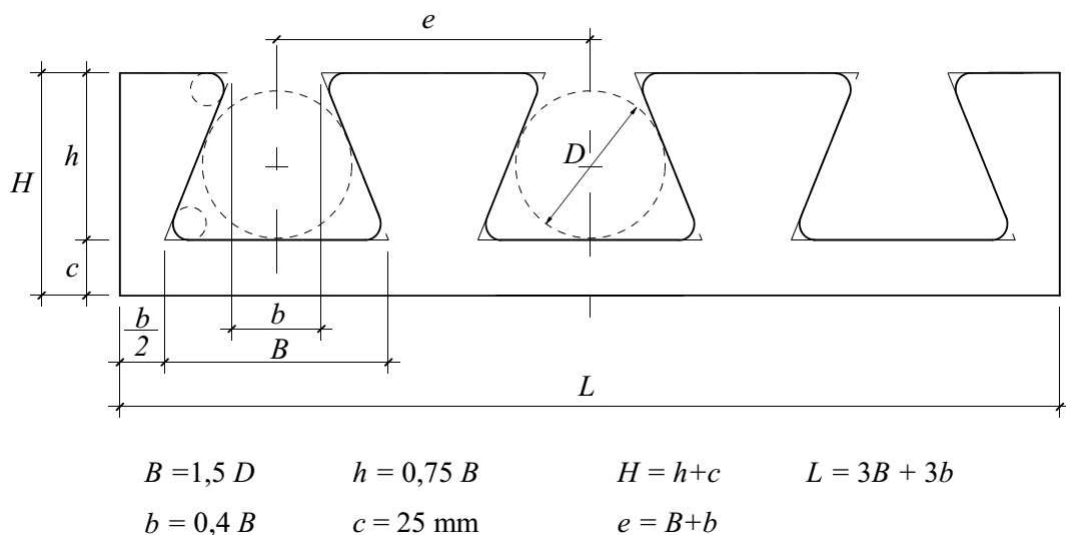
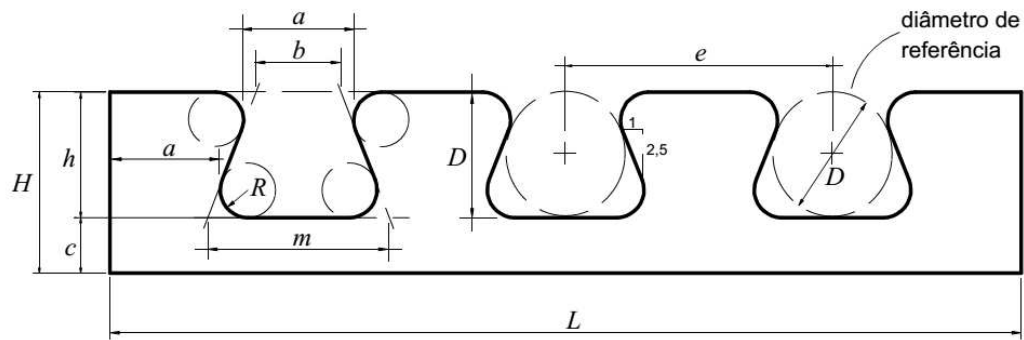


Figura 2.4 - Geometria do conector *Crestbond* da série A (VERÍSSIMO, 2007).



$D$  = diâmetro do círculo inscrito no dente

$R$  = raio de curvatura dos cantos dos dentes

$h$  = altura do dente =  $D$

$m = 1,48D$  = base maior do trapézio de referência

$b = 0,45m$  = base menor do trapézio de referência

$a = 2,88R + 0,25D$  (menor seção do dente)

$L = 2a + 2b + 3m$  = comprimento do conector

$e = m + b$  = espaçamento entre centros de aberturas

$c$  = altura da base do dente (pode ser variada conforme a tipologia do sistema)

**Figura 2.5 - Geometria do conector *Crestbond* da série B (VERÍSSIMO, 2007).**

A pesquisa realizada por Veríssimo (2007) mostrou diversos aspectos e vantagens importantes da conexão com o *Crestbond*, em relação ao observado nas conexões em que se utiliza o *stud* ou o *Perfobond*. O *Crestbond* apresentou comportamento estrutural adequado, caracterizado por alta rigidez para cargas de serviço e grande ductilidade em estado limite último, evidenciando potencial para utilização em estruturas de edifícios. Observou-se ainda que a capacidade de carga deste conector é similar à obtida com grupos de *studs*.

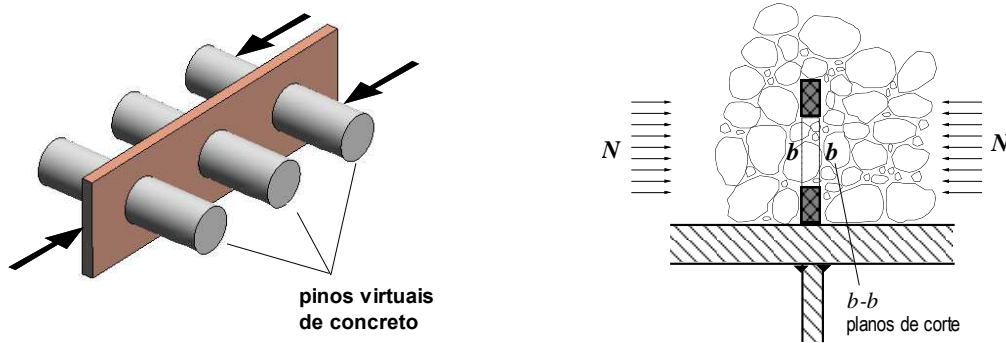
## 2.5 Comportamento de conectores de chapas planas

### 2.5.1 Mecanismo de transmissão de forças

#### 2.5.1.1 O efeito de pino

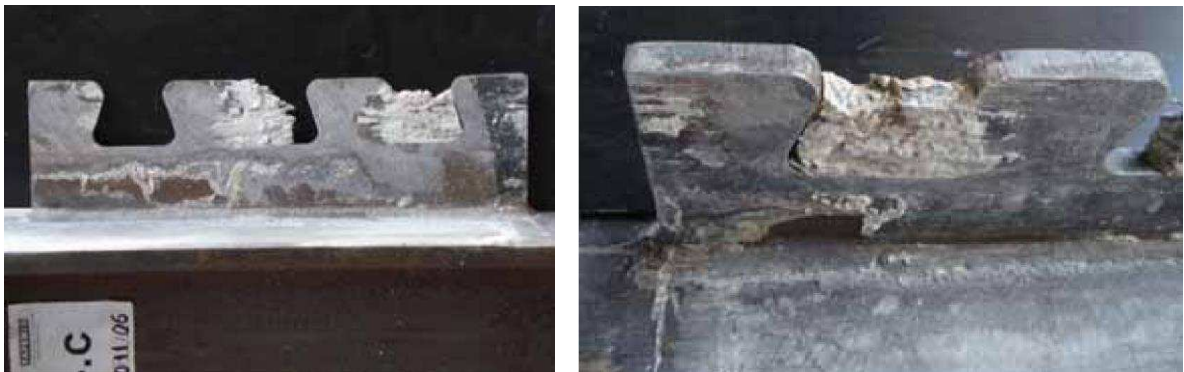
Leonhardt *et al.* (1987), após os primeiros ensaios realizados com conectores *Perfobond*, verificaram que a ruptura da ligação acontecia no conector ou no concreto da região dos furos. No segundo caso, observou-se que o esmagamento do concreto junto à superfície de contato com o conector foi acompanhado pelo cisalhamento em dois planos de corte coincidentes com as superfícies laterais do conector (Figura 2.6). A partir dessa observação, os autores

propuseram que a resistência da conexão estava relacionada ao efeito de pino, isto é, o concreto que preenche os furos do conector forma pinos virtuais dentro da peça, que proporcionam resistência ao cisalhamento na direção longitudinal e evitam a separação entre as seções de aço e concreto.



**Figura 2.6 - Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de cortes, nos furos do *Perfobond* (VERÍSSIMO, 2007).**

Em seus ensaios, Veríssimo (2007) verificou a ocorrência do efeito de pino na ligação do *Crestbond*, evidenciando o confinamento do concreto junto ao dente do conector e a ruptura por cisalhamento em dois planos de corte do concreto nas aberturas do conector (Figura 2.7).



**Figura 2.7 - Efeito pino no conector *Crestbond* (adaptado de VERÍSSIMO, 2007).**

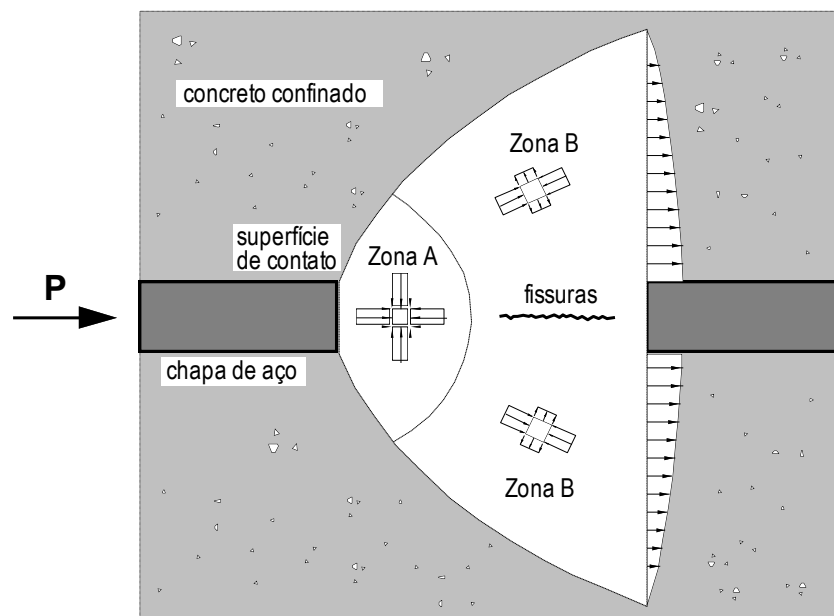
#### 2.5.1.2 O modelo de Kraus e Wurzer

Kraus e Wurzer (1997) investigaram o efeito de pino no *Perfobond*. Eles observaram, nos modelos ensaiados, cunhas de concreto completamente esmagado, próximas à superfície de contato com a parede dos furos do conector. O esforço atuante na conexão é transmitido da chapa de aço para a laje de concreto por meio de uma força de compressão extremamente intensa, que age na superfície de contato dos furos, devido ao confinamento do concreto nessa

região proporcionado pela laje ao redor. Segundo os autores, a área onde a força se distribui no pino de concreto pode ser dividida em duas partes principais, chamadas zona A e zona B (Figura 2.8).

O concreto é confinado na zona A, ficando submetido à compressão triaxial. A capacidade do concreto de suportar esforço e deformação depende da estrutura porosa da pasta de cimento. Assim, o concreto na zona A sofre poro-colapso, quando a tensão nessa região ultrapassa a tensão crítica, na medida em que ocorre esmagamento das paredes dos poros da pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta.

Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal. Quando a tensão transversal, nessa zona, excede a resistência à tração do concreto, formam-se fissuras paralelas à força cisalhante.



**Figura 2.8 - Carregamento na interface conector-laje (KRAUS e WURZER, 1997).**

Segundo Kraus e Wurzer (1997), quando os poros na zona A ficam completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto, sendo impossível a redução de volume, alcança-se um estado limite. O material pulverizado compactado no interior do furo do conector produz um estado de pressão quase hidrostática no concreto

confinado que pode conduzir à divisão da laje em duas metades e, finalmente, ao escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos.

### 2.5.2 Influência da resistência do concreto na capacidade da conexão

A capacidade resistente dos conectores em chapa plana de aço com aberturas é proporcional à resistência do concreto, conforme indicam os resultados experimentais de vários autores (OGUEJIOFOR, 1994; VERÍSSIMO, 2007; KRAUS e WURZER, 1997; CÂNDIDO-MARTINS *et al.*, 2010).

Leonhardt *et al.* (1987) compararam os valores calculados da capacidade de carga do *Perfobond* com a do *stud*, em função da resistência à compressão do concreto (Figura 2.9). Nos conectores em chapa plana perfurada é possível variar a capacidade resistente da conexão em função da resistência do concreto, sem modificar a geometria do conector. Já no caso do *stud*, a capacidade de carga é limitada pela resistência ao corte do conector. Assim, a partir de uma determinada resistência de concreto, a capacidade da conexão não se altera, sendo governada pelo colapso do conector.

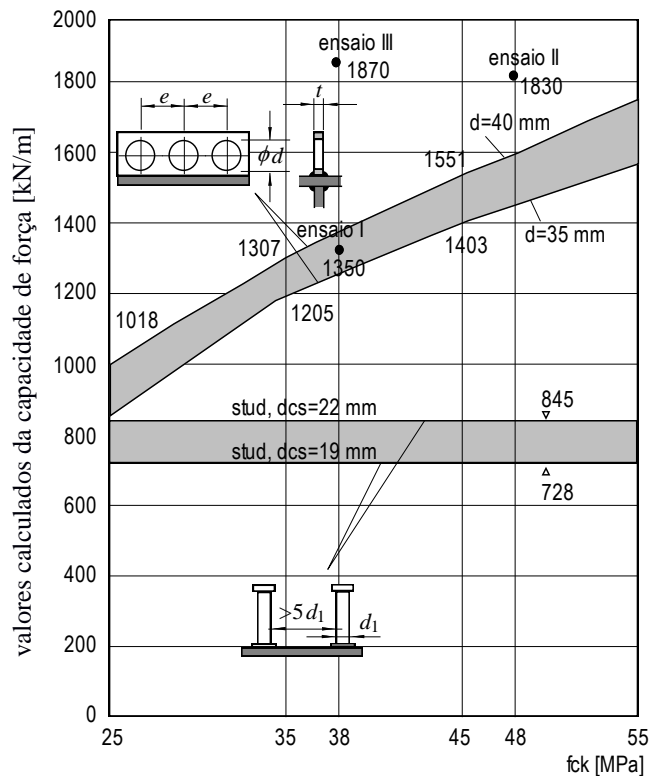
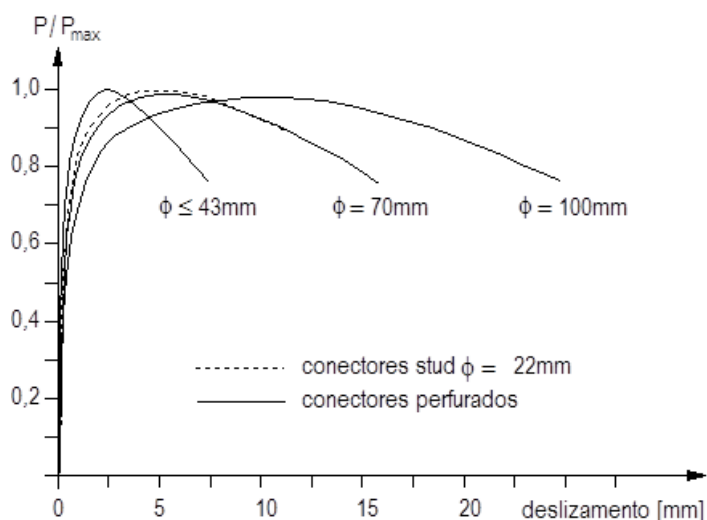


Figura 2.9 - Influência da resistência do concreto na resistência dos conectores *Perfobond* e *stud* (adaptado de LEONHARDT *et al.*, 1987).

### 2.5.3 Influência do número, espaçamento e tamanho das aberturas dos conectores na capacidade da conexão

Oguejiofor (1994) analisou a influência do número e do espaçamento de furos no conector *Perfobond* a partir de ensaios *push-out*, constatando que a capacidade resistente da conexão com *Perfobond* é proporcional ao número de furos no conector, desde que o espaçamento entre furos seja de pelo menos 2,25 vezes o diâmetro dos furos. Nishido *et al.* (2000) comentam que, no caso de aberturas muito próximas, o efeito de pino em furos adjacentes é influenciado pela fissuração no entorno dos furos. Esse efeito ocorre, possivelmente, devido à sobreposição de campos de tensões no concreto.

Kraus e Wurzer (1997) ensaiaram modelos com *Perfobond* com diversos tamanhos de aberturas e verificaram que a capacidade resistente da conexão é proporcional à dimensão da abertura do conector. Os resultados destes autores ainda demonstram que o tamanho das aberturas influencia na ductilidade da conexão (Figura 2.10).



**Figura 2.10 - Relações força-deslizamento para conectores *Perfobond* com furos de vários tamanhos (KRAUS e WURZER, 1997).**

Apesar das aberturas do *Crestbond* serem trapezoidais, seu comportamento é similar ao do *Perfobond* quando se considera a área das aberturas. Veríssimo (2007) ensaiou modelos com conectores *Crestbond* com aberturas trapezoidais cuja área se relaciona com um círculo inscrito. Os resultados obtidos demonstram que a capacidade da conexão e o tamanho dos furos são linearmente proporcionais (Figura 2.11).

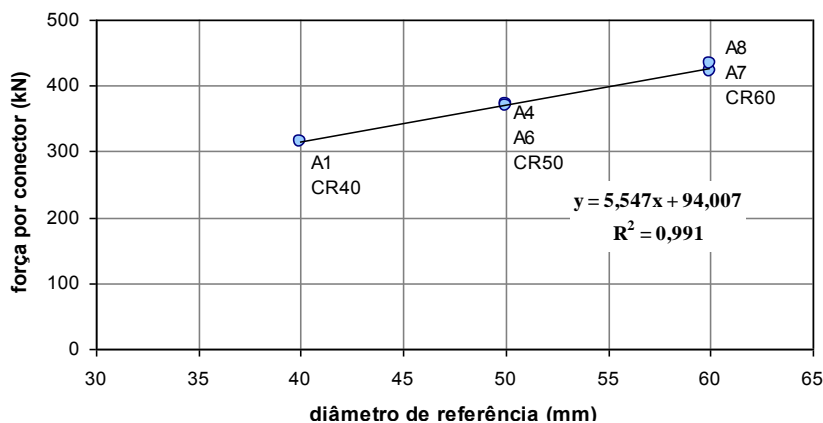


Figura 2.11 - Relações entre a resistência do conector e o tamanho das aberturas no conector (VERÍSSIMO, 2007).

#### 2.5.4 Influência da armadura

A capacidade resistente da conexão tem relação com a armadura transversal na laje, conforme apontam estudos realizados por vários autores (DAVIES, 1969; VELDANDA, 1991; OGUEJIOFOR, 1994; KRAUS e WURZER, 1997; VERÍSSIMO, 2007).

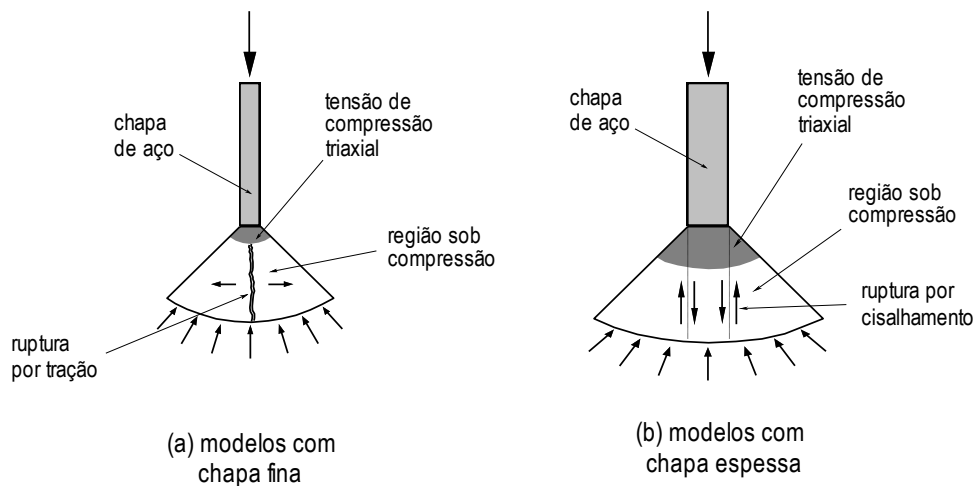
Oguejiofor (1994) e Veríssimo (2007) avaliaram a influência da armadura nas aberturas nos conectores *Perfobond* e *Crestbond*, respectivamente. Ambos verificaram um aumento na resistência da ligação ocasionado pela presença da armadura. Não obstante, o estudo de Davies (1969) demonstra que a armadura exerce influência positiva na capacidade resistente da conexão até um certo limite, a partir do qual a ruptura das bielas de concreto comprimidas passa a governar a falha do sistema.

#### 2.5.5 Influência da espessura da chapa do conector

A espessura da chapa do conector possui relação direta com a área de compressão na interface conector-laje. Assim, quanto menor a espessura de chapa, a força transmitida se concentra em uma área menor e, conseqüentemente, eleva a tensão na região. Quanto maior a espessura da chapa, maior é a área de contato entre o concreto e o conector, favorecendo o efeito de confinamento do concreto e incrementando o desempenho da conexão.

Ushijima *et al.* (2001) realizaram ensaios para avaliar a influência da espessura da chapa de conectores *Perfobond*. Para isso, fizeram experimentos com conectores cuja espessura variava entre 8 mm e 16 mm. Nos modelos com espessura de chapa de 8 mm, o concreto no interior

dos furos do conector, na região de contato com a chapa, foi esmagado. Nos modelos com espessuras maiores, a ruptura do concreto ocorreu pelo cisalhamento dos pinos de concreto. Os fenômenos relacionados à chapa menos espessa e à mais espessa podem ser vistos na Figura 2.12. Segundo os autores, o efeito de pino não ocorre para conectores com espessura inferior a 10 mm, ao passo que é evidente para conectores com espessuras maiores.



**Figura 2.12 - Condições de ruptura do concreto dependendo da espessura de chapa do conector (USHIJIMA *et al.*, 2001).**

### 2.5.6 Influência da excentricidade do conector

Eventualmente, a altura dos conectores em chapa de aço varia em relação à espessura total da laje, de modo quase sempre a linha de ação da resultante de forças no conector possui alguma excentricidade em relação ao plano médio da laje. A ocorrência da excentricidade conduz ao surgimento de um binário de forças que afeta a distribuição de tensões ao longo do comprimento da laje.

Em seus ensaios, Veríssimo (2007) verificou que a excentricidade do conector em relação à laje influencia na capacidade da conexão. Os esquemas apresentados na Figura 2.13 mostram as excentricidades das forças na laje dos modelos *push-out*, indicando a resultantes de forças devido aos pinos de concreto ( $F_p$ ) e devido à compressão que a laje exerce sobre a face frontal do conector ( $F_f$ ).

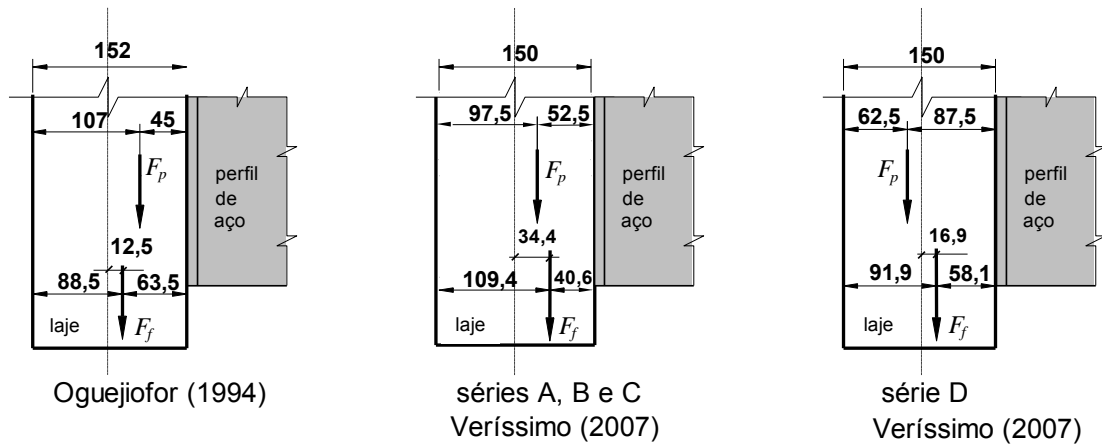


Figura 2.13 - Variação da excentricidade da força frontal no conector em relação ao plano médio da laje (SILVA, 2011).

## 2.6 Modelos numéricos

### 2.6.1 Considerações iniciais

Silva (2013) desenvolveu um modelo de elementos finitos para o estudo do conector *Crestbond*, utilizando o software Abaqus. Em seu trabalho, realizou uma análise estática implícita, considerando a não linearidade física dos materiais envolvidos e o modelo de dano com plasticidade do concreto, obtendo boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais. Na Figura 2.14 são apresentadas imagens dos modelos tridimensionais do *push-out* que Silva (2013) simulou em seu trabalho. A dupla simetria permite representar apenas um quarto do modelo por meio de condições de contorno e de simetria apropriadas.

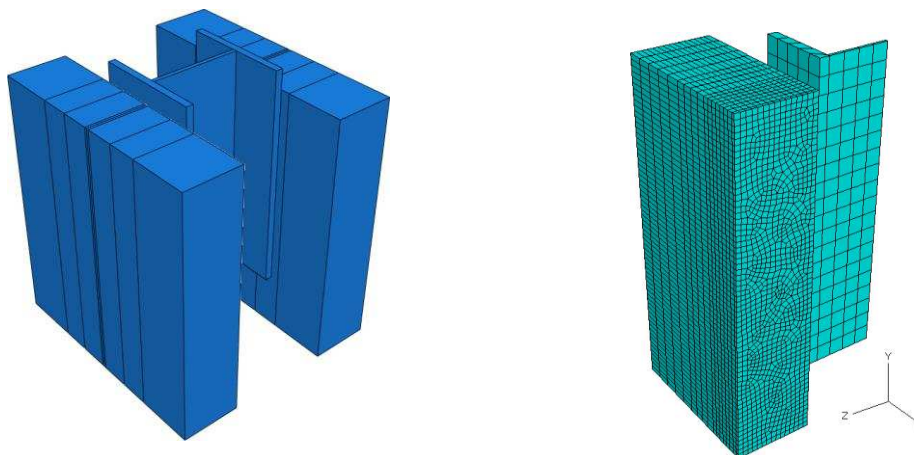


Figura 2.14 - Modelos tridimensionais do ensaio *push-out* com o *Crestbond* (adaptado de SILVA, 2013).

Nas simulações numéricas desenvolvidas no software Abaqus, análises de vários tipos podem ser realizadas. No caso de análise estrutural, as análises podem ser estáticas ou dinâmicas, e pode-se utilizar métodos numéricos explícitos ou implícitos para a resolução do problema.

### 2.6.2 Análise estática implícita

Uma análise estática consiste na determinação de esforços e deformações ao longo de um elemento considerando que este está em equilíbrio estático, isto é, que a soma de todas as ações atuantes no elemento é nula, bem como sua aceleração. Neste caso, a equação de equilíbrio garante a minimização da energia potencial do sistema.

O comportamento da conexão de cisalhamento em ensaios *push-out* é, majoritariamente, não-linear. Geralmente, para simular este comportamento utiliza-se um método de controle de carga implícito, em que a carga é aplicada proporcionalmente em vários incrementos. Para cada incremento é realizada uma iteração de equilíbrio, normalmente através do método de Newton, e o caminho do equilíbrio é obtido, passo a passo, por meio das relações de força  $\times$  deslocamento.

### 2.6.3 O Método de Newton

O método de Newton é comumente utilizado em análises estáticas, para obtenção do equilíbrio a cada incremento de carga, sendo eficiente na resolução de análises não lineares.

O método de Newton é um processo numérico iterativo para obter a raiz de uma equação ou sistema de equações, usualmente aplicado em sistemas de equações não lineares. O método pode ser descrito algebricamente conforme a Eq. (2.1).

$$\{ x \}_{n+1} = \{ x \}_n - [J(x)]^{-1} [F(x)] \quad \text{para } n = 1, 2, 3, \dots, k. \quad (2.1)$$

onde:

$\{ x \}_{n+1}$  é o vetor de valores de  $x$  para a iteração  $n+1$ ;

$\{ x \}_n$  é o vetor de valores de  $x$  para a iteração  $n$ ;

$[F(x)]$  é o sistema de equações, em função de  $x$ , escrito em notação matricial;

$[J(x)]$  é a matriz jacobiana de  $[F(x)]$ , não singular no domínio de  $\{ x \}_n$ .

Na Figura 2.15, é possível ver graficamente como o método estima um valor de  $x$  mais próximo da raiz a cada iteração.

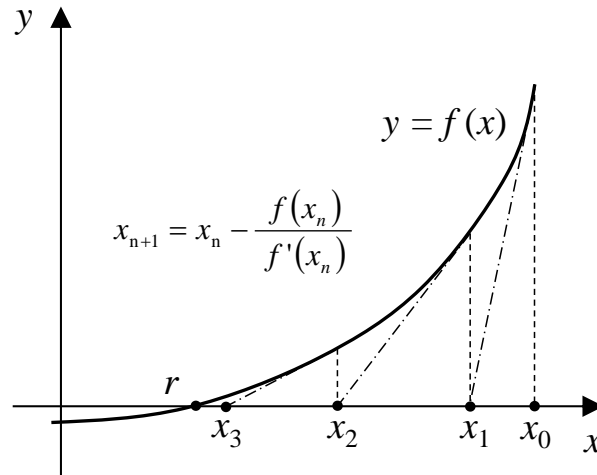


Figura 2.15 - Obtenção da raiz de uma função pelo método de Newton.

Conforme o número de iterações aumenta, o vetor de  $x$  obtido se aproxima do vetor que resulta na raiz do sistema de equações  $F(x)$ , com exceção de alguns casos. A documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012c) ressalta a alta taxa de convergência como principal vantagem do método.

Burden e Faires (2010) apontam uma desvantagem deste método, que é a necessidade de se calcular e inverter a matriz Jacobiana em cada iteração, aumentando assim o esforço computacional.

#### 2.6.4 Análise dinâmica explícita

Uma análise dinâmica por elementos finitos consiste na determinação dos deslocamentos, velocidades e acelerações dos elementos, bem como dos esforços e das deformações ao longo de um intervalo de tempo. No caso de equilíbrio dinâmico, a soma de todas as forças é nula, mas as velocidades e acelerações dos elementos não são, necessariamente, nulas. Assim, pode-se escrever o equilíbrio dinâmico como a soma das forças relativas à inércia, à rigidez, às forças externas e ao amortecimento da estrutura, sendo esta soma nula.

A análise dinâmica explícita é um método de controle de tempo. É usada para problemas de impacto, laminação de metais, falha e dano progressivo de materiais, dentre outros. Mostra-se eficiente para a solução de problemas em meios descontínuos, com interações de contato e

grandes deformações. Tem sido aplicada em diversos problemas fortemente não lineares, como falha e fissuração de concreto, laminação de chapas de aço, impactos de lâminas compostas, etc.

Apesar de ser um método dinâmico, essa análise é também utilizada para análises quase estáticas. No método de análise dinâmica explícita, as matrizes globais de massa e de rigidez não precisam ser alocadas e invertidas, de forma que cada incremento resulta em menos esforço computacional quando comparado com a análise implícita. O tamanho do incremento de tempo é determinado conforme o tamanho da malha e as propriedades dos materiais. O tempo da análise pode ser reduzido pelo processo de escala de massa (*mass scalling*) ou pelo aumento da taxa de carregamento.

A análise explícita é muito eficiente na solução de problemas com descontinuidades e de contato, sendo particularmente interessante para a simulação de ensaios do tipo *push-out*. O método dinâmico explícito pode ser utilizado para simular o ensaio *push-out* com a mesma taxa de carregamento que a utilizada no ensaio experimental real.

### 2.6.5 Integração de diferença centrada

O método que o Abaqus utiliza na análise dinâmica explícita é baseado na implementação da regra de integração explícita, juntamente com o uso da matriz de massa diagonal para os elementos. As equações de cinemática para o corpo são integradas usando-se a regra de integração de diferença centrada, conforme pode ser visto na Eq. (2.2) e na Eq. (2.3).

$$u'_{i+\frac{1}{2}} = u'_{i-\frac{1}{2}} + \frac{\Delta t_{i+1} + \Delta t_i}{2} u''_{i+\frac{1}{2}} \quad (2.2)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t_{i+1} u'_{i+\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

onde  $u'$  é a velocidade e  $u''$  é a aceleração. O subscrito ( $i$ ) faz referência ao número do incremento e  $(i + 1/2)$  e  $(i - 1/2)$  aos valores de incrementos intermediários, e  $\Delta t$  é a variação temporal na análise.

O operador desta regra de integração é explícito, de forma que o estado cinemático pode ser avançado usando-se os valores de velocidade e aceleração do incremento anterior.

### 2.6.6 Análise não linear

A análise linear, i.e., a consideração de que as estruturas são perfeitamente elásticas, é bastante útil na determinação de esforços e deformações em muitos casos práticos. Porém, para determinadas situações, cargas e materiais, essa análise diverge da realidade dos problemas analisados.

O comportamento não linear ocorre quando: (a) a relação entre a tensão e deformação de um material não é mais linear, também conhecida como não linearidade física ou material; (b) uma estrutura apresenta grande deslocabilidade ou deformações excessivas, de forma que o equilíbrio não pode ser mais obtido pela configuração da geometria inicial da estrutura (denomina-se esta condição de não linearidade geométrica); (c) as condições de apoio ou de aplicação de cargas são alteradas, modificando os esforços da estrutura, caracterizando a condição denominada de não linearidade de contato.

Ao contrário das análises lineares, nas quais o estado de deformação depende somente do estado final de tensão, a deformação que ocorre em análises não lineares é determinada por todo histórico de carregamento. O problema da não linearidade é, assim, de natureza essencialmente incremental, e a deformação final de um elemento é obtida pela soma de todas as deformações computadas ao longo do processo incremental. Devido aos complexos modelos para descrever o comportamento não linear dos materiais em conjunto com a necessidade de uma análise incremental, análises não lineares são restritas a programas avançados de análise estrutural, com vastas bibliotecas de materiais e eficientes rotinas para a resolução dos problemas.

### 2.6.7 Modelo de Dano com Plasticidade para Concreto (Concrete Damaged Plasticity)

O Modelo de Dano com Plasticidade para Concreto (*Concrete Damaged Plasticity*) permite a análise de estruturas de concreto sob cargas cíclicas e/ou dinâmicas. O modelo também possibilita a análise de outros materiais quase frágeis, como rocha, argamassa e cerâmicas, mas é o comportamento do concreto que motiva o estudo de diferentes aspectos da teoria constitutiva. Sob baixas pressões de confinamento, o concreto se comporta de maneira frágil, sendo seu principal mecanismo de falha a fissuração na tração e o esmagamento na compressão. O comportamento frágil do concreto desaparece quando a pressão de confinamento é suficientemente grande para evitar a propagação de fissuras. Nestas

circunstâncias, a falha é causada pelo adensamento e colapso da microestrutura porosa do concreto, acarretando uma resposta macroscópica similar à de um material dúctil com encruamento (SIMULIA, 2012c).

A documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012c) informa que a teoria constitutiva deste modelo reproduz os efeitos de dano irreversível em associação com os mecanismos de falha que ocorrem no concreto e em outros materiais quase frágeis sob pressões confinantes relativamente baixas (menos que quatro ou cinco vezes a resistência última à compressão do concreto no carregamento uniaxial). Esses efeitos se manifestam pelas seguintes propriedades macroscópicas:

- diferentes tensões de plastificação na tração e na compressão, sendo o valor de início de plastificação na compressão cerca de dez ou mais vezes maior que na tração;
- comportamento de “amolecimento” (redução da resistência com aumento gradual da deformação) na tração ao contrário do “endurecimento” (aumento da resistência conforme aumento da deformação inelástica) inicial seguido de “amolecimento” na compressão;
- diferentes degradações da rigidez elástica na tração e compressão;
- efeitos de recuperação da rigidez durante carregamento cíclico;
- sensibilidade à taxa de deformação (há um aumento no pico da resistência com a taxa de deformação).

#### *2.6.7.1 O conceito de dano no concreto*

Sob carregamento uniaxial, fissuras se propagam na direção transversal à direção da tensão. A concentração e propagação de fissuras, então, causam a redução da capacidade de carga disponível na região, o que acarreta o aumento da tensão efetiva. O efeito é menos significativo sob carregamento de compressão, já que as fissuras que se formam são paralelas à direção do esforço. No entanto, depois de uma quantidade significativa de esmagamento, a capacidade de carga efetiva da região também é reduzida consideravelmente.

Conforme mostrado na Figura 2.16, quando o corpo de prova de concreto é descarregado em qualquer ponto do ramo da deformação de “amolecimento” da curva tensão-deformação, a resposta ao descarregamento é afetada: a rigidez elástica do material parece ser danificada (ou degradada). A degradação da rigidez elástica é significativamente diferente entre os ensaios de

tração e de compressão. Em ambos os casos este efeito é acentuado conforme a deformação plástica aumenta. O comportamento de degradação do concreto pode ser caracterizado por duas variáveis independentes de dano uniaxial,  $d_t$  e  $d_c$ , que são funções das deformações plásticas e da temperatura. Elas podem assumir valores variando de zero, para material não danificado, até 1, para material totalmente danificado, aumentando conforme as deformações plásticas equivalentes.

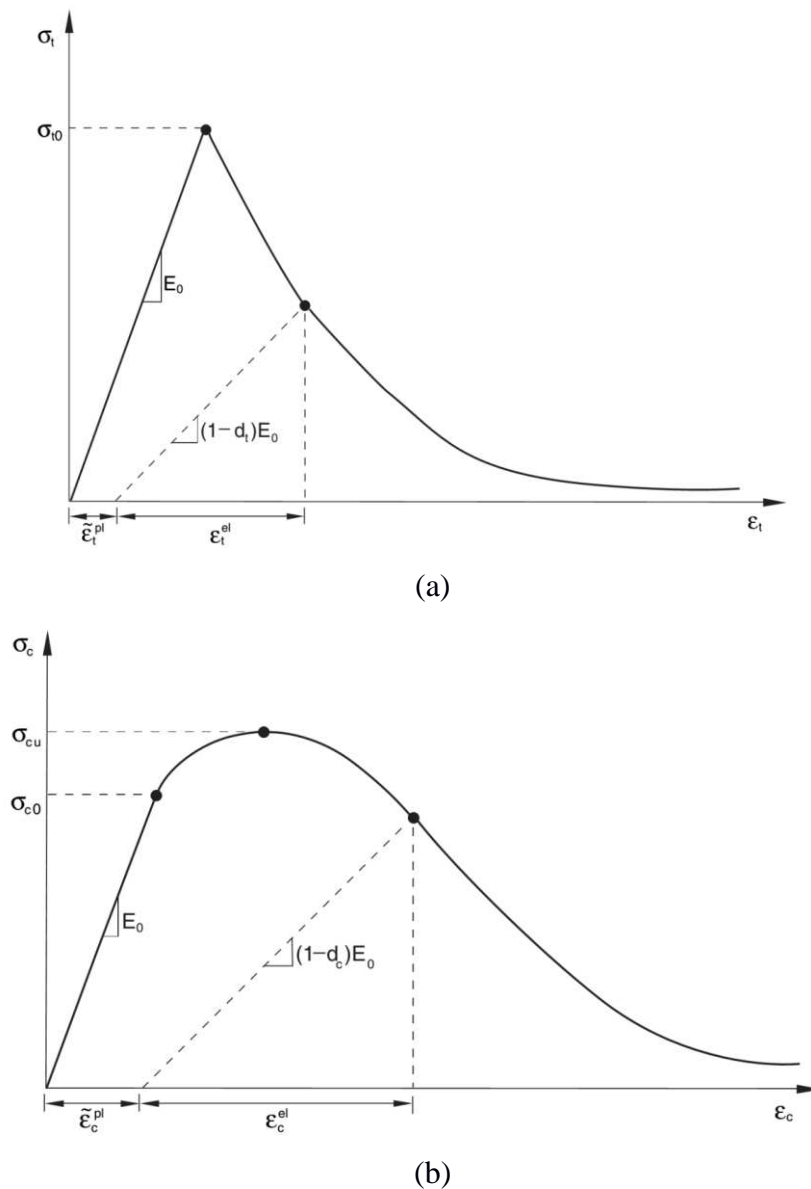


Figura 2.16 - Resposta do concreto ao carregamento uniaxial na tração (a) e na compressão (b) (SIMULIA, 2012c).

### 2.6.7.2 Critério de plastificação

O modelo de dano com plasticidade do concreto utiliza uma condição de plastificação baseada numa função proposta por Lubliner *et al.* (1989) e incorpora modificações sugeridas por Lee e Fenves (1998) para levar em conta a diferente evolução da resistência sob tração e compressão.

A função da plastificação é uma forma geométrica formada pela combinação de dois tipos de funções de Drucker-Prager, conforme ilustrado na Figura 2.17.

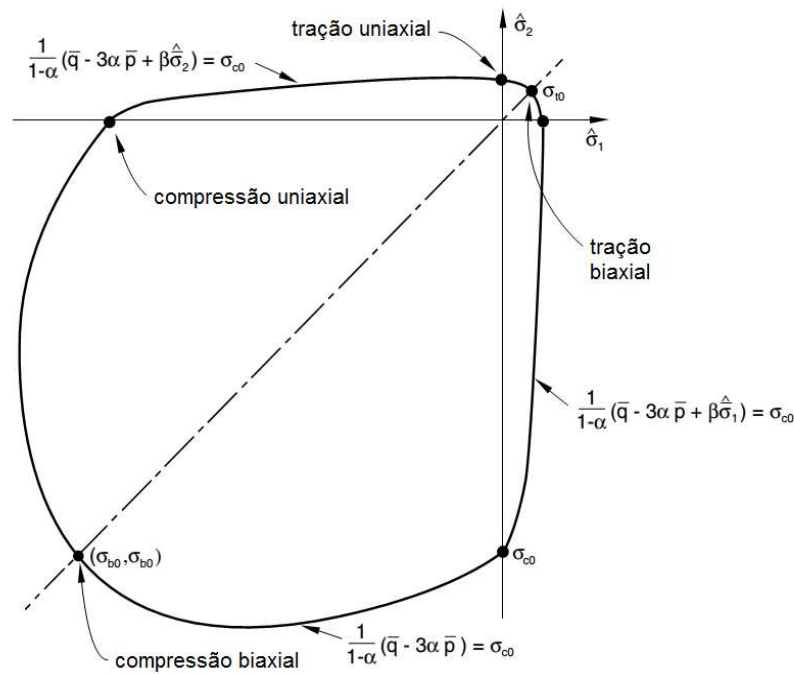


Figura 2.17 - Superfície de plastificação em um estado plano de tensões (SIMULIA, 2012c).

O critério de plastificação é baseado na função do invariante do estado de tensões, sendo assim independente da escolha do sistema de coordenadas. Os parâmetros apresentados na Figura 2.17 são:

$\alpha$  é um coeficiente adimensional, dado por  $\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$ , onde  $0,08 \leq \alpha \leq 0,15$ ;

$\sigma_{c0}$  é a tensão de compressão para plastificação inicial uniaxial;

$\sigma_{b0}$  é a tensão de compressão para plastificação inicial equibiaxial;

$\sigma_{t0}$  é a tensão de tração uniaxial para falha do concreto;

$\beta$  é um coeficiente adimensional, dado por  $\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$ , em que  $\bar{\sigma}_c$  e  $\bar{\sigma}_t$  são as tensões efetivas de compressão e tração no concreto, respectivamente;

$\hat{\sigma}_1$  e  $\hat{\sigma}_2$  são as tensões principais do estado plano de tensões;

$\bar{p}$  é pressão hidrostática efetiva;

$\bar{q}$  é a tensão equivalente de von Mises efetiva.

### 2.6.7.3 Os efeitos do confinamento e da dilatação

Uma característica importante do comportamento de concretos, argamassas e rochas, é que, se a pressão confinante é grande o suficiente, evita-se a propagação de fissuras, de forma que o comportamento frágil é substituído pela ductilidade com o efeito de endurecimento. Em geral, pode-se dizer que rochas e concretos se comportam de maneira dúctil se todas as três tensões principais são de compressão e possuem valores próximos.

A deformação volumétrica do concreto, obtida simplificadamente pela soma das deformações principais de um corpo, varia não linearmente conforme o material é carregado. Na Figura 2.18 pode-se observar um gráfico tensão  $\times$  deformação de um ensaio à compressão com concreto, onde se verifica que a deformação volumétrica é proporcional ao carregamento até à metade da resistência última do material. A partir dessa tensão, a deformação volumétrica começa a sofrer redução em relação ao seu valor elástico e chega ao valor de zero na tensão próxima da resistência última, de onde começa a apresentar valor negativo (aumento de volume). Este aumento de volume (deformação volumétrica inelástica), decorrente da formação e propagação de fissuras paralelas à direção do maior esforço de compressão, é conhecido como dilatação (LUBLINER, 2006).

Para efeito de desenvolvimento das formulações de plasticidade, adota-se um parâmetro  $\psi$  que representa uma medida da dilatação. Este parâmetro é denominado ângulo de dilatação e é um dado do modelo constitutivo do concreto. Eventualmente, é possível determinar o ângulo de dilatação do concreto a partir de resultados experimentais (CHEN & HAN, 2007). Concretos com valores baixos do ângulo de dilatação apresentam comportamento frágil. Altos valores do ângulo de dilatação estão associados a um comportamento mais dúctil. Em estudos experimentais com concreto, o ângulo de dilatação normalmente varia entre 30 e 40°. Neste trabalho, adotou-se o ângulo de dilatação de  $\psi = 36^\circ$ .

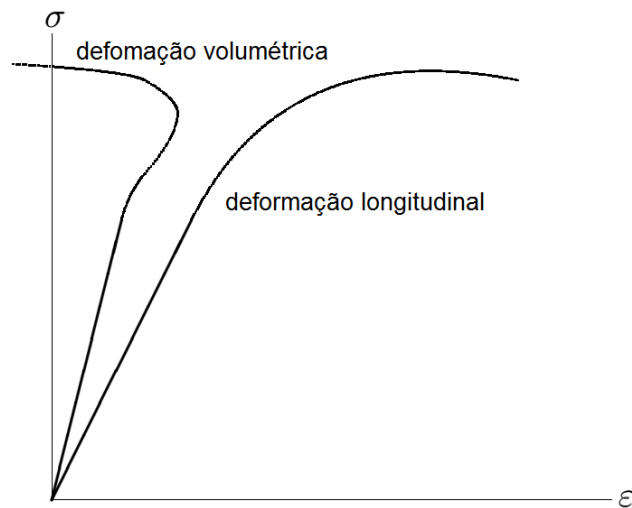


Figura 2. 18 - Curva tensão × deformação do concreto (LUBLINER, 2006).

## 2.7 Características dos materiais

### 2.7.1 Concreto

#### 2.7.1.1 Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson do Concreto

Segundo o FIB Model Code 2010, o módulo de elasticidade longitudinal do concreto pode ser estimado pela Eq. (2.4):

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (2.4)$$

onde:

$$E_{c0} = 21,5 \times 10^3 \text{ MPa};$$

$\alpha_E$  é 1,0 para agregados de quartzo;

$f_{cm}$  é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias, em MPa.

Para concreto de agregado leve, o módulo de elasticidade longitudinal  $E_{lci}$  pode ser estimado pela Eq. (2.5).

$$E_{lci} = \eta_E E_{ci} \quad (2.5)$$

onde:

$$\eta_E = \left( \frac{\rho}{2200} \right)^2 ;$$

$\rho$  é a densidade do concreto de agregado leve em kg/m<sup>3</sup>;

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade, em MPa, de acordo com a Eq. (2.4), com o  $\alpha_E = 1,0$  para todos os tipos de agregados.

O coeficiente de Poisson do concreto  $\nu_c$  é admitido como 0,2.

### 2.7.1.2 Curva de Compressão do Concreto

O FIB Model Code 2010 define a relação entre tensão  $\sigma_c$  e a deformação  $\varepsilon_c$  no concreto submetido à compressão pela Eq. (2.6):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left( \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right) \quad (2.6)$$

onde:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

$k$  é o número de plasticidade, igual a  $E_{ci} / E_{c1}$ ;

$\varepsilon_{c1}$  é a deformação na tensão de compressão máxima, dada na Tabela 2.1;

$E_{c1}$  é o módulo de elasticidade secante, com início na origem e fim no pico da tensão de compressão.

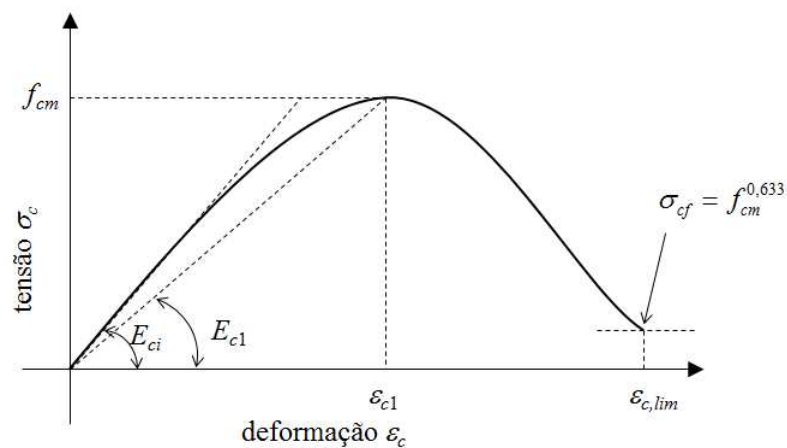
**Tabela 2.1 - Módulos  $E_{ci}$ ,  $E_{c1}$ , deformações  $\varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{c,lim}$  e número de plasticidade  $k$  para concreto de densidade normal (Adaptado de FIB Model Code 2010).**

$f_{cm}$ [MPa]	20	28	38	48	58
$E_{ci}$ [GPa]	27,1	30,3	33,6	36,3	38,6
$E_{c1}$ [GPa]	11,1	13,3	16,5	20,0	23,2
$\varepsilon_{c1}$ [‰]	-1,8	-2,1	-2,3	-2,4	-2,5
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4
$k$	2,44	2,28	2,04	1,82	1,66

O último ponto da curva proposta pela FIB Model Code 2010 é calculado pela deformação limite do concreto  $\varepsilon_{c,lim}$ , normalmente um valor fixo de 3,5%. No entanto, a partir da calibração do modelo, obteve-se um valor para o último ponto que resultou em uma melhor correlação entre os modelos numéricos e os experimentais. Assim, adotou-se uma tensão final,  $\sigma_{cf}$ , para determinar a deformação limite do concreto, conforme a Eq.(2.7).

$$\sigma_{cf} = f_{cm}^{0,633} \quad (\text{valores em MPa}) \quad (2.7)$$

A representação da curva proposta é apresentada na Figura 2.19.



**Figura 2.19 - Representação esquemática da curva de compressão do concreto.**  
(Adaptado de FIB Model Code 2010).

### 2.7.1.3 Diagrama de Tração do Concreto

Para a estimativa da resistência a tração média,  $f_{ctm}$ , o FIB Model Code 2010 prescreve a Eq. (2.8):

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad (2.8)$$

onde:

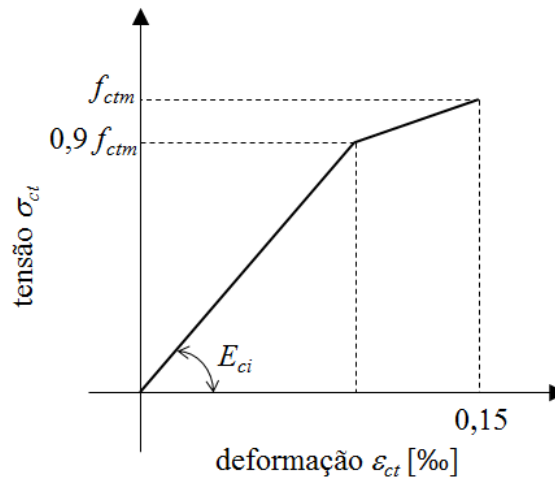
$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão, igual a:

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad (\text{valores em MPa});$$

O mesmo autor propõe uma relação bilinear para a tensão à tração  $\sigma_{ct}$  e a deformação  $\varepsilon_{ct}$  no concreto, conforme a Figura 2.20 e a Eq. (2.9) e Eq. (2.10).

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \varepsilon_{ct} \quad \text{para} \quad \sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm} \quad (2.9)$$

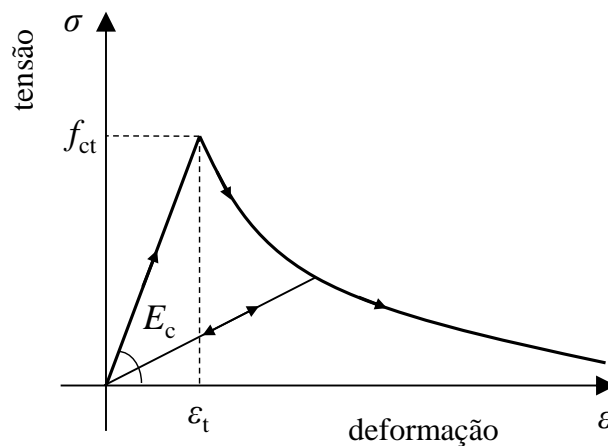
$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left( 1 - 0,1 \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 f_{ctm} / E_{ci}} \right) \quad \text{para} \quad 0,9 f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \quad (2.10)$$



**Figura 2.20 - Representação esquemática da relação de tensão × deformação para tensão de tração uniaxial (Adaptado de FIB Model Code 2010).**

#### 2.7.1.4 Tension softening no concreto

Uma curva tensão × deformação do concreto na tração, com o efeito de *tension softening* após a fissuração do concreto, é apresentada na Figura 2.21.



**Figura 2.21 - Curva tensão × deformação do concreto na tração com o efeito de *tension softening*.**

Em modelos numéricos, a consideração desse efeito é sugerida para modelos com pouca ou nenhuma armadura, pois facilita a convergência de modelos e melhora a precisão das respostas.

O comportamento do concreto à tração após a fissuração pode ser representado por relações da tensão em função da abertura de fissura ou da deformação do material. Quando a relação tensão  $\times$  deformação é utilizada, os resultados são fortemente influenciados pela discretização da malha, uma vez que a deformação depende do tamanho do elemento. A relação tensão  $\times$  abertura de fissura depende da distância entre os pontos de integração do elemento e que, apesar de ser dependente do tamanho da malha, apresenta baixa influência da malha nos resultados.

A documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a) e o FIB Model Code 2010 apresentam uma curva de tensão, após a fissuração do concreto, em função da abertura da fissura. Essa relação tensão de tração e abertura da fissura tem como principais parâmetros a resistência à tração do concreto e a energia de fratura do mesmo.

Segundo o FIB Model Code 2010, a energia de fratura,  $G_F$ , em N/m, pode ser estimada pela Eq. (2.11) e a relação da tensão  $\sigma_{ct}$  com a abertura de fissura  $w$  é definida pelas Equações (2.12) e (2.13) e pela Figura 2.22. Essas expressões são apresentadas no FIB Model Code 2010.

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (2.11)$$

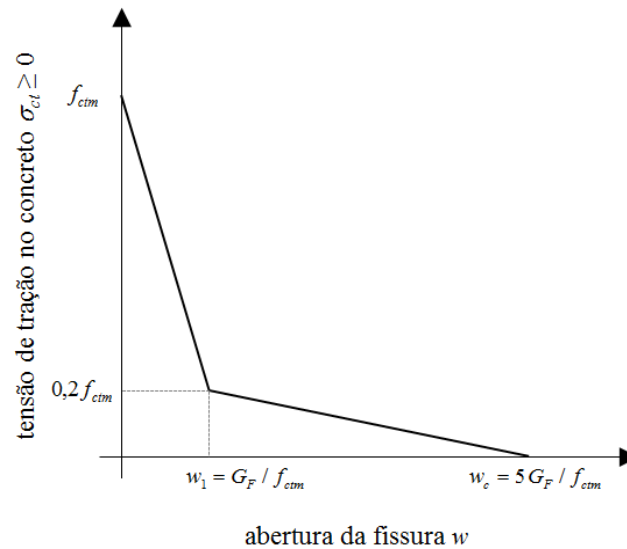
$$\sigma_{ct} = f_{cm} \left( 1,0 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w \leq w_1 \quad (2.12)$$

$$\sigma_{ct} = f_{cm} \left( 0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w_1 \leq w \leq w_c \quad (2.13)$$

onde:

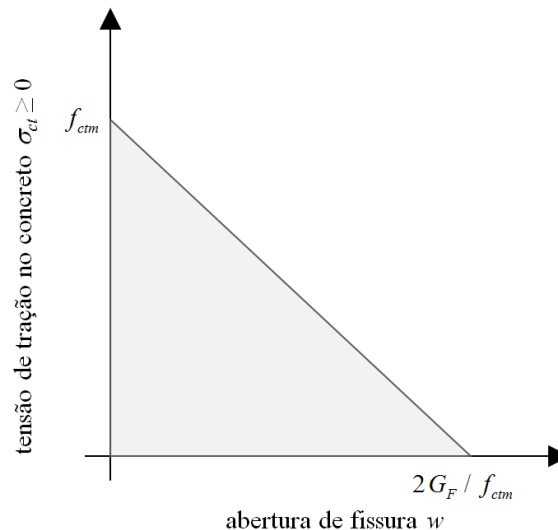
$$w_1 = G_F / f_{ctm} \quad \text{em mm, quando } \sigma_{ct} = 0,20 f_{ctm};$$

$$w_c = 5G_F / f_{ctm} \quad \text{em mm, quando } \sigma_{ct} = 0.$$



**Figura 2.22 - Representação esquemática da relação tensão × abertura de fissura para tensão uniaxial (Adaptado do FIB Model Code 2010).**

A documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a) sugere valores de energia de fratura,  $G_F$ , variando de 40 N/m, para concretos com resistência à compressão média,  $f_{cm}$ , de 20 MPa, a 120 N/m, para  $f_{cm}$  de 40 MPa. Também sugere uma relação linear entre a tensão de tração no concreto e a abertura da fissura, em que a abertura de fissura limite,  $w_c$ , correspondente a uma tensão nula, com valor de  $2G_F / f_{ctm}$ , conforme apresentado na Figura 2.23.



**Figura 2.23 - Representação esquemática da relação tensão × abertura de fissura para tensão uniaxial, segundo a documentação do Abaqus (Simulia, 2012a).**

Em seu trabalho sobre modelagem numérica do ensaio *push-out*, Silva (2013) propôs uma curva trilinear para a relação tensão × abertura de fissura, conforme a Tabela 2.2, e obteve resultados com boa correlação com dados experimentais.

Tabela 2.2 - Dados para a definição da curva de *Tension Softening* (SILVA, 2013).

tensão de tração, $\sigma_t$ [MPa]	deslocamento, $u$ [mm]
$f_{ctm}$	0,00
$0,60 f_{ctm}$	0,05
$0,30 f_{ctm}$	0,15
$0,05 f_{ctm}$	0,50

Em elementos de concreto com armadura a relação tensão  $\times$  abertura de fissura deve também representar a aderência entre o concreto e a armadura quando o concreto fissura. Isto é obtido pelo aumento da energia de fratura baseado em comparações com resultados experimentais (SIMULIA, 2012c).

Para efeito deste trabalho, ajustou-se uma função exponencial, Eq. (2.14), para descrever a relação tensão ( $\sigma_{ct}$ )  $\times$  abertura de fissura ( $w$ ). Essa função foi ajustada por meio da calibração do modelo numérico com os resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007). A função tem como parâmetros a resistência à tração média do concreto,  $f_{ctm}$ , em MPa, a abertura da fissura,  $w$ , em mm, e a energia de fratura,  $G_F$ , em N/mm.

$$\sigma_{ct}(w) = f_{ctm} \exp \left[ -2 \left( \frac{w}{w_c} \right)^{3/4} \right] \quad (2.14)$$

onde  $w_c$  é a abertura de fissura limite, de valor igual a  $5G_F / f_{ctm}$ .

#### 2.7.1.5 Parâmetros plásticos do Modelo de Dano com Plasticidade

O comportamento não linear do concreto foi representado no Abaqus através do Modelo de Dano com Plasticidade (*Concrete Damaged Plasticity*), disponível na biblioteca de modelos de materiais do software.

Além dos parâmetros triviais do modelo, como o  $f_c$ , para esse modelo, os parâmetros são: o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) e a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ). O ângulo de dilatância foi admitido com valor de  $36^\circ$ , conforme sugeridos por Silva (2013).

A resistência à compressão biaxial e a triaxial podem ser estimadas em função da resistência à compressão uniaxial pela Eq. (2.15), conforme o FIB Model Code 2010. A razão entre as resistências à compressão no estado biaxial/triaxial e uniaxial ( $f_{c2c}/f_c$ ) é dada pela Eq. (2.16), enquanto a Eq. (2.15) fornece o valor da resistência no estado biaxial, valores de  $f_c$  e  $f_{c2c}$  em MPa.

$$f_{c2c} = \left( 1,2 - \frac{f_c}{1000} \right) f_c \quad (2.15)$$

$$\frac{f_{c2c}}{f_c} = \left( 1,2 - \frac{f_c}{1000} \right) \quad (2.16)$$

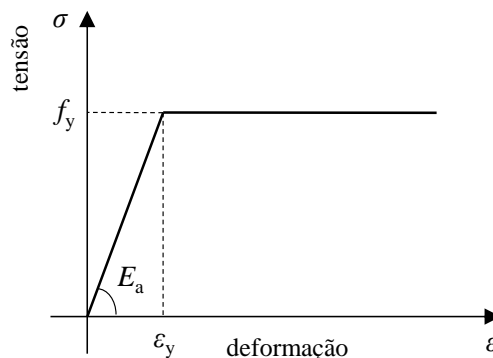
Outros parâmetros plásticos como a excentricidade do potencial de fluxo, a razão dos invariantes de segunda ordem do meridiano de tração e do meridiano de compressão ( $K_c$ ) e a viscosidade, são todos admitidos com os valores padrão do software Abaqus.

## 2.7.2 Aço

### 2.7.2.1 Propriedades do aço

A norma ABNT NBR 8800:2008 prescreve o módulo de elasticidade do aço,  $E_a$ , com o valor de 200 GPa, o coeficiente de Poisson,  $\nu_a$ , igual a 0,3 e a massa específica,  $\rho_a$ , igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>.

Para elemento de aço sem nenhuma imperfeição, considera-se um comportamento elastoplástico perfeito, conforme o diagrama apresentado na Figura 2.24.



**Figura 2.24 - Diagrama tensão × deformação para aços sem imperfeição.**

### 2.7.2.2 Tensão residual

A tensão residual surge, normalmente, em elementos sujeitos a algum processo térmico, como laminação a quente, oxicorte, etc. O fenômeno ocorre devido ao gradiente de temperatura no material. Este gradiente provoca uma retração ou dilatação térmica diferenciada ao longo do elemento, fazendo com que surjam esforços internos para compatibilizar as deformações. Caso os esforços internos causem somente deformações elásticas no processo, estes cessam quando o material está em temperatura uniforme. Caso contrário, juntamente com as deformações plásticas residuais há o aparecimento de tensões residuais, para manter a compatibilização de deformações no material.

O conector *Crestbond* é obtido de uma chapa plana de aço cortada com oxicorte, plasma ou laser. A temperatura de corte, dependendo do processo utilizado, pode variar entre 900°C e 20.000°C. Assim, o processo de fabricação pode originar tensões residuais no conector.

Almeida (2012) adotou em seu trabalho um diagrama tensão  $\times$  deformação, conforme a Figura 2.25, que leva em conta um conjunto de imperfeições que influenciam no comportamento estrutural do aço, sendo uma delas a tensão residual no elemento.

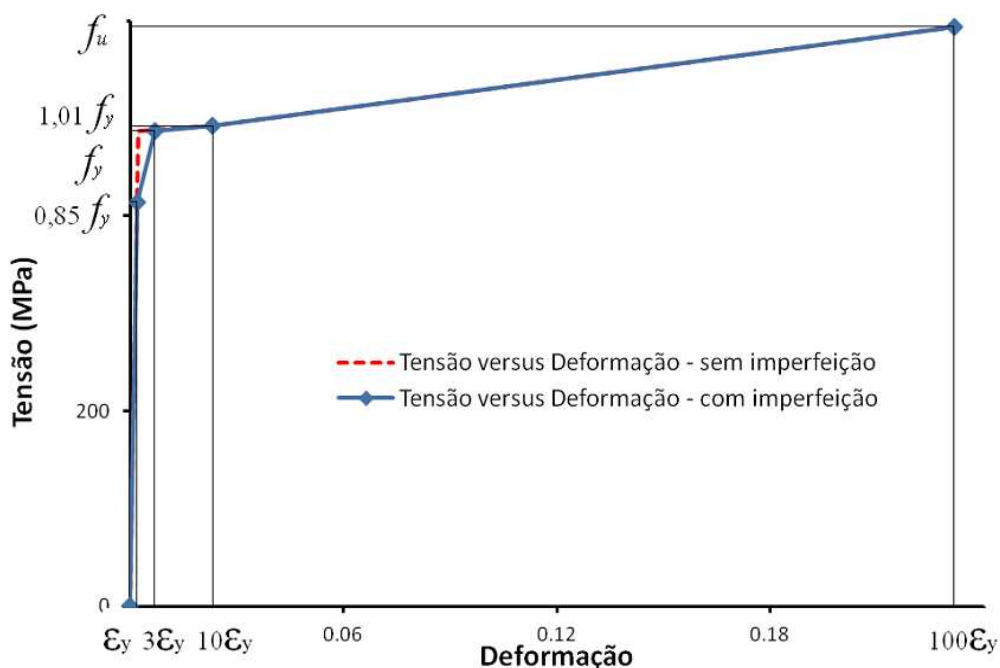


Figura 2.25 - Diagrama tensão  $\times$  deformação para aços com e sem imperfeição (ALMEIDA, 2012).

# 3

## MODELO NUMÉRICO

### 3.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de realizar um estudo da influência de diversos parâmetros no comportamento estrutural do *Crestbond*, foram desenvolvidos vários modelos numéricos para simular diversas geometrias, diferentes propriedades de materiais e situações específicas.

Silva (2013) apresentou em seu trabalho um modelo numérico do ensaio *push-out* com o *Crestbond*, criado no software Abaqus, com o qual obteve resultados numéricos bem próximos dos resultados experimentais dos ensaios simulados.

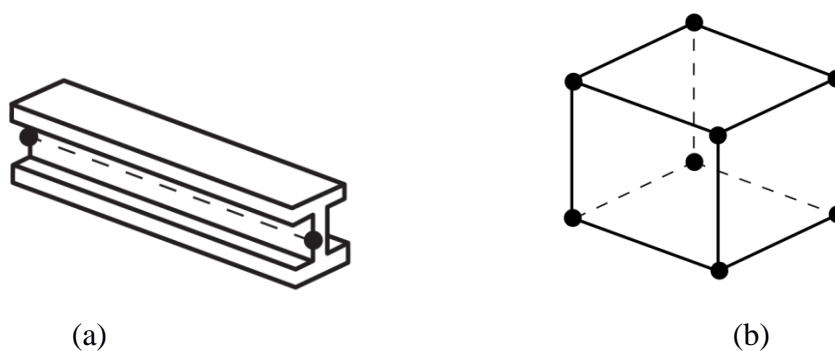
Neste trabalho, adotaram-se várias considerações e estratégias utilizadas por Silva (2013) para a simulação dos ensaios, com algumas alterações para o aprimoramento do modelo.

Para o estudo da influência dos parâmetros do conector no comportamento da ligação, foram elaborados dois tipos de modelos: um modelo do ensaio *push-out*; e um modelo do conector isolado. Cada um desses modelos apresentou características diferentes, que exigiram estratégias distintas para cada um.

As simulações realizadas neste trabalho utilizaram dois métodos: um de análise estática implícita (Abaqus/Standard) e outro de análise dinâmica explícita (Abaqus/Explicit). Os dois métodos foram apresentados no capítulo anterior. O primeiro método (análise estática) foi empregado na maioria dos modelos. O segundo (análise dinâmica) foi utilizado no estudo da influência do comprimento do conector, de forma que os modelos deste estudo fossem coerentes com outros modelos relacionados que não foram abordados neste trabalho.

### 3.2 Tipo e tamanho do elemento

Nos modelos desenvolvidos foram utilizados dois tipos de elementos: (a) elemento de viga, com dois nós, com formulação cúbica e no espaço (elemento B33 da biblioteca do Abaqus, conforme a Figura 3.1a); (b) elemento sólido hexaédrico, formado por oito nós, com interpolação linear e integração reduzida (elemento C3D8R da biblioteca do Abaqus, conforme a Figura 3.1b). O elemento B33 foi utilizado para modelar os elementos da armadura, visto que a utilização de elementos sólidos acarreta em uma complexidade de malha que inviabiliza o tempo e a convergência da análise. O elemento C3D8R foi utilizado para modelar a laje de concreto, o perfil de aço e o conector.

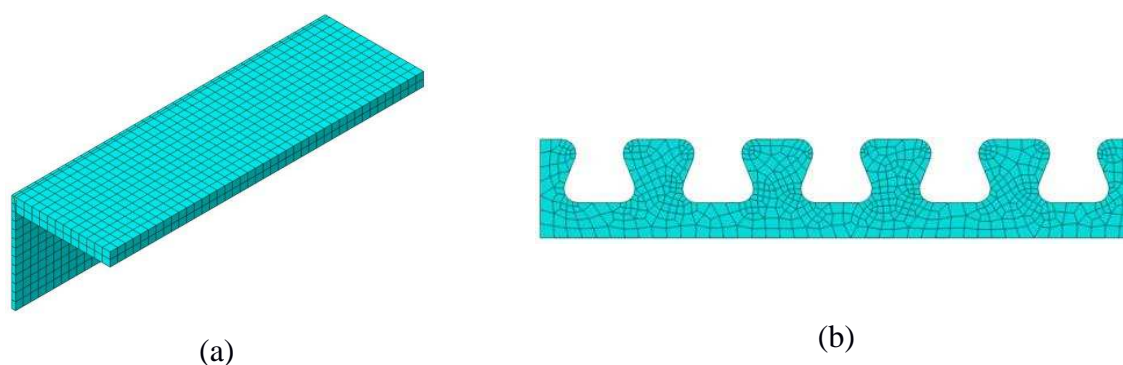


**Figura 3.1 - Tipos de elementos utilizados na análise: (a) elemento de viga; (b) elemento hexaédrico (SIMULIA, 2012b).**

A malha do modelo é elaborada de forma automática pelo software Abaqus. O gerador de malha do ABAQUS é capaz de utilizar diversas estratégias, dependendo das características geométricas da peça a discretizar. Usualmente, o software analisa a geometria da peça e gera uma malha compatível com os tipos de elementos escolhidos. Dentre as diversas técnicas de geração de malhas implementadas no Abaqus, neste trabalho foram utilizadas apenas duas: a técnica de malha estruturada e a de malha por varredura. Na primeira técnica os elementos da malha apresentam grande uniformidade, mantendo formas constantes ao longo do domínio

(Figura 3.2a), porém esta técnica é aplicável a peças com formas regulares, tais como paralelepípedos, prismas e formas com ângulos retos. A segunda técnica realiza uma varredura ao longo da peça, ajustando o elemento à sua geometria (Figura 3.2b). Esta técnica se mostra eficiente para discretizar peças com formas não usuais. Na modelagem das peças ou partes componentes do modelo, utilizou-se a técnica de malha estruturada para o perfil e para as armaduras, e a técnica de varredura para o conector e para a laje de concreto, uma vez que estas partes possuíam saliências e trechos curvos que dificultam a utilização de malha estruturada.

Silva (2013) realizou uma avaliação da objetividade de malha, em seu modelo do ensaio *push-out*, visando obter a menor dimensão dos elementos que proporcionasse resultados satisfatórios. Dessa avaliação resultaram as dimensões de 10 mm para os elementos da laje e do conector, e de 30 mm para os elementos do perfil metálico.



**Figura 3.2 - Exemplos de malhas elaboradas pela técnica estruturada (a) e de varredura (b).**

Para os modelos apresentados neste trabalho, avaliou-se a redução da dimensão média do elemento de 10 mm para 8 mm. Considerando-se que o número de elementos do modelo do ensaio *push-out* é da ordem de 28000 para elementos de 10 mm, sendo que 71,4% (20000) fazem parte da laje, a redução da dimensão em 2 mm acarreta em um aumento de 125% no número de elementos, sendo o aumento maior em termos de tempo de análise. Ao final da avaliação, concluiu-se que o aumento na precisão de 1,17% no valor da carga máxima estimada não justificava o acréscimo de tempo de processamento. Adotou-se então a dimensão de 10 mm para os elementos de todas as partes de todos os modelos, com exceção do modelo do conector isolado, para o qual foram adotados elementos de 5 mm.

### 3.3 Modelos constitutivos

O comportamento estrutural do concreto é simulado pelo Modelo de Dano com Plasticidade, presente na biblioteca do Abaqus, conforme descrito no item 2.6.4. As propriedades do concreto seguem as prescrições apresentadas no item 2.7.1. Os valores adotados foram:

- para o módulo de elasticidade longitudinal do concreto foi considerada a Eq. (2.4);
- para a curva de compressão do concreto utilizou-se a Eq. (2.6), transformando esta para a curva de tensão  $\times$  deformação inelástica, que começa para a tensão de  $0,4f_{cm}$ ;
- a resistência à tração média e a energia de fratura foram consideradas conforme a Eq. (2.7) e a Eq. (2.10), respectivamente;
- o efeito de *tension softening* no concreto é considerado pela curva tensão  $\times$  deslocamento conforme a Eq. (2.13);
- os parâmetros de plasticidade considerados foram: a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial, dada pela Eq. (2.15), e o ângulo de dilatância admitido como  $36^\circ$ .

O comportamento do aço foi modelado conforme o item 2.7.2. Apresenta-se na Tabela 3.1 o módulo de elasticidade,  $E_a$ , a resistência ao escoamento,  $f_y$ , e o tipo do comportamento dos aços utilizados em cada uma das partes do modelo. O conector foi modelado com o digrama tensão deformação do aço trilinear, para levar em conta o efeito da tensão residual e de outras imperfeições nos elementos, conforme discutido no item 2.7.2.2. Esse diagrama foi baseado na curva apresentada por Almeida (2012) para representar o conjunto de imperfeições do elemento de aço e foi ajustado a partir da calibração do modelo numérico, de forma a garantir o comportamento do modelo mais próximo possível do ensaio experimental.

**Tabela 3.1 - Características dos aços das partes do modelo.**

Parte	$E_a$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	Diagrama
Armadura	210	500	bilinear (conforme Figura 3.3a)
Perfil	200	345	bilinear (conforme Figura 3.3a)
Conector	200	324*	trilinear (conforme Figura 3.3b)

\* exceto nos casos em que o  $f_y$  é o parâmetro de análise.

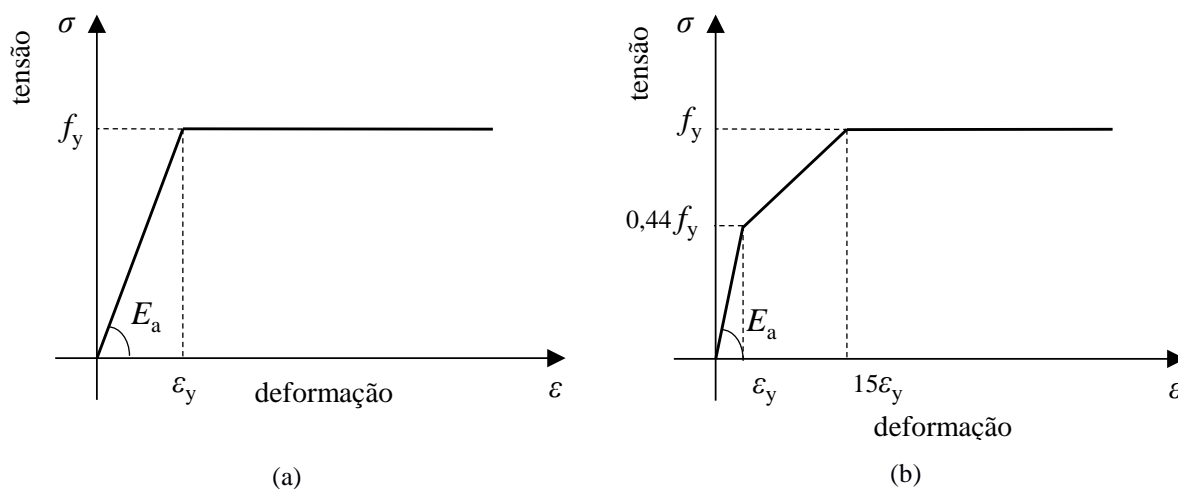


Figura 3.3 - Diagramas tensão deformação dos aços dos modelos: (a) bilinear; (b) trilinear.

### 3.4 Modelo do ensaio *push-out* com *Crestbond*

Conforme descrito anteriormente, o ensaio *push-out* padronizado pela EN 1994-1-1:2004 é uma das principais formas de analisar o comportamento de um conector e compará-lo a outros conectores ou ensaios. Desta forma, para a simulação numérica do comportamento do conector *Crestbond* foi desenvolvido um modelo de elementos finitos que representa um quarto do modelo experimental.

#### 3.4.1 Geometria do modelo

Neste ensaio as dimensões do perfil, das lajes e da armadura são padronizadas, conforme descrito no item 2.3. Na Figura 3.4 é apresentado um esquema da configuração geométrica do ensaio *push-out* com o *Crestbond*, este serviu de base para a elaboração do modelo.

O modelo numérico equivale a um quarto do modelo experimental para o ensaio *push-out*, com as devidas condições de contorno que permitem representar a dupla simetria. Na Figura 3.5 apresenta-se o aspecto global da geometria do modelo numérico.

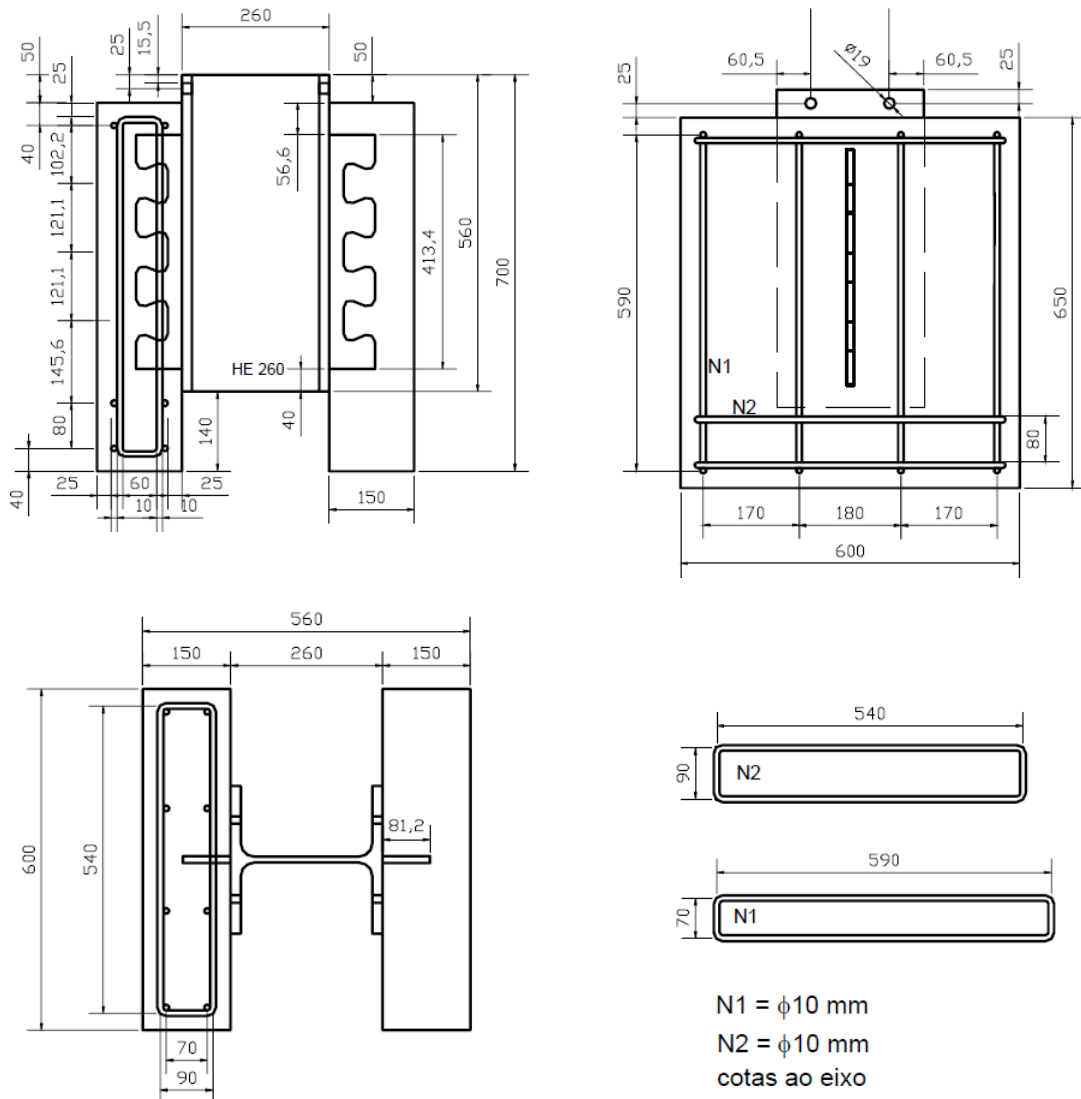


Figura 3.4 - Esquema da montagem do ensaio *push-out* para o *Crestbond* (VERÍSSIMO, 2007).

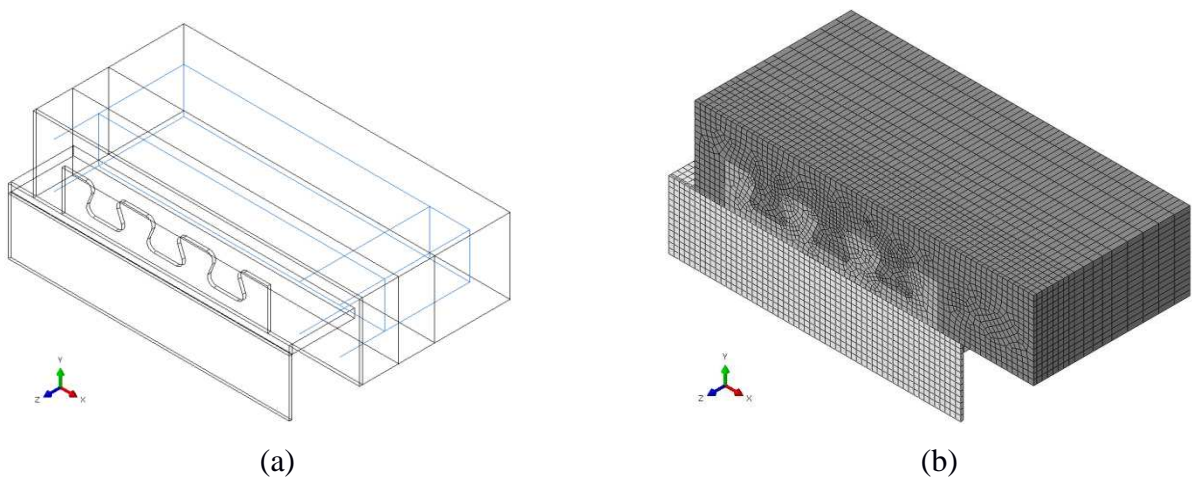


Figura 3.5 - Geometria do modelo para simulação do ensaio *push-out*.

Durante o estudo paramétrico realizado, foram produzidas diversas variações na geometria dos conectores. Essas variações são descritas no próximo capítulo, em que é apresentado o estudo dos parâmetros dos conectores e os resultados.

O modelo de elementos finitos desenvolvidos permite fazer modificações no modelo em relação ao ensaio *push-out* especificado pela EN 1994-1-1:2004, tornando possível avaliar comportamentos que não seriam possíveis no ensaio padrão, como, por exemplo, a avaliação do comprimento longitudinal do conector (Figura 3.6).

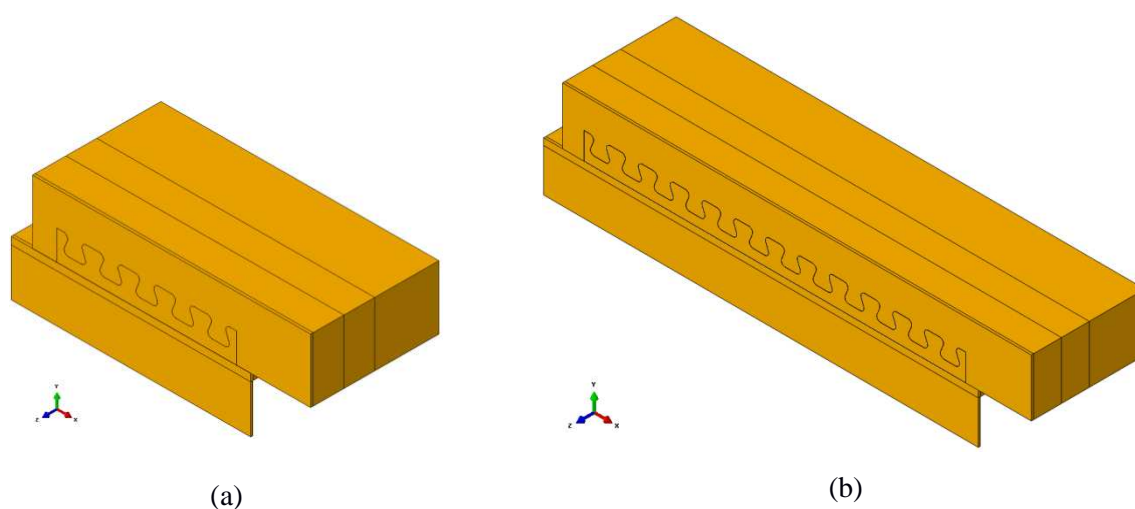
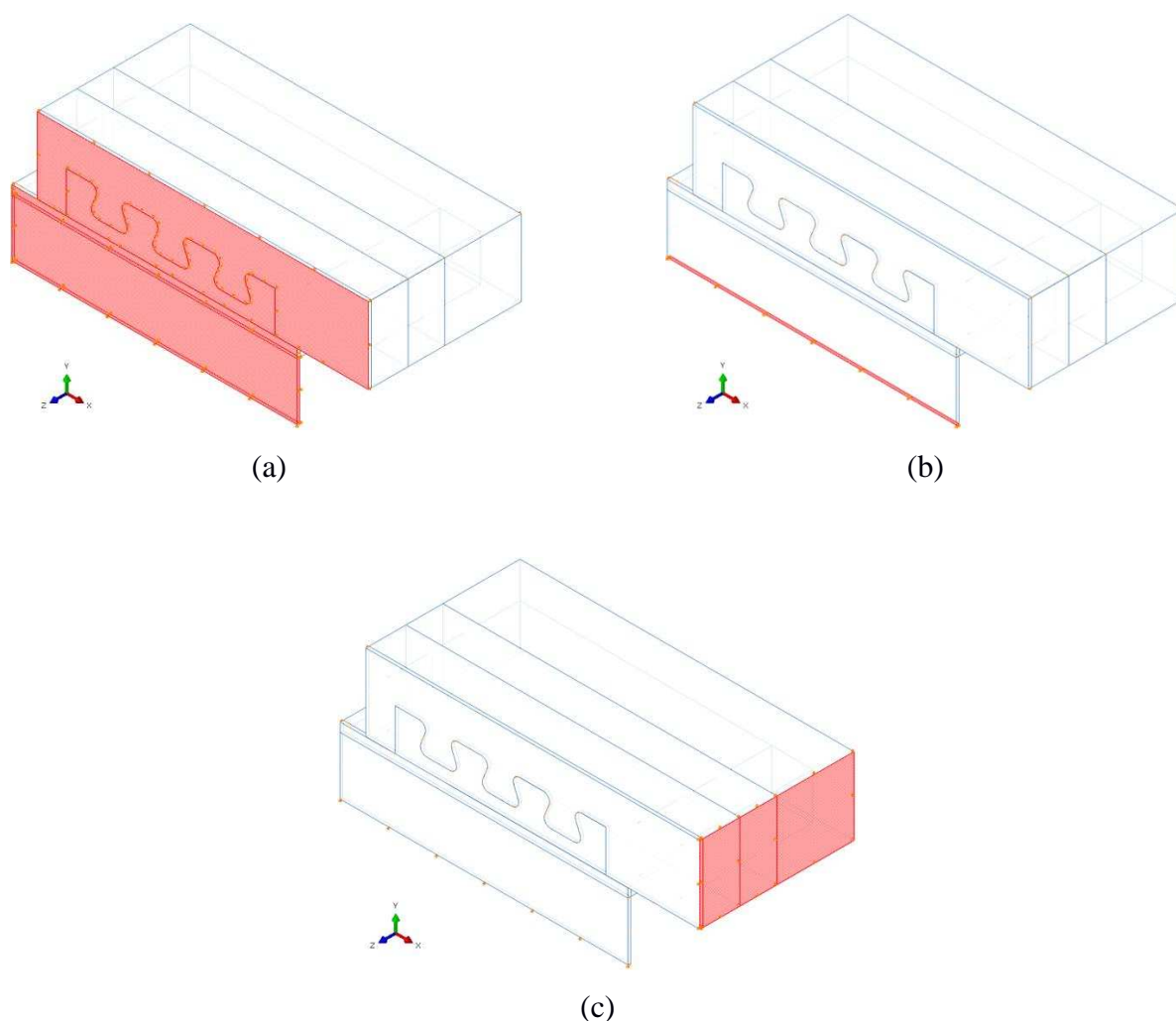


Figura 3. 6 - Modelo tipo *push-out* padrão (a) e um modelo *push-out* modificado (b).

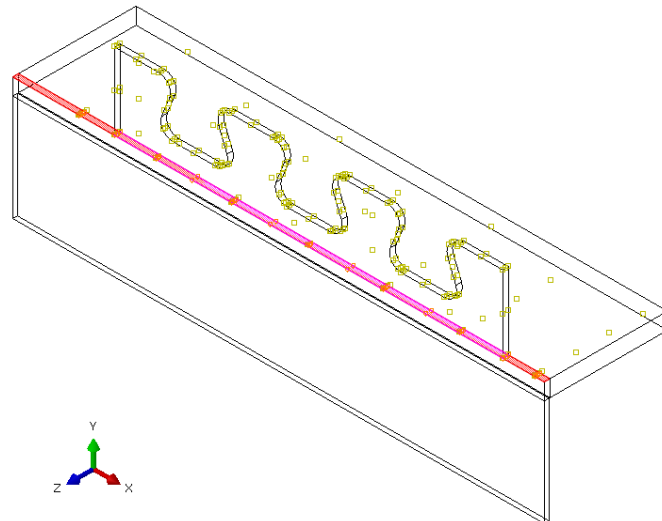
### 3.4.2 Condições de contorno e interações

A estratégia de modelagem de um quarto do modelo só é válida se as regiões seccionadas apresentarem condições de contorno equivalentes às partes originais. Assim, nas regiões que apresentam simetria restringiu-se o deslocamento dos nós nessa região na direção normal aos planos de corte (planos  $x$ - $y$  e  $x$ - $z$  no modelo), conforme mostrado na Figura 3.7. A condição de apoio da laje na base foi simulada da mesma forma que a condição de simetria, restringindo-se o deslocamento normal ao plano e permitindo somente o deslocamento nas direções contidas no plano de contato do elemento, conforme a Figura 3.7.



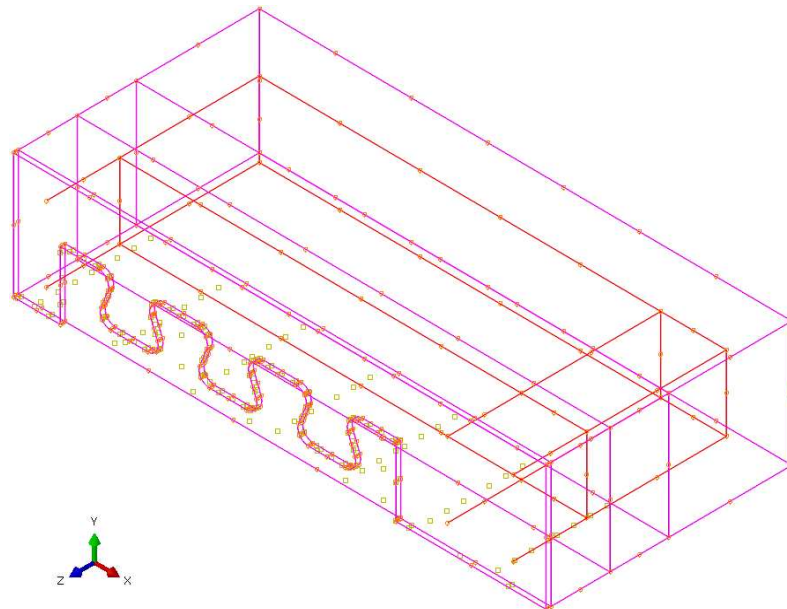
**Figura 3.7 - Condições de contorno do modelo (regiões coloridas): (a) simetria em relação ao plano x-y; (b) simetria ao plano x-z; (c) apoio da laje na base, plano y-z.**

A ligação entre o conector e o perfil de aço é, na prática, uma ligação soldada. Devido à elevada rigidez e resistência da solda, admite-se que os deslocamentos, na região soldada do conector e do perfil, são os mesmos. Para modelar este comportamento conjunto do perfil e do conector, utilizou uma restrição do tipo *tie* (Figura 3.8). Essa restrição conecta os nós de duas superfícies em contato, de forma que os deslocamentos desses nós são os mesmos.



**Figura 3.8 - Restrição tipo *tie* entre a superfície inferior do conector e parte da superfície superior do perfil (regiões coloridas).**

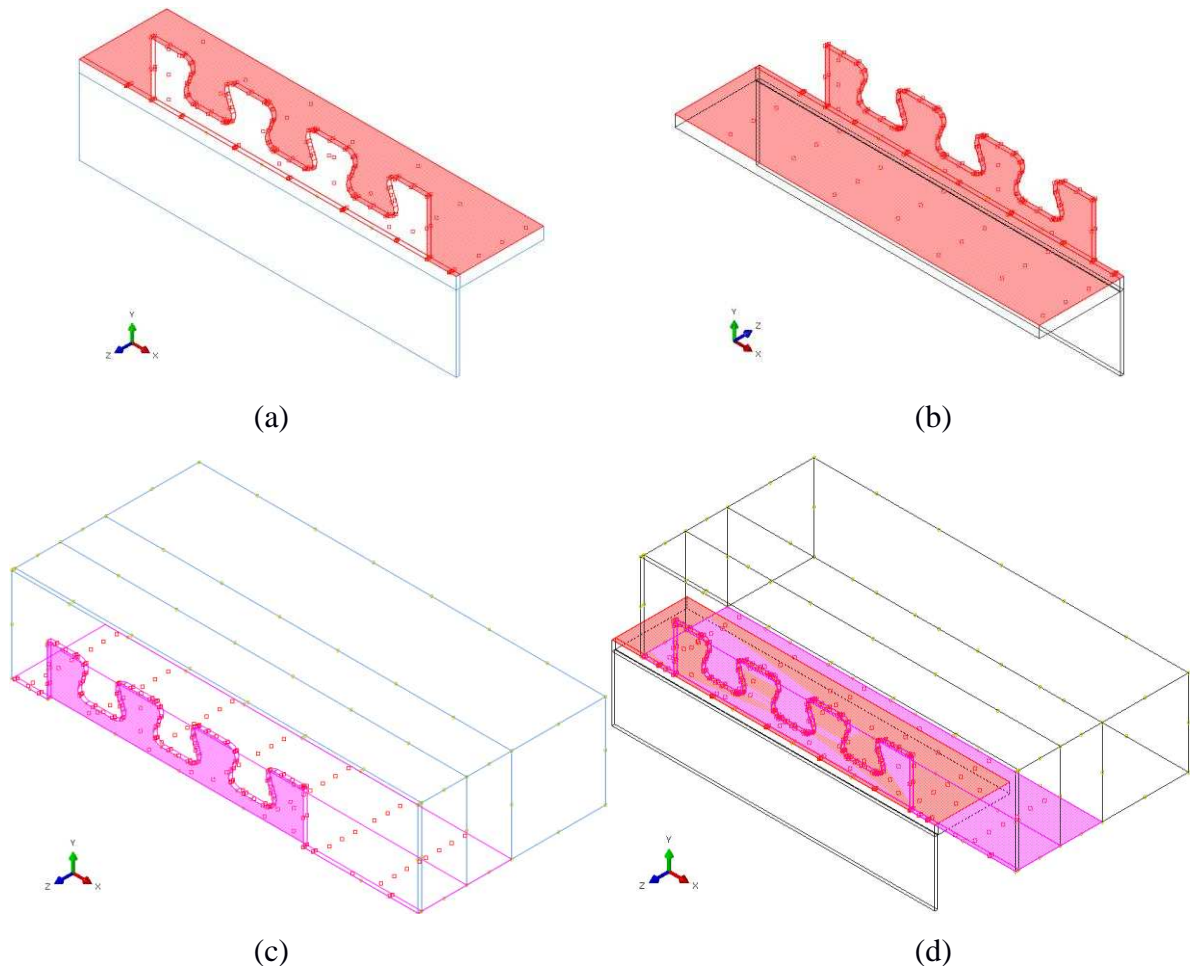
As armaduras foram modeladas como elementos de viga, devido à dificuldade de discretizá-la com uma malha que possibilitasse a aplicação de uma regra de interação de seus elementos com os elementos da laje ao seu redor. Para garantir o funcionamento conjunto da armadura e da laje de concreto, utilizou-se uma interação do tipo *embedded constrain*. Este tipo de interação considera a armadura como um elemento imerso na laje de concreto e garante a compatibilidade de deslocamentos entre as duas (Figura 3.9).



**Figura 3.9 - Restrição do tipo *embedded constrain* entre a armadura e a laje de concreto.**

No ensaio *push-out* real, embora presuma-se que no início do carregamento haja alguma aderência química e atrito entre as faces laterais do conector e a laje, também se presume que

essa resistência cessa em algum ponto do processo de carregamento, não apenas devido ao deslizamento relativo entre as superfícies mas também devido à própria tendência de perda de contato lateral em função das forças transversais de tração que decorrem do estado de tensões ocasionado pelas forças longitudinais de compressão na laje. Assim, no modelo numérico configuram-se regras de interação entre as superfícies para simular adequadamente estas condições. O Abaqus disponibiliza diversas regras de interação de contato (*surface-to-surface contact*), que permitem definir o comportamento do contato entre duas superfícies. Na modelagem realizada adotou-se uma interação de contato do tipo *hard* para as superfícies da laje de concreto, do conector e do perfil que sofrem contato frontal (ou normal). Este tipo de interação admite que há mínima penetração de uma superfície em relação à outra e permite a separação das superfícies depois do contato.

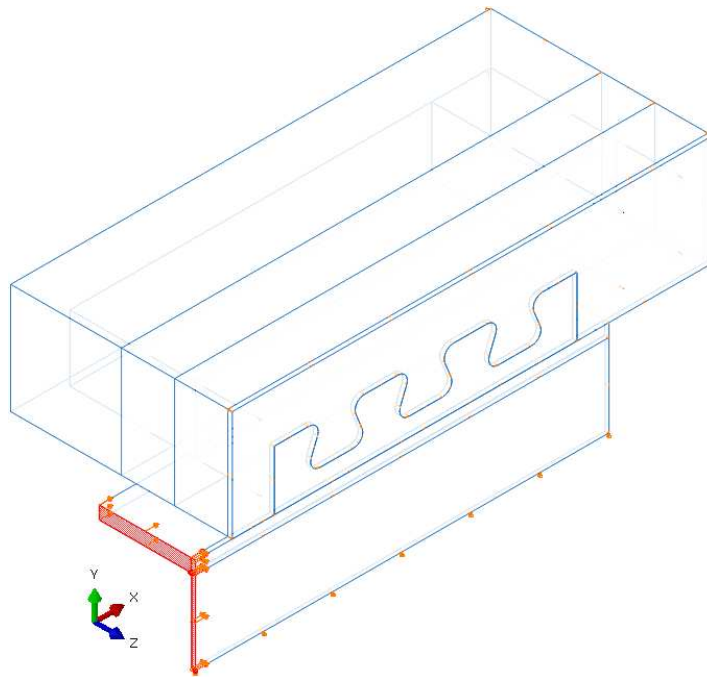


**Figura 3.10 - Superfícies utilizadas na interação do tipo *surface-to-surface* no modelo (regiões coloridas):**  
**(a) e (b) região da interação do perfil e do conector; (c) região de interação da laje;**  
**(d) as duas regiões de interação em contato.**

Para as superfícies da laje de concreto, do conector e do perfil que sofrem contato tangencial, adotou-se uma interação do tipo *frictionless*, que simula a condição de ausência de atrito ou de aderência para o comportamento tangencial (Figura 3.10).

### 3.4.3 Carregamento

No modelo numérico, o carregamento é aplicado por meio de deslocamentos prescritos. Esses deslocamentos são aplicados na superfície do perfil de aço, como mostrado na Figura 3.11. Este tipo de carregamento é coerente com os experimentos reais, em que um atuador hidráulico comprime o corpo de prova a uma taxa de deslocamento constante. Para obter a força aplicada na superfície do perfil, medem-se os valores das forças de reação, de forma que o total delas corresponde ao carregamento aplicado.



**Figura 3.11 - Superfície de aplicação do carregamento no modelo (região colorida).**

O valor do deslocamento prescrito nos modelos foi de 10 mm. Este valor permite, na maioria das vezes, obter a curva do conector até o início da degradação da resistência, após a carga máxima. Devido a dificuldades de convergência do modelo numérico, nem sempre a análise atinge o deslocamento prescrito de 10 mm. Nestes casos, a análise é interrompida e consideram-se os resultados até ao valor de deslocamento do último incremento.

### 3.5 Modelo do ensaio do conector isolado

O modelo do conector isolado foi concebido devido à necessidade de verificar o limite de resistência do conector e a influência que esta possui no comportamento da conexão aço-concreto. Para este modelo considerou-se um *Crestbond* do tipo CR56b, conforme Veríssimo (2007), para o qual variou-se a espessura da chapa e a resistência ao escoamento do aço. Em associação com o conector, foram modelados pequenos dentes de concreto com a conformação da abertura trapezoidal do conector, para configurar um elemento de apoio.

Para se obter somente a resistência do conector *Crestbond* para um carregamento similar ao que este é submetido no ensaio *push-out* é necessário que os dentes de concreto não possuam resistências limitantes. Outra condição necessária é que a transmissão de forças na interface dos dentes seja proporcional às deformações dos materiais. Assim, modelou-se os dentes de concreto com comportamento elástico e módulo de elasticidade de 30000 MPa.

A simplicidade do modelo permitiu o refinamento da malha do conector e dos dentes de concreto, substituindo-se a dimensão dos elementos da malha de 10 mm por 5 mm.

#### 3.5.1 Geometria do modelo

A geometria do conector varia com o parâmetro analisado. Um esquema geral do modelo é apresentado na Figura 3.12, em que é possível observar a montagem e a malha.

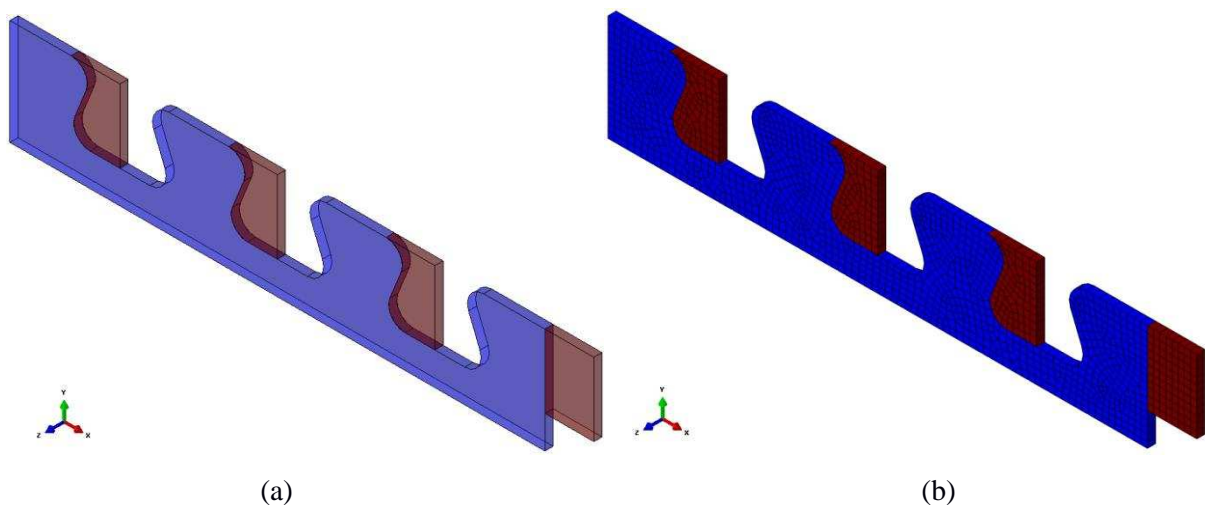
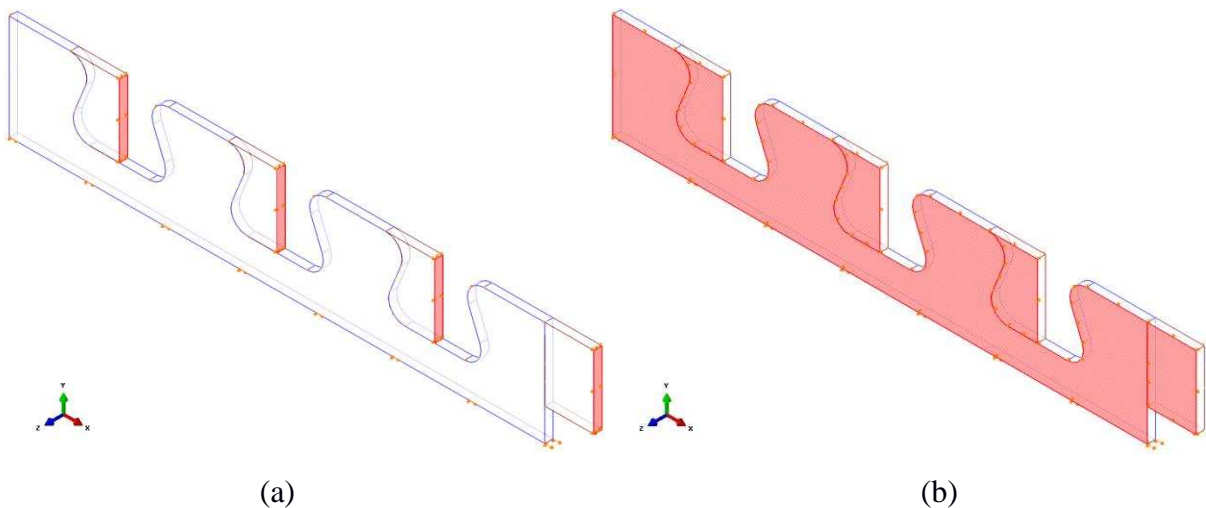


Figura 3.12 - Modelo do ensaio do conector isolado: (a) montagem; (b) malha.

### 3.5.2 Condições de contorno e interações

Para modelar o conector isolado, fizeram-se algumas simplificações em relação ao modelo anterior do *push-out*. As principais mudanças foram a remoção do perfil de aço e a substituição da laje de concreto pelos dentes de concreto. Manteve-se a estratégia de modelar parte do modelo, pela simetria, utilizando condições de contorno equivalentes.

A condição de contorno utilizada para a simetria impedia os deslocamentos na direção normal à face lateral do conector. Aplicou-se esta condição em toda superfície lateral do modelo, conforme mostrado na Figura 3.13b. A condição de contorno utilizada no apoio impedia deslocamento das regiões anteriores dos dentes de concreto na direção longitudinal do conector, conforme mostrado na Figura 3.13a.



**Figura 3.13 - Condições de contorno do modelo: (a) apoio dos dentes de concreto (região colorida); (b) simetria no plano x-y (região colorida).**

A interação entre os dentes de concreto e o conector foi modelada a partir da restrição tipo *tie*, conforme apresentado no item 3.4.2. Optou-se por este tipo de restrição para garantir o comportamento conjunto das duas superfícies (Figura 3.14).

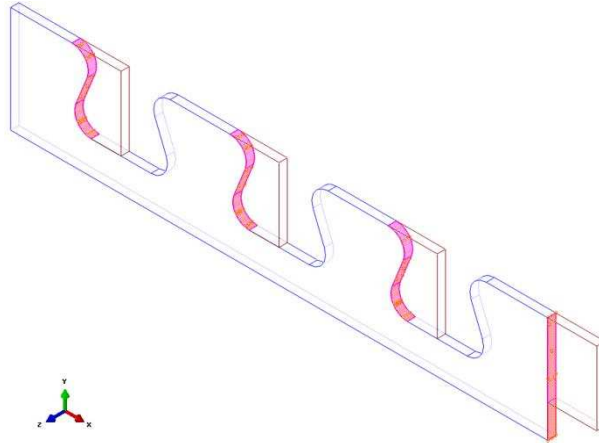


Figura 3.14 - Restrição tipo *tie* entre as superfícies dos dentes de concreto e do conector (região colorida).

### 3.5.3 Carregamento

O carregamento foi produzido por meio da aplicação de um deslocamento prescrito de 10 mm na direção longitudinal do conector, na região inferior do conector, de acordo com o apresentado na Figura 3.15.

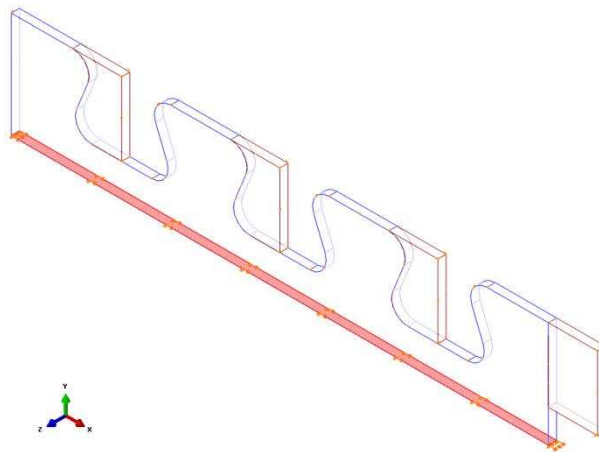


Figura 3.15 - Aplicação do carregamento na superfície inferior do conector (região colorida).

# 4

## ESTUDO DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E MECÂNICOS

### 4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentadas as análises numéricas que constituíram o estudo paramétrico realizado com o intuito de conhecer a influência de diversos parâmetros no comportamento da conexão mista com o conector *Crestbond*. Os resultados obtidos são de fundamental importância para o entendimento do comportamento do *Crestbond* e podem determinar ações futuras, seja para a continuação da pesquisa, seja para a definição de diretrizes e critérios de aplicação do conector em estruturas reais, visando o melhor aproveitamento do elemento desenvolvido.

Conforme discutido no Capítulo 2, diversos parâmetros influenciam no comportamento de conectores em tira de aço, tanto em relação à resistência como à ductilidade. Com o intuito de analisar como e quanto esses parâmetros influenciam a conexão com o *Crestbond*, foram concebidos diferentes modelos numéricos, com variação da geometria e das características mecânicas dos materiais. Estes modelos foram planejados de forma a permitir avaliar cada parâmetro isoladamente.

Os parâmetros estudados foram:

1. ângulo interno do lado inclinado da abertura trapezoidal do conector;
2. armadura passante, diâmetro e posição;
3. resistência à compressão do concreto;
4. rigidez do dente do conector;
5. excentricidade do conector em relação ao plano médio da laje;
6. espessura da chapa do conector;
7. resistência ao escoamento do aço do conector;
8. diâmetro da abertura do conector;
9. espaçamento de conectores em paralelo;
10. comprimento do conector;

Apresentam-se a seguir os estudos dos parâmetros mencionados, com a descrição dos ensaios e os respectivos resultados.

## 4.2 Estudo da influência do ângulo interno do conector

O ângulo interno do conector é aqui definido pelo ângulo formado entre o lado inclinado e a base da abertura trapezoidal do conector conforme mostrado na Figura 4.1.

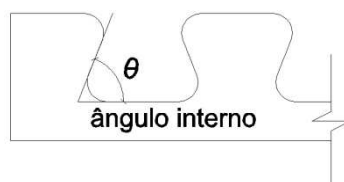


Figura 4.1 - Ângulo interno do conector *Crestbond*.

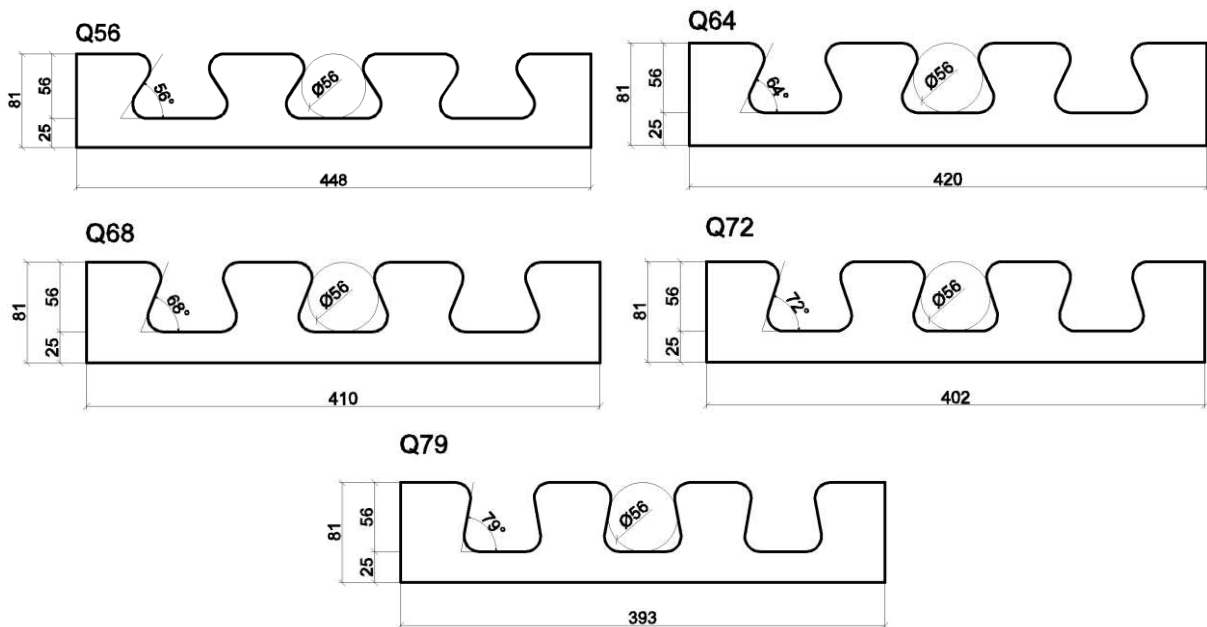
Basicamente, a geometria do conector *Crestbond* pode ser definida por cinco parâmetros independentes: o diâmetro de referência da abertura; o ângulo interno do dente do conector; a altura da base do conector; o raio de concordância das quinas; e a espessura da chapa. Os dois primeiros têm grande impacto nas propriedades geométricas do conector, como na área das aberturas, no passo (distância entre aberturas), no comprimento do conector e na altura dos dentes.

Para aferir o quanto o ângulo interno afeta a conexão, foram realizados ensaios *push-out* numéricos com cinco configurações de conectores CR56b, com espessura de chapa de 12 mm, com os ângulos internos,  $\theta$ , de 56°, 64°, 68°, 72°, 79°. Esta série de ensaios foi denominada

série  $Q$ . As propriedades geométricas dos conectores podem ser vistas na Tabela 4.1 e seus formatos na Figura 4.2. A resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) nos ensaios foi de 25 MPa.

**Tabela 4.1 - Propriedades geométricas dos conectores com variação do ângulo interno, conforme os parâmetros apresentados na Figura 2.5.**

modelo	$\theta(^{\circ})$	$D$ (mm)	$h$ (mm)	$c$ (mm)	$b$ (mm)	$m$ (mm)	$e$ (mm)	$L$ (mm)
Q56	56	56	56	25	30	105	135	448
Q64	64	56	56	25	35	90	125	420
Q68	68	56	56	25	38	83	121	410
Q72	72	56	56	25	41	77	118	402
Q79	79	56	56	25	46	68	114	393



**Figura 4.2 - Esquema dos conectores com variação do ângulo interno.**

Os resultados da série  $Q$  são apresentados na Figura 4.3 e na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 - Resultados dos modelos com variação do ângulo interno.**

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
Q56	CR56b (56)	25	324	292	2,77	0,58	0,25	42,3
Q64	CR56b (64)	25	317	285	2,11	0,57	0,24	43,0
Q68	CR56b (68)	25	307	276	2,01	0,52	0,22	42,5
Q72	CR56b (72)	25	300	267	1,85	0,50	0,22	44,5
Q79	CR56b (79)	25	293	263	1,64	0,40	0,20	50,2

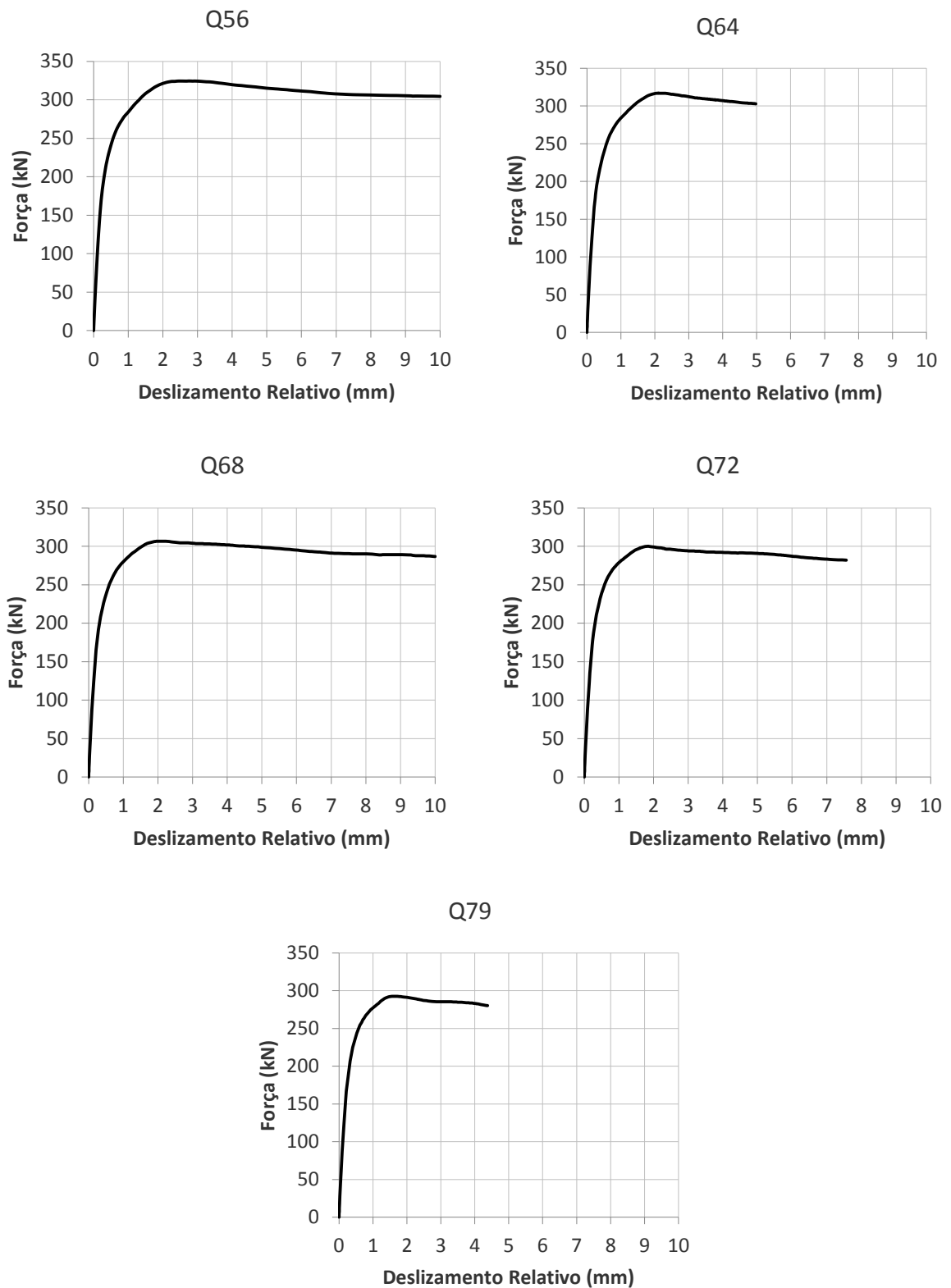


Figura 4.3 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do ângulo interno.

### 4.3 Estudo da influência da armadura passante

Define-se como armadura passante o conjunto de barras transversais posicionadas nas aberturas do conector. Neste estudo foram também referidas como armadura passante as barras transversais posicionadas justo acima da abertura e justo acima do dente do conector.

A armadura transversal resiste, em sua direção, aos esforços de tração no concreto. Além disso, pode mobilizar regiões maiores da laje de concreto, conforme a rigidez das barras.

Com o intuito de quantificar a influência da armadura conforme a posição e o diâmetro das barras, foram realizadas três baterias de ensaios para verificar a influência destes parâmetros. As duas primeiras baterias visaram o comportamento da conexão quanto à posição das barras e sua presença, enquanto na última bateria se estudou a influência do diâmetro das barras.

Na calibração dos modelos numéricos com armadura passante, foram obtidos resultados levemente inferiores aos resultados experimentais. Este fato pode estar associado ao elemento utilizado para modelar as barras (elemento de viga). Presume-se que o elemento não é capaz de simular com grande precisão o comportamento solidário entre as barras de aço da armadura e o concreto, no tocante à rigidez à flexão.

#### 4.3.1 Posição das barras

Em um primeiro momento, desejava-se descobrir o quanto a armadura passante proporciona de ganho de capacidade resistente da conexão, em comparação com a alternativa sem armadura, e, em sequência, se a posição das barras influenciava na resistência ou na ductilidade da conexão com *Crestbond*. Para isso, realizaram-se quatro ensaios *push-out* com conector CR56b, com chapa de 12 mm e resistência média à compressão do concreto de 25 MPa.

Destes ensaios, um consistia de um ensaio padrão sem armadura passante (SAP) e os outros com armaduras passantes com barras de 10 mm de diâmetro, posicionadas da seguinte maneira: no centro da parte inferior da abertura do conector (AP-0); na parte superior da abertura do conector (AP-SAB); e na região superior do dente do conector (AP-SD). Na Figura 4.4 pode ser visto um esquema dos detalhes de cada ensaio.

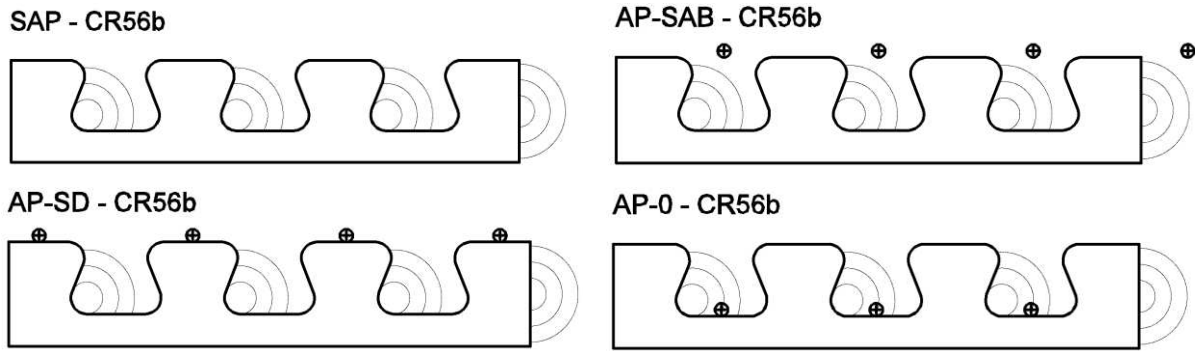


Figura 4.4 - Esquema da posição da armadura passante nos conectores, com indicação das regiões que há o confinamento do concreto.

Os resultados das simulações numéricas são apresentados na Figura 4.5 e na Tabela 4.3.

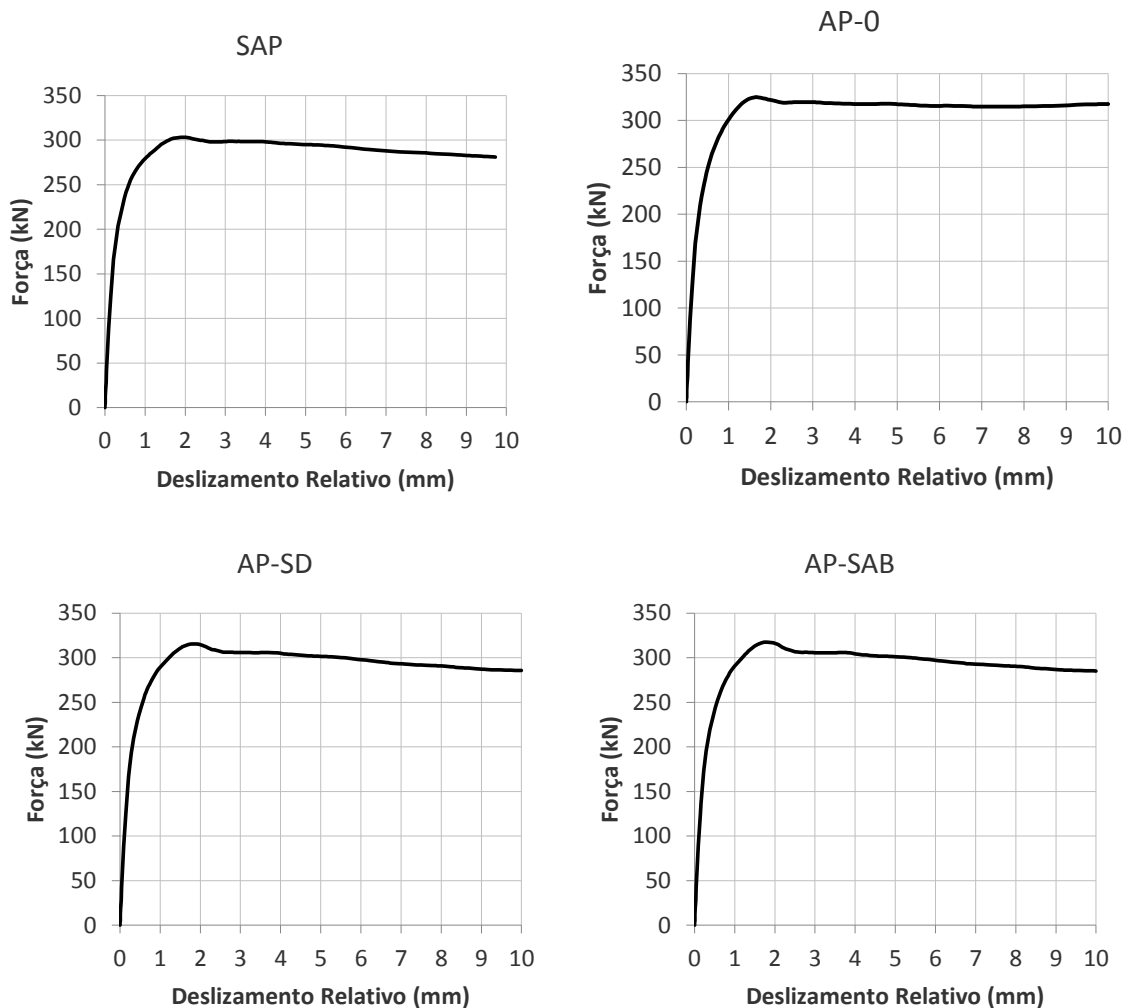


Figura 4.5 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação da posição da armadura passante.

Tabela 4.3 - Resultados dos modelos com variação da posição da armadura passante.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
SAP	CR56b	25	303	273	2,00	0,53	0,23	44,2
AP-0	CR56b	25	325	292	1,65	0,53	0,23	42,4
AP-SD	CR56b	25	315	284	1,87	0,52	0,23	43,7
AP-SAB	CR56b	25	317	286	1,80	0,57	0,25	44,5

Em um segundo momento, foram realizados ensaios para verificar se a posição da barra transversal afetava a resistência da conexão. Para isso, utilizaram-se modelos em que as barras foram afastadas, da posição central, em 10 e 20 mm, conforme pode ser visto na Figura 4.6.

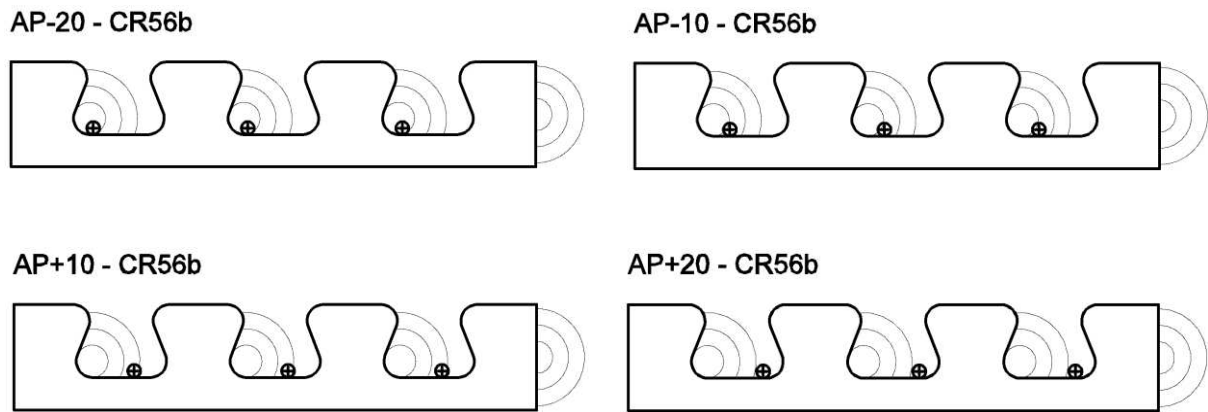
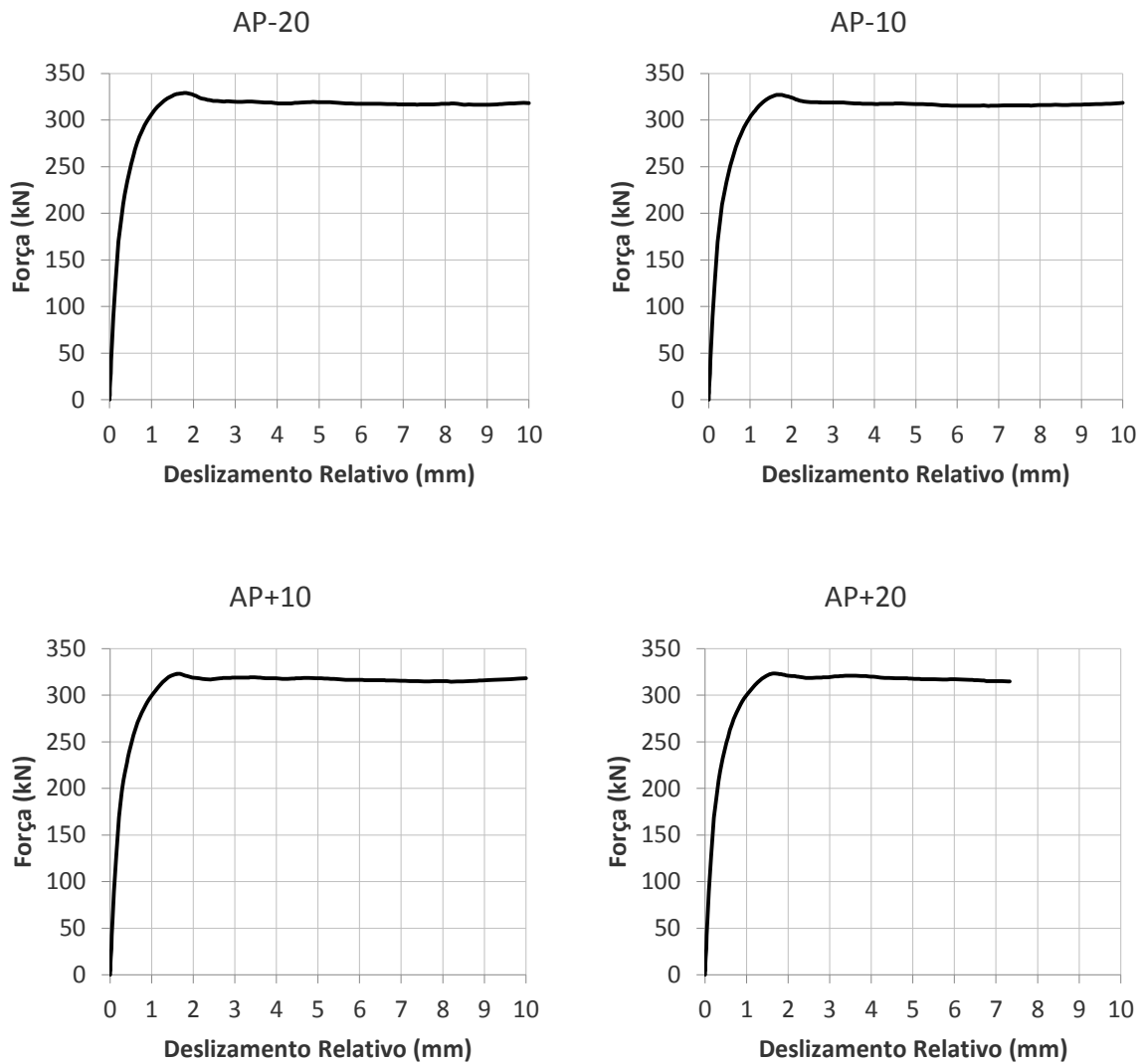


Figura 4.6 - Esquema da posição da armadura passante nas aberturas dos conectores.

Os resultados destes ensaios podem ser vistos na Tabela 4.4 e na Figura 4.7.

Tabela 4.4 - Resultados dos modelos com variação da posição da armadura passante nas aberturas dos conectores.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
AP-20	CR56b	25	329	296	1,78	0,52	0,22	42,1
AP-10	CR56b	25	327	294	1,73	0,52	0,22	42,1
AP+10	CR56b	25	323	290	1,64	0,56	0,24	42,8
AP+20	CR56b	25	323	291	1,68	0,55	0,23	42,7



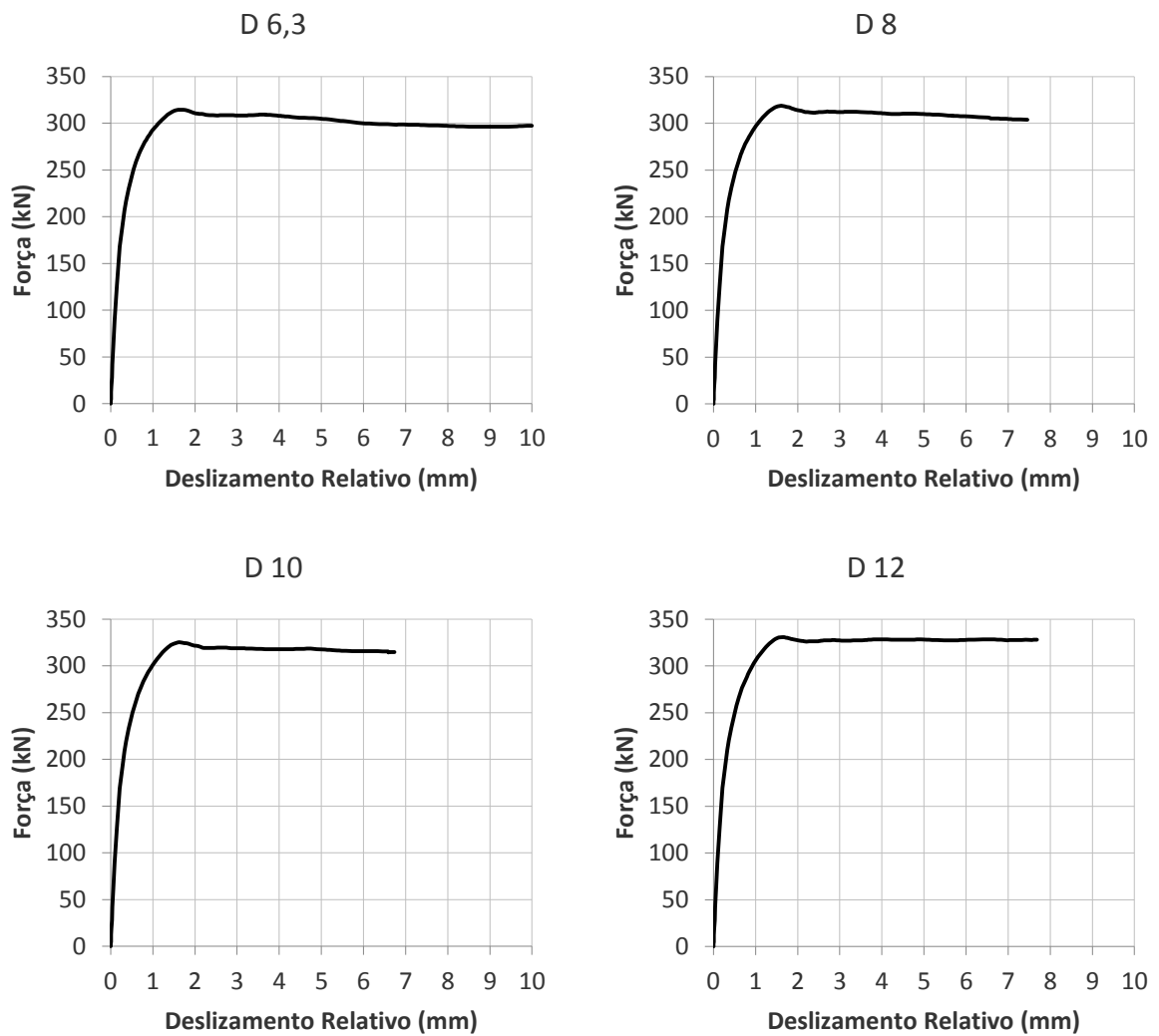
**Figura 4.7 - Curvas força  $\times$  deslizamento dos modelos com variação da posição da armadura passante nas aberturas dos conectores.**

#### 4.3.2 Diâmetro das barras

De forma a qualificar a relação entre a resistência da conexão e o diâmetro das barras da armadura transversal, foram modelados ensaios mantendo as mesmas características do modelo AP-0, alterando apenas os diâmetros das barras. A faixa de variação dos diâmetros das barras foi de 6,3 mm a 12 mm. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.5 e na Figura 4.8.

Tabela 4.5 - Resultados dos modelos com variação do diâmetro da armadura passante.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
D6,3	CR56b	25	314	283	1,69	0,55	0,24	43,4
D8	CR56b	25	319	287	1,61	0,52	0,22	42,5
D10	CR56b	25	325	293	1,62	0,52	0,22	42,1
D12	CR56b	25	331	298	1,64	0,55	0,23	42,3

Figura 4.8 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do diâmetro da armadura passante.

#### 4.4 Estudo da influência da resistência à compressão do concreto

Conforme apresentado no Capítulo 2, a resistência dos conectores formados de chapas planas de aço varia com a resistência à compressão do concreto. A fim de obter esta relação, foram modelados ensaios *push-out* com o conector CR56b, com espessura de 12 mm, em que variaram-se os parâmetros relacionados com o modelo constitutivo do concreto alterando-se a resistência média à compressão, da qual esses parâmetros são dependentes. As resistências ensaiadas estavam em uma faixa de 20 a 45 MPa, múltiplas de 5 MPa. Os resultados são apresentados na Tabela 4.6 e as curvas força  $\times$  deslizamento relativo na Figura 4.9.

**Tabela 4.6 - Resultados dos modelos com variação da resistência à compressão do concreto.**

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
C20	CR56b	20	273	246	1,85	0,45	0,20	44,3
C25	CR56b	25	303	273	2,00	0,53	0,23	44,2
C30	CR56b	30	329	296	2,11	0,57	0,25	44,1
C35	CR56b	35	350	315	2,31	0,58	0,25	43,4
C40	CR56b	40	366	330	2,54	0,64	0,28	43,8
C45	CR56b	45	381	343	3,27	0,65	0,28	43,5

#### 4.5 Estudo da influência da rigidez do dente do conector

Nos estudos sobre conectores de cisalhamento disponíveis na literatura, a rigidez da conexão é, usualmente, considerada de forma implícita. Neste estudo, o objetivo foi avaliar o comportamento da rigidez de forma direta para determinar sua influência no estudo de outros parâmetros.

O conector *Crestbond* possui dentes trapezoidais em que o menor lado do trapézio é a base deste dente e a altura do trapézio é proporcional ao diâmetro de uma circunferência inscrita nele. As propriedades geométricas do dente são funções do ângulo interno do conector e do diâmetro de referência. Com isso, a cada configuração diferente deste conector há a variação da geometria do dente e de sua rigidez. No entanto, a variação do ângulo interno e do diâmetro de referência alteram também outros parâmetros, como a excentricidade e a área ao cisalhamento.

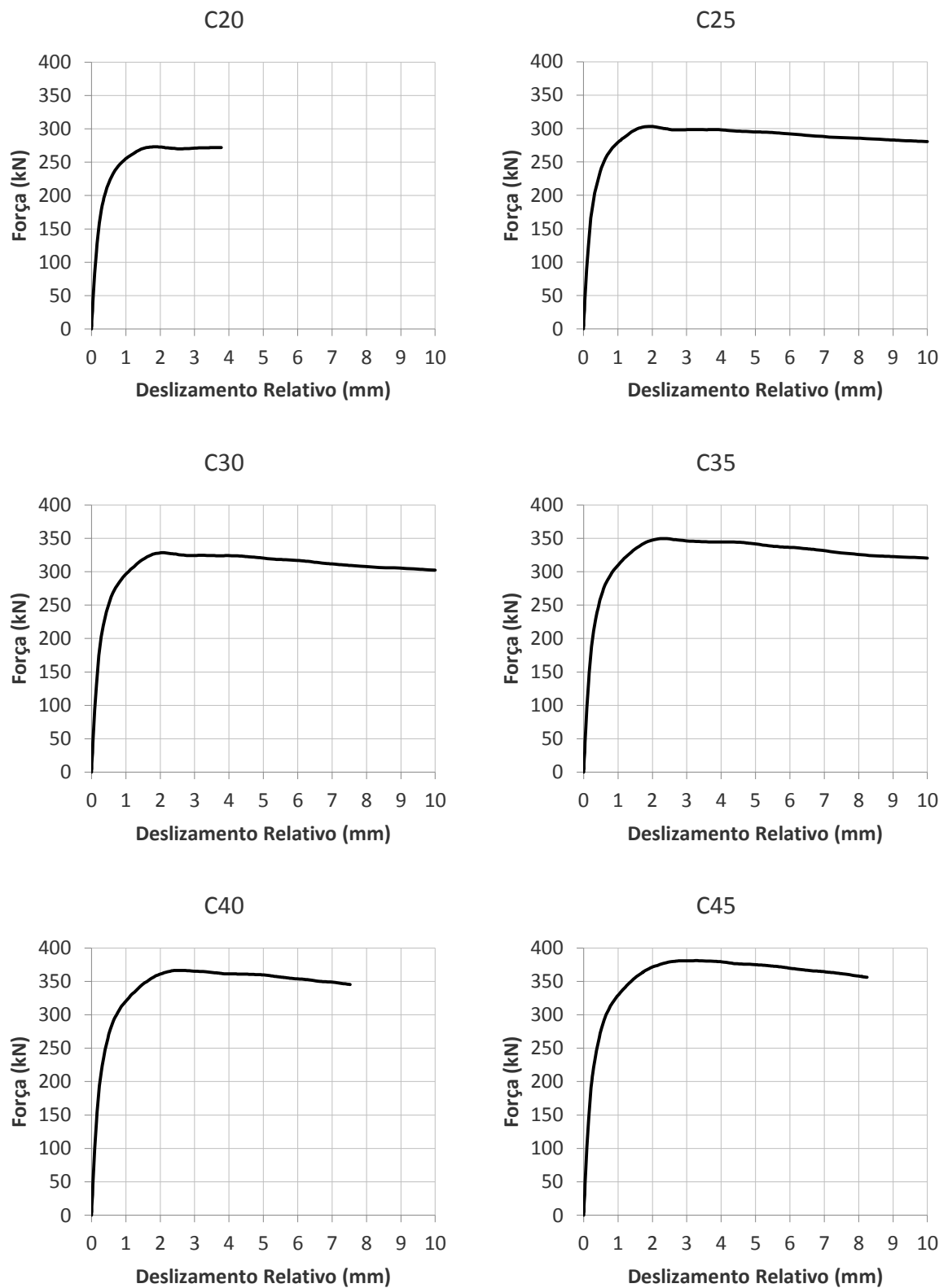


Figura 4.9 - Curvas força  $\times$  deslizamento dos modelos com variação da resistência à compressão do concreto.

Realizou-se uma série de ensaios do tipo *push-out* com conectores CR56b modificados de forma a avaliar somente a rigidez dos dentes. Os conectores modificados possuem dentes com a mesma altura ( $h = 56$  mm), porém as bases dos dentes possuem comprimentos diferentes, de 18, 23 e 28 mm. Foram modeladas duas classes de conectores: uma com a mesma distância entre aberturas (referida como AVAR, pela área variável das aberturas) e outra com a mesma área de cisalhamento das aberturas (referida como ACON, pela área constante das aberturas). Esses conectores são apresentados na Figura 4.10.

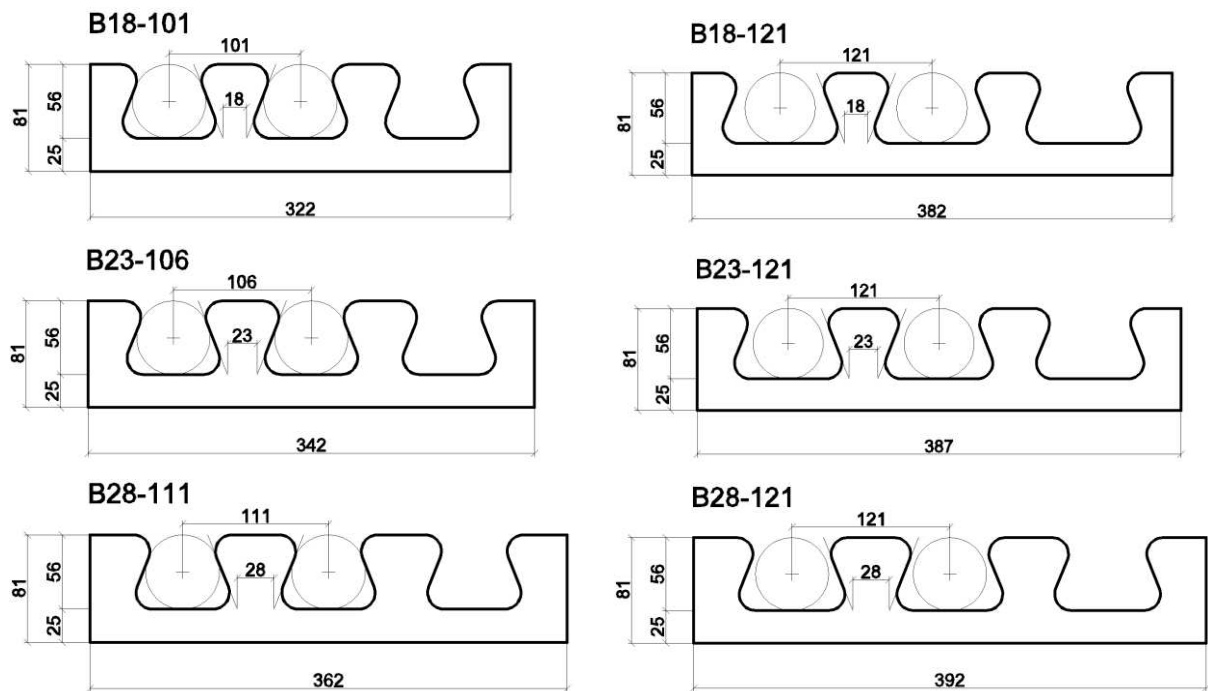


Figura 4.10 - Esquema dos conectores com as bases dos dentes reduzidas, dimensões em milímetros.

Os resultados desta série são apresentados na Tabela 4.7 e Figura 4.11.

Tabela 4.7 – Resultados dos modelos com variação da rigidez do conector.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
B18-101	Modificado	25	220	198	2,28	0,43	0,17	38,2
B18-121	Modificado	25	237	213	3,02	0,47	0,19	40,6
B23-106	Modificado	25	244	220	2,46	0,42	0,16	38,3
B23-121	Modificado	25	257	231	3,04	0,47	0,19	40,9
B28-111	Modificado	25	263	237	2,29	0,52	0,22	41,6
B28-121	Modificado	25	274	246	2,66	0,52	0,22	42,4

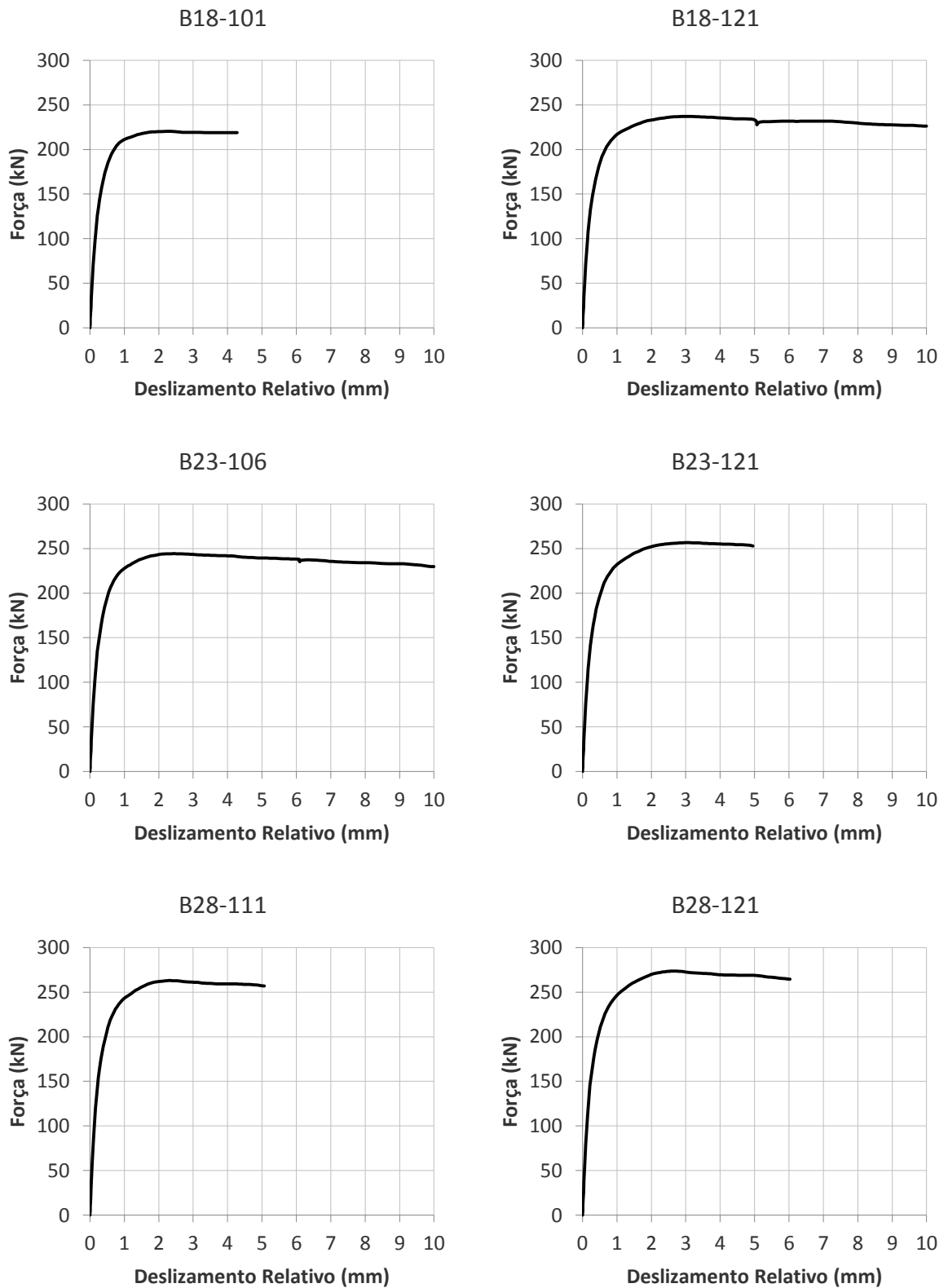


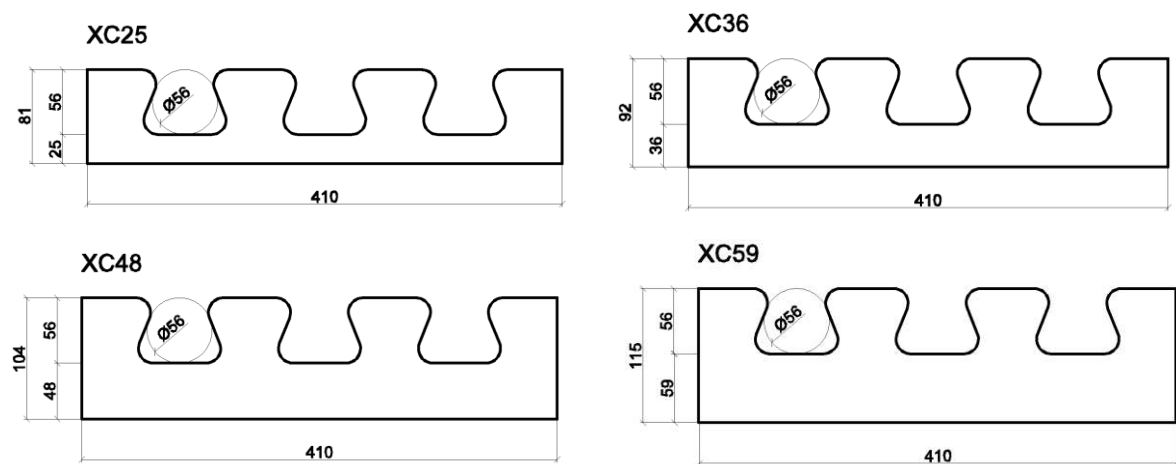
Figura 4.11 - Curvas força × deslocamento dos modelos com variação da rigidez do conector.

## 4.6 Estudo da influência da excentricidade do conector

Conforme discutido anteriormente, a excentricidade afeta de maneira significativa a resistência da conexão. Nos conectores *Crestbond*, são possíveis duas formas de alterar significativamente a excentricidade do conector: a partir da variação do raio da abertura do conector, ou mudando a altura da base do conector.

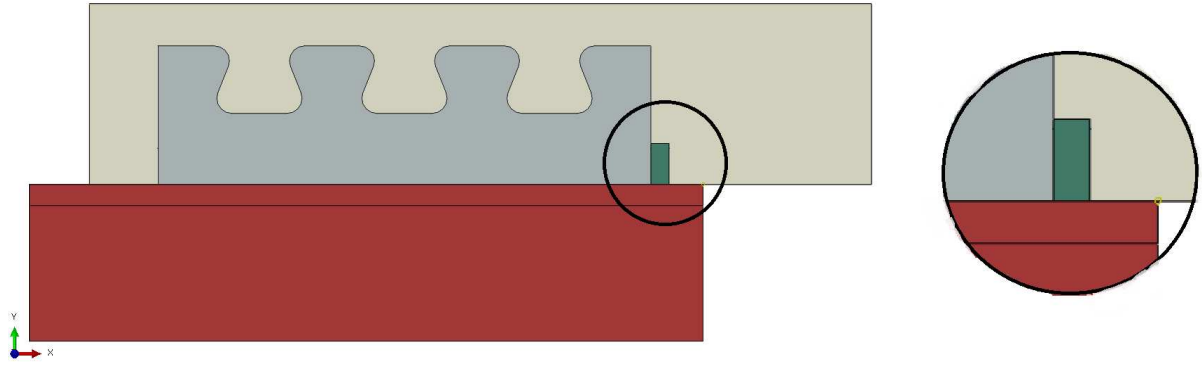
A primeira forma altera também a área de cisalhamento do conector, o que afetaria a resistência e tornaria difícil a separação da parcela de resistência de cada parâmetro.

A segunda forma se apresentou mais efetiva para este estudo, e foram modelados ensaios *push-out* com conectores do tipo CR56b com valores de altura de base ( $c$ ) de: 25, 36, 48 e 59 mm. Na Figura 4.12 está representada a geometria dos conectores utilizados na análise.



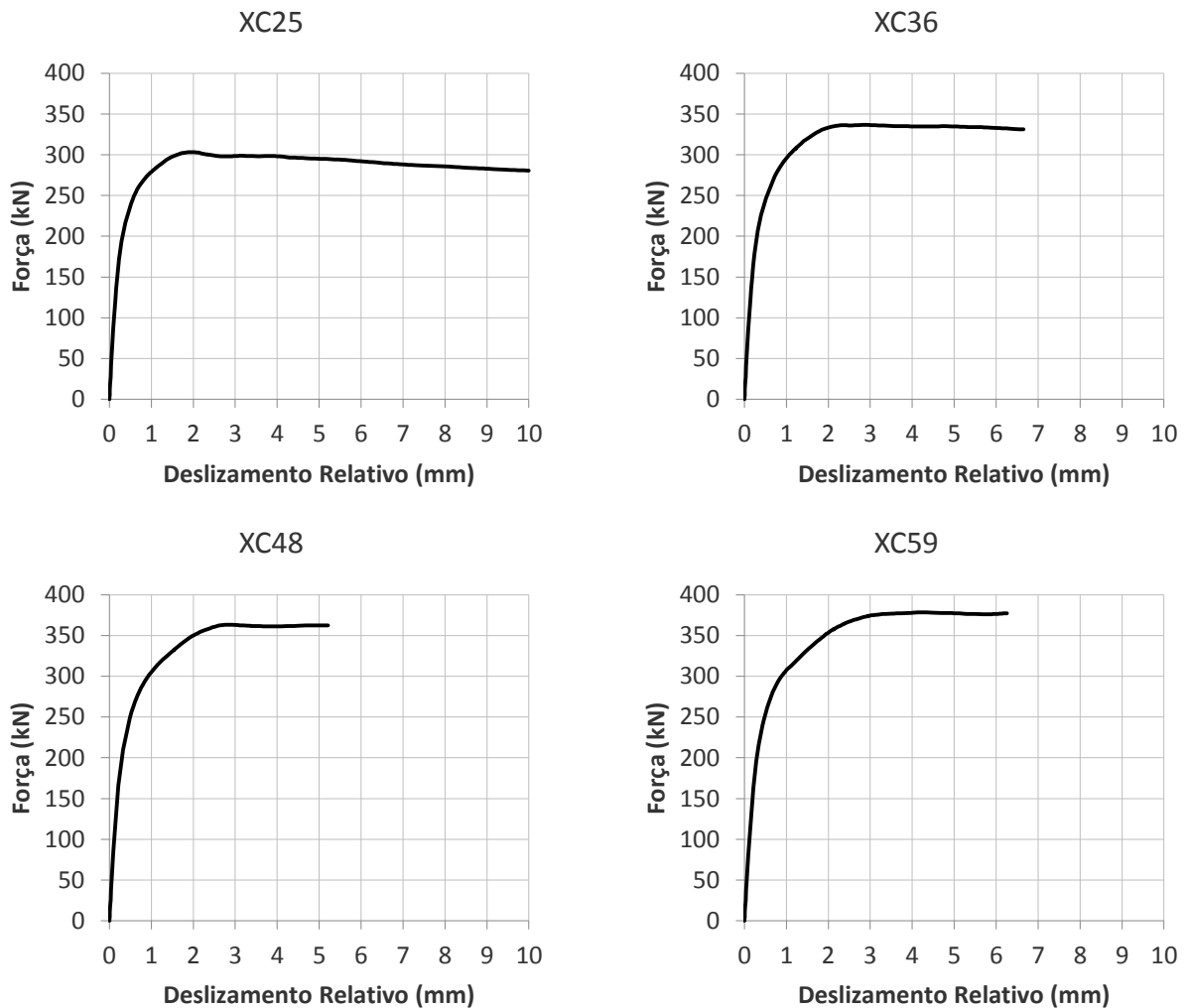
**Figura 4.12 - Esquema dos conectores com variação da excentricidade do conector, dimensões em milímetros.**

Como o objetivo do ensaio era estudar a influência da excentricidade somente, foi inserido um bloco de rigidez desprezível (módulo de elasticidade de 1 MPa) na região posterior inferior do dente frontal, de forma que não houvesse ganho de resistência pelo aumento da área frontal. A altura desse elemento corresponde à altura base do conector subtraída de 25 mm, a espessura do elemento é a mesma da chapa do conector de 12 mm e seu comprimento é de 15 mm. A altura da laje é de 150 mm, como nos modelos anteriores. Pode-se visualizar o esquema deste bloco com o conector na Figura 4.13.



**Figura 4.13 - Detalhe da montagem do ensaio com o bloco no dente frontal do conector.**

Os resultados desses modelos são apresentados na Figura 4.14 e na Tabela 4.8.



**Figura 4.14 - Curvas força × deslizamento dos modelos com variação da excentricidade do conector.**

Tabela 4.8 - Resultados dos modelos com variação da excentricidade do conector.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
XC25	CR56b, $c = 25$ mm	25	303	273	2,02	0,52	0,23	43,5
XC36	CR56b, $c = 36$ mm	25	337	303	2,87	0,51	0,20	39,0
XC48	CR56b, $c = 48$ mm	25	363	327	2,77	0,79	0,30	38,2
XC59	CR56b, $c = 59$ mm	25	378	341	4,34	0,87	0,28	32,7

Foram elaborados mais modelos, nos moldes dos anteriores, para verificar o efeito da excentricidade sem nenhuma parcela de contribuição do dente frontal, simulando um conector contínuo. A mesma estratégia de inserir um bloco na frente do dente frontal foi utilizada, dessa vez obstruindo toda região frontal como mostrado na Figura 4.15.

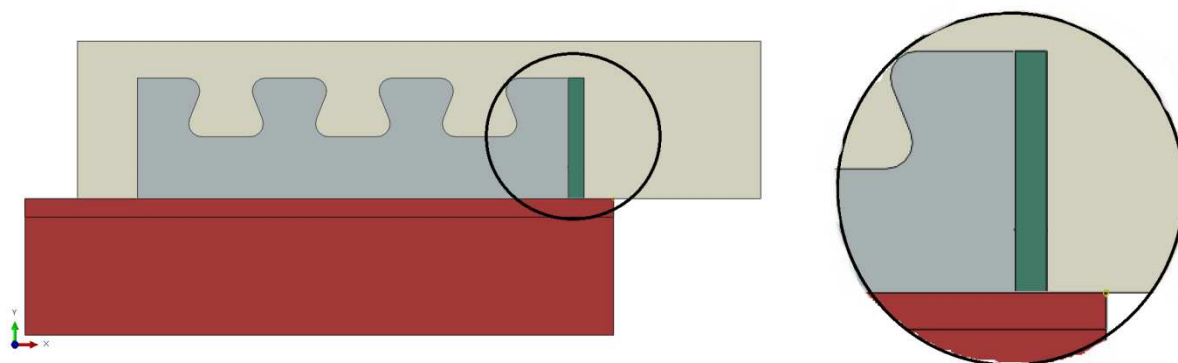
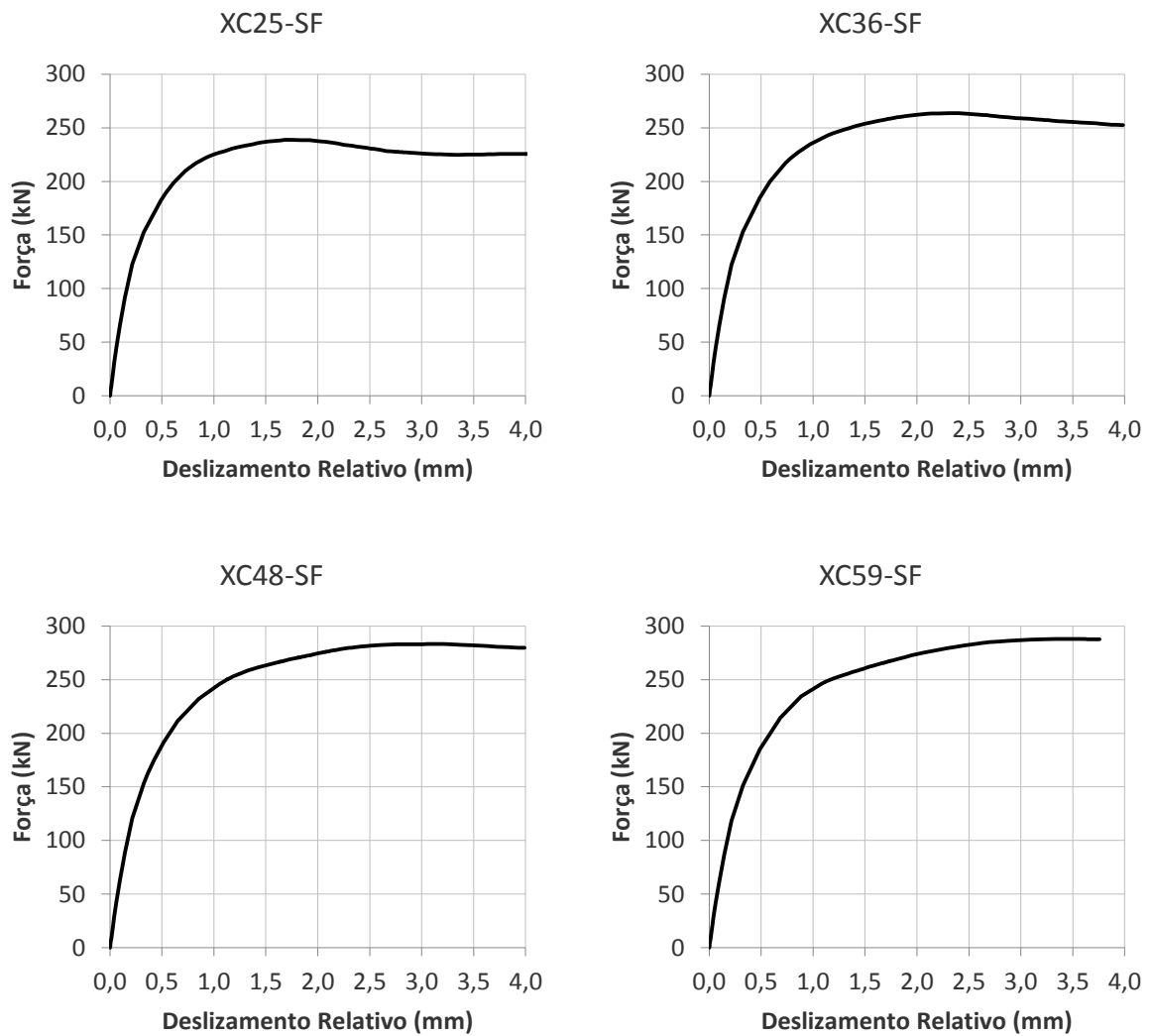


Figura 4.15 - Detalhe da montagem do ensaio com o bloco no dente frontal do conector, na segunda bateria de modelos.

Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 4.9 e na Figura 4.16.

Tabela 4.9 - Resultados dos modelos com variação da excentricidade do conector, desconsiderando a resistência frontal do dente.

modelo	Tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
XC25-SF	CR56b ( $c = 25$ mm)	25	239	215	1,74	0,54	0,22	41,5
XC36-SF	CR56b ( $c = 36$ mm)	25	264	237	2,35	0,59	0,23	39,2
XC48-SF	CR56b ( $c = 48$ mm)	25	283	255	3,13	0,65	0,24	37,3
XC59-SF	CR56b ( $c = 59$ mm)	25	288	259	3,32	0,69	0,23	33,6



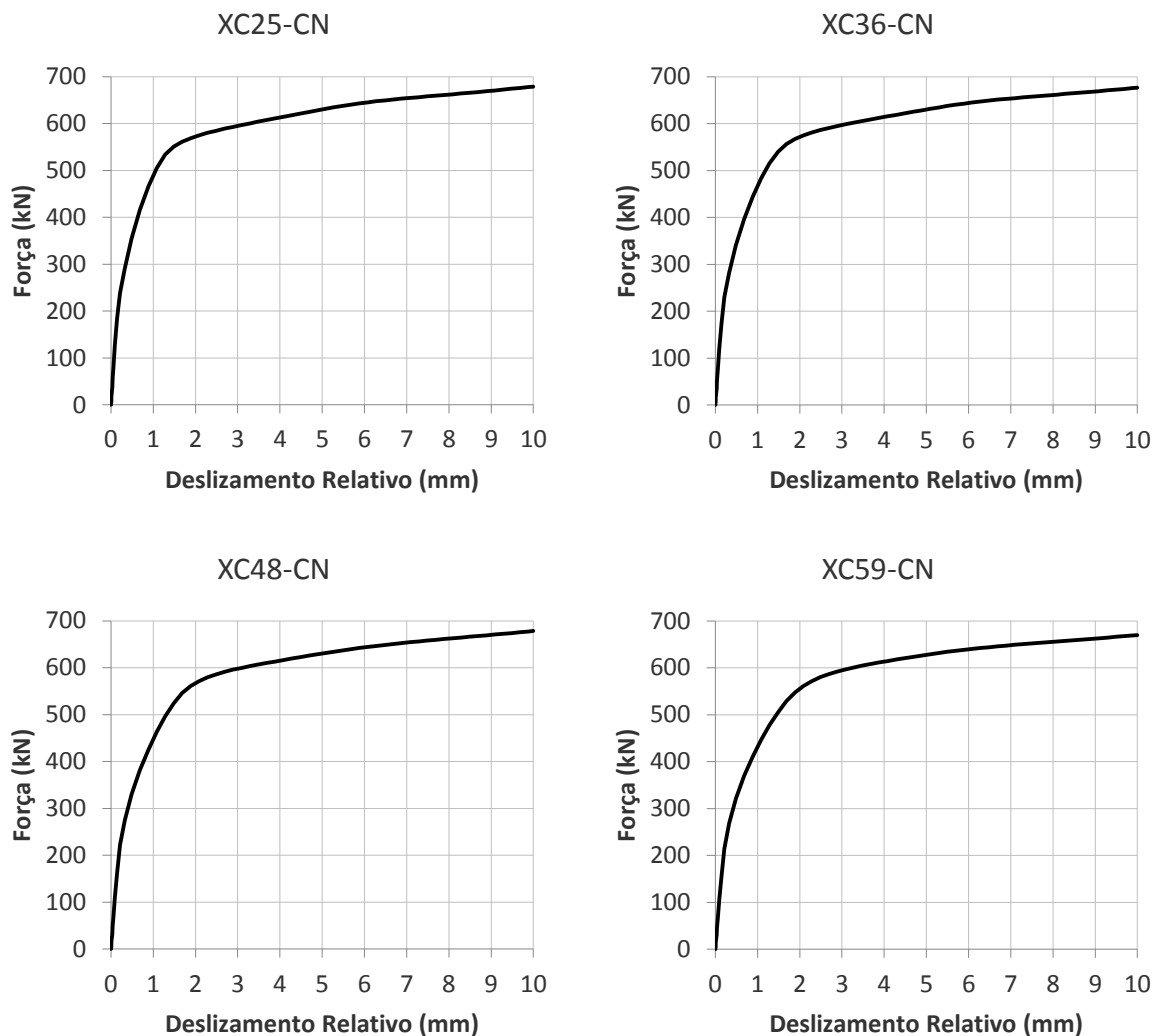
**Figura 4.16 - Curvas força  $\times$  deslizamento dos modelos com variação da excentricidade do conector, desconsiderando a resistência frontal do dente.**

A modificação da geometria do conector, isto é, o aumento da altura da base, poderia levar a mudança da resistência do conector isolado e, conseqüentemente, da conexão. Para avaliar a influência da resistência do conector, foram modelados ensaios com os conectores anteriores isoladamente.

Os resultados dos conectores desta série são apresentados na Tabela 4.10 e na Figura 4.17.

**Tabela 4.10 - Resultados dos modelos com variação da excentricidade do conector, ensaio do tipo conector isolado.**

modelo	tipo	$P_{\max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$0,8P_{\max}$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)
XC25-CN	CR56b, $c = 25$ mm	679	611	543	10,00	1,29
XC36-CN	CR56b, $c = 36$ mm	677	609	541	10,00	1,49
XC48-CN	CR56b, $c = 48$ mm	678	610	543	10,00	1,49
XC59-CN	CR56b, $c = 59$ mm	670	603	536	10,00	1,69



**Figura 4.17 - Curvas força  $\times$  deslizamento dos modelos com variação da excentricidade do conector, ensaio do tipo conector isolado.**

## 4.7 Estudo da influência da espessura do conector e da resistência do conector isolado

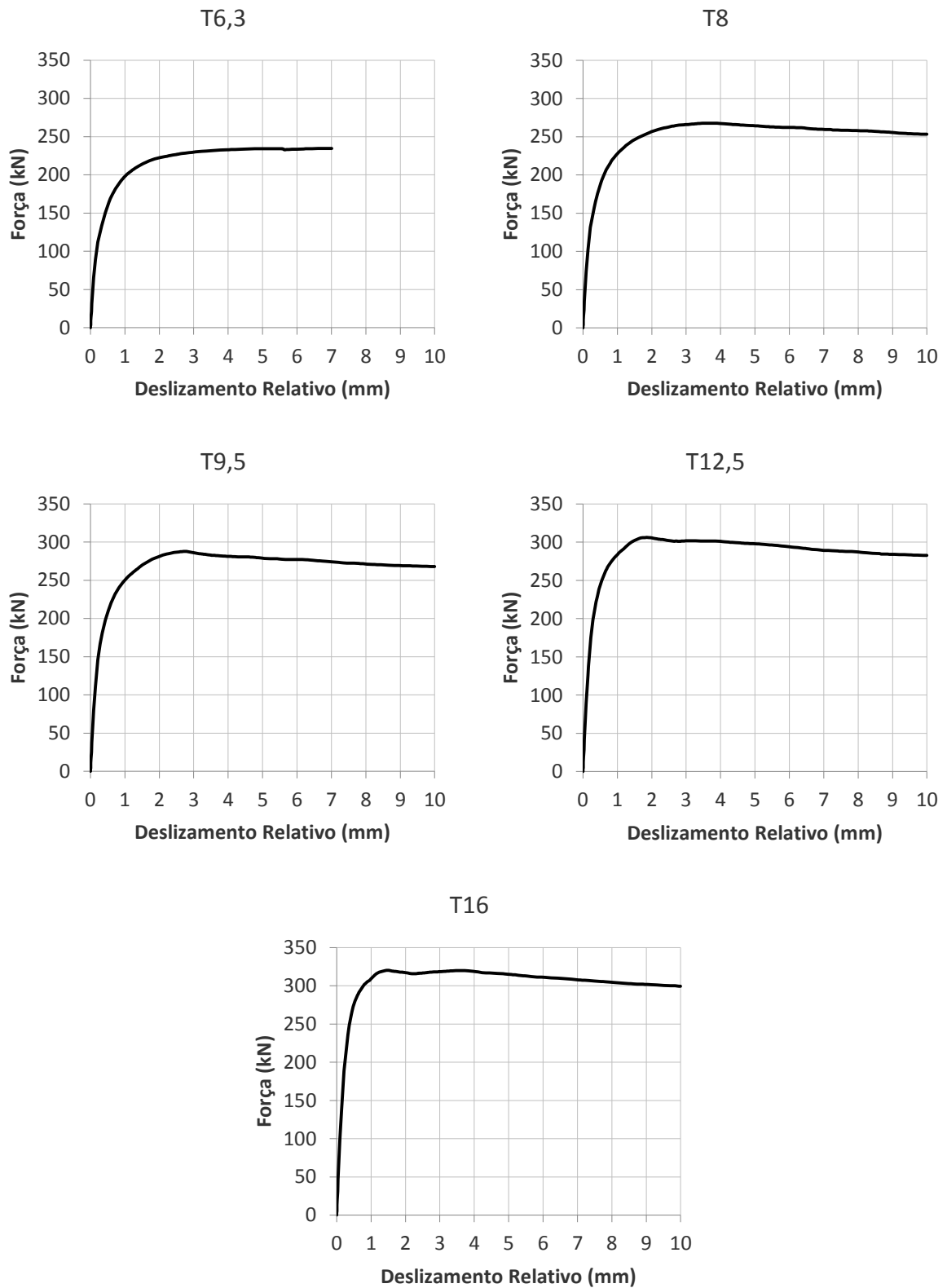
A espessura da chapa do conector afeta basicamente a forma como são distribuídas as tensões no aço e no concreto. Para avaliar o comportamento conjunto do concreto e do conector com diferentes espessuras de chapas, foram desenvolvidos modelos dos ensaios do tipo *push-out* com chapas de espessura,  $t$ , de 6,3 mm, 8 mm, 9,5 mm, 12,5 mm e 16 mm.

Os resultados dos conectores desta série são apresentados na Tabela 4.11 e na Figura 4.18

**Tabela 4.11 - Resultados dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo *push-out* com conector elastoplástico.**

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
T6,3	CR56b, $t = 6,3$ mm	25	235	211	6,81	0,73	0,31	42,6
T8	CR56b, $t = 8,0$ mm	25	268	241	3,70	0,68	0,30	43,9
T9,5	CR56b, $t = 9,5$ mm	25	288	259	2,79	0,60	0,26	43,4
T12,5	CR56b, $t = 12,5$ mm	25	306	276	1,85	0,47	0,20	42,7
T16	CR56b, $t = 16,0$ mm	25	320	288	1,45	0,36	0,15	40,7

Para avaliar o comportamento do conector com diferentes espessuras, sem influência da plastificação de regiões do conector, modelaram-se ensaios *push-out*, nos mesmos moldes que os anteriores, porém considerando o material do conector perfeitamente elástico. Dessa forma, garante-se o esgotamento da resistência da conexão predominantemente pelo colapso do concreto, avaliando assim a influência da espessura no concreto com mínima influência do conector de aço.



**Figura 4.18 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo *push-out* com conector elastoplástico.**

Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 4.12 e na Figura 4.19.

**Tabela 4.12 - Resultados dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo *push-out* com conector perfeitamente elástico.**

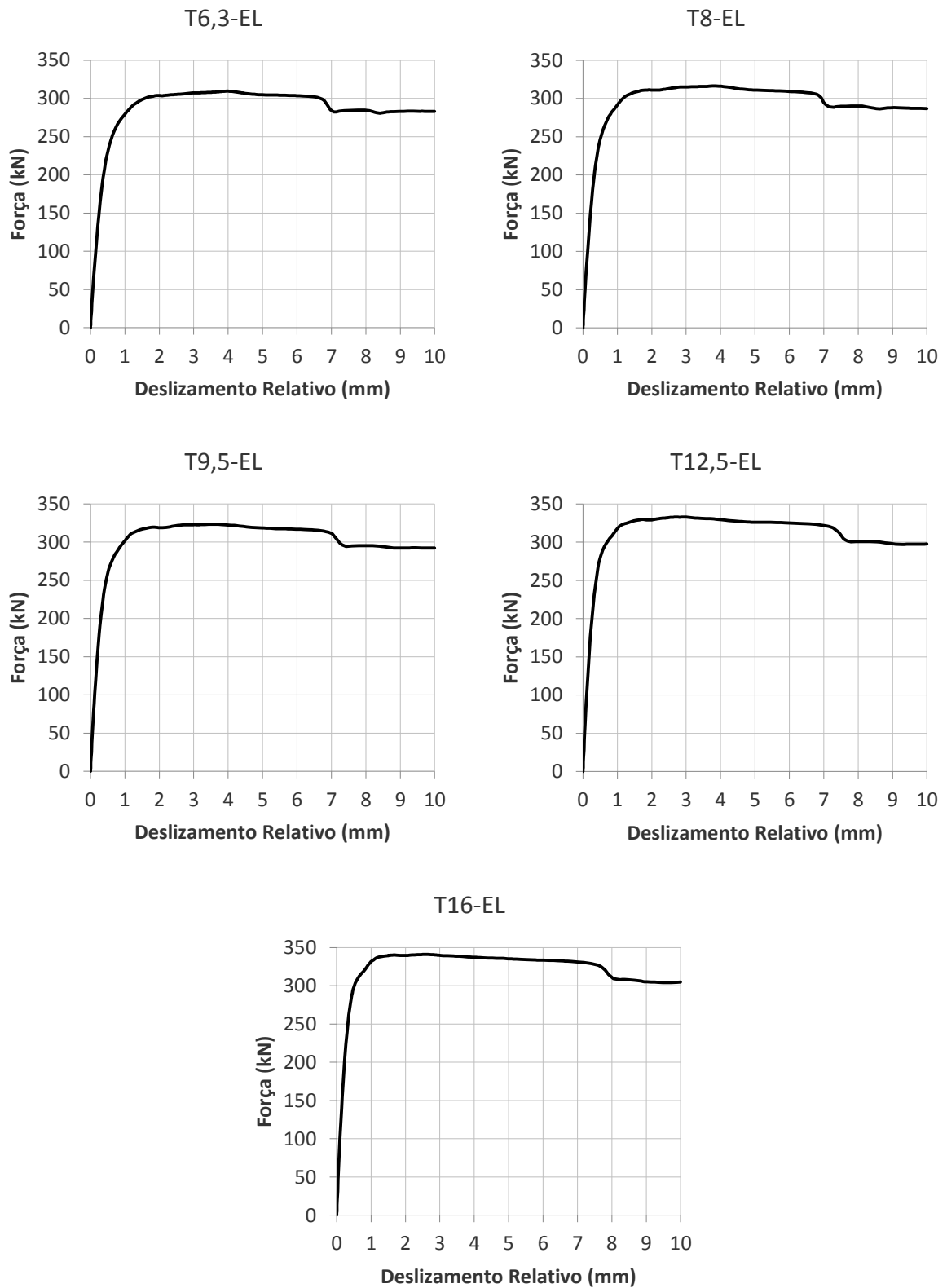
modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
T6,3-EL	CR56b, $t = 6,3$ mm	25	310	279	4,00	0,60	0,27	46,0
T8-EL	CR56b, $t = 8,0$ mm	25	316	285	3,76	0,50	0,22	44,3
T9,5-EL	CR56b, $t = 9,5$ mm	25	323	291	3,54	0,45	0,20	43,2
T12,5-EL	CR56b, $t = 12,5$ mm	25	333	299	2,68	0,43	0,19	43,1
T16-EL	CR56b, $t = 16,0$ mm	25	341	307	2,65	0,37	0,15	40,9

Por fim, fez-se necessário analisar o comportamento dos conectores com diferentes espessuras de chapa isoladamente. Modelaram-se os conectores dessa série pelo ensaio de conector isolado, considerando neste caso o modelo constitutivo do aço com tensão residual.

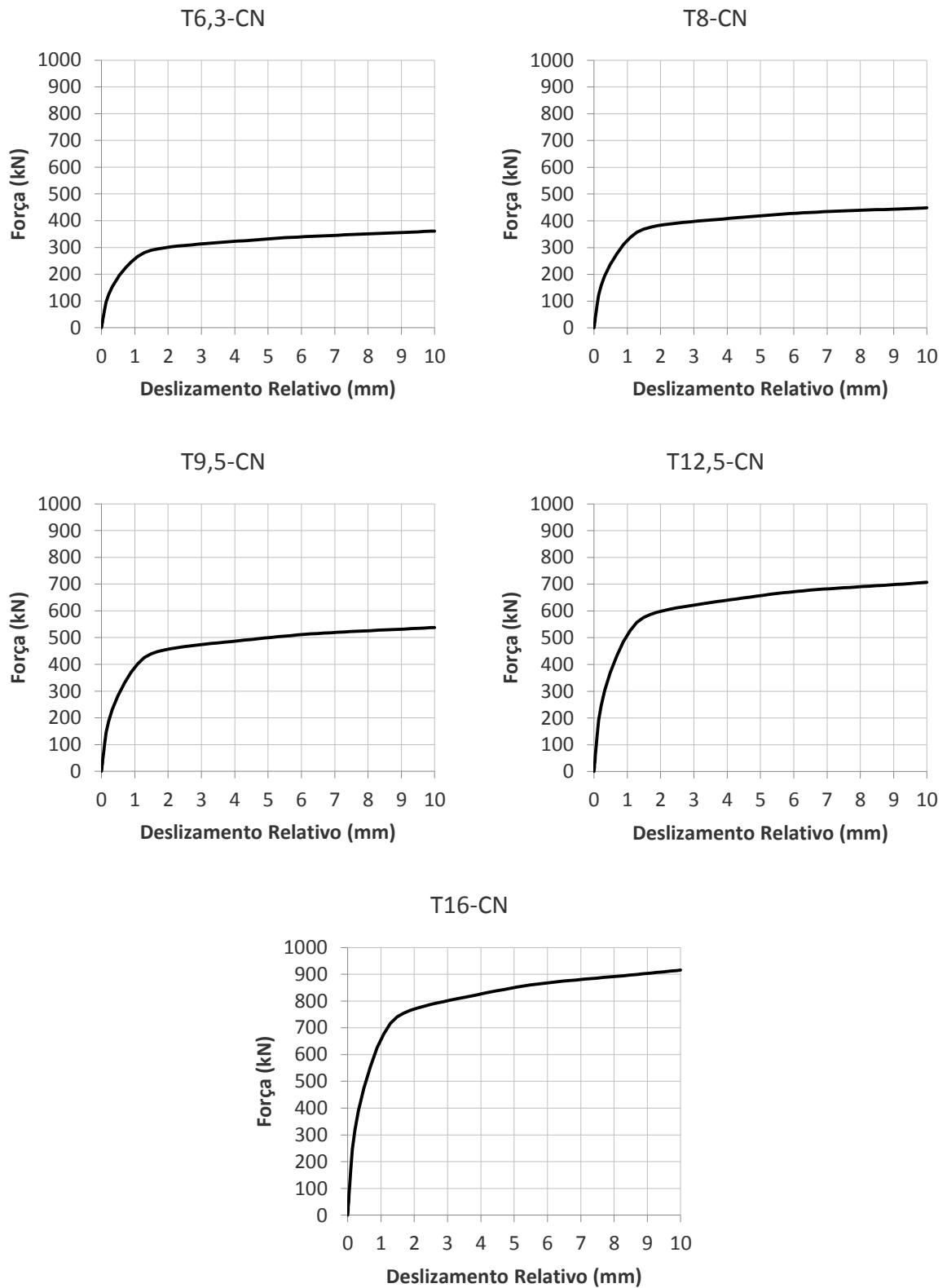
Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 4.13 e na Figura 4.20.

**Tabela 4.13 - Resumo dos resultados da série da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo conector isolado.**

modelo	tipo	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$0,8P_{max}$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)
T6,3-CN	CR56b, $t = 6,3$ mm	361	325	289	10,00	1,29
T8-CN	CR56b, $t = 8,0$ mm	449	404	359	10,00	1,29
T9,5-CN	CR56b, $t = 9,5$ mm	538	484	430	10,00	1,29
T12,5-CN	CR56b, $t = 12,5$ mm	707	636	565	10,00	1,29
T16-CN	CR56b, $t = 16,0$ mm	916	824	733	10,00	1,29



**Figura 4.19 - Curvas força × deslocamento dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo *push-out* com conector perfeitamente elástico.**



**Figura 4.20 - Curvas força  $\times$  deslizamento dos modelos com variação da espessura da chapa do conector, ensaio do tipo conector isolado.**

## 4.8 Estudo da influência da resistência ao escoamento do aço do conector

Para estudar a influência da resistência ao escoamento do aço no comportamento do conector, foram modelados ensaios do tipo *push-out* e do tipo conector isolado com o conector CR56b, com chapa de espessura 12 mm, variando o aço do conector com diferentes resistências ao escoamento. Os aços utilizados nesta análise possuíam as resistências ao escoamento de 250 MPa, 290 MPa, 345 MPa, 415 MPa e 450 MPa. Nos modelos foi considerado o diagrama tensão×deformação do aço com tensão residual conforme o item 3.3.

Os resultados obtidos dos modelos para ensaios tipo *push-out* são apresentados na Tabela 4.14, na Figura 4.21 e na Figura 4.22.

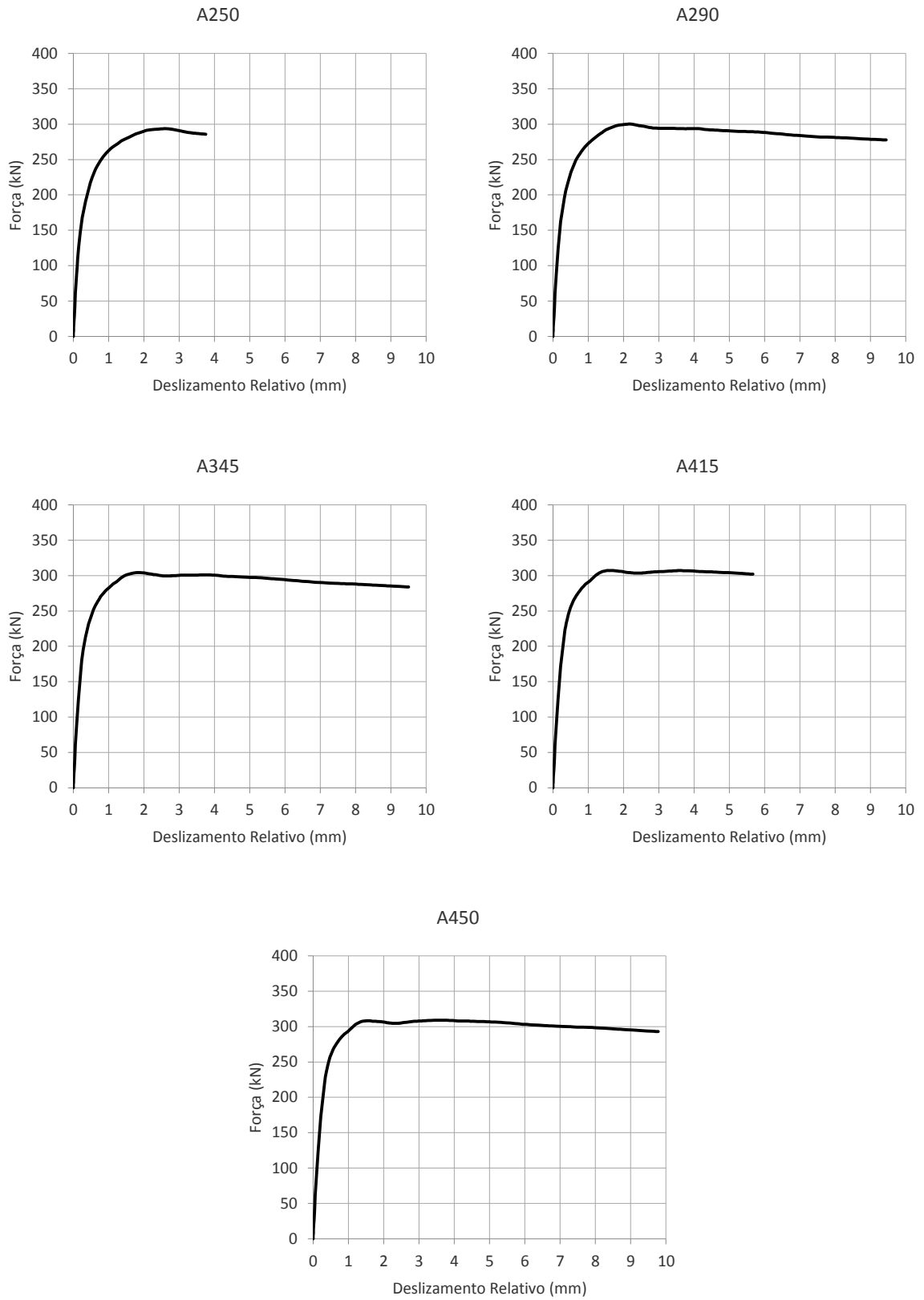
**Tabela 4.14 - Resultados dos modelos com variação do aço do conector, ensaio do tipo *push-out*.**

modelo	tipo	$f_{cm}$	$P_{max}$	$P_k$	$\delta$	$\delta_{80}$	$up_{80}$	$up_{80}/\delta_{80}$
		(MPa)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(%)
A250	CR56b, $f_y = 250$ MPa	25	294	264	2,59	0,61	0,27	44,8
		45	346	311	4,62	0,64	0,27	41,2
A290	CR56b, $f_y = 290$ MPa	25	300	270	2,19	0,52	0,23	43,8
		45	367	330	3,64	0,69	0,29	42,7
A345	CR56b, $f_y = 345$ MPa	25	304	274	1,83	0,43	0,18	41,9
		45	380	342	2,07	0,63	0,27	42,7
A415	CR56b, $f_y = 415$ MPa	25	307	277	1,59	0,44	0,19	43,2
		45	392	353	2,12	0,57	0,24	42,3
A450	CR56b, $f_y = 450$ MPa	25	309	278	3,43	0,42	0,18	42,8
		45	395	355	1,86	0,54	0,22	41,4

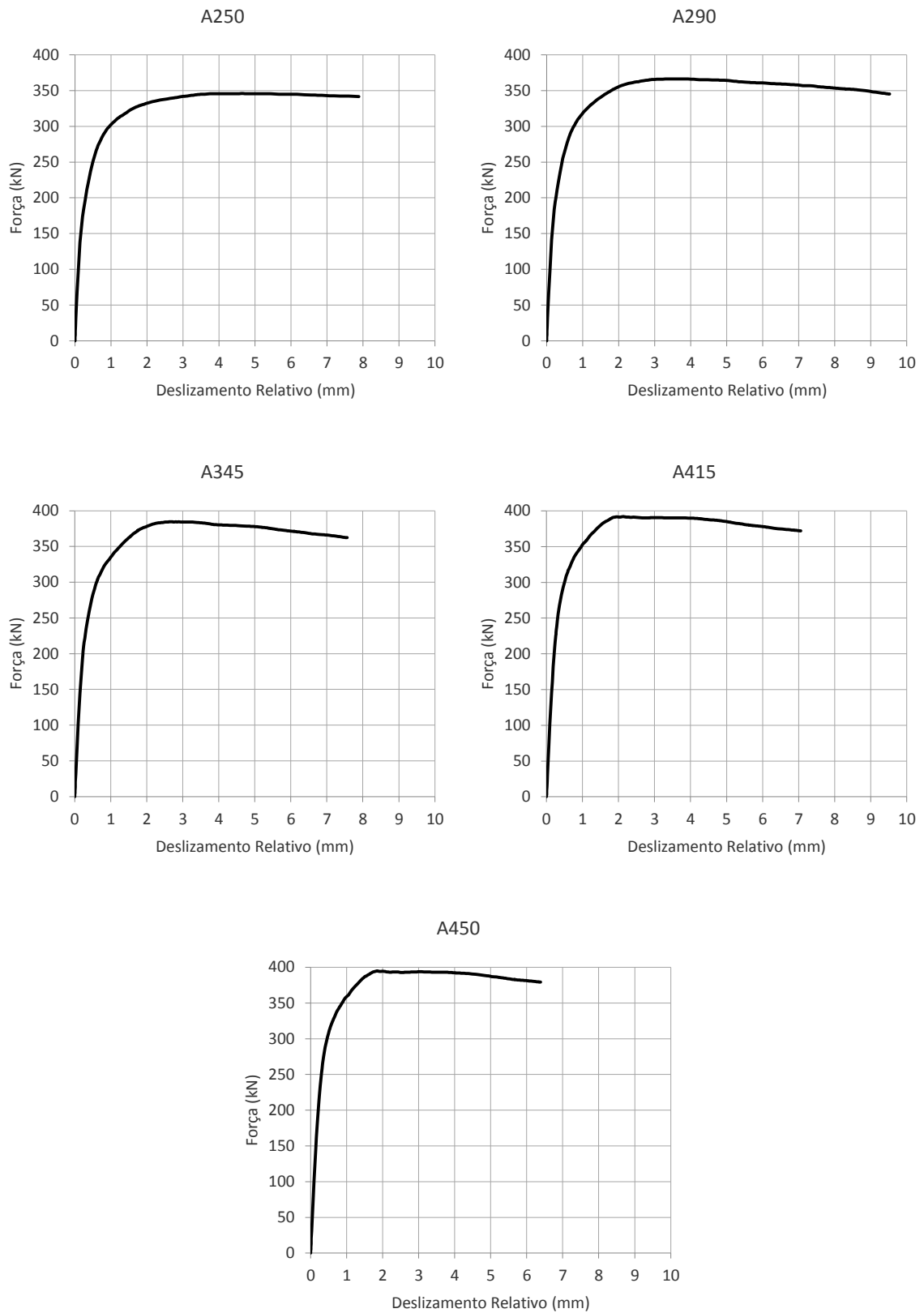
Os resultados do ensaio do conector isolado deste estudo são apresentados na Tabela 4.15 e na Figura 4.23.

**Tabela 4.15 - Resultados dos modelos com a variação do aço do conector, ensaio do tipo conector isolado.**

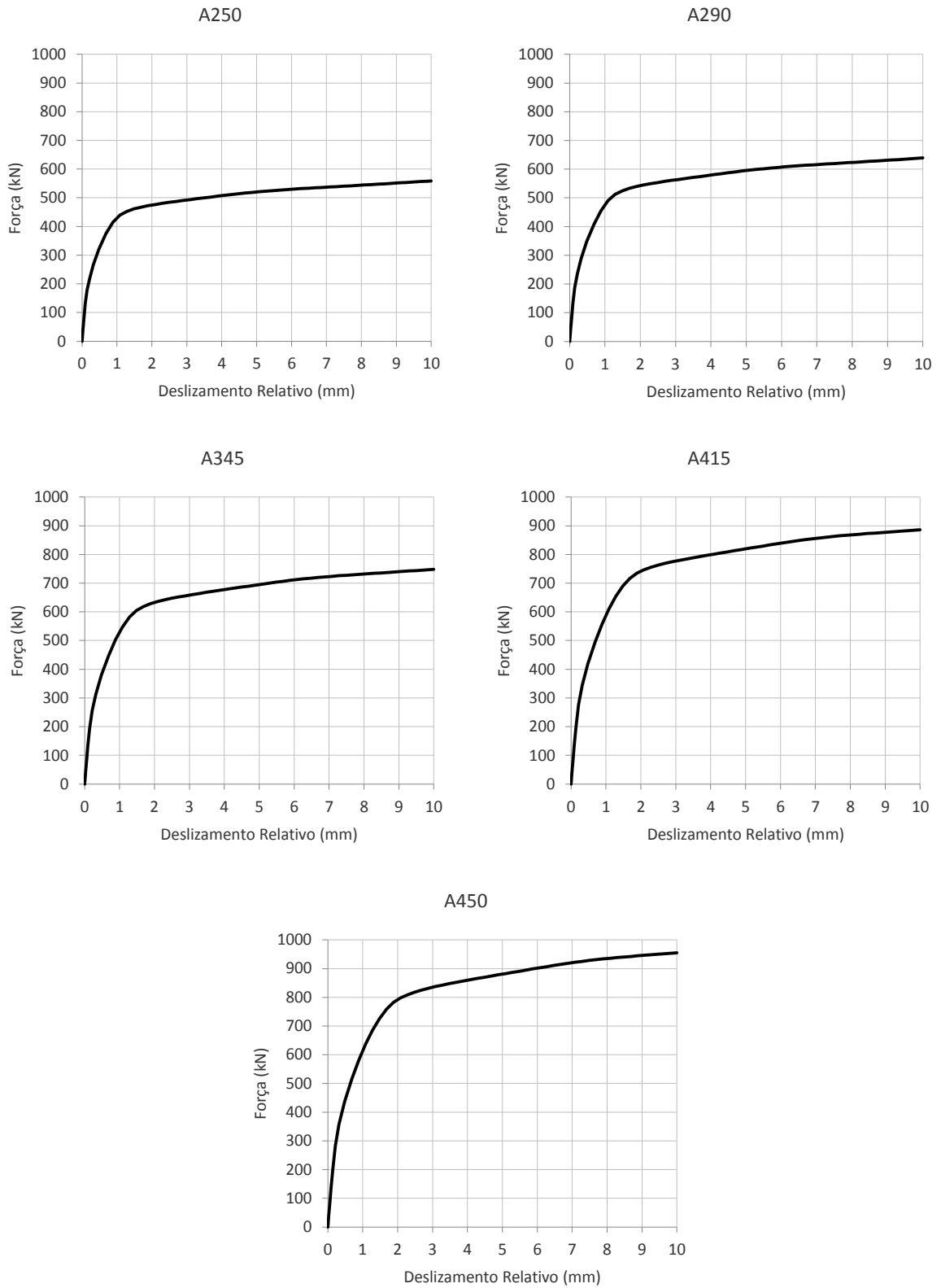
modelo	tipo	$P_{max}$	$P_k$	$0,8P_{max}$	$\delta$	$\delta_{80}$
		(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)
A250-CN	CR56b, $f_y = 250$ MPa	559	503	447	10,00	1,09
A290-CN	CR56b, $f_y = 290$ MPa	639	575	511	10,00	1,09
A345-CN	CR56b, $f_y = 345$ MPa	748	673	599	10,00	1,29
A415-CN	CR56b, $f_y = 415$ MPa	886	798	709	10,00	1,49
A450-CN	CR56b, $f_y = 450$ MPa	955	859	764	10,00	1,69



**Figura 4.21 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do aço do conector com  $f_c$  de 25 MPa, ensaio do tipo *push-out*.**



**Figura 4.22 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do aço do conector com  $f_c = 45$  MPa, ensaio do tipo *push-out*.**



**Figura 4.23 - Curvas força × deslocamento dos modelos com variação do aço do conector, ensaio do tipo conector isolado.**

## 4.9 Estudo da influência do diâmetro da abertura do conector

Um dos parâmetros que influencia mais significativamente o comportamento do conector *Crestbond* é o diâmetro de referência, que determina a altura, o passo e o tamanho da abertura do conector. Assim, foram modelados vários ensaios tipo *push-out* com conectores com diferentes diâmetros para avaliar a mudança no comportamento do conector. Foram realizadas duas baterias de ensaios. Na primeira, alterou-se o diâmetro de referência, mantendo-se o conector com três aberturas. Na segunda bateria, foi mantido constante o comprimento total, alterando-se o número de aberturas e, conseqüentemente, o diâmetro de referência. Os conectores testados são apresentados na Figura 4.24. Em todos os casos a espessura dos conectores é de 12 mm.

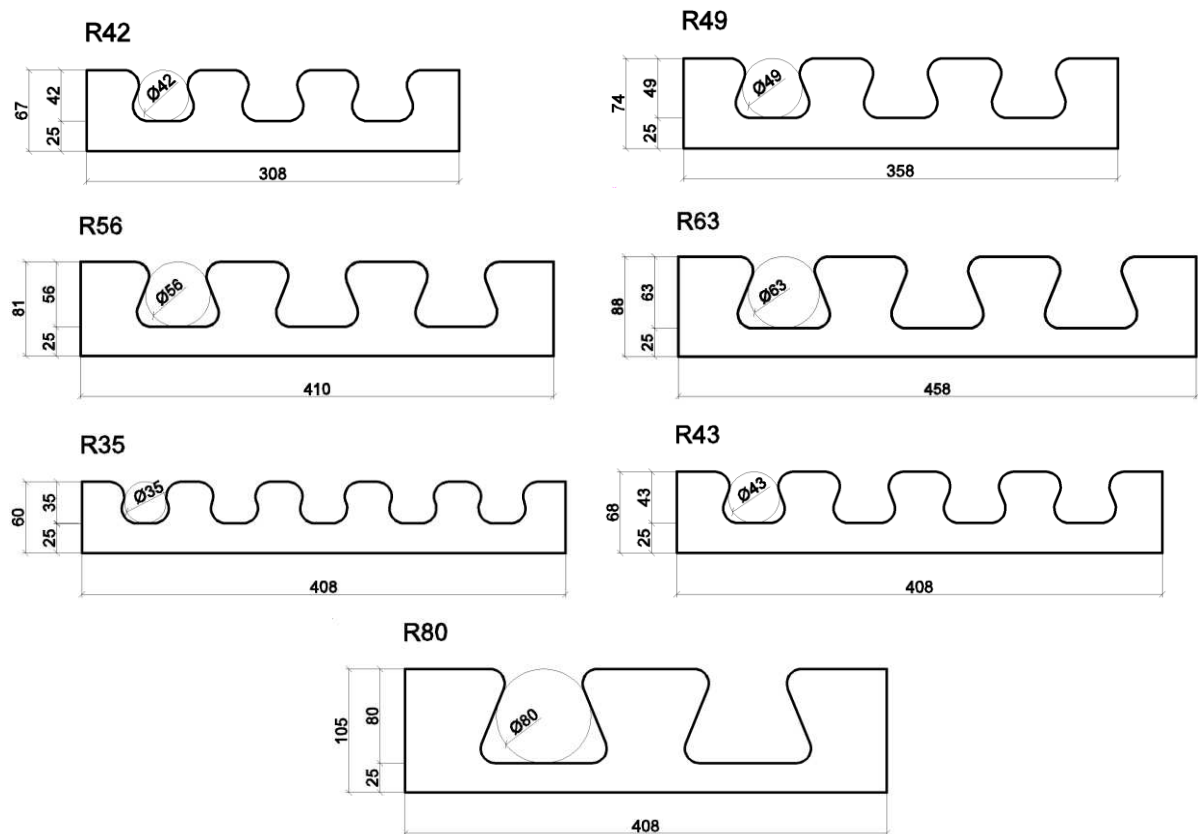
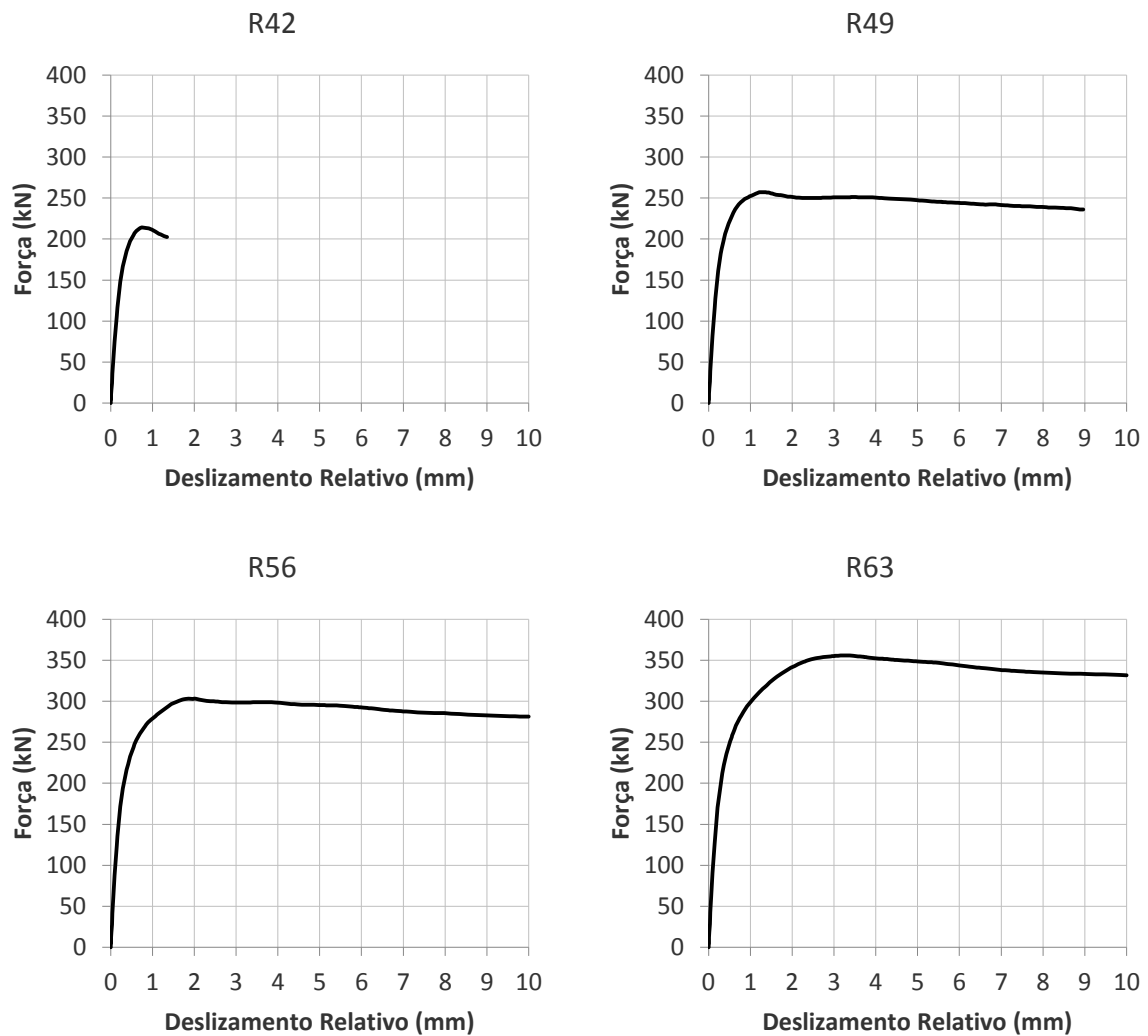


Figura 4.24 - Esquema dos conectores com variação do diâmetro de referência.

**Tabela 4.16- Propriedades geométricas dos conectores com variação do diâmetro de referência do conector, conforme os parâmetros apresentados na Figura 2.5.**

modelo	$\theta$ (°)	$D$ (mm)	$h$ (mm)	$c$ (mm)	$b$ (mm)	$m$ (mm)	$e$ (mm)	$L$ (mm)
R35	68,2	34,9	34,9	25	23,6	51,5	75,2	409,4
R42	68,2	42,0	42,0	25	28,4	62,0	90,5	309,8
R43	68,2	43,0	43,0	25	29,1	63,5	92,6	409,5
R49	68,2	49,0	49,0	25	33,2	72,4	105,5	359,8
R56	68,2	56,0	56,0	25	37,9	82,7	120,6	409,8
R63	68,2	63,0	63,0	25	42,7	93,1	135,7	459,8
R80	68,2	80,2	80,2	25	54,3	118,5	172,8	409,7

Os resultados dos modelos com conectores com três aberturas e diâmetros de referência variáveis são apresentados na Tabela 4.17 e na Figura 4.25.

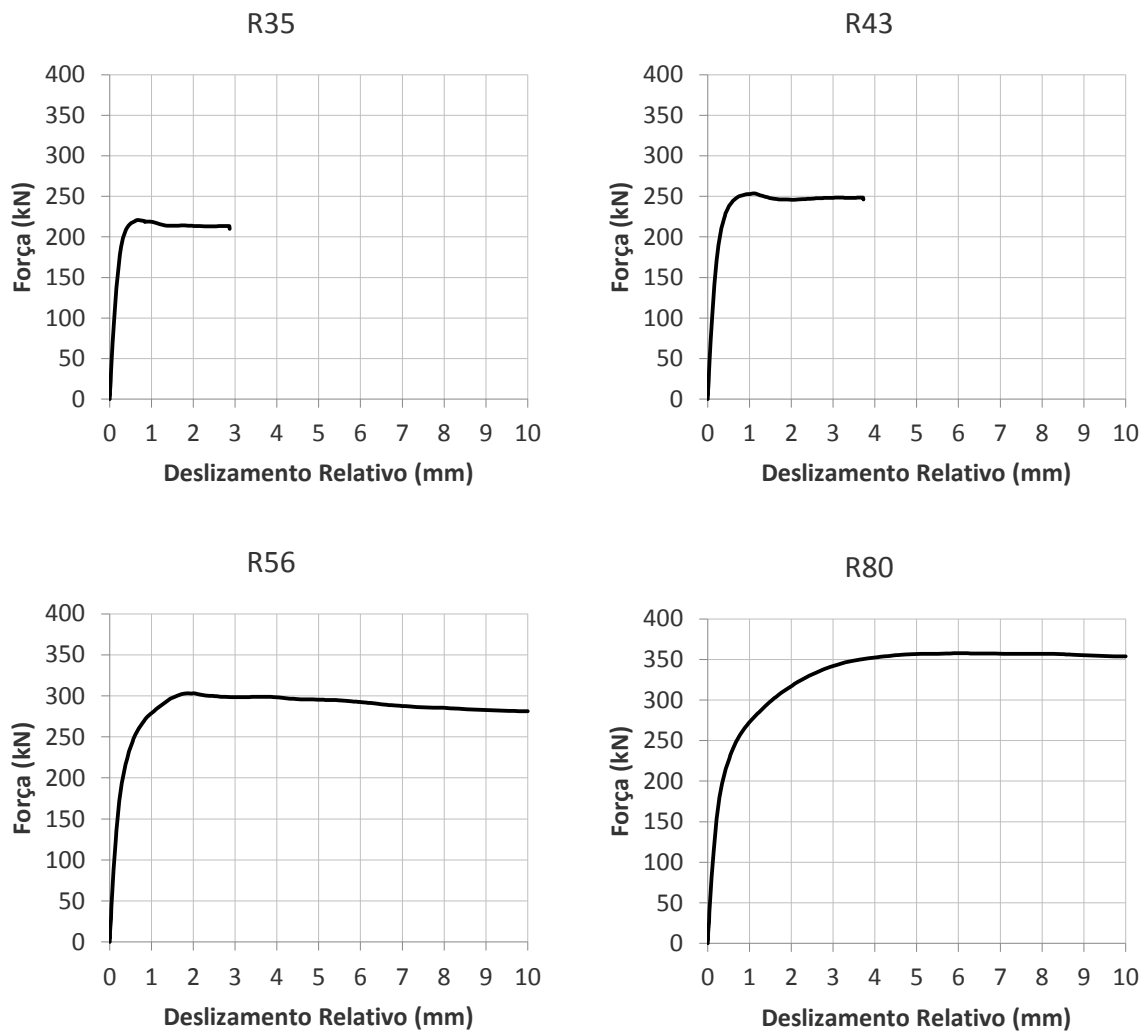


**Figura 4.25 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, primeira bateria.**

**Tabela 4.17 - Resultados dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, primeira bateria.**

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
R42	CR42b	25	214	193	0,74	0,29	0,13	45,2
R49	CR49b	25	257	231	1,30	0,35	0,14	41,3
R56	CR56b	25	303	273	1,86	0,47	0,20	42,5
R63	CR63b	25	356	320	3,18	0,78	0,35	44,4

Os resultados dos modelos com conectores com comprimento total constante e diâmetros de referência variáveis são apresentados na Tabela 4.18 e na Figura 4.26.



**Figura 4.26 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, segunda bateria.**

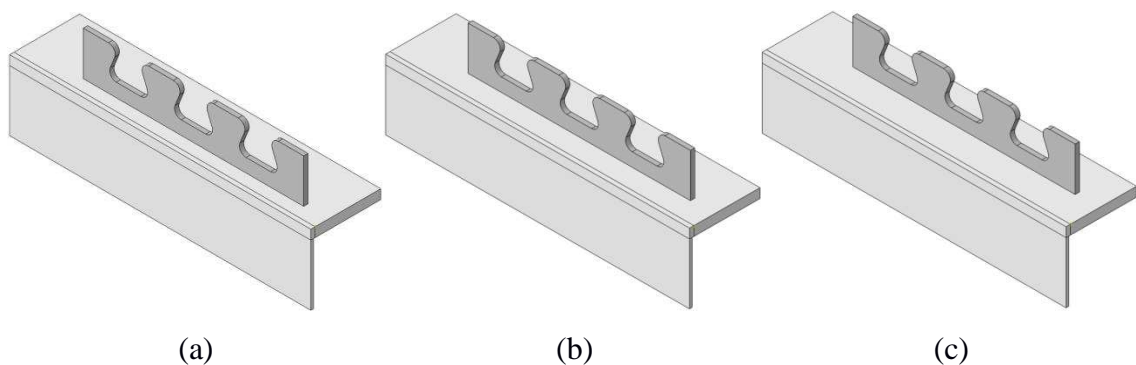
**Tabela 4.18 - Resultados dos modelos com variação do diâmetro de referência do conector, segunda bateria.**

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
R35	CR35b, com 5 furos	25	221	199	0,69	0,16	0,11	67,8
R43	CR43b, com 4 furos	25	254	228	1,13	0,26	0,12	45,9
R56	CR56b, com 3 furos	25	303	273	1,86	0,47	0,20	42,5
R80	CR80b, com 2 furos	25	358	322	6,00	1,22	0,58	47,6

#### 4.10 Estudo da influência do espaçamento de conectores em paralelos

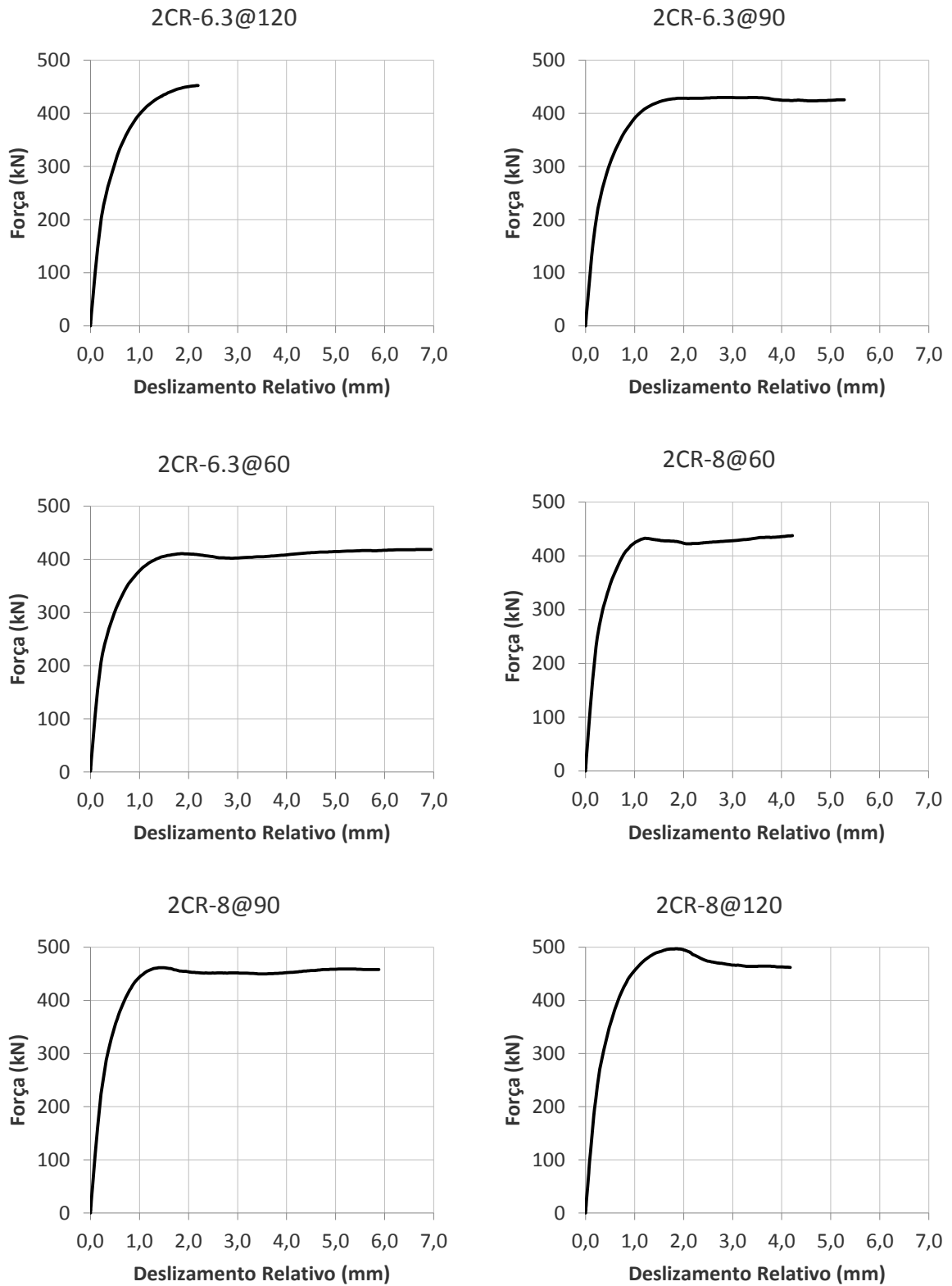
Veríssimo (2007) sugeriu a investigação do desempenho de conectores *Crestbond* em paralelo. A principal questão nesta configuração é a influência do espaçamento entre os conectores no comportamento da conexão.

Para determinar como a resistência e a ductilidade da conexão se relacionam com o espaçamento entre conectores paralelos, foram elaborados seis modelos do ensaio *push-out* com dois conectores CR56b em paralelo, três com espessura de 6,3 mm e os outros três com espessura de 8 mm. Nestes modelos, os espaçamentos,  $s$ , analisados foram de 60, 90 e 120 mm. O esquema do modelo com os espaçamentos especificados pode ser visto na Figura 4.27.



**Figura 4.27 - Esquema do modelo com conectores em paralelos com espaçamento entre si de: (a) 60 mm; (b) 90 mm; (c) 120 mm.**

Os resultados destes ensaios são apresentados na Figura 4.28 e na Tabela 4.19.



**Figura 4.28 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do espaçamento entre conectores em paralelo.**

Tabela 4.19 – Resultados dos modelos com variação do espaçamento entre conectores em paralelo.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
2CR-6,3@60	CR56b, com $t = 6,3$ mm, $s = 60$ mm	25	418	376	6,28	0,59	0,24	39,8
2CR-6,3@90	CR56b, com $t = 6,3$ mm, $s = 90$ mm	25	430	387	2,85	0,61	0,22	36,5
2CR-6,3@120	CR56b, com $t = 6,3$ mm, $s = 120$ mm	25	452	407	2,20	0,72	0,27	37,3
2CR-8@60	CR56b, com $t = 8,0$ mm, $s = 60$ mm	25	437	394	4,22	0,50	0,18	36,2
2CR-8@90	CR56b, com $t = 8,0$ mm, $s = 90$ mm	25	462	415	1,44	0,55	0,21	37,7
2CR-8@120	CR56b, com $t = 8,0$ mm, $s = 120$ mm	25	497	447	1,85	0,59	0,22	37,3

#### 4.11 Estudo do efeito de pino

Com o objetivo de compreender a influência das aberturas no efeito de pino, de forma conjunta ou independente, considerando sua posição na peça, e a influência do dente frontal nos ensaios tipo *push-out*, realizou-se um estudo com modelos que simulavam a atuação somente de alguns pinos.

Para possibilitar a avaliação da influência de uma determinada abertura de interesse, as demais foram preenchidas com um material elástico de pequena rigidez, igual a 1 MPa. O conector utilizado nesses modelos foi o CR56b, com espessura de 12 mm. Na Figura 4.29 é possível visualizar o esquema dos modelos com os pinos desativados indicados.

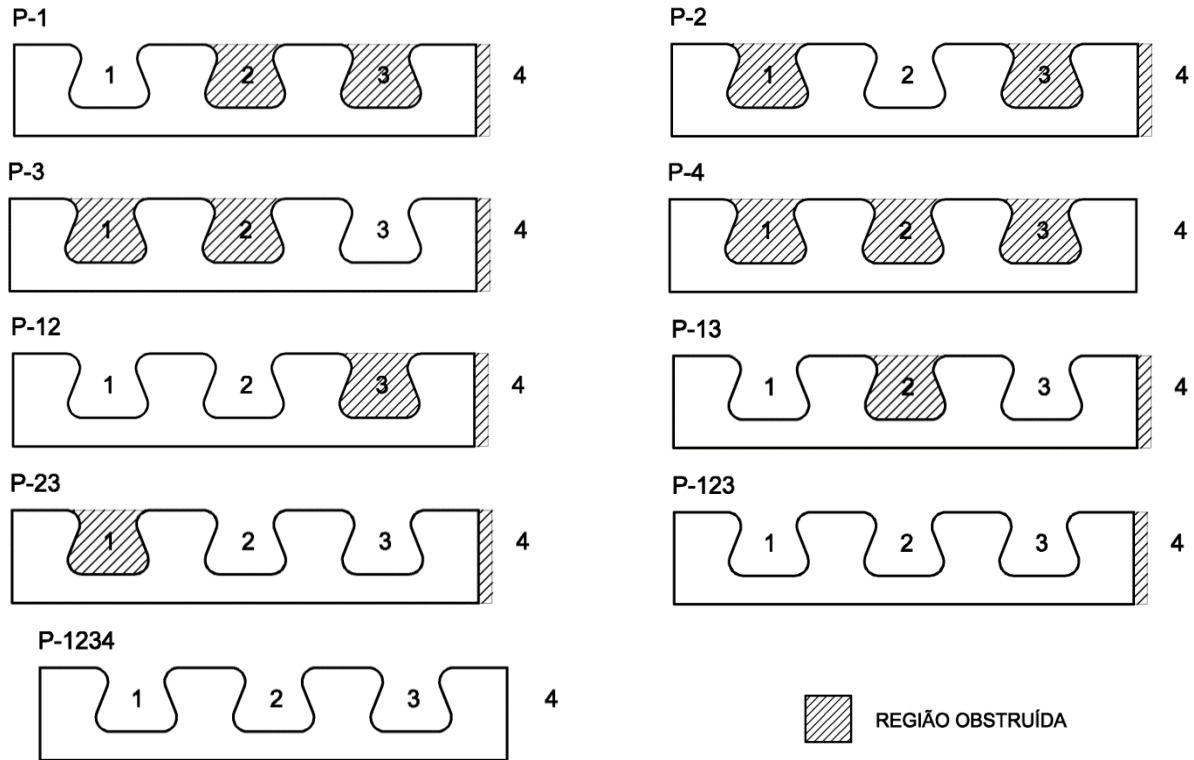
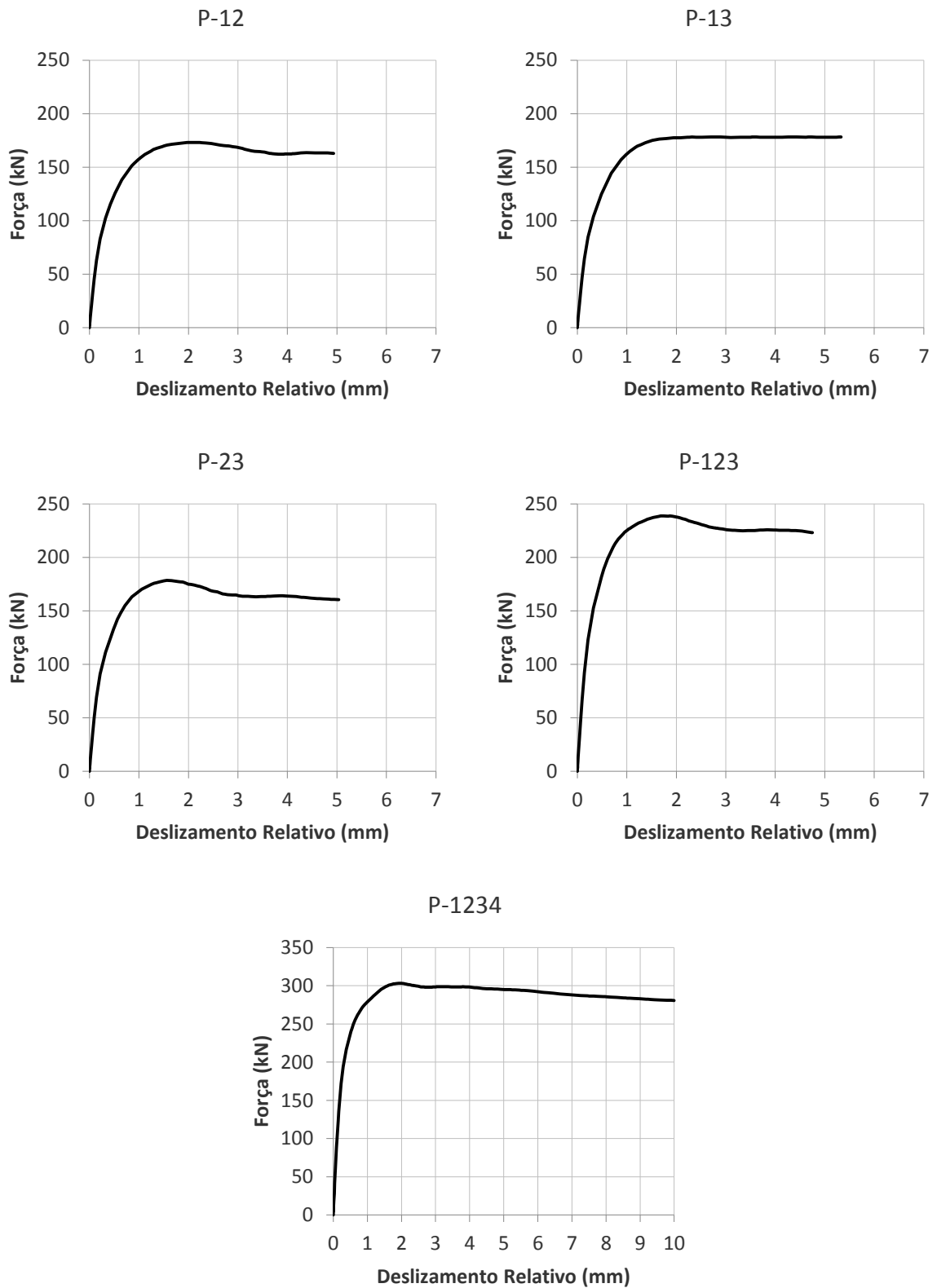


Figura 4.29 - Esquema dos conectores ensaiados com pinos desativados.

Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 4.20, na Figura 4.31 e na Figura 4.30.

Tabela 4.20 – Resultados dos modelos com variação das aberturas do conector.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
P-1	CR56b	25	88	79	3,16	0,69	0,30	43,8
P-2	CR56b	25	97	87	2,73	0,49	0,21	42,7
P-3	CR56b	25	98	88	2,57	0,55	0,23	41,3
P-4	CR56b	25	111	100	8,14	0,70	0,42	60,1
P-12	CR56b	25	173	156	1,98	0,65	0,29	44,1
P-13	CR56b	25	178	160	5,33	0,49	0,20	40,8
P-23	CR56b	25	178	160	1,56	0,57	0,23	40,2
P-123	CR56b	25	239	215	1,74	0,54	0,22	41,5
P-1234	CR56b	25	303	273	1,99	0,52	0,23	43,5



**Figura 4.30 - Curvas força×deslizamento dos modelos com variação das aberturas do conector (grupo P-12, P-13, P-23, P-123, P-1234).**

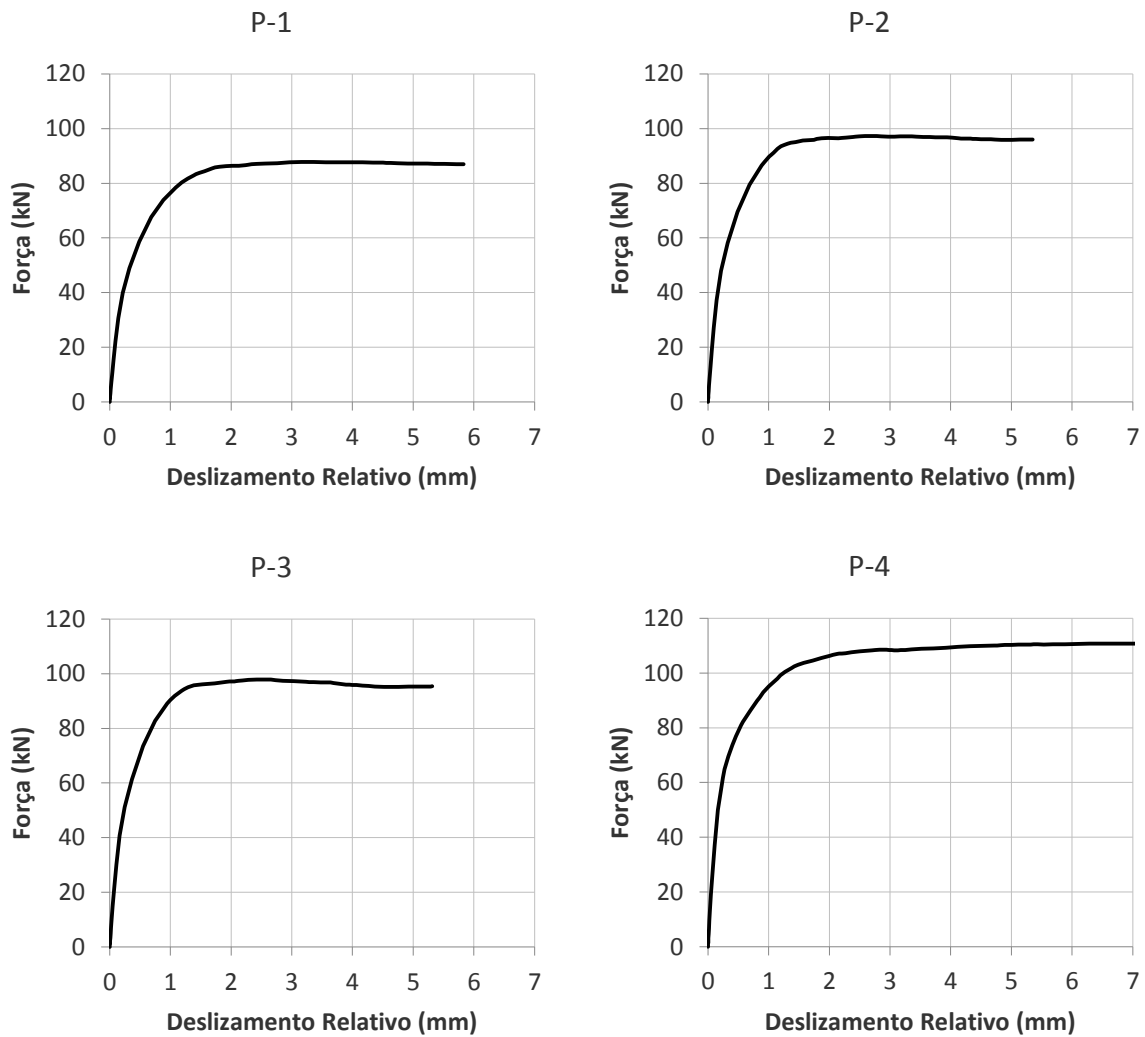


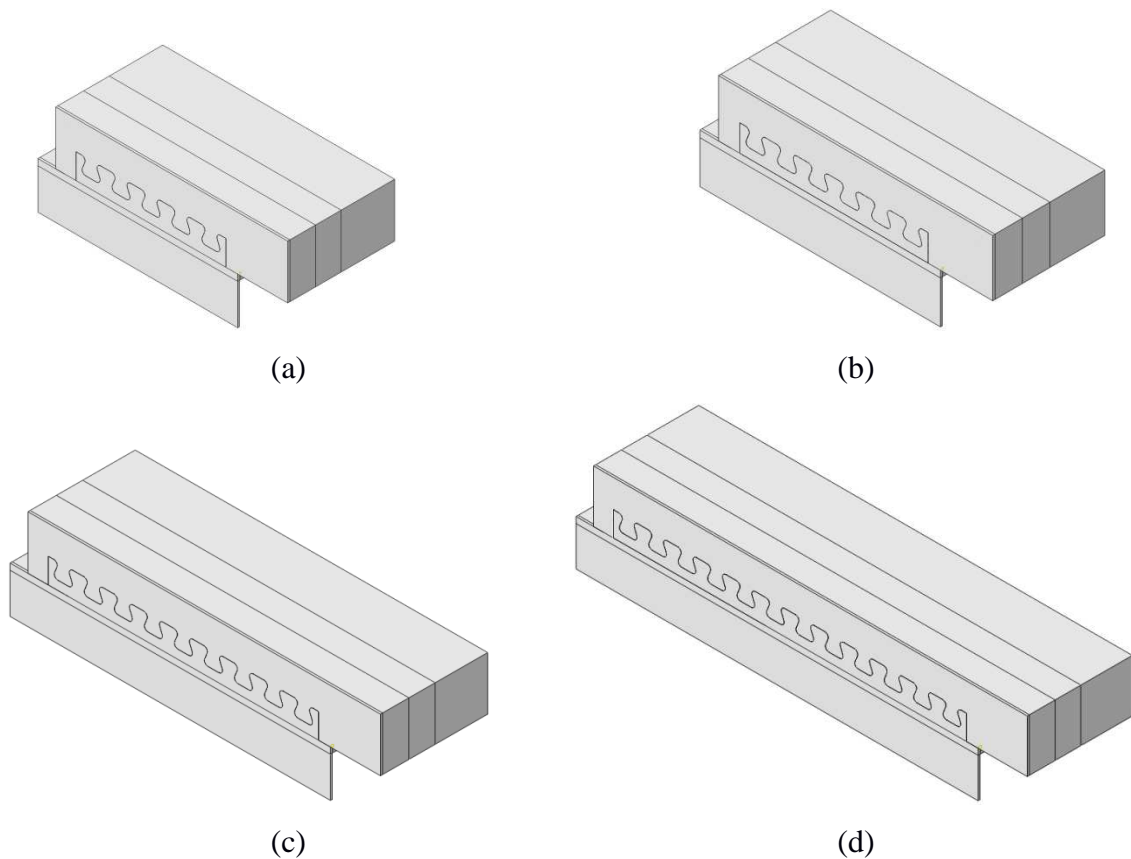
Figura 4.31 - Curvas força×deslizamento dos modelos com variação das aberturas do conector (grupo P-1, P-2, P-3 e P-4).

## 4.12 Estudo da influência do comprimento do conector

Em aplicações práticas, o conector *Crestbond* pode ser utilizado de forma descontínua ou contínua, isto é, um conjunto de conectores soldados separadamente ou um único conector soldado de uma extremidade à outra da viga, respectivamente. No caso do conector contínuo, o comprimento do conector poderia influenciar seu comportamento devido à sobreposição de esforços no concreto.

Este estudo teve o objetivo de identificar a relação do comprimento do conector,  $L$ , com a resistência e a ductilidade da conexão, bem como estabelecer referências da resistência da conexão para analisar o comportamento das vigas mistas.

Para esta análise, foram modelados ensaios *push-out* modificados de forma a conterem os conectores em seu comprimento e com folga. Os conectores utilizados foram do tipo CR40, com chapa de 12 mm, aço S235 e comprimentos de 420, 504, 756 e 1008 mm. Para o perfil foi considerado aço S275 e para a laje a resistência média à compressão do concreto foi de 33 MPa. Diferentemente das demais análises dos ensaios *push-out*, em que se utilizou a análise estática implícita, neste caso foi utilizada a análise dinâmica explícita. Os modelos ensaiados podem ser vistos na Figura 4.32.

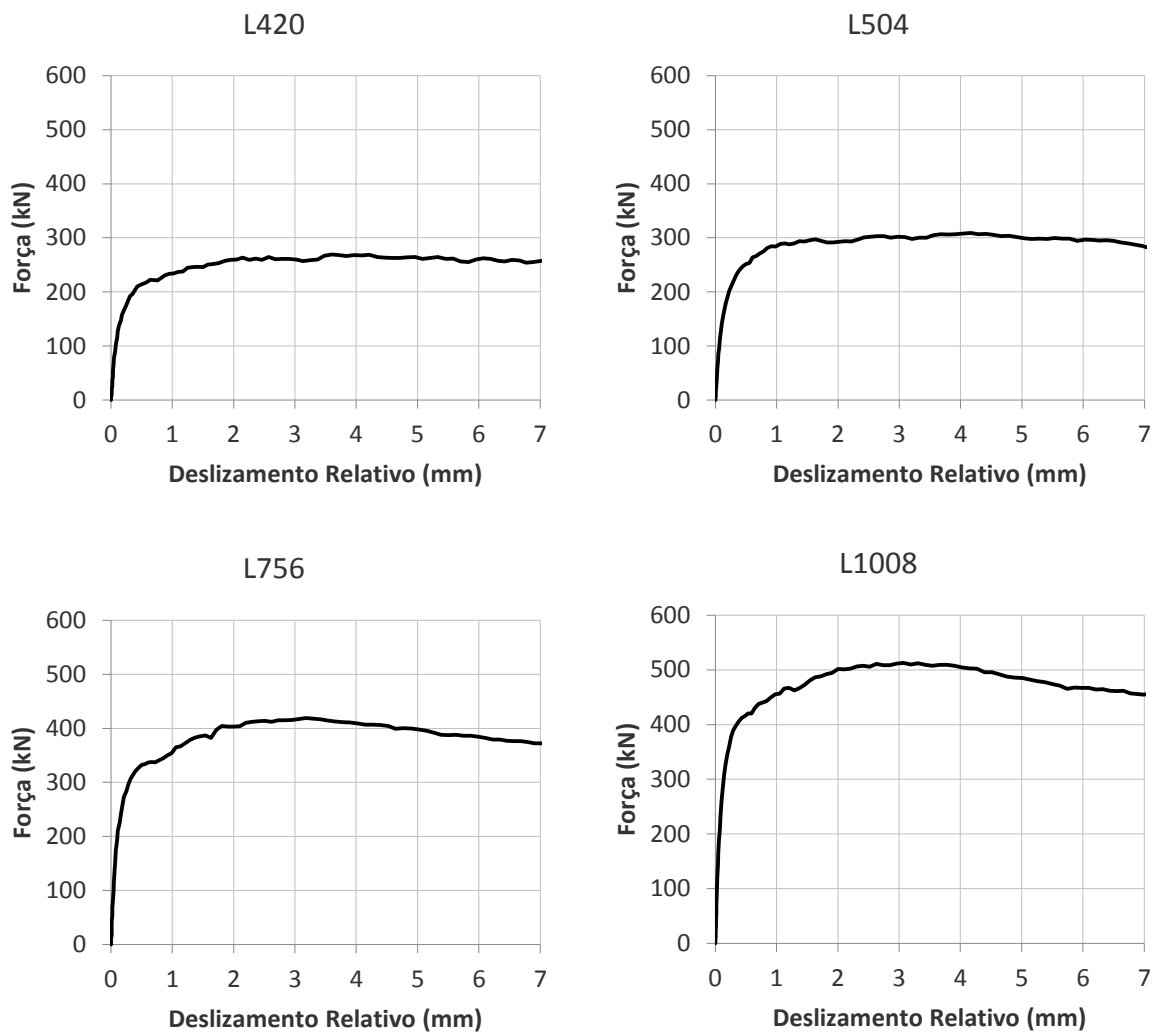


**Figura 4.32 - Esquema dos modelos ensaiados com comprimento do conector de:**  
(a) 420 mm; (b) 504 mm; (c) 756 mm; (d) 1008 mm.

Os resultados desta série de conectores são apresentados na Tabela 4.21 e na Figura 4.33.

Tabela 4.21 - Resumo dos resultados da série do comprimento do conector.

modelo	tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$P_{max}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta$ (mm)	$\delta_{80}$ (mm)	$up_{80}$ (mm)	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)
L420	CR40, com $L = 420$ mm	33	269	242	3,60	0,48	0,26	54,2
L504	CR40, com $L = 504$ mm	33	309	278	4,17	0,41	0,24	58,9
L756	CR40, com $L = 756$ mm	33	419	377	3,18	0,55	0,35	63,6
L1008	CR40, com $L = 1008$ mm	33	512	461	3,08	0,38	0,24	62,6

Figura 4.33 - Curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos com variação do comprimento do conector.

# 5

## DISCUSSÃO

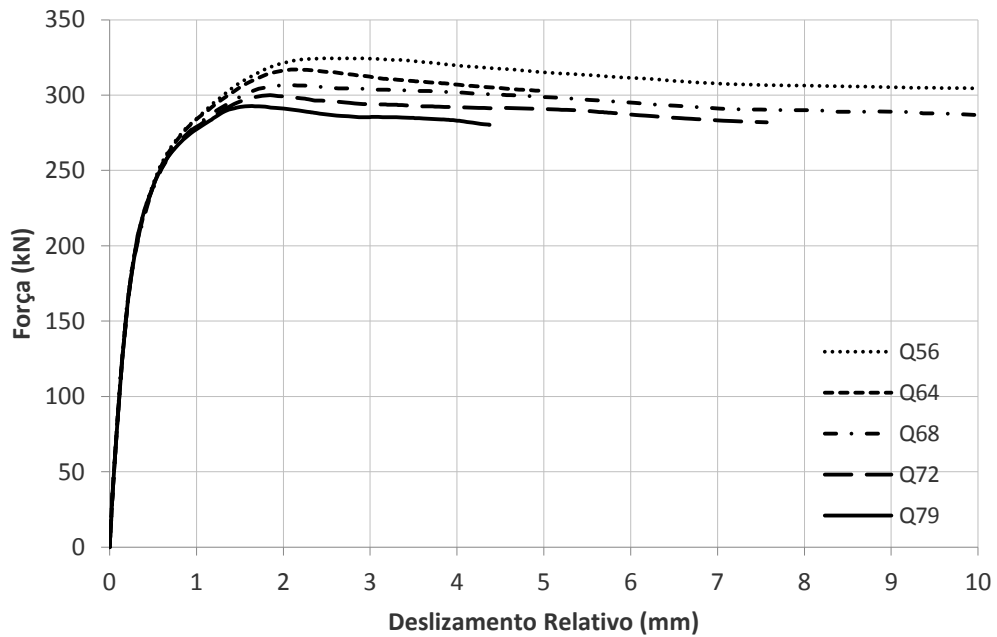
### 5.1 Considerações preliminares

No capítulo anterior foram apresentados diversos estudos relativos à influência dos parâmetros do *Crestbond* quanto à sua resistência e ductilidade. Nestes estudos os modelos ensaiados apresentaram resultados coerentes com o comportamento mecânico do conector, sendo possível avaliar os efeitos causados pela variação de diferentes características do conector.

Neste capítulo, os resultados numéricos obtidos dos modelos ensaiados são analisados e discutidos.

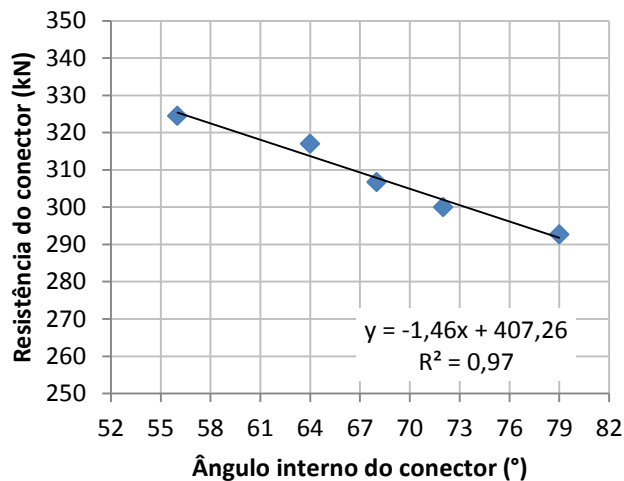
### 5.2 Influência do ângulo interno

A variação do ângulo interno do conector afetou a resistência e o *uplift* do conector. A partir da sobreposição das curvas força  $\times$  deslizamento dos conectores ensaiados no item 4.2, conforme Figura 5.1, é possível observar que quanto menor o ângulo interno maior é a resistência da conexão.



**Figura 5.1 - Curvas força × deslocamento relativo dos conectores com variação do ângulo interno.**

Uma análise de regressão demonstra que a resistência e o ângulo interno do conector possuem uma relação aproximadamente linear (Figura 5.2). Na Tabela 5.1, pode-se visualizar a comparação entre as resistências dos modelos com variação do ângulo interno. Em um primeiro momento, observa-se que os modelos com conectores com ângulos internos de  $56^\circ$  e  $64^\circ$  possuem resistência superior à do modelo com conector com  $\theta = 68^\circ$ , de 5,8% e 3,4%, respectivamente. Os conectores com  $\theta$  igual a  $72^\circ$  e  $79^\circ$  têm, respectivamente, 2,2% e 4,6% menos resistência do que o conector Q68. Porém, considerando a resistência do conector por comprimento linear, obtêm-se resultados bem próximos uns dos outros, com exceção do modelo Q56 que apresentou resistência 4% menor que os demais modelos.



**Figura 5.2 - Resistência do conector × ângulo interno.**

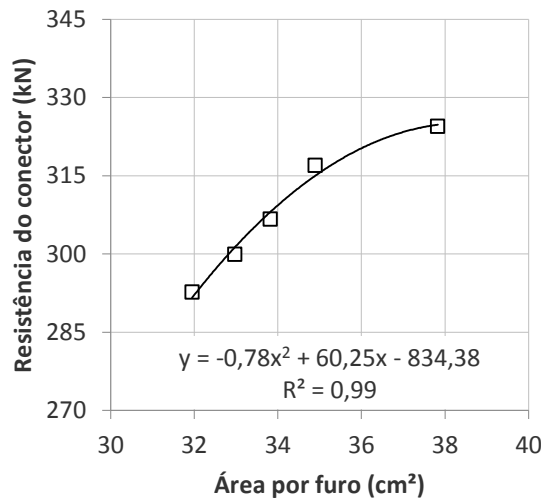
Tabela 5.1 - Comparação das resistências dos modelos com variação do ângulo interno.

modelo	$\theta$ (°)	$P_{\max}$ (kN)	$L$ (m)	$P_{\max}/L$ (kN/m)	(1)	(2)
Q56	56	324,5	0,452	717,8	1,058	0,960
Q64	64	317,0	0,421	752,9	1,034	1,007
Q68	68	306,7	0,410	748,0	1,000	1,000
Q72	72	300,0	0,402	746,1	0,978	0,998
Q79	79	292,7	0,393	744,7	0,954	0,996

(1) Quociente entre as cargas máximas do modelo referido e o modelo Q68;

(2) Quociente entre as cargas máximas, por metro, do modelo referido e o modelo Q68;

O aumento da resistência da conexão com a redução do ângulo interno do conector está provavelmente relacionado com o aumento da área do pino de concreto, que resulta em maior resistência ao cisalhamento e maior capacidade resistente da conexão. Na Figura 5.3 é possível ver a relação da área das aberturas dos conectores da série  $Q$  com suas respectivas resistências.

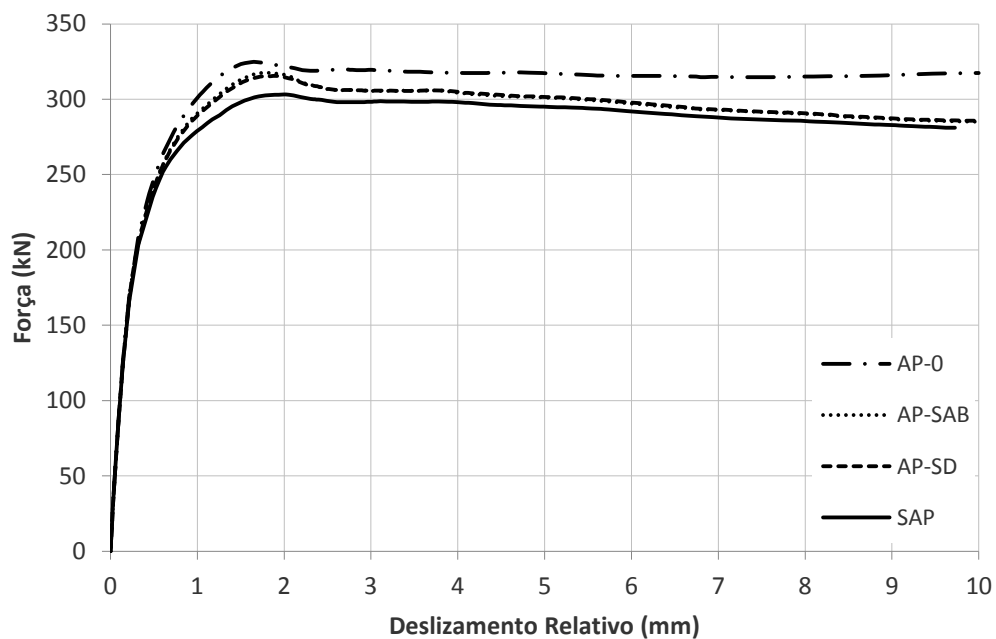
Figura 5.3 - Resistência do conector  $\times$  área do furo dos conectores com variação do ângulo interno.

Outro aspecto da variação do ângulo interno é o aumento da relação entre o *uplift* e o deslizamento relativo para a carga de  $0,8 P_{\max}$ . Os modelos com ângulos internos de  $72^\circ$  e  $79^\circ$  apresentaram aumento na relação  $up_{80}/\delta_{80}$  de cerca de 5% e de 18%, respectivamente, em relação à média dos outros modelos. Este fato se deve à redução do *uplift*, em consequência da redução na inclinação do lado do dente, que reduz a componente vertical da força que atua no dente do conector.

## 5.3 Influência da armadura passante

### 5.3.1 Posição das armaduras

Os resultados das simulações variando a armadura passante podem ser vistos comparativamente na Figura 5.4. Observa-se que a posição da barra tem alguma influência nos resultados, sendo a posição mais significativa a armadura passante pela abertura do conector.



**Figura 5.4 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da posição da armadura passante.**

A Tabela 5.2 apresenta a relação das capacidades resistentes dos conectores com armadura passante e sem armadura passante. O modelo com armadura passante posicionada na abertura do conector apresentou ganho de 7,1% na capacidade resistente em relação ao modelo sem armadura passante, enquanto os modelos com as armaduras passantes posicionadas sobre o dente e sobre a abertura apresentaram ganhos de resistência de 4,0% e 4,7%, respectivamente.

**Tabela 5.2 - Comparação das resistências dos modelos com variação da posição da armadura passante.**

<b>modelo</b>	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\max}/P_{\max,SAP}$
SAP	303,2	1,000
AP-0	324,8	1,071
AP-SAB	317,5	1,047
AP-SD	315,4	1,040

O fato do modelo com armadura passante na abertura apresentar maior capacidade resistente pode ser atribuído ao fato de nessa região o concreto estar submetido a estados triaxiais de tensões de grande intensidade. Neste caso, as barras de aço melhoram o desempenho do concreto, especialmente em relação à tração, resultando em um ganho de resistência da conexão.

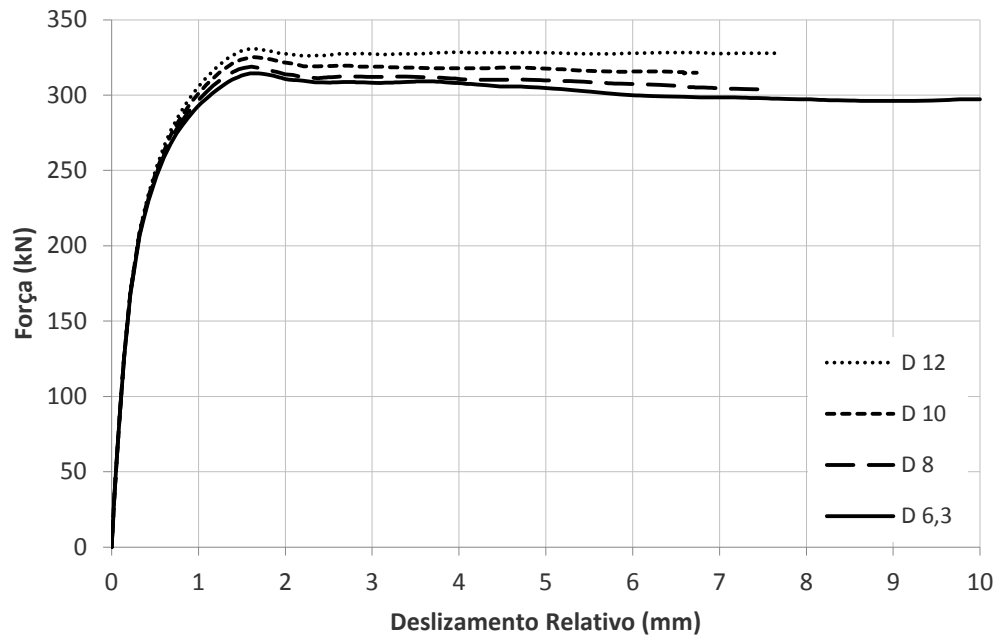
A comparação dos resultados dos modelos com armadura passante variando de posição na região da abertura do conector é apresentada na Tabela 5.3. As variações da resistência entre os modelos são mínimas, menores que 2%, com resistências maiores quando a armadura é posicionada mais próxima da região do confinamento do concreto. Assim, esse parâmetro é pouco significativo na resistência do conector.

**Tabela 5.3 - Comparação das resistências dos modelos com variação da posição da armadura passante na abertura do conector.**

<b>modelo</b>	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\max}/P_{\max,AP-0}$
AP-20	329,0	1,013
AP-10	327,1	1,007
AP-0	324,8	1,000
AP+10	323,0	0,995
AP+20	323,4	0,996

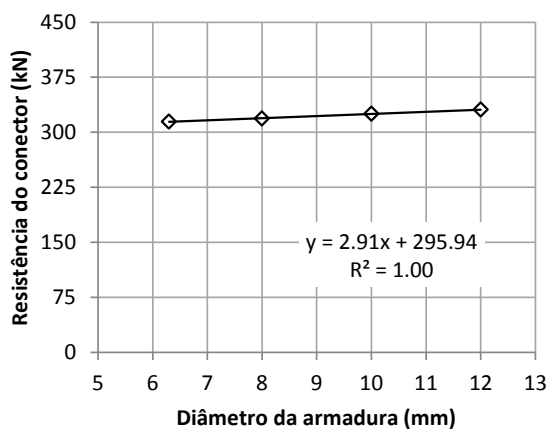
### 5.3.2 Diâmetro das armaduras

Observou-se que o diâmetro das barras da armadura passante influencia na resistência da conexão (ver Figura 5.5). Estes resultados confirmam os resultados de Veríssimo (2007).

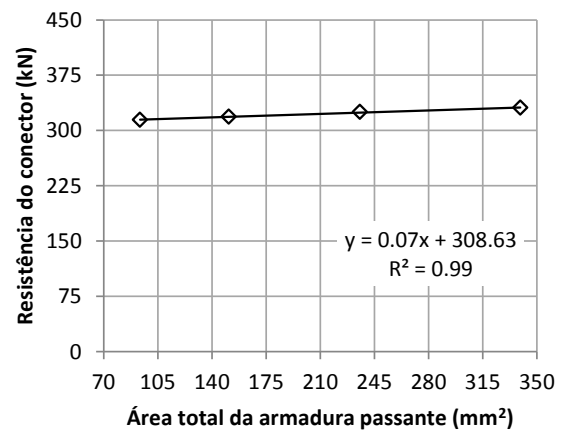


**Figura 5.5 - Curvas força  $\times$  deslocamento relativo dos modelos com variação do diâmetro das barras da armadura passante.**

A partir do gráfico que relaciona a resistência dos modelos com o diâmetro das barras, apresentado na Figura 5.6, observa-se uma relação linear entre a resistência e o diâmetro das barras. O aumento de cada milímetro no diâmetro da barra implica num acréscimo de aproximadamente 2,91 kN na resistência da conexão, segundo a expressão obtida por meio da regressão linear dos dados.



(a)



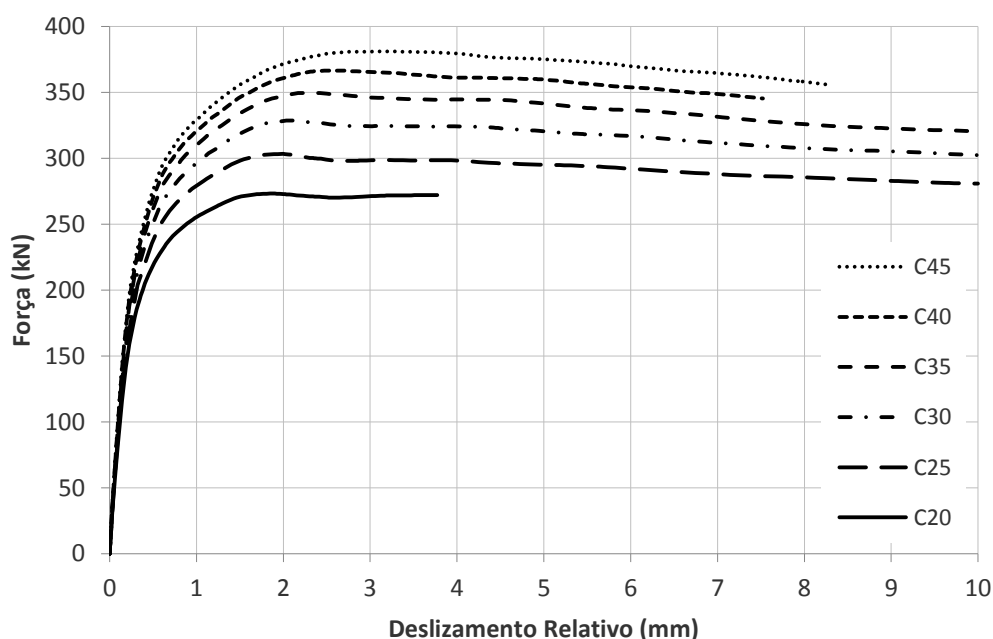
(b)

**Figura 5.6 - Resistência do conector  $\times$  diâmetro das barras (a); resistência do conector  $\times$  área total da armadura passante (b).**

Deve-se ter em conta que, apesar do modelo apresentar boa calibração, este conduz a resultados abaixo da média quando simula modelos com armadura passante, conforme discutido no Apêndice. Assim, os resultados apresentados devem ser considerados como conservadores.

#### 5.4 Influência da resistência à compressão do concreto

A resistência à compressão do concreto é um dos fatores que afetam significativamente a capacidade resistente da conexão, como pode ser comprovado nos resultados obtidos. A partir da sobreposição das curvas força-deslizamento dos modelos com concretos de diferentes resistências, conforme a Figura 5.7, é evidente o aumento de capacidade resistente do conector com o aumento da resistência do concreto.



**Figura 5.7 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da resistência à compressão do concreto.**

A relação entre a capacidade resistente da conexão e a resistência à compressão do concreto é apresentada na Figura 5.8. Esta relação se aproxima a uma curva quadrática, bem similar em forma ao gráfico da Figura 2.9, do estudo realizado por Leonhardt *et al.* (1987).

A resistência do concreto influencia a capacidade resistente da conexão de forma que, considerando a capacidade resistente dos ensaios com concreto de 25 MPa e 45 MPa, tem-se

um aumento de 25,7% da capacidade para um aumento de 20 MPa na resistência do concreto, cerca 1,3% / MPa.

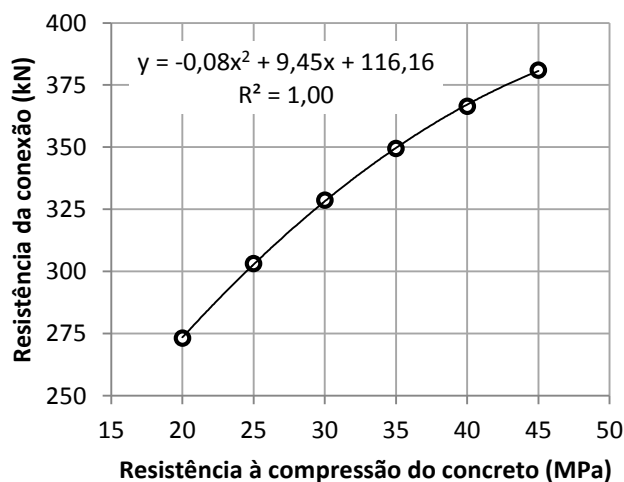
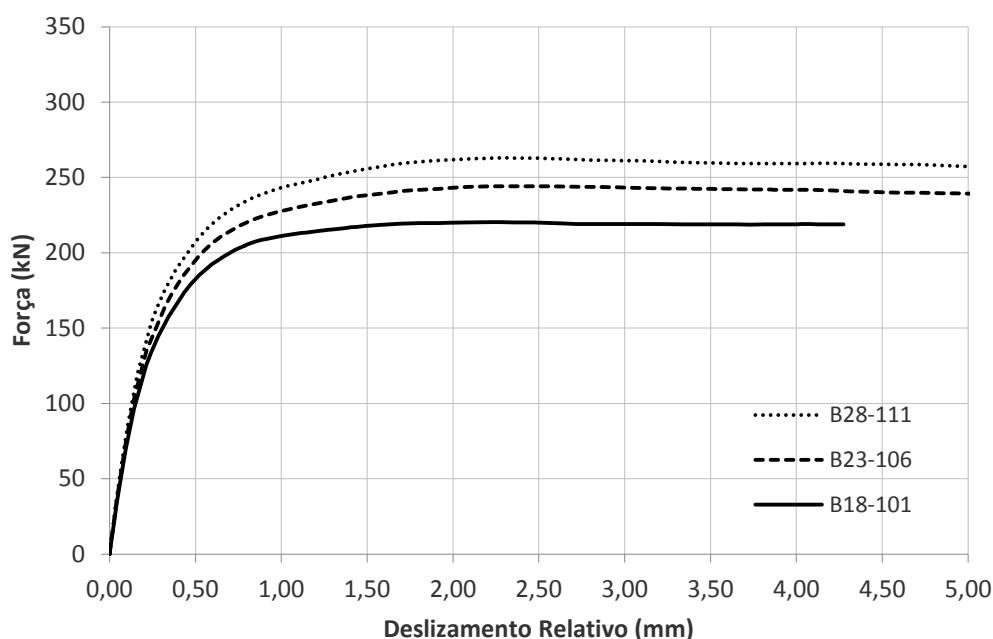


Figura 5.8 – Resistência do conector × resistência à compressão do concreto.

## 5.5 Influência da rigidez do dente do conector

Já foi visto que parâmetros como a área de cisalhamento dos pinos, a armadura transversal e a resistência à compressão do concreto influenciam a capacidade resistente da laje. Porém, são parâmetros relacionados com a parte da laje, com exceção da área dos pinos que tem relação com a geometria do conector. O estudo da rigidez do conector ajuda a compreender a função do conector no comportamento da conexão.

A partir da sobreposição das curvas força-deslizamento dos modelos com a largura da base do dente do conector reduzida e com área da abertura do conector constante em todos os modelos (ACON), conforme a Figura 5.9, pode-se observar claramente que os dentes com bases menores apresentaram resistências menores.



**Figura 5.9 - Curvas força  $\times$  deslocamento relativo dos conectores com variação de rigidez, com área das aberturas do conector constante.**

Na Tabela 5.4 são apresentadas as comparações entre os modelos com conectores com variação na base de seus dentes. Nota-se que os modelos B23-106 e B28-111 apresentaram resistências 10,8% e 19,3%, respectivamente, maiores que a do modelo B18-101. Em termos de resistência por comprimento linear de conector esses ganhos são menores, sendo 4,3% e 6,1% superiores, respectivamente. Em ambos os casos, fica evidente que a redução da base do dente implicou em uma redução da resistência do conector.

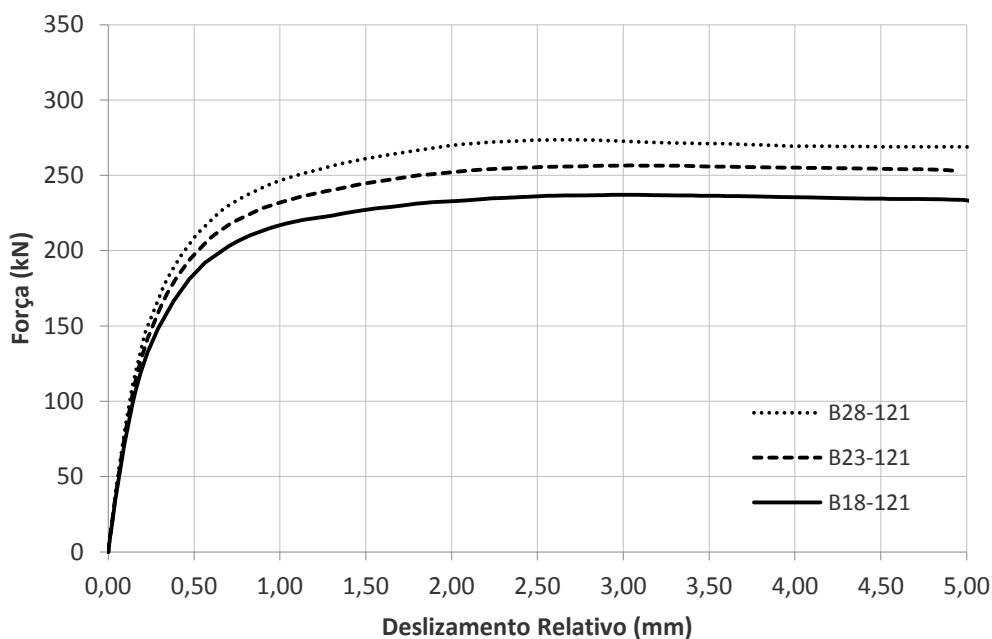
**Tabela 5.4 - Comparação das resistências dos modelos com variação da rigidez, com área das aberturas do conector constante.**

modelo	$P_{\max}$ (kN)	$L$ (m)	$P_{\max}/L$ (kN/m)	(1)	(2)
B18-101	220,3	0,322	685,1	1,000	1,000
B23-106	244,2	0,342	714,8	1,108	1,043
B28-111	263,0	0,362	727,2	1,193	1,061

(1) Quociente entre as cargas máximas do modelo referido e o modelo B18-101;

(2) Quociente entre as cargas máximas, por metro, do modelo referido e o modelo B18-101;

Os ensaios com os modelos com redução da base do dente, com a mesma distância entre as aberturas do conector e áreas dessas aberturas variando de modelo para modelo (AVAR), apresentaram resultados que corroboram os anteriores, conforme apresentado na Figura 5.10.



**Figura 5.10 - Curvas força  $\times$  deslizamento relativo dos conectores com variação de rigidez, com a distância entre as aberturas do conector constante.**

As comparações entre as resistências dos modelos são apresentadas na Tabela 5.5. Observa-se que as resistências dos modelos B23-121 e B28-121 são superiores à do modelo B18-121 em 8,2% e 15,4%, respectivamente. Analisando a resistência por comprimento, nota-se ganhos desses modelos de 6,8 e 12,5%, respectivamente. Assim, as duas classes de modelos evidenciam a influência da rigidez do dente do conector na resistência da conexão.

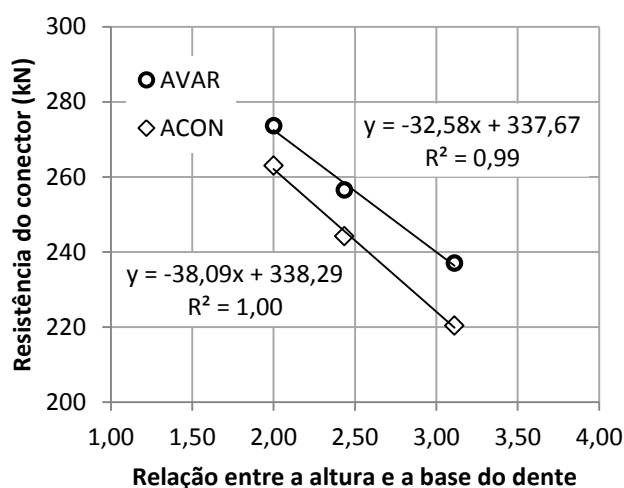
**Tabela 5.5 - Comparação das resistências dos modelos com variação da rigidez, com a distância entre as aberturas do conector constante.**

modelo	$P_{\max}$ (kN)	$L$ (m)	$P_{\max}/L$ (kN/m)	(1)	(2)
B18-121	237,0	0,382	621,1	1,000	1,000
B23-121	256,5	0,387	663,5	1,082	1,068
B28-121	273,6	0,392	698,7	1,154	1,125

(1) Quociente entre as cargas máximas do modelo referido e o modelo B18-101;

(2) Quociente entre as cargas máximas, por metro, do modelo referido e o modelo B18-101;

No gráfico da Figura 5.11, pode-se observar uma relação linear entre a resistência do conector e o quociente entre a altura e a largura da base do dente, para as duas classes de modelos. A diferença entre as duas classes se deve à área da abertura dos conectores, que nos modelos da classe com área da abertura variável (AVAR) são maiores que as dos modelos da classe com área da abertura constante (ACON).



**Figura 5.11 - Resistência do conector × relação entre a altura e a base do conector da série rigidez.**

A resistência da conexão depende do confinamento do concreto na laje. A magnitude das tensões de confinamento depende, além da resistência do concreto, das deformações dos dentes do conector, de forma que deformações maiores permitiriam o alívio das tensões de confinamento e reduziriam a resistência da conexão.

## 5.6 Influência da excentricidade do conector

No item 4.6 foram apresentados os resultados dos modelos com conectores de diferentes excentricidades. A partir da sobreposição das curvas de força deslizamentos destes modelos, mostradas na Figura 5.12 e na Figura 5.13, é possível notar o aumento da capacidade resistente do conector com a redução da excentricidade, através do aumento da altura da base.

A Tabela 5.6 apresenta o comparativo da capacidade resistente e da relação (deslizamento relativo)/(*uplift*) dos modelos com diferentes excentricidades, nesta tabela a cota resultante é média da cota resultante dos pinos (considerada no centro da circunferência de referência da abertura) com a cota resultante do dente frontal (considerada metade da altura total do conector). A partir desses valores, observa-se que os modelos XC36, XC48 e XC59 tiveram um ganho de resistência de 11,0%, 19,8% e 24,8%, respectivamente, em relação ao modelo XC25. Em relação à razão do *uplift* pelo deslizamento relativo, a  $0,8 P_{\text{máx}}$ , os modelos XC36, XC48 e XC 59 apresentaram redução nessa relação de 10,4%, 12,1% e 24,9%, respectivamente, em relação ao XC25.

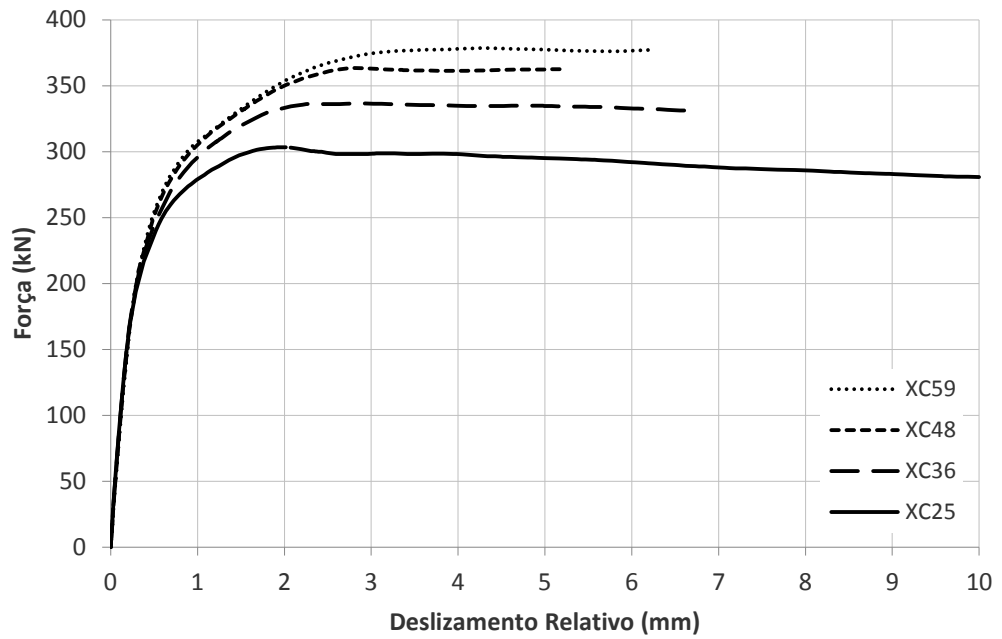


Figura 5.12 - Curvas força  $\times$  deslocamento relativo dos modelos com variação da excentricidade.

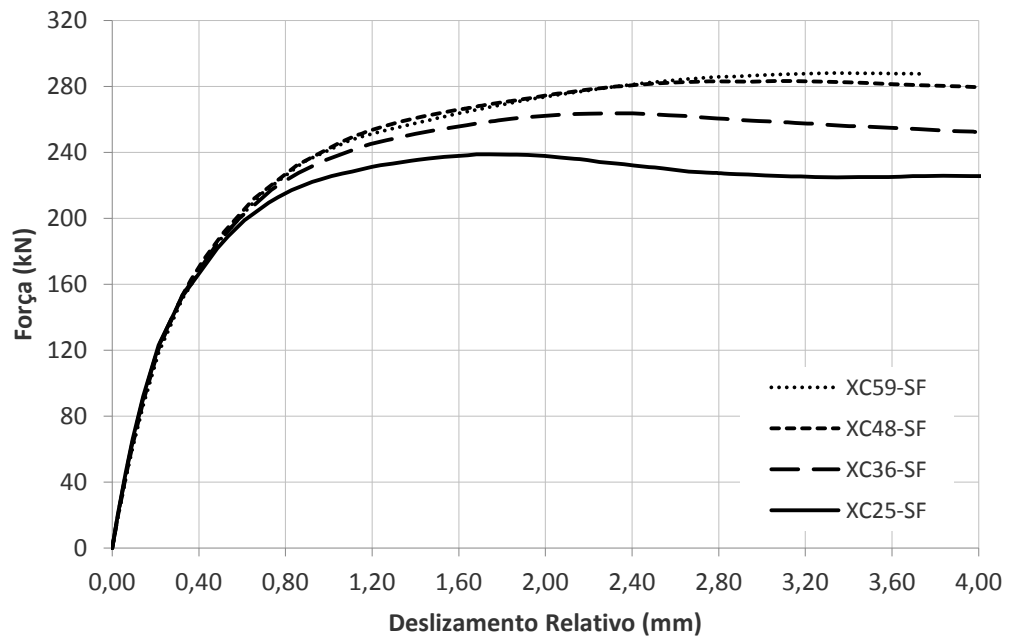


Figura 5.13 - Curvas força  $\times$  deslocamento relativo dos modelos com variação da excentricidade, desconsiderando a resistência frontal do conector.

Tabela 5.6 - Comparação das resistências dos modelos com variação da excentricidade.

modelo	cota da resultante (mm)	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\max}/P_{\max, XC25}$	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)	$(up_{80}/\delta_{80})/(up_{80}/\delta_{80})_{XC25}$
XC25	49,9	303,3	1,000	43,5	1,000
XC36	59,5	336,6	1,110	39,0	0,896
XC48	70,0	363,4	1,198	38,2	0,879
XC59	79,6	378,4	1,248	32,7	0,751

Os resultados dos modelos com conectores de diferentes excentricidades e sem a resistência frontal corroboram os resultados anteriores, conforme pode ser visto na Tabela 5.7. Nesses resultados, pode-se perceber o aumento da capacidade resistente dos modelos XC36-SF, XC48-SF e XC59-SF, em relação ao modelo XC25-SF, de 10,4%, 18,6% e 20,6%, respectivamente. Em termos da relação *uplift*/deslizamento, os respectivos modelos tiveram uma redução dessa razão, em relação ao modelo XC25-SF, de 15,6%, 10,2% e 19,1%, respectivamente.

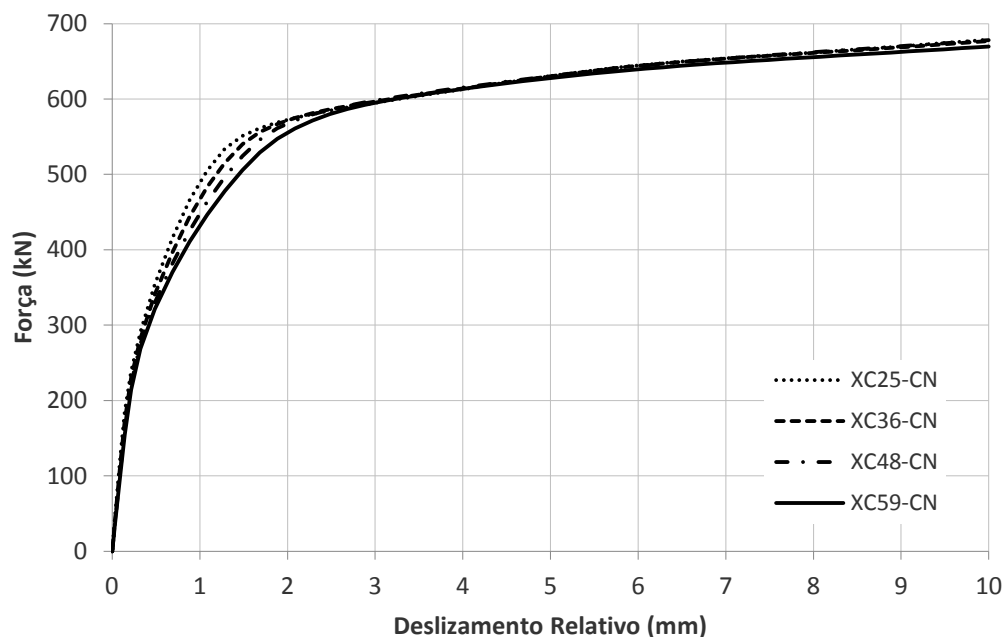
Tabela 5.7 - Comparação das resistências dos modelos com variação da excentricidade, desconsiderando a resistência frontal do conector.

modelo	cota da resultante (mm)	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\max}/P_{\max, XC25-SF}$	$up_{80}/\delta_{80}$ (%)	$(up_{80}/\delta_{80})/(up_{80}/\delta_{80})_{XC25-SF}$
XC25-SF	53,0	238,8	1,000	41,5	1,000
XC36-SF	64,0	263,6	1,104	39,2	0,944
XC48-SF	76,0	283,2	1,186	37,3	0,898
XC59-SF	87,0	288,0	1,206	33,6	0,809

O aumento significativo da resistência com a redução da excentricidade levantou a suspeita que uma parcela desse aumento fosse devido à mudança da geometria do conector. Assim, os ensaios com os conectores isolados demonstrariam a validade dessa hipótese. Na Figura 5.14, é possível ver as curvas força-deslizamento dos conectores com diferentes alturas de base, sobrepostas. A diferença entre essas curvas é mínima, não justificando um aumento de resistência por parte do conector de cisalhamento; pelo contrário, os conectores com maior altura de base apresentaram menor rigidez na faixa de deslizamento entre 1 e 2 mm.

A cota da força resultante do conector é, na prática, difícil de determinar. Isto se deve ao fato de que as tensões no dente do conector variam de intensidade conforme a posição no dente e

também ao estado de deformação do concreto e do conector. Essa dificuldade também ocorre na determinação da cota da força resultante da laje, já que a tensão não é uniformemente distribuída na face inferior da laje do modelo de *push-out*, que se apoia na plataforma de reação.



**Figura 5.14 - Curvas força  $\times$  deslizamento relativo dos conectores com variação da excentricidade, ensaio tipo conector isolado.**

No entanto, isto não impede de estimar estas cotas e compará-las com as resistências dos modelos, conforme o gráfico da Figura 5.15, de forma a compreender a influência deste parâmetro. A partir da análise dessas curvas, pode-se identificar um aumento de resistência conforme se aumenta a cota da resultante, e, possivelmente, uma tendência da curva atingir seu máximo em uma cota entre 85 e 95 mm, para uma laje com espessura total de 150 mm.

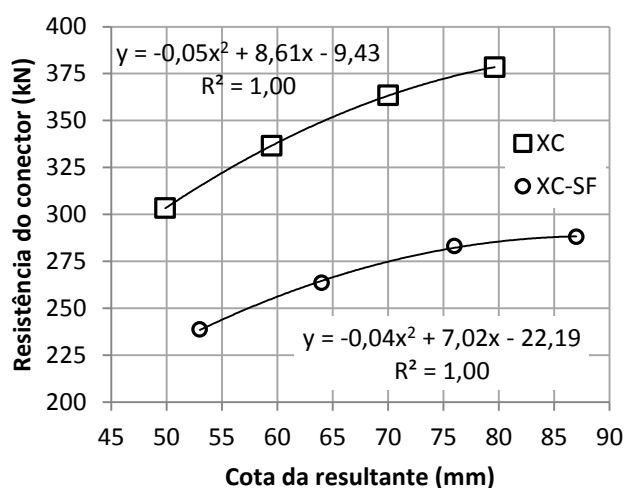


Figura 5.15 - Resistência do conector × cota da força resultante.

## 5.7 Influência da espessura do conector e da capacidade resistente do conector isolado

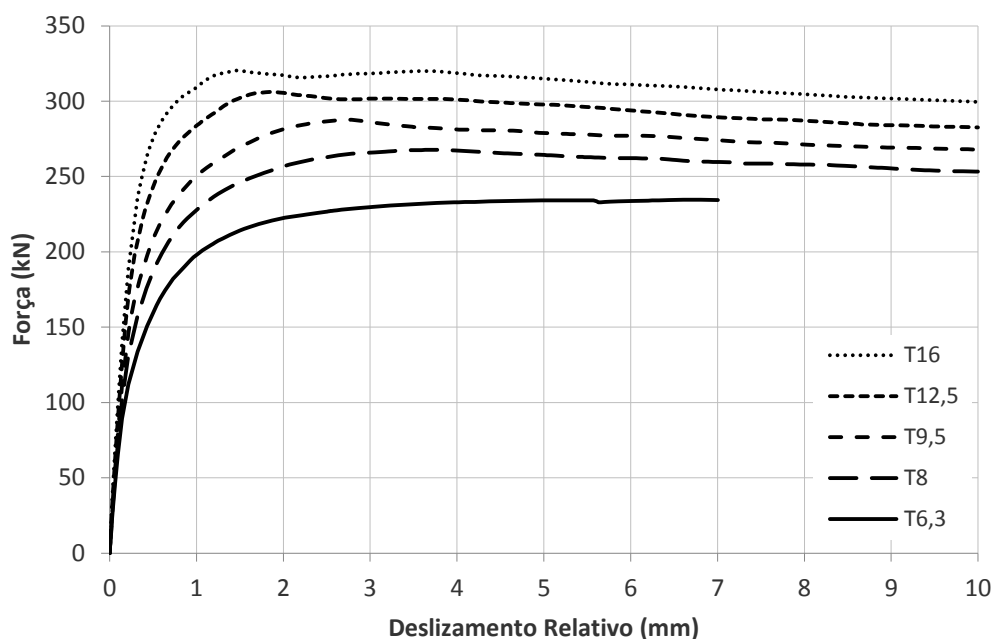
Conforme apresentado anteriormente, para o estudo da influência da espessura de chapa do conector foram utilizados três tipos de modelos diferentes. O primeiro tipo foi um modelo que considerava que o conector e a laje são constituídos de materiais elastoplásticos, representações do aço e do concreto mais próximas da realidade. O segundo tipo considera o aço como um material infinitamente elástico, o que equivale à situação hipotética de um aço com alto valor de resistência ao escoamento em relação à resistência do concreto, ou a situações em que os esforços desenvolvidos no conector não são suficientes para ocasionar deformações plásticas. O terceiro tipo de modelo consiste em um ensaio isolado do conector, em que este possui um comportamento elastoplástico e o concreto é infinitamente elástico, de forma a obter a resposta do conector ao carregamento. Na prática, este último modelo representaria a situação de um concreto com elevada resistência em relação à resistência ao escoamento do aço do conector.

Os três tipos de modelos considerados possibilitam avaliar a influência do conector de cisalhamento e do concreto na resistência da conexão. O modelo do conector isolado representa uma condição extrema, em que o conector leva à falha da conexão pela excessiva deformação plástica, enquanto o concreto trabalha intacto. O modelo com o conector infinitamente elástico permite avaliar outra condição extrema, em que a falha da conexão ocorre exclusivamente pela degradação da resistência do concreto. No terceiro caso, em que ambas as peças, conector e laje, são elastoplásticas, a caracterização da falha da conexão é um

fenômeno complexo devido à ocorrência simultânea de deformação plástica no conector e o confinamento do concreto, sendo esses dois fenômenos interdependentes, e que representa a situação real.

Nos resultados apresentados, cada tipo de modelo é representado por letras após a referência do modelo. As letras EL associam o ensaio ao modelo com o conector infinitamente elástico, as letras CN ao modelo do conector isolado, e a ausência de letras ao modelo com ambos os materiais elastoplásticos.

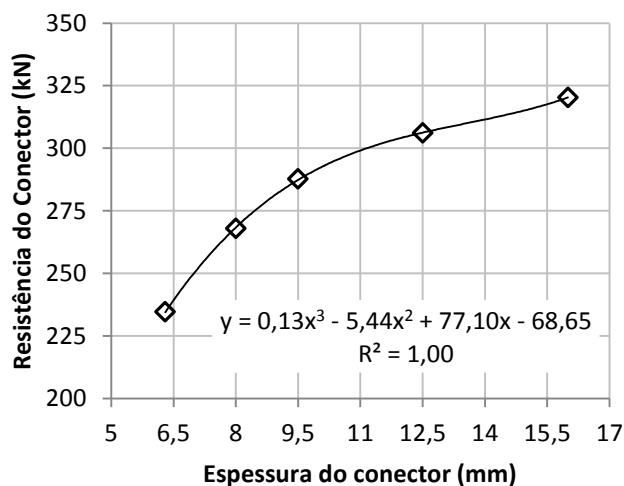
Os ensaios com modelos com conectores CR56b com diferentes espessuras, com ambos os materiais elastoplásticos, apresentaram resultados muito significativos nos aspectos de resistência e de ductilidade do conector. A partir da análise das curvas força-deslizamento sobrepostas (Figura 5.16), observa-se uma clara redução da resistência com a diminuição da espessura do conector.



**Figura 5.16 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da espessura (ensaio *push-out* com conector e laje elastoplásticos).**

A relação da resistência *versus* espessura do conector é apresentada na Figura 5.17. Nesse gráfico, observa-se que quanto menor a espessura menor a resistência. Nota-se também que para espessuras menores que 9,5 mm, a resistência sofre uma redução mais acentuada comparada com a resistência de conectores com espessuras maiores que 9,5 mm. Esses

resultados estão de acordo com a observação realizada por Ushijima *et al.* (2001) em relação à influência da espessura do conector *Perfobond* na resistência da conexão.

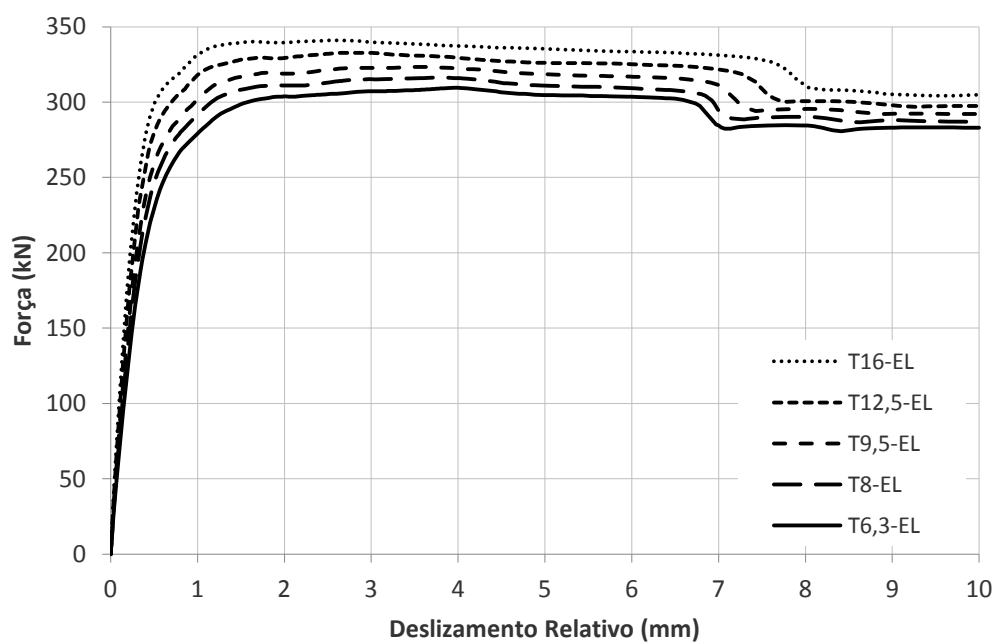


**Figura 5.17 - Resistência do conector × espessura (ensaio *push-out* e conector e laje elastoplásticos).**

A espessura do conector afeta tanto a distribuição das tensões no concreto, e assim as forças transmitidas pela conexão, quanto a rigidez e o comportamento plástico do conector, já que esta afeta as propriedades geométricas da seção do dente do conector. A relação da espessura com a resistência observada nos resultados dos modelos anteriores está associada tanto à geometria do conector quanto às propriedades mecânicas dos materiais. Mas as propriedades mecânicas dos materiais podem variar independentemente da espessura do conector, o que dificulta a compreensão da real influência da espessura.

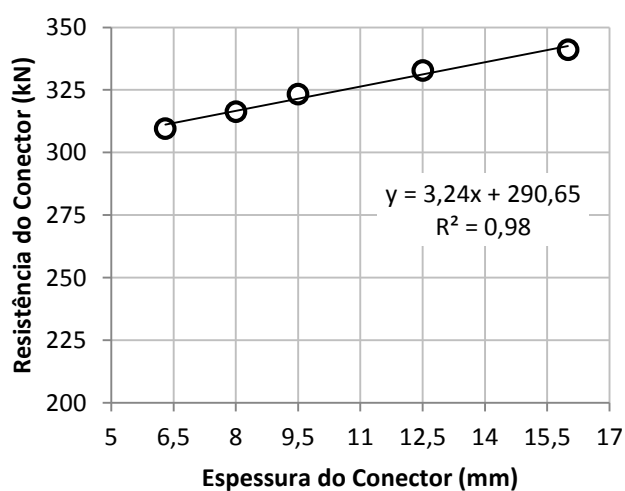
Os resultados dos modelos com conector perfeitamente elástico possibilitam a avaliação da relação da espessura com a resistência, sem a influência da plastificação do conector.

A sobreposição das curvas força-deslizamento dos modelos com diferentes espessuras de chapa, e com o conector perfeitamente elástico, é apresentada na Figura 5.18, onde é possível ver que a resistência é proporcional à espessura.



**Figura 5.18 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da espessura (ensaio *push-out* com conector perfeitamente elástico).**

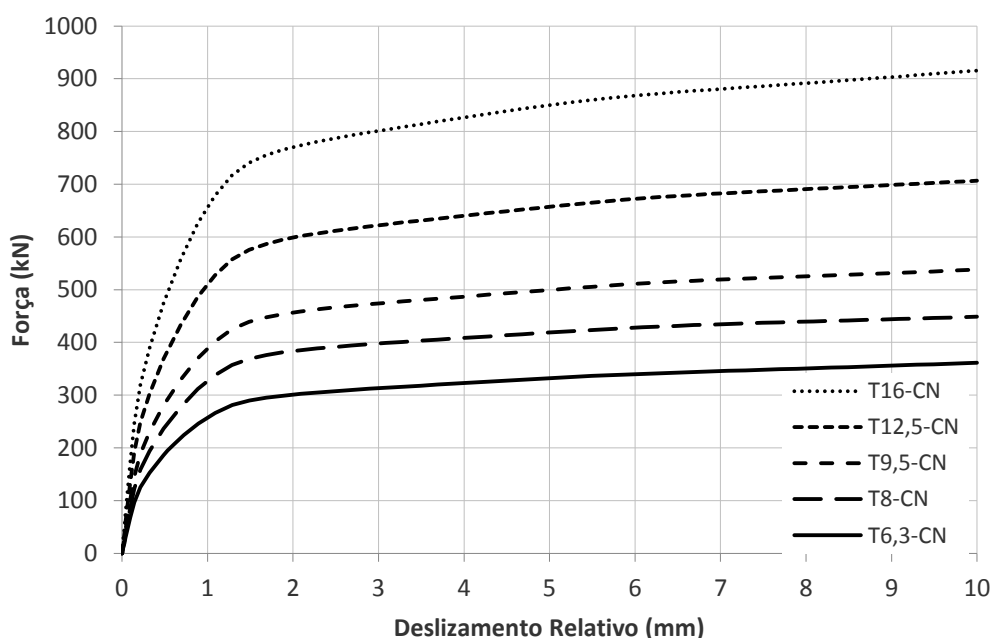
O gráfico da Figura 5.19 relaciona as capacidades resistentes desses modelos com a espessura do conector. Observa-se uma relação aproximadamente linear entre a resistência da conexão e a espessura do conector. Sabe-se que a espessura do conector afeta linearmente a rigidez à flexão do dente. Assim, é razoável atribuir este aumento da resistência ao aumento da rigidez, para estes modelos.



**Figura 5.19 - Resistência do conector em função da espessura dos conectores (ensaio *push-out* com conector perfeitamente elástico).**

A partir da comparação entre as relações apresentadas na Figura 5.17 e na Figura 5.19, pode-se perceber que a diferença entre as resistências desses modelos se deve à principal e única diferença entre eles, qual seja, a consideração da deformação plástica dos conectores.

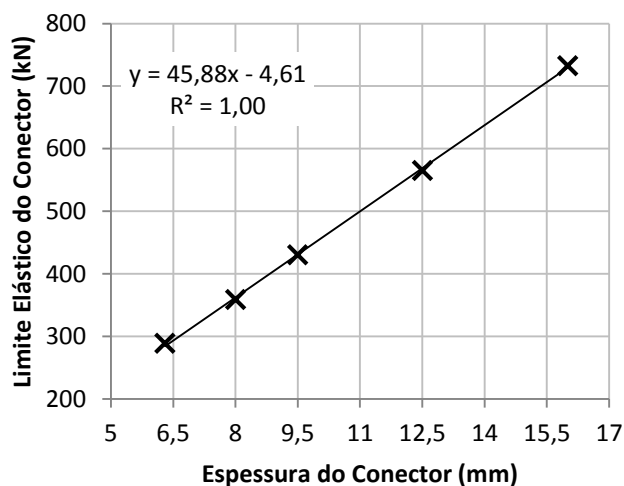
Os resultados dos modelos com conectores isolados com diferentes espessuras permitem analisar como os conectores de cisalhamento com diferentes espessuras se deformam, quando carregados. Na Figura 5.20 é possível ver a sobreposição das curvas força-deslizamento para este caso. Observa-se que os comportamentos dos conectores são similares, porém atingindo cargas maiores quanto maior a espessura.



**Figura 5.20 - Curvas força × deslizamento relativo dos modelos com variação da espessura (ensaio de conector isolado com conector elastoplástico).**

O modelo do conector isolado apresenta uma curva força-deslizamento que está relacionada ao comportamento elastoplástico do conector exclusivamente. Nesta curva, observa-se que o conector trabalha em regime elástico para pequenas deformações e, a partir de certa carga, trabalha em regime plástico. A transição entre o regime elástico e o plástico ocorre de forma uniforme em um longo intervalo, o que dificulta a determinação do limite elástico do conector. Dessa forma, para caracterizar a carga associada ao início do comportamento plástico do conector, denominada nesta seção de limite elástico do conector, admitiu-se o valor de 80% da carga no conector ao final do deslizamento de 10 mm, com base na mudança de curvatura observada nas curvas.

No gráfico da Figura 5.21, é possível ver a relação entre os limites elásticos dos conectores e suas espessuras. A partir do gráfico, nota-se que esta relação é predominantemente linear e que esses limites possuem grande variação conforme a espessura, de 289 kN a 733 kN.



**Figura 5.21 - Limite elástico do conector × espessura do conector (ensaio de conector isolado com conector elastoplástico).**

Na Figura 5.22, é possível ver a sobreposição das curvas dos três tipos de modelos estudados, para cada espessura de conector. Nota-se que as curvas dos modelos com conector perfeitamente elástico apresentam resistências bem próximas, para todas as espessuras, entre 300 kN e 350 kN, pois, para esta situação, é o concreto quem governa a falha. Já as curvas dos modelos com o conector isolado apresentam limites elásticos dos conectores com grandes variações para cada espessura, pois, para esta situação, a espessura do conector tem grande influência na plastificação e, conseqüentemente, na sua resistência última. As curvas dos modelos com o conector e a laje elastoplásticos apresentam resistências inferiores à curva com conector perfeitamente elástico, como era de se esperar. Entretanto, à medida que o limite elástico do conector aumenta, a curva de resistência do modelo com os materiais elastoplásticos se aproxima da curva para o modelo com conector perfeitamente elástico.

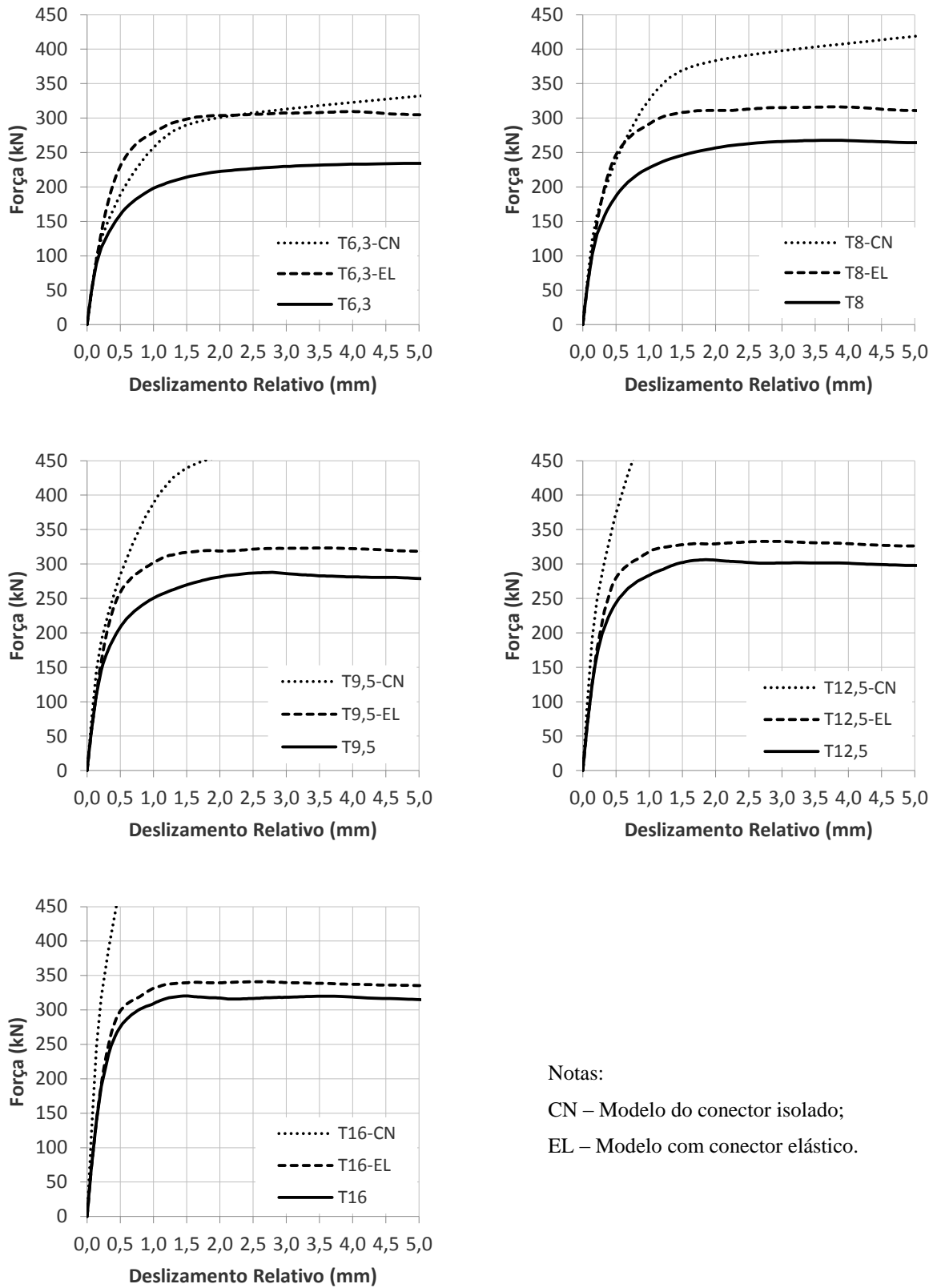
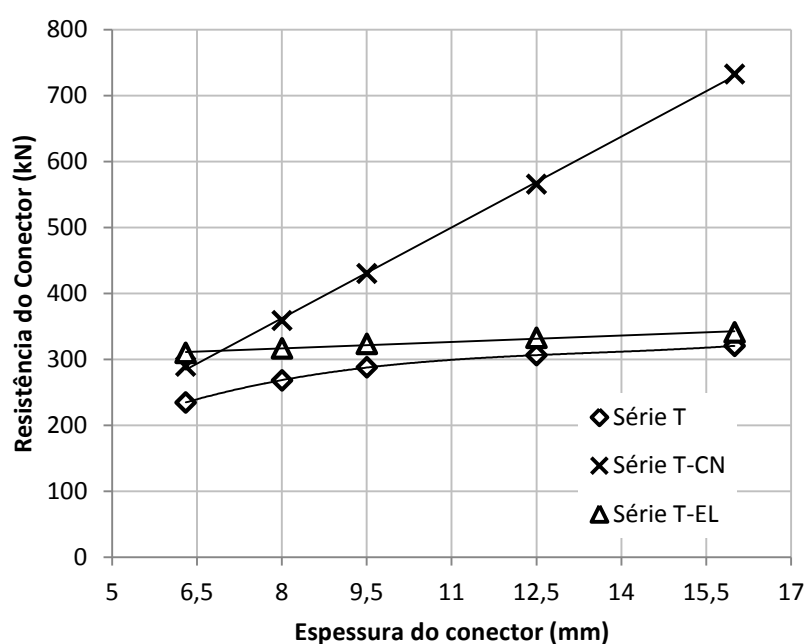


Figura 5.22 - Curvas força × deslizamento relativo dos ensaios realizados para cada espessura.

Na Figura 5.23, é possível ver a relação da resistência, ou limite elástico no caso do modelo do conector isolado, e a espessura para cada tipo de modelo ensaiado. Observa-se que conforme o limite elástico se torna muito maior que a resistência do modelo com conector perfeitamente elástico, há uma tendência da resistência do modelo com conector e laje com comportamentos elastoplásticos se igualar à resistência do modelo com conector perfeitamente elástico. Nota-se que, no caso estudado, conforme o limite elástico do modelo do conector isolado se aproxima da resistência do modelo com conector perfeitamente elástico, a resistência do modelo com materiais elastoplásticos tem redução acentuada.



**Figura 5.23 - Resistência × espessura dos conectores para cada tipo de modelo.**

Os resultados apresentados possibilitam a compreensão de dois aspectos importantes: a influência da espessura da chapa na deformação elástica do conector é pequena, e grande no tocante à deformação plástica.

Conclui-se, portanto, que a influência da espessura da chapa do conector na capacidade da conexão é inversamente proporcional à resistência ao escoamento do aço do conector, ou seja, quanto mais resistente o aço do conector, menor a influência da espessura da chapa.

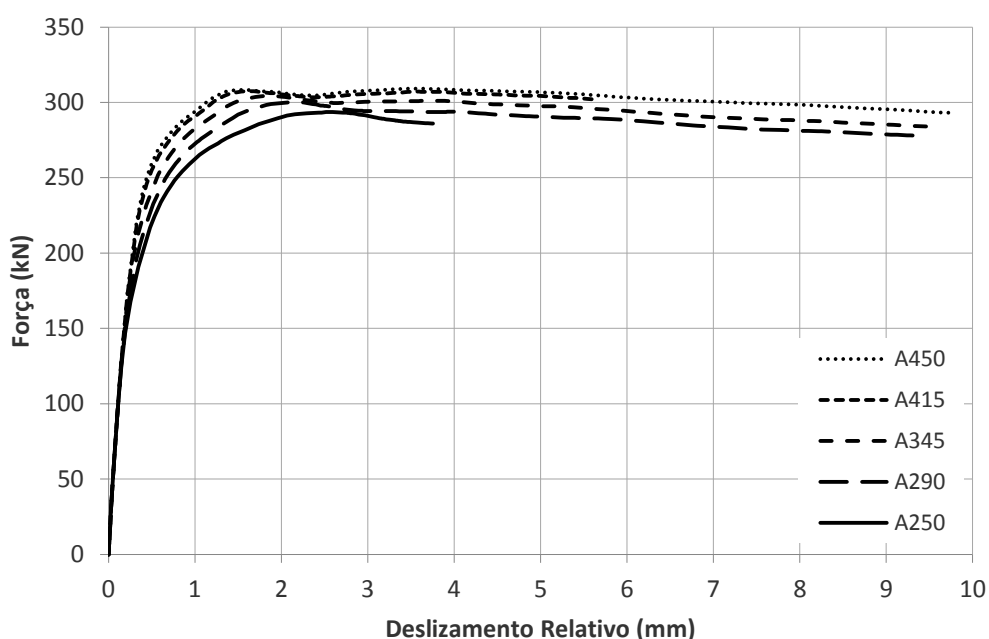
A espessura da chapa do conector determina a rigidez do conector e, esta, por sua vez, tem influência direta sobre o maior ou menor confinamento do concreto na região dos pinos, o que condiciona a capacidade última do sistema.

## 5.8 Influência da resistência ao escoamento do aço do conector

No item anterior, discutiu-se o efeito da deformação plástica do conector na capacidade da conexão. Nos ensaios de modelos com conectores feitos de aços com diferentes resistências ao escoamento é possível avaliar também o efeito das deformações plásticas do conector na resistência da conexão.

A partir da sobreposição das curvas força-deslizamento desses modelos, conforme a Figura 5.24 e a Figura 5.25, pode-se perceber que os modelos apresentam um ligeiro aumento de capacidade resistente com o aumento da resistência ao escoamento do aço.

A relação entre as resistências e as resistências ao escoamento do aço do conector são apresentadas na Figura 5.26, na qual é possível notar uma variação máxima de resistência dos modelos de 5% para o modelo com  $f_c = 25$  MPa e de 14% para o de  $f_c = 45$  MPa.



**Figura 5.24 - Curvas força  $\times$  deslizamento relativo dos modelos com variação da resistência ao escoamento do aço com  $f_c$  de 25 MPa (ensaio *push-out*).**

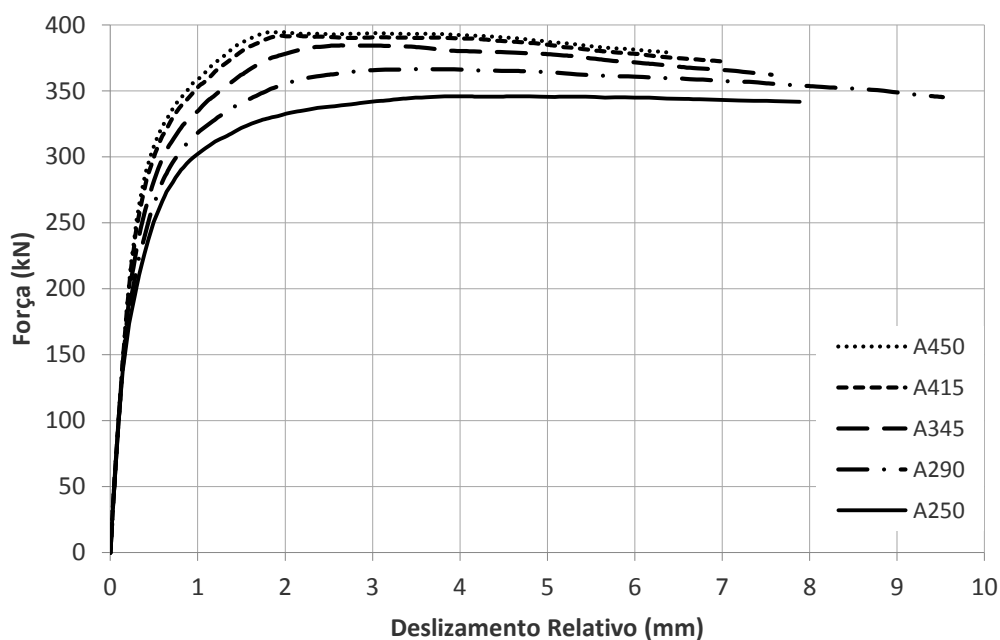


Figura 5.25 - Curvas força  $\times$  deslizamento relativo dos modelos com variação da resistência ao escoamento do aço com  $f_c$  de 45 MPa (ensaio *push-out*).

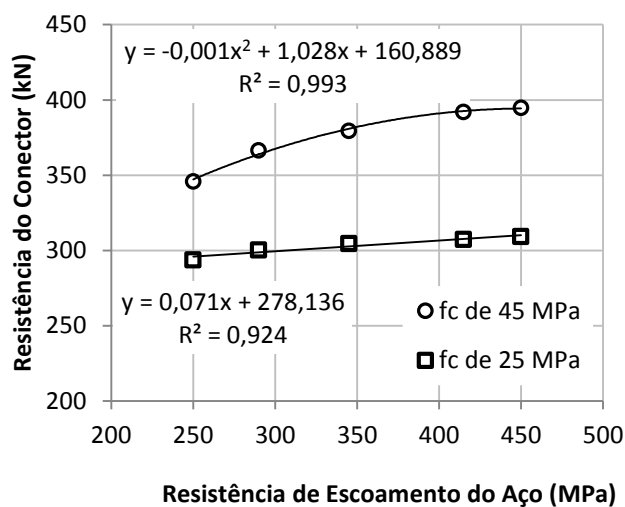
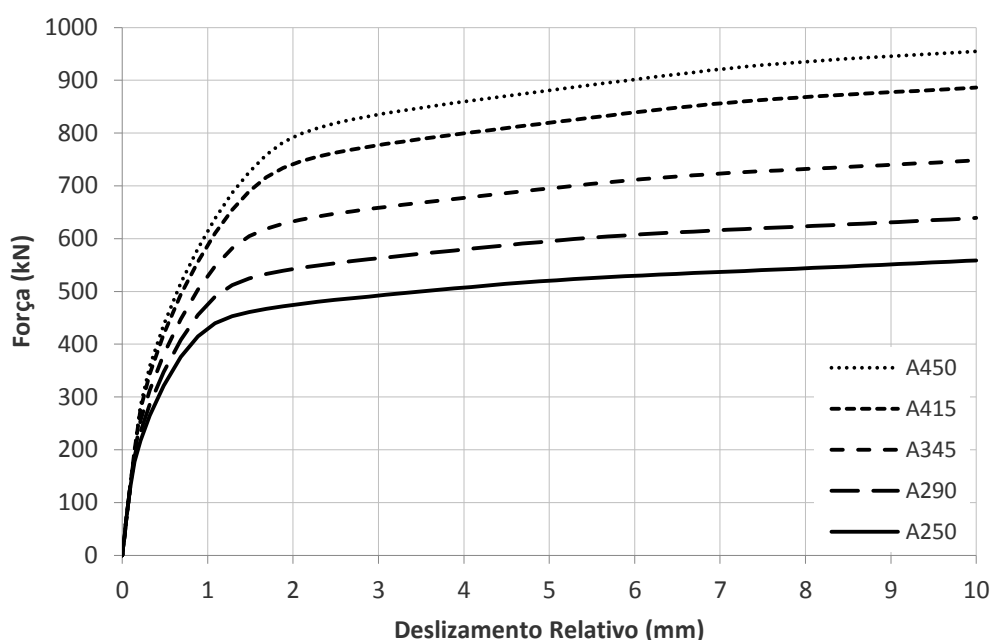


Figura 5.26 - Resistência do conector  $\times$  resistência ao escoamento do aço (ensaio *push-out*).

Para um concreto com  $f_c = 25$  MPa, nota-se, de acordo com a Figura 4.21, que a capacidade da conexão não varia com a resistência ao escoamento do aço do conector, indicando que é a resistência do concreto quem limita a capacidade do sistema. Utilizando um concreto com  $f_c = 45$  MPa, observa-se que a capacidade da conexão varia com a resistência ao escoamento do aço do conector. Estes resultados indicam que: (a) para concretos de resistência mais baixa, na faixa de 25 MPa, pode-se fabricar os conectores com um aço com resistência ao escoamento mais baixa, na faixa dos 250 MPa; (b) para concretos com resistência à

compressão superior, na faixa de 45 MPa, pode-se obter algum acréscimo de capacidade global da conexão elevando a resistência ao escoamento do aço para 345 MPa. Porém, fica evidente, pelos resultados obtidos, que utilizar aços de alta resistência no conector (com  $345 \text{ MPa} \leq f_y \leq 450 \text{ MPa}$ ), mesmo com concretos de resistência à compressão mais elevada não conduz a acréscimos na capacidade global da conexão.

Na Figura 5.27, é possível ver a sobreposição das curvas força-deslizamento dos modelos que simulam o ensaio com conector isolado, com aços de diferentes resistências ao escoamento. Evidentemente, constata-se um ganho de resistência da conexão proporcional à resistência do aço do conector, uma vez que neste caso não se considera a contribuição do concreto.



**Figura 5.27 - Curvas força × deslocamento relativo dos conectores com variação da resistência ao escoamento do aço (ensaio com o conector isolado).**

Na Figura 5.28, é apresentada a relação entre a resistência ao escoamento do aço e o limite elástico do conector. Observa-se que a relação é perfeitamente linear.

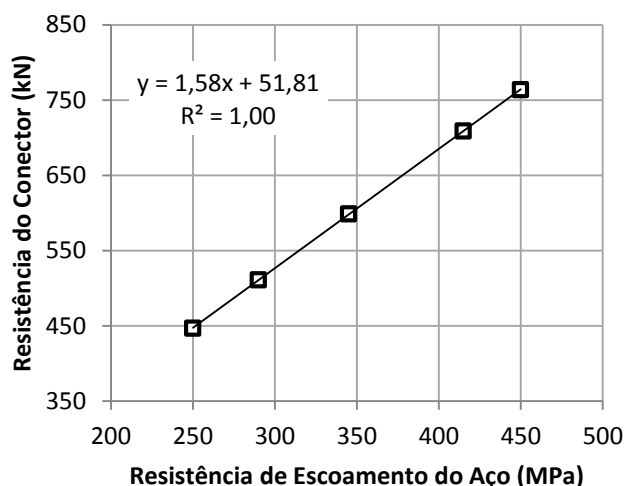


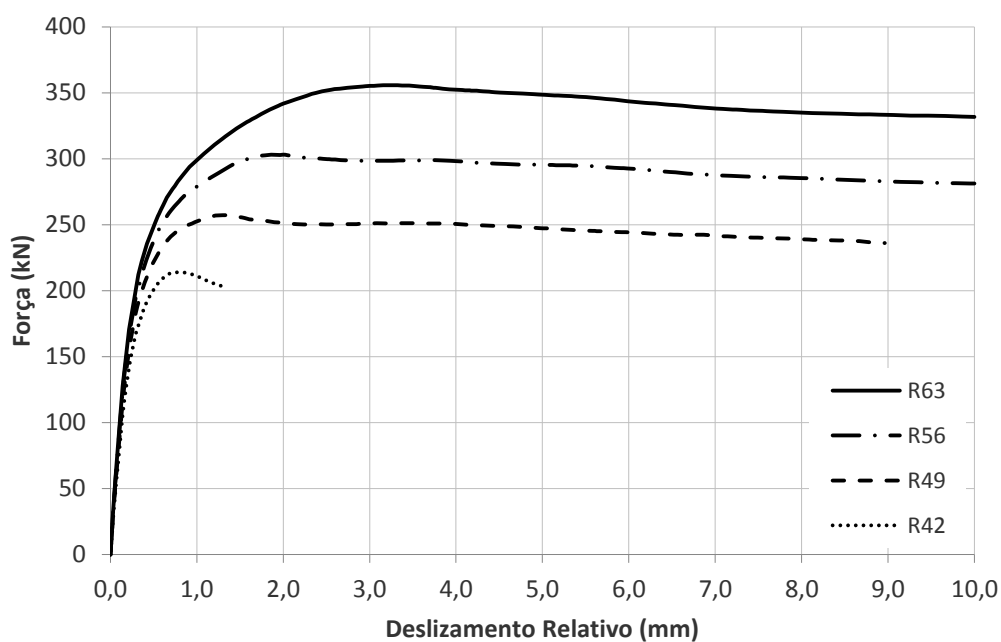
Figura 5.28 - Resistência do conector × resistência ao escoamento do aço (ensaio com o conector isolado).

## 5.9 Influência do diâmetro da abertura do conector

Os resultados obtidos dos modelos em que se variou o diâmetro de referência do conector evidenciaram um significativo incremento de resistência com o aumento do diâmetro da abertura, conforme Veríssimo (2007) comprovou em seus experimentos.

A sobreposição das curvas força-deslizamento da primeira bateria de ensaios com diâmetro variável é apresentada na Figura 5.29, na qual se pode observar uma clara diferença entre as resistências dos conectores com diferentes diâmetros. A partir da Tabela 5.8, é possível perceber que a resistência e a resistência por furo<sup>2</sup> dos modelos R42 e R49 são, em relação à resistência do modelo R56, 29,4% e 15,1% menores, respectivamente, enquanto a resistência do modelo R63 é 17,4% maior. Como o diâmetro da abertura afeta o comprimento do conector, analisa-se a resistência por comprimento linear do conector. Neste caso, as resistências dos modelos R42 e R49, em relação à do modelo R56, são 6,5% e 3,3% menores, respectivamente, e a do modelo R63 é 4,7% maior.

<sup>2</sup> Considera-se no cálculo da resistência por furo, a resistência do conector dividida pelo número de furos do conector ( $n$ ) acrescido de um, de forma a computar o efeito do dente frontal.



**Figura 5.29 - Curvas força  $\times$  deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (primeira bateria).**

**Tabela 5.8 - Comparação das resistências dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (primeira bateria).**

modelo	$P_{\max}$ (kN)	$L$ (m)	$n+1$	$P_{\max}/L$ (kN/m)	$P_{\max}/(n+1)$ (kN/ furo)	(1)	(2)	(3)
R42	214,0	0,310	4	691,1	53,5	0,706	0,935	0,706
R49	257,2	0,360	4	715,0	64,3	0,849	0,967	0,849
R56	303,0	0,410	4	739,5	75,7	1,000	1,000	1,000
R63	355,8	0,460	4	773,9	88,9	1,174	1,047	1,174

- (1) Quociente entre as cargas máximas do modelo referido e o modelo R56;  
 (2) Quociente entre as cargas máximas, por metro, do modelo referido e o modelo R56;  
 (3) Quociente entre as cargas máximas, por furo, do modelo referido e o modelo R56;

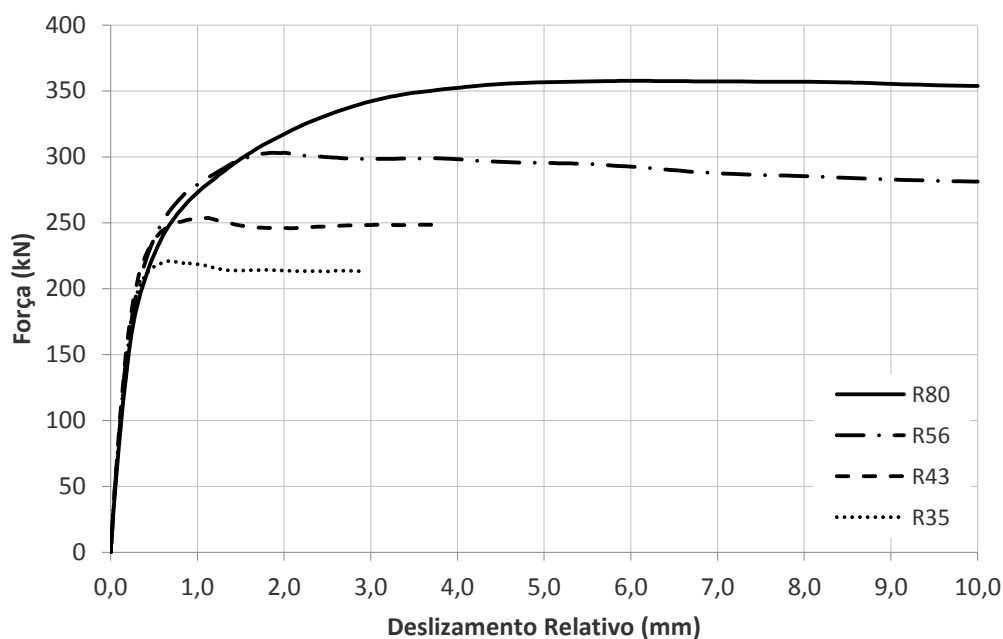
Na segunda bateria, foram obtidos resultados similares, conforme se pode verificar pelos valores das resistências apresentados na Tabela 5.9 e na sobreposição de curvas apresentada na Figura 5.30.

**Tabela 5.9 - Comparação das resistências dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (segunda bateria).**

modelo	$P_{\max}$ (kN)	$L$ (m)	$n+1$	$P_{\max}/L$ (kN/m)	$P_{\max}/(n+1)$ (kN/furo)	(1)	(2)	(3)
R35	221,0	0,409	6	539,8	36,8	0,729	0,730	0,486
R43	253,5	0,410	5	619,1	50,7	0,837	0,837	0,669
R56	303,0	0,410	4	739,5	75,7	1,000	1,000	1,000
R80	357,6	0,410	3	872,9	119,2	1,180	1,180	1,574

- (1) Quociente entre as cargas máximas do modelo referido e o modelo R56;  
 (2) Quociente entre as cargas máximas, por metro, do modelo referido e o modelo R56;  
 (3) Quociente entre as cargas máximas, por furo, do modelo referido e o modelo R56;

Na Figura 5.31, é possível ver o gráfico comparativo entre resistência do conector por comprimento linear e o diâmetro da abertura (Figura 5.31a), e o gráfico da resistência do conector por furo *versus* diâmetro da abertura (Figura 5.31b), respectivamente. No primeiro, torna-se evidente que há diferenças entre as relações  $P_{\max}/L$  dos conectores das duas baterias, para diâmetros próximos, como os modelos R42 e R43, o que significa que a resistência por comprimento não é um bom parâmetro para avaliar a influência do diâmetro da abertura na capacidade do conector.



**Figura 5.30 - Curvas força × deslocamento relativo dos conectores variação do diâmetro da abertura do conector (segunda bateria).**

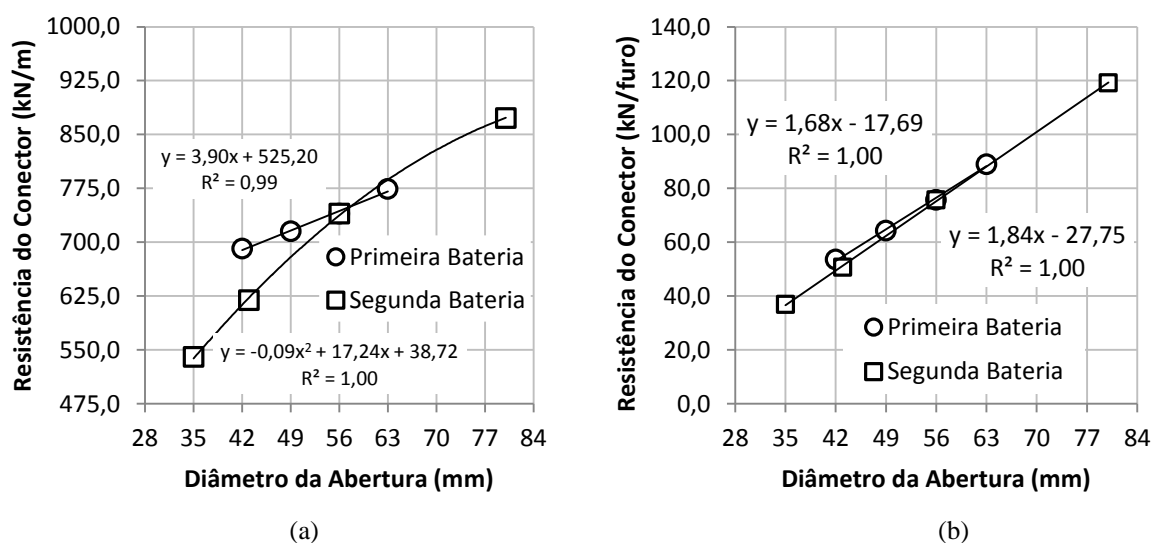


Figura 5.31 - Resistência do conector por comprimento linear  $\times$  diâmetro da abertura (a); Resistência do conector por furo  $\times$  diâmetro da abertura (b).

No gráfico da Figura 5.31b, é possível perceber que a relação entre a resistência por furo e o diâmetro da abertura das duas baterias é praticamente a mesma. A resistência do conector por furo é diretamente proporcional ao diâmetro da abertura, conforme a equação do gráfico. O ganho de resistência do conector com o aumento do diâmetro das aberturas está associado ao fato do aumento do diâmetro reduzir a excentricidade do conector e aumentar a área de cisalhamento dos pinos de concreto, parâmetros que influenciam consideravelmente na capacidade resistente da conexão.

Outra característica desta série foi a ductilidade dos modelos. As curvas  $P/P_{\max}$  versus deslizamento relativo dos modelos são apresentadas na Figura 5.32 e na Figura 5.33. Nestas curvas é possível notar que os conectores com aberturas de maior diâmetro apresentam o máximo de sua capacidade em deslizamentos maiores e sua ductilidade é maior que a dos conectores de menor diâmetro.

Neste caso, observou-se um aumento na capacidade resistente da conexão, em virtude do aumento da área de cisalhamento dos pinos, e redução da rigidez do conector, apesar da relação entre a altura e a base do dente ser constante.

A relação entre a espessura e o diâmetro afeta a rigidez do conector. Quanto menor essa relação, menor a rigidez do conector, observando-se maiores deformações e maior ductilidade.

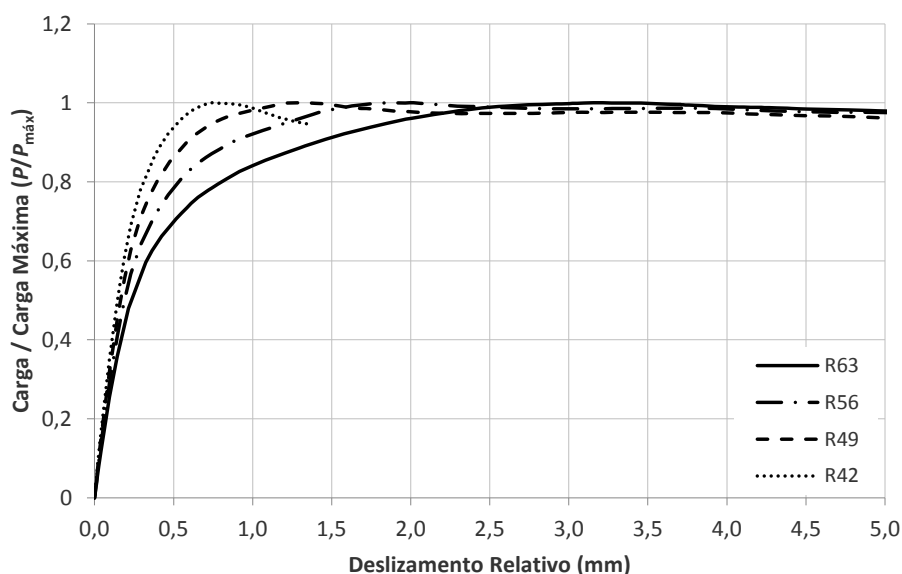


Figura 5.32 - Curvas carga por carga máxima  $\times$  deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (primeira bateria: número de furos constante).

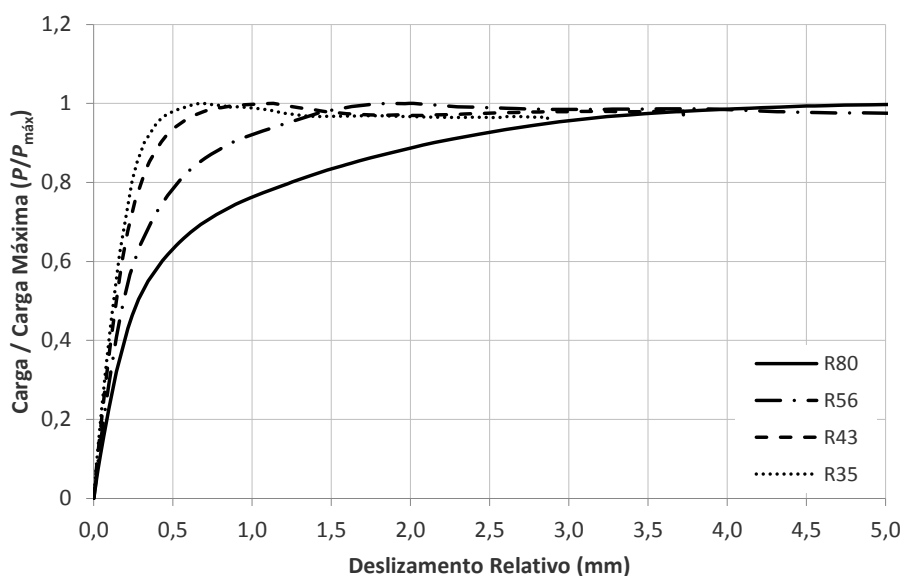
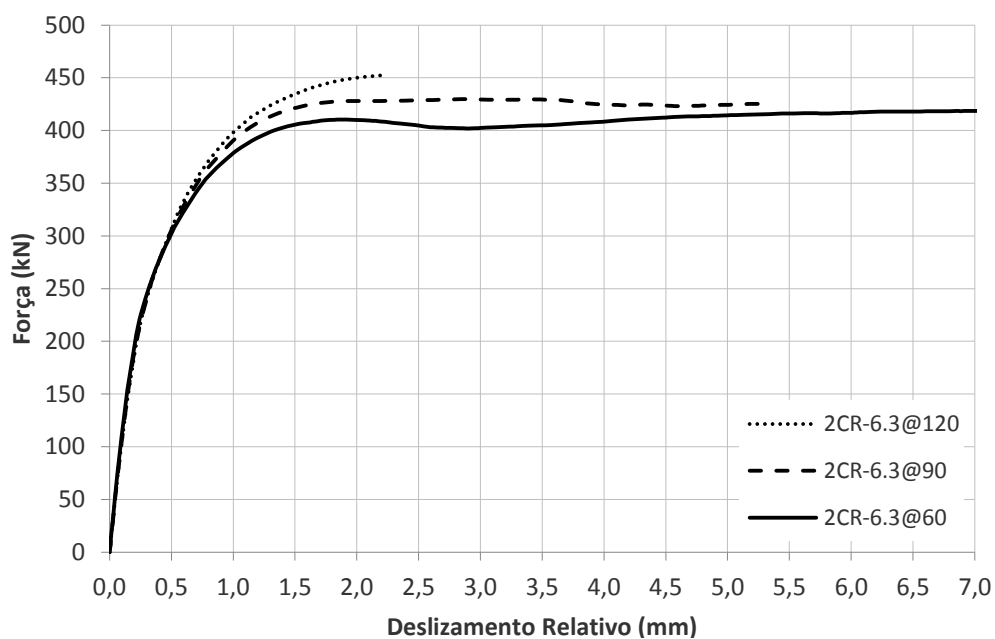


Figura 5.33 - Curvas carga por carga máxima  $\times$  deslizamento relativo dos modelos com variação do diâmetro da abertura do conector (segunda bateria: conector com comprimento constante).

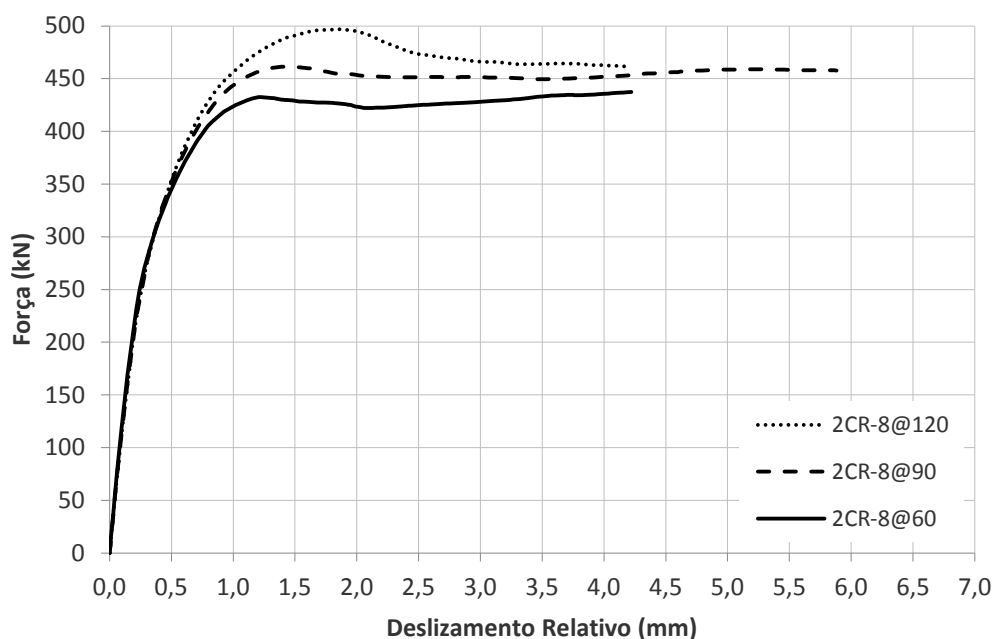
## 5.10 Influência do espaçamento de conectores paralelos

Na Figura 5.34a são apresentadas as curvas força-deslizamento para os modelos com conectores paralelos de espessura 6,3 mm e na Figura 5.34b as curvas para conectores paralelos de espessura 8,0 mm. Nessas figuras, é possível notar que a distância entre os conectores tem influência na capacidade da conexão.

Na Figura 5.35, pode-se visualizar um gráfico mostrando a relação da resistência da conexão com a distância entre os conectores. Nota-se que a relação do espaçamento com a resistência pode ser descrita de forma satisfatória por uma equação linear, em que o afastamento tem significativa influência na resistência.



(a)



(b)

Figura 5.34 - Curvas força  $\times$  deslizamento relativo dos modelos conectores paralelos com espessura de chapa de: (a) 6,3 mm; (b) 8,0 mm.

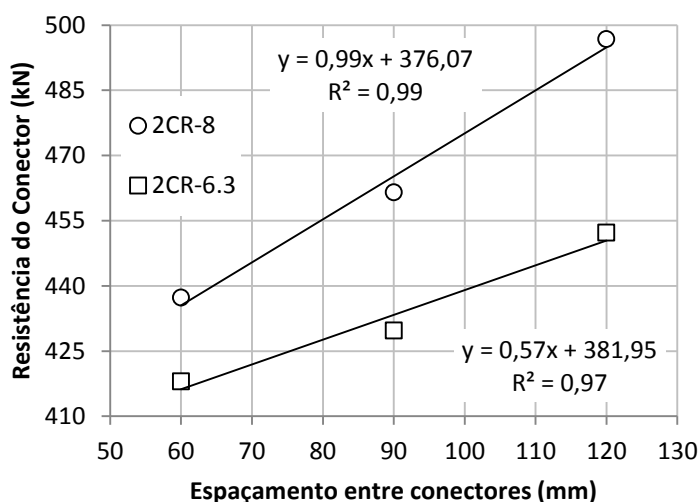


Figura 5.35 - Resistência dos conectores paralelos × espaçamento entre conectores.

Na Tabela 5.10 é apresentada uma comparação entre dois conectores paralelos de 6,3 mm com o conector único de 12,5 mm, sendo este aproximadamente equivalente a dois conectores de 6,3 mm. A partir desta comparação, pôde-se observar que os modelos 2CR-6,3@60, 2CR-6,3@90 e 2CR-6,3@120 têm, respectivamente, 36,9%, 40,4% e 47,7% mais capacidade resistente que o modelo T12,5. Observa-se, claramente, que a adição de mais dois planos de corte, quando se tem dois conectores em paralelo, implica num ganho de resistência superior à de um conector apenas com o dobro da espessura da chapa. O conector em paralelo apresenta resistência maior em relação a um conector único para a mesma quantidade de material.

Tabela 5.10 - Comparação das resistências dos modelos com conectores paralelos, chapa com espessura de 6,3 mm.

modelo	espessura da chapa (mm)	espaçamento dos conectores (mm)	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\max}/P_{\max, T12,5}$
T12,5	12,5	0	306,1	1,000
2CR-6,3@60	6,3	60	418,9	1,369
2CR-6,3@90	6,3	90	429,7	1,404
2CR-6,3@120	6,3	120	452,2	1,477

Na Tabela 5.11, apresenta-se a comparação entre dois conectores paralelos de 8 mm com o conector único de 16 mm, sendo este equivalente a dois conectores de 8 mm. Desta comparação, observou-se que as resistências dos modelos 2CR-8@60, 2CR-8@90 e 2CR-8@120 foram 36,5%, 44,1% e 55,1%, respectivamente, superiores à capacidade

resistente do modelo T16. Esses resultados corroboram as conclusões apresentadas anteriormente.

**Tabela 5.11 - Comparação das resistências dos modelos com conectores paralelos, chapa com espessura de 8,0 mm.**

<b>modelo</b>	<b>espessura da chapa (mm)</b>	<b>espaçamento dos conectores (mm)</b>	<b><math>P_{\max}</math> (kN)</b>	<b><math>P_{\max}/P_{\max,T16}</math></b>
T16	16,0	0	320,3	1,000
2CR-8@60	8,0	60	437,3	1,365
2CR-8@90	8,0	90	461,5	1,441
2CR-8@120	8,0	120	496,7	1,551

Na Tabela 5.12, são apresentadas as relações entre a resistência por conector, dos modelos com conectores paralelos em relação a um modelo com um conector único de mesma espessura. Observa-se que, conforme há um aumento do espaçamento, a relação dessas resistências se aproxima de um, e, aparentemente, quanto maior a espessura do conector maior deve ser o espaçamento para atingir a relação próxima da unidade.

**Tabela 5.12 - Relação da resistência por conector dos modelos de conectores paralelos em relação ao modelo com conector simples.**

<b>espessura de chapa dos modelos (mm)</b>	<b>espaçamento dos conectores (mm)</b>		
	<b>60</b>	<b>90</b>	<b>120</b>
6,3	0,893	0,916	0,964
8	0,817	0,862	0,928

O fato da resistência da conexão melhorar à medida que se aumenta a distância entre os conectores está relacionado à redução do problema de sobreposição dos campos de tensão no concreto, induzidos pelo cisalhamento dos pinos de cada um dos conectores adjacentes (Figura 5.36). Quando o espaçamento entre conectores for suficientemente grande, de forma que a sobreposição de efeitos seja desprezível, a resistência da conexão tende à soma das resistências individuais de cada conector. Na prática, o espaçamento é limitado pela largura da mesa superior do perfil. Admitindo que as larguras de perfis estruturais estejam numa faixa de 100 a 300 mm, seria possível a utilização de conectores paralelos com os espaçamentos ensaiados ou até maiores.

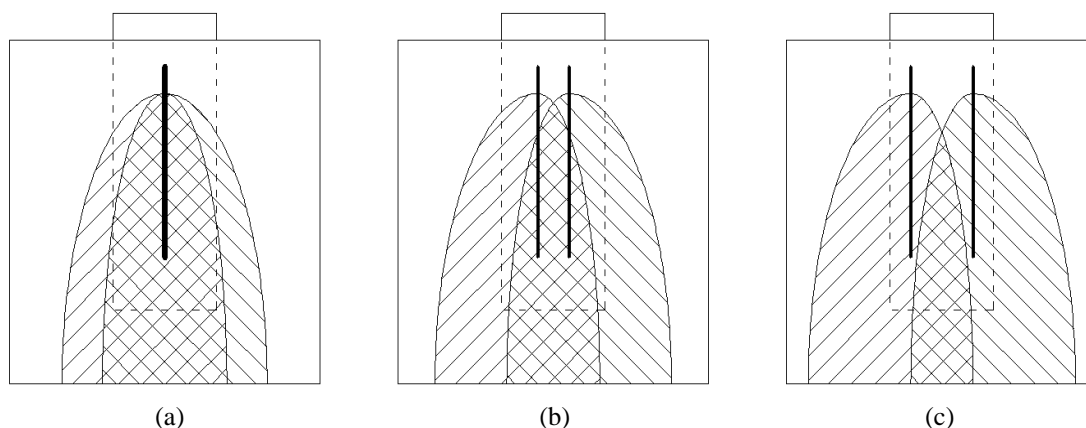


Figura 5.36 - Esquema do efeito de sobreposição de esforços em conectores paralelos com espaçamento de: (a) 0 mm; (b) 60 mm; (c) 120 mm.

## 5.11 Estudo do efeito de pino

Os resultados dos modelos desta série permitiram avaliar a influência das aberturas na resistência do conector, tendo em vista sua posição e o efeito de aberturas em conjunto. Na Tabela 5.13, são apresentadas combinações com a soma das resistências obtidas dos modelos nos quais o efeito de cada pino foi computado isoladamente considerando sua posição. A partir das relações dessas combinações pela resistência do modelo P-1234, no qual todos os pinos trabalham, nota-se que a combinação C1, apresenta 30% mais resistência que o modelo com todos os pinos de concreto. As combinações que consideram os modelos com dois pinos de cisalhamento apresentam somas que são, em média, 26,0% superiores à resistência do modelo P-1234. A combinação C5, com a resistência do modelo com três pinos somada à do modelo com somente dente frontal, possui soma de resistências 15,4% maior que o modelo com o conector com todos os pinos ativados. A partir destes resultados, é possível concluir que a contribuição dos pinos de concreto sofre um decaimento ao longo do comprimento do conector, provavelmente em função do efeito do esforço no concreto, que se deforma à medida que absorve parte do carregamento, reduzindo a resistência total do conector.

Tabela 5.13 – Combinações das resistências dos modelos considerando o efeito dos pinos isolados e a influência da sua posição.

combinação	modelos	Soma das resistências (kN)	Soma / $P_{\max, P-1234}$
C1	P-1+P-2+P-3+P-4	394,1	1,300
C2	P-1+P-23+P-4	377,4	1,245
C3	P-13+P-2+P-4	386,7	1,275
C4	P-12+P-3+P-4	382,2	1,261
C5	P-123+P-4	350,0	1,154

Na Tabela 5.14 são apresentadas as resistências dos modelos por grupos, conforme o número de pinos ativados. Também são apresentadas as relações entre as resistências do modelo e a média do grupo e as relações entre a resistência de cada modelo com resistência do modelo P-1234 que possui todos os pinos ativados. Dentre os resultados apresentados nesta tabela, destaca-se que o efeito da força de compressão frontal na face do conector para o modelo P-4 faz com que sua resistência seja 12,9% maior que a média do grupo, indicando que a força de compressão frontal na face do conector é superior à resistência de um pino isolado.

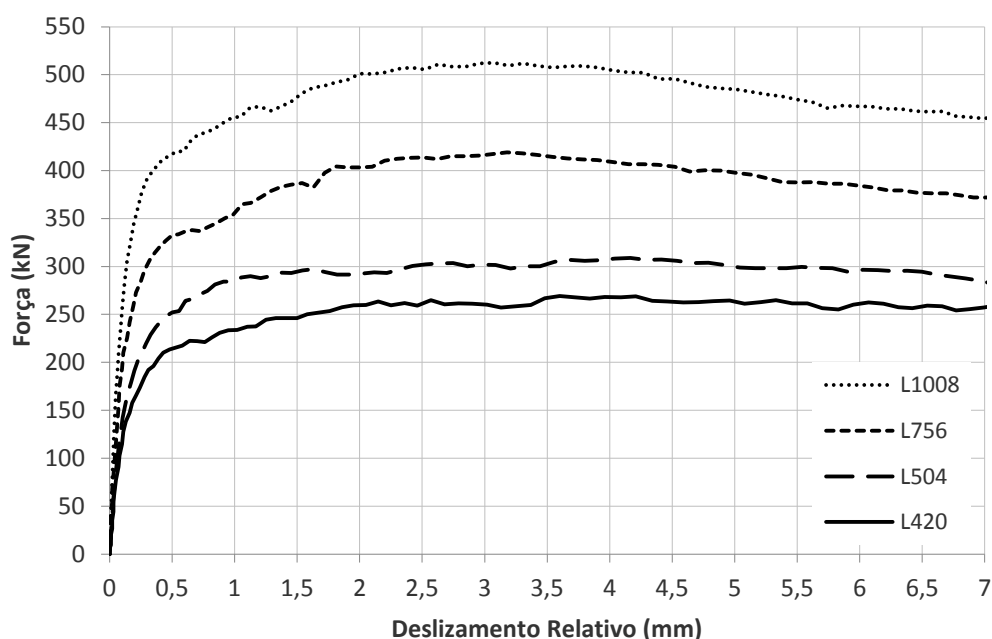
**Tabela 5.14 - Resistências dos modelos considerando o efeito dos pinos isolados e a influência da sua posição.**

grupo	modelo	$P_{\text{máx}}$ (kN)	média do grupo (kN)	$P_{\text{máx}}/\text{média do grupo}$	$P_{\text{máx}} / P_{\text{máx, P-1234}}$
1	P-1	87,8	98,5	0,891	0,290
	P-2	97,2		0,987	0,321
	P-3	97,8		0,993	0,323
	P-4	111,2		1,129	0,367
2	P-12	173,2	176,6	0,981	0,571
	P-13	178,2		1,009	0,588
	P-23	178,4		1,010	0,588
3	P-123	238,8	238,8	1,000	0,788
4	P-1234	303,2	303,2	1,000	1,000

É interessante notar que a resistência obtida com o modelo numérico para o modelo P-4, em que somente existe a resistência frontal do conector, é de 111,2 kN enquanto a resistência medida experimentalmente por Veríssimo (2007) para um conector CR56b sem aberturas, imerso em um concreto com  $f_c \approx 25$  MPa, é da ordem de 178 kN (60% maior). Esta diferença demonstra o efeito da rigidez do conector sobre a capacidade da conexão. No caso do modelo P-4, o conector possui aberturas, o que o torna mais flexível do que o modelo em chapa plana sem aberturas ensaiado por Veríssimo (2007).

## 5.12 Influência do comprimento do conector

Na Figura 5.37 são apresentadas as curvas força-deslizamento obtidas dos modelos *push-out* com conector *Crestbond* tipo CR40 com comprimento variável, descritos no item 4.12. Observa-se que a resistência do conector cresce com seu comprimento e, conseqüentemente, com o aumento do número de aberturas no conector.



**Figura 5.37 - Curvas força×deslizamento relativo dos conectores com variação do comprimento do conector.**

Na Tabela 5.15, comparam-se as resistências dos modelos ( $P_{\max}$ ) em relação ao número de aberturas ( $n$ ) e ao comprimento ( $L$ ).

**Tabela 5.15 - Comparação das resistências dos modelos com variação do comprimento do conector.**

modelo	$P_{\max}$ (kN)	$L$ (cm)	$n$	$P_{\max}/L$ (kN/m)	$P_{\max}/n$ (kN/furo)	(1)	(2)	(3)
L420	269,2	42,0	5	640,9	53,8	1,000	1,000	1,000
L504	309,0	50,4	6	613,2	51,5	1,148	0,957	0,957
L756	419,2	75,6	9	554,4	46,6	1,557	0,865	0,865
L1008	512,4	100,8	12	508,3	42,7	1,904	0,793	0,793

- (1) Quociente entre as cargas máximas do modelo referido e o modelo L420;
- (2) Quociente entre as cargas máximas, por metro, do modelo referido e o modelo L420;
- (3) Quociente entre as cargas máximas, por furo, do modelo referido e o modelo L420.

As resistências dos modelos L504, L756 e L1008 são superiores à resistência do modelo L420 em 14,8%, 55,7% e 90,4%, respectivamente. Porém, quando se analisa os valores de resistência por comprimento ( $P_{\max}/L$ ) ou por furo ( $P_{\max}/n$ ), percebe-se que os valores dos modelos L504, L756 e L1008 são inferiores em relação ao valor do modelo L420. Estes resultados demonstram que à medida que o comprimento do conector aumenta ocorre uma redução da contribuição dos pinos de concreto, que se formam nas aberturas do conector, confirmando os resultados comentados no item 5.11.

Na Figura 5.38 é apresentado um gráfico demonstrando o decaimento da resistência da conexão com o comprimento do conector. Fazendo análises de regressão sobre esses pontos, constata-se que a melhor representação para o decaimento é um modelo cúbico, que apresenta correlação de 100%. Uma função linear explica esse comportamento com  $R^2 = 0,991$ , o que é uma boa aproximação e demonstra que o decaimento é quase linear.

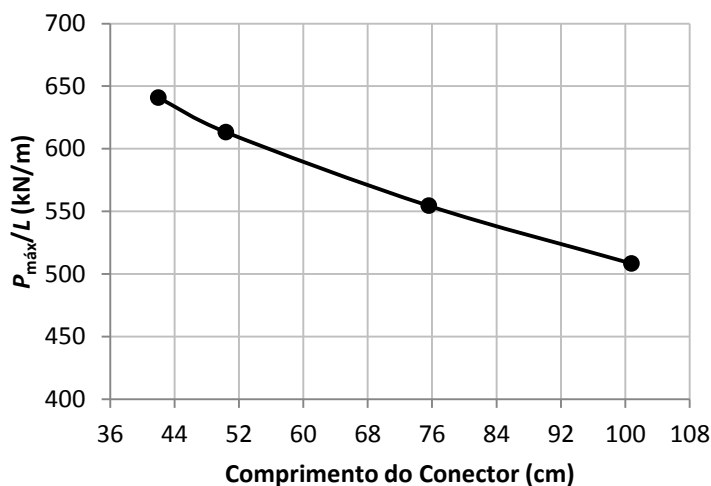


Figura 5.38 – Decaimento da resistência do conector em função do comprimento.

Devido às relações geométricas do conector, existe uma relação direta entre o número de pinos e o comprimento do conector. Assim, é possível expressar o decaimento da resistência com o comprimento por meio da relação  $P_{max}/n$ .

## 5.13 Características do conector *Crestbond* condicionadas pela natureza de carregamento

### 5.13.1 Estruturas sujeitas a carregamento estático

Em estruturas sujeitas a carregamento estático, como estruturas de edifícios, é interessante a aplicação de conectores que possibilitem a redistribuição de esforços ao longo do elemento. Estudos com o conector *Perfobond* demonstraram que sua rigidez é tal que não possibilita a distribuição uniforme de esforços ao longo da viga. Esta característica traz como inconveniente a necessidade de dimensionar o(s) conector(es) conforme a variação do fluxo de cisalhamento ao longo do elemento estrutural, o que coloca o *Perfobond* em desvantagem em relação às outras soluções concorrentes.

Para a aplicação do *Crestbond* em estruturas de edifícios, é desejável que ele apresente flexibilidade suficiente para permitir a mobilização da conexão ao longo de toda a viga. Nas simulações numéricas realizadas pôde-se notar que a flexibilidade do *Crestbond* está associada a diversos parâmetros, quais sejam: espessura da chapa; resistência ao escoamento do aço; diâmetro da abertura e largura da base dos dentes do conector.

Nas simulações numéricas realizadas, pôde-se observar, na maioria dos modelos, que o aço, na região da base do conector, atinge a resistência ao escoamento bem antes do carregamento máximo. Esse fato está relacionado à concentração de tensões na base dos dentes, eventualmente agravada por tensões residuais decorrentes do corte a chama, sendo responsável pela flexibilidade dos dentes conector. Dessa forma, os parâmetros como diâmetro e largura da abertura, bem como a espessura da chapa do conector afetam a rigidez à flexão dos dentes. Portanto, é possível definir esses parâmetros de forma a graduar a rigidez do conector para possibilitar a redistribuição de esforços ao longo do comprimento do elemento estrutural.

Outra característica necessária ao conector para aplicação em estruturas sujeitas a carregamento estático é a ductilidade. O *Crestbond* pode ser classificado como um conector dúctil, de acordo com o critério da norma europeia para estruturas mistas, EN 1994-1-1:2004, tendo em vista o comportamento observado nos ensaios *push-out* realizados até o momento. Ademais, a ductilidade do conector é diretamente influenciada pelo diâmetro das aberturas, como já discutido.

A capacidade resistente da conexão é essencial para a viabilidade da aplicação do conector. No caso do *Crestbond*, os principais parâmetros que afetam sua capacidade são a resistência à compressão do concreto e o tamanho das aberturas no conector, geralmente referido em função do diâmetro de um círculo inscrito nas aberturas trapezoidais. Usualmente, a resistência do concreto é um dado de projeto, e o diâmetro da abertura do conector é limitado superiormente pela espessura da laje, outro dado de projeto. A capacidade resistente da conexão também depende da rigidez do conector. Quanto mais rígido o conector, maior a capacidade da conexão, porém dificulta-se a redistribuição dos esforços na conexão.

De forma geral, para a aplicação do *Crestbond*, o aumento do diâmetro da abertura é benéfico em todos os aspectos, e assim deve ser maximizado. Parâmetros como a resistência do

concreto, a altura da laje e a armadura passante, são dados de projeto definidos previamente, podendo ser dimensionados para que se atinja a capacidade resistente desejada do conector. A espessura e a resistência ao escoamento do aço do conector devem ser adequadas para atingir a capacidade resistente mínima necessária, sem tornar o conector excessivamente rígido. Alternativamente, podem-se utilizar conectores em paralelo para atingir a capacidade resistente desejada com menor consumo de aço.

### **5.13.2 Estruturas sujeitas a carregamento cíclico ou a carregamento dinâmico**

Diferentemente do caso de carregamento estático, típico dos sistemas de piso de edifícios destinados à ocupação humana, há outras situações comuns nas estruturas em que se pode ter carregamento cíclico, como no caso de estacionamentos elevados de veículos, ou carregamento dinâmico, como no caso de pontes e passarelas. Para estas duas situações, dois fatores chamam a atenção: o desempenho à fadiga do conector e a possibilidade de deterioração progressiva do concreto na região de contato com o conector de aço. Em ambos os casos, a rigidez do conector está diretamente relacionada ao desempenho estrutural do sistema misto.

Conforme discutido no item anterior, a rigidez do conector *Crestbond* é afetada pela espessura da chapa, pela resistência ao escoamento do aço e pelo diâmetro da abertura. Assim, é possível elevar a rigidez aumentando os dois primeiros parâmetros, ao passo que reduzir o diâmetro da abertura, embora contribua para o aumento da rigidez, implica na redução da capacidade resistente do conector.

À época em que este trabalho foi concluído, ainda não haviam estudos disponíveis sobre o desempenho da conexão com *Crestbond* em situação de carregamentos cíclicos ou dinâmicos.

## **5.14 Expressões para o cálculo da capacidade última do conector**

A partir dos resultados numéricos obtidos das simulações realizadas neste trabalho, elaborou-se um modelo semiempírico que permite estimar com precisão a capacidade resistente (carga máxima,  $P_{m\acute{a}x}$ ) de conectores tipo *Crestbond*. A expressão proposta (Eq. 5.1) foi elaborada a partir dos resultados obtidos do estudo paramétrico, em associação com os conceitos físicos relacionados ao mecanismo resistente do conector, e foi ajustada levando em consideração os

resultados numéricos deste estudo e os resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007).

$$q_u = \gamma q_{el} = \gamma 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad \text{em kN} \quad (5.1)$$

onde:

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

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

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto da laje (em MPa);

$D$  é o diâmetro das aberturas do conector (em mm);

$t_{sc}$  é a espessura de chapa do conector (em mm);

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

onde:

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

$s$  é o espaçamento entre os conectores (em mm); em caso de apenas um conector,  $\gamma_{par} = 1$ ;

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

$\phi_s$  é o diâmetro da barra da armadura passante (em mm);

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

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

$h_{sc}$  é a altura total do conector (em mm);

$t_c$  é a espessura da laje de concreto (em mm);

$t_{pl}$  é a espessura da pré-laje, se houver (em mm);

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

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

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

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

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

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

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

$b$  é a base menor do trapézio da abertura, em mm (ver Figura 2.4).

De forma a avaliar a precisão da Eq. (5.1), foram comparados os valores obtidos com ela aos obtidos com a expressão proposta por Silva (2011), Eq. (5.2), que possui boa correlação com os resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007). A capacidade resistente do conector,  $q_u$ , pode ser estimada pela Eq. (5.2), apresentada a seguir:

$$q_u = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{pl}}{t_c - t_{pl}}} (h_{sc} - t_{pl}) t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \times 10^4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (5.2)$$

onde:

$\gamma_c$  é da massa específica do concreto (em kg/m<sup>3</sup>);

$n$  é o número de aberturas do conector, sem considerar a resistência do dente frontal;

$A_{tr}$  é a área de armadura transversal;

$A_{cc}$  é a área de concreto ao cisalhamento, dada por  $A_{cc} = L_c t_c - L_{sc} h_{sc}$ ;

$D$ ,  $t_{sc}$ ,  $t_{pl}$ ,  $t_c$  e  $h_{sc}$  em mm;

$f_c$  em MPa.

Os dados utilizados nos ensaios numéricos são apresentados na Tabela 5.16 e na Tabela 5.17. As características dos modelos ensaiados por Veríssimo (2007) são apresentadas na Tabela 5.18.

Os resultados dos valores calculados pela Eq. 5.1 e pela Eq. 5.2 são apresentados e comparados entre si e com os resultados obtidos nos ensaios na Tabela 5.19, na Tabela 5.20 e na Tabela 5.21.

Tabela 5.16 - Características dos modelos numéricos com o conector *Crestbond*, primeira parte.

Modelo	Série	$P_{\text{máx}}$ kN	$n$	$f_c$ MPa	$D$ mm	$t$ mm	$f_y$ MPa	$\phi_s$ mm	$b$ mm	$h_{sc}$ mm	$L_{sc}$ mm
Q56	<b>Q</b>	324	4,12	25	56	12	324	0	30	81	452
Q64		317	4,12	25	56	12	324	0	35	81	421
Q68		307	4,12	25	56	12	324	0	38	81	410
Q72		300	4,12	25	56	12	324	0	41	81	402
Q79		293	4,12	25	56	12	324	0	46	81	393
SAP	<b>AP</b>	303	4,12	25	56	12	324	0	37	81	410
AP-0		325	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
AP-SD		315	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
AP-SAB		317	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
AP-20		329	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
AP-10		327	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
AP+10		323	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
AP+20		323	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
D6,3		314	4,12	25	56	12	324	6,3	37	81	410
D8		319	4,12	25	56	12	324	8	37	81	410
D10		325	4,12	25	56	12	324	10	37	81	410
D12		331	4,12	25	56	12	324	12	37	81	410
C20		<b>CON</b>	273	4,12	20	56	12	324	0	37	81
C25	303		4,12	25	56	12	324	0	37	81	410
C30	329		4,12	30	56	12	324	0	37	81	410
C35	350		4,12	35	56	12	324	0	37	81	410
C40	366		4,12	40	56	12	324	0	37	81	410
C45	381		4,12	45	56	12	324	0	37	81	410
B18-101	<b>RIG</b>	220	4,12	25	56	12	324	0	18	81	303
B18-121		237	4,12	25	56	12	324	0	18	81	363
B23-106		244	4,12	25	56	12	324	0	23	81	318
B23-121		257	4,12	25	56	12	324	0	23	81	363
B28-111		263	4,12	25	56	12	324	0	28	81	333
B28-121		274	4,12	25	56	12	324	0	28	81	363
XC25	<b>XC</b>	303	4,12	25	56	12	324	0	37	81	410
XC36		337	4,12	25	56	12	324	0	37	92	410
XC48		363	4,12	25	56	12	324	0	37	104	410
XC59		378	4,12	25	56	12	324	0	37	115	410
XC25-SF		239	3	25	56	12	324	0	37	81	410
XC36-SF		264	3	25	56	12	324	0	37	92	410
XC48-SF		283	3	25	56	12	324	0	37	104	410
XC59-SF		288	3	25	56	12	324	0	37	115	410

Tabela 5.17 - Características dos modelos numéricos com o conector *Crestbond*, segunda parte.

Modelo	Série	$P_{\text{máx}}$ kN	$n$	$f_c$ MPa	$D$ mm	$t$ mm	$f_y$ MPa	$\phi_s$ mm	$b$ mm	$h_{sc}$ mm	$L_{sc}$ mm
T6,3	<b>T</b>	235	4,12	25	56	6,3	324	0	37	81	410
T8		268	4,12	25	56	8	324	0	37	81	410
T9,5		288	4,12	25	56	9,5	324	0	37	81	410
T12,5		306	4,12	25	56	12,5	324	0	37	81	410
T16		320	4,12	25	56	16	324	0	37	81	410
T6,3-EL		310	4,12	25	56	6,3	1000	0	37	81	410
T8-EL		316	4,12	25	56	8	1000	0	37	81	410
T9,5-EL		323	4,12	25	56	9,5	1000	0	37	81	410
T12,5-EL		333	4,12	25	56	12,5	1000	0	37	81	410
T16-EL		341	4,12	25	56	16	1000	0	37	81	410
A250	<b>AÇO</b>	294	4,12	25	56	12	250	0	37	81	410
A290		300	4,12	25	56	12	290	0	37	81	410
A345		304	4,12	25	56	12	345	0	37	81	410
A415		307	4,12	25	56	12	415	0	37	81	410
A450		309	4,12	25	56	12	450	0	37	81	410
R35	<b>AB</b>	221	6,12	25	35	12	324	0	23	59,9	410
R42		214	4,12	25	42	12	324	0	28	67	410
R43		254	5,12	25	43	12	324	0	29	68	410
R49		257	4,12	25	49	12	324	0	33	74	410
R56		303	4,12	25	56	12	324	0	37	81	410
R63		356	4,12	25	63	12	324	0	42	88	410
R80		358	3,12	25	80	12	324	0	53	105	410
2CR-6,3@60	<b>PAR</b>	418	8,24	25	56	6,3	324	0	37	81	410
2CR-6,3@90		430	8,24	25	56	6,3	324	0	37	81	410
2CR-6,3@120		452	8,24	25	56	6,3	324	0	37	81	410
2CR-8@60		437	8,24	25	56	8	324	0	37	81	410
2CR-8@90		462	8,24	25	56	8	324	0	37	81	410
2CR-8@120		497	8,24	25	56	8	324	0	37	81	410
L420	<b>L</b>	269	5	33	40	12	235	0	24	70	410
L504		309	6	33	40	12	235	0	24	70	410
L756		419	9	33	40	12	235	0	24	70	410
L1008		512	12	33	40	12	235	0	24	70	410

Tabela 5.18 - Características dos modelos experimentais com o conector *Crestbond*.

modelo	Série	$P_{\text{máx}}$ kN	$n$	$f_c$ MPa	$D$ mm	$t$ mm	$f_y$ MPa	$\phi_s$ mm	$b$ mm	$h_{sc}$ mm	$L_{sc}$ mm
A1	A	316	4,12	31,9	40	12,5	359	10	24	70	252
A2		194	1,12	33	50	12,5	359	0	30	81	315
A3		338	4,12	33,1	50	12,5	359	0	30	81	315
A4		372	4,12	32,5	50	12,5	359	10	30	81	315
A5		307	4,12	32,9	50	12,5	359	0	30	81	315
A6		370	4,12	32,6	50	12,5	359	10	30	81	315
A7		421	4,12	33	60	12,5	359	10	36	93	378
A8		433	4,12	32,9	60	12,5	359	10	36	93	378
B1	B	296	4,12	26,6	56	12	324	0	37	81	410
B2		307	4,12	26,6	56	12	324	0	37	81	410
B3		349	4,12	27,2	56	12	324	10	37	81	410
B4		376	4,12	26,9	56	12	324	10	37	81	410
B5		378	4,12	28,5	56	12	324	12	37	81	410
B6		372	4,12	24,8	56	12	324	12	37	81	410
B7		184	1,12	28,3	56	12	324	0	37	81	410
B8		178	1,12	24,8	56	12	324	0	37	81	410
C1	C	361	4,12	46,9	56	12	324	0	37	81	410
C2		378	4,12	48,1	56	12	324	0	37	81	410
C3		494	4,12	49,1	56	12	324	10	37	81	410
C4		507	4,12	48,7	56	12	324	10	37	81	410
C5		465	4,12	48,7	56	12	324	12	37	81	410
C6		497	4,12	45,9	56	12	324	12	37	81	410
C7		216	1,12	49,7	56	12	324	0	37	81	410
C8		218	1,12	49,4	56	12	324	0	37	81	410
D1a	D	287	4,12	31,6	56	12	436	0	37	81	410
D1b		331	4,12	31,3	56	12	436	0	37	81	410
D1c		320	4,12	31,3	56	12	436	0	37	81	410
D2a		407	4,12	31,4	56	12	436	8	37	81	410
D2b		419	4,12	31,4	56	12	436	8	37	81	410
D2c		398	4,12	31,3	56	12	436	8	37	81	410
D3a		320	4,12	31,6	56	12	436	0	37	81	410
D3b		302	4,12	32,4	56	12	436	0	37	81	410
D3c		318	4,12	31,1	56	12	436	0	37	81	410
D4a		287	4,12	32,6	56	12	436	0	37	81	410
D4b		287	4,12	32,2	56	12	436	0	37	81	410
D4c		299	4,12	32,2	56	12	436	0	37	81	410
D5a		308	4,12	22,2	56	12	436	0	37	81	410
D5b		376	4,12	32,1	56	12	436	0	37	81	410
D5c		349	4,12	31,3	56	12	436	0	37	81	410

Tabela 5.19 - Resistências dos modelos numéricos e das estimadas pelas expressões (primeira parte).

Modelo	Num	Eq. (5.2)	Eq. (5.1)	Eq. (5.2)	Eq.(5.1)	Eq.(5.1)
	kN	kN	kN	Num	Num	Eq.(5.2)
Q56	324	289	288	0,892	0,889	0,996
Q64	317	285	299	0,898	0,944	1,052
Q68	307	283	306	0,922	0,995	1,080
Q72	300	282	310	0,940	1,034	1,101
Q79	293	281	319	0,958	1,090	1,138
SAP	303	283	304	0,934	1,004	1,075
AP-0	325	393	350	1,209	1,076	0,890
AP-SD	315	393	350	1,247	1,110	0,890
AP-SAB	317	393	350	1,239	1,103	0,890
AP-20	329	393	350	1,194	1,063	0,890
AP-10	327	393	350	1,201	1,070	0,890
AP+10	323	393	350	1,216	1,083	0,890
AP+20	323	393	350	1,216	1,083	0,890
D6,3	314	327	333	1,040	1,060	1,019
D8	319	353	341	1,108	1,068	0,964
D10	325	393	350	1,209	1,076	0,890
D12	331	441	359	1,333	1,084	0,813
C20	273	259	279	0,948	1,021	1,076
C25	303	283	304	0,934	1,004	1,075
C30	329	306	326	0,930	0,990	1,065
C35	350	328	345	0,937	0,986	1,052
C40	366	349	363	0,955	0,991	1,038
C45	381	370	379	0,972	0,995	1,024
B18-101	220	270	254	1,227	1,152	0,939
B18-121	237	277	254	1,168	1,070	0,916
B23-106	244	272	270	1,113	1,105	0,992
B23-121	257	277	270	1,077	1,049	0,974
B28-111	263	273	283	1,039	1,077	1,036
B28-121	274	277	283	1,010	1,033	1,023
XC25	303	283	304	0,934	1,004	1,075
XC36	337	304	328	0,903	0,973	1,078
XC48	363	330	351	0,909	0,968	1,065
XC59	378	356	371	0,941	0,981	1,042
XC25-SF	239	222	244	0,927	1,021	1,101
XC36-SF	264	230	263	0,871	0,996	1,144
XC48-SF	283	241	282	0,850	0,996	1,172
XC59-SF	288	252	297	0,875	1,033	1,180
			média	1,034	1,035	1,011
			desvio padrão	0,139	0,054	0,094
			coeficiente de variação (%)	13,5	5,2	9,3

Tabela 5.20 - Resistências dos modelos numéricos e das estimadas pelas expressões (segunda parte).

Modelo	Num kN	Eq. (5.2) kN	Eq. (5.1) kN	Eq. (5.2)	Eq. (5.1)	Eq. (5.1)
				Num	Num	Eq. (5.2)
T6,3	235	254	246	1,080	1,048	0,970
T8	268	263	266	0,980	0,994	1,014
T9,5	288	270	282	0,938	0,978	1,043
T12,5	306	286	308	0,933	1,007	1,079
T16	320	303	333	0,948	1,042	1,099
T6,3-EL	310	254	307	0,819	0,989	1,208
T8-EL	316	263	314	0,831	0,994	1,196
T9,5-EL	323	270	319	0,837	0,989	1,182
T12,5-EL	333	286	328	0,858	0,986	1,150
T16-EL	341	303	337	0,890	0,987	1,109
A250	294	283	287	0,963	0,976	1,014
A290	300	283	297	0,943	0,989	1,048
A345	304	283	308	0,931	1,012	1,087
A415	307	283	321	0,922	1,045	1,134
A450	309	283	327	0,916	1,058	1,155
R35	221	208	232	0,942	1,049	1,113
R42	214	210	222	0,981	1,037	1,057
R43	254	237	268	0,931	1,054	1,132
R49	257	244	263	0,951	1,022	1,075
R56	303	283	304	0,934	1,004	1,075
R63	356	326	345	0,916	0,970	1,060
R80	358	374	371	1,043	1,036	0,993
2CR-6,3@60	418	398	412	0,952	0,987	1,037
2CR-6,3@90	430	398	429	0,925	0,997	1,077
2CR-6,3@120	452	398	455	0,880	1,007	1,144
2CR-8@60	437	415	446	0,950	1,021	1,075
2CR-8@90	462	415	464	0,899	1,004	1,117
2CR-8@120	497	415	492	0,835	0,991	1,186
L420	269	277	257	1,029	0,956	0,928
L504	309	283	294	0,915	0,952	1,040
L756	419	321	402	0,766	0,960	1,254
L1008	512	372	508	0,727	0,993	1,367
			média	0,918	1,004	1,101
			desvio padrão	0,073	0,030	0,087
			coeficiente de variação (%)	8,0	2,9	7,9

Tabela 5.21 - Resistências dos ensaios experimentais e das estimadas pelas expressões.

Modelo	Exp	Eq. (5.2)	Eq. (5.1)	Eq. (5.2)	Eq. (5.1)	Eq. (5.1)
	kN	kN	kN	Exp	Exp	Eq. (5.2)
A1	316	307	287	0,970	0,909	0,937
A2	194	183	130	0,946	0,673	0,712
A3	338	286	317	0,845	0,937	1,110
A4	372	382	369	1,025	0,991	0,967
A5	307	285	316	0,929	1,032	1,111
A6	370	382	369	1,033	0,999	0,967
A7	421	476	453	1,131	1,077	0,952
A8	433	476	453	1,099	1,046	0,952
B1	296	290	311	0,981	1,051	1,072
B2	307	290	311	0,948	1,016	1,072
B3	349	403	363	1,156	1,041	0,901
B4	376	402	361	1,069	0,961	0,899
B5	378	457	381	1,209	1,007	0,833
B6	372	440	358	1,184	0,962	0,812
B7	184	179	149	0,976	0,811	0,831
B8	178	171	140	0,962	0,786	0,817
C1	361	378	385	1,046	1,066	1,019
C2	378	383	389	1,014	1,030	1,015
C3	494	497	474	1,006	0,960	0,954
C4	507	495	472	0,977	0,932	0,954
C5	465	544	489	1,169	1,051	0,899
C6	497	532	475	1,071	0,956	0,893
C7	216	232	198	1,076	0,916	0,852
C8	218	231	197	1,062	0,905	0,852
D1a	287	281	329	0,978	1,147	1,173
D1b	331	279	328	0,845	0,992	1,174
D1c	320	279	328	0,872	1,024	1,174
D2a	407	334	373	0,820	0,915	1,116
D2b	419	334	373	0,796	0,889	1,116
D2c	398	333	372	0,838	0,935	1,116
D3a	320	281	329	0,878	1,030	1,173
D3b	302	284	332	0,942	1,102	1,170
D3c	318	279	327	0,876	1,029	1,175
D4a	287	273	323	0,951	1,123	1,180
D4b	287	272	321	0,945	1,117	1,182
D4c	299	272	321	0,907	1,073	1,182
D5a	308	270	308	0,874	0,999	1,143
D5b	376	315	356	0,839	0,948	1,130
D5c	349	312	353	0,894	1,012	1,132
			média	0,978	0,986	1,018
			desvio padrão	0,108	0,094	0,136
			coeficiente de variação (%)	11,0	9,6	13,4

Nas Figuras 5.39 e 5.40 são apresentados os resultados obtidos com o modelo semiempírico proposto (Eq. 5.1), com o modelo semiempírico de Silva (2011) (Eq. 5.2) e com o modelo numérico.

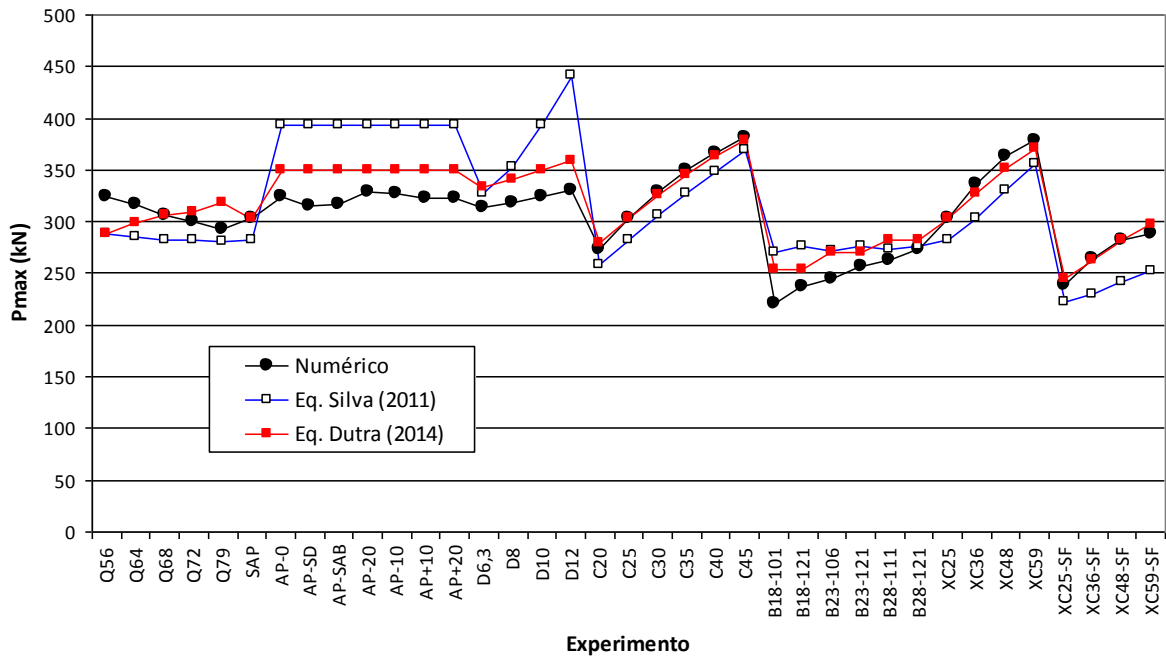


Figura 5.39 – Carta de controle dos resultados obtidos com os modelos semiempíricos comparados com os resultados obtidos do modelo numérico (primeira parte).

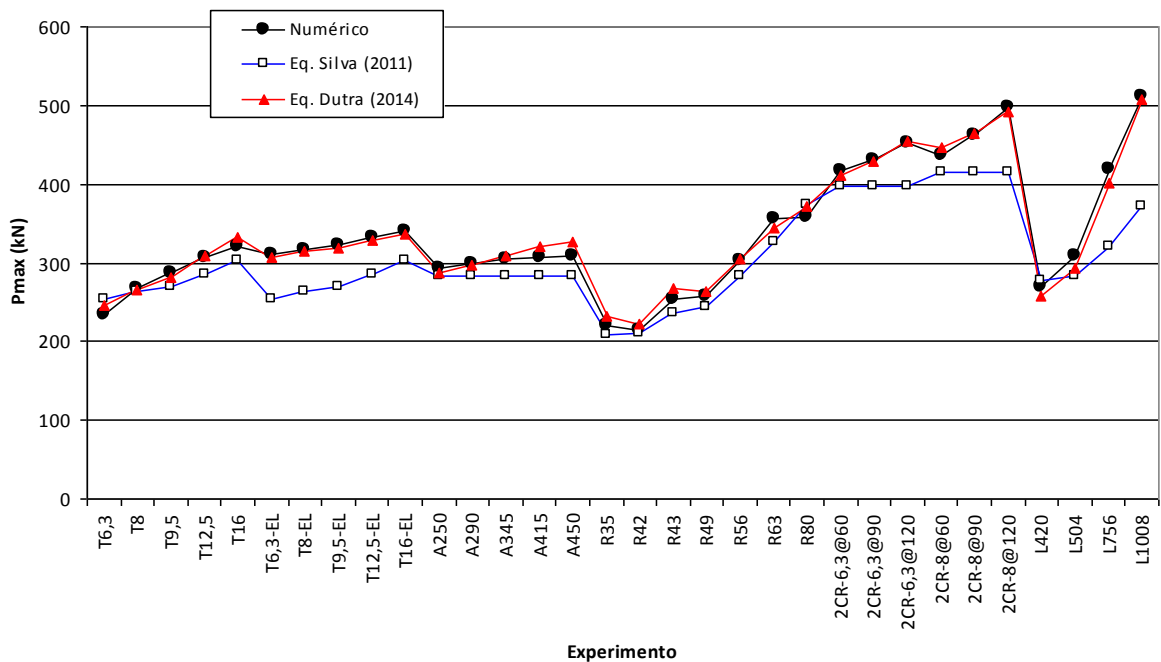
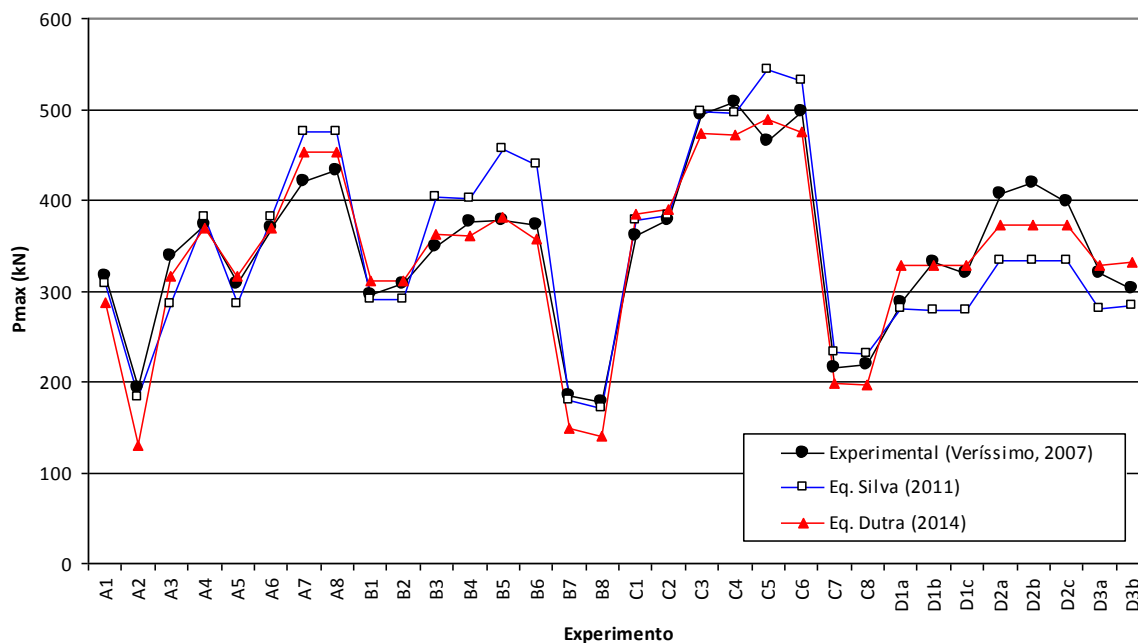


Figura 5.40 – Carta de controle dos resultados obtidos com os modelos semiempíricos comparados com os resultados obtidos do modelo numérico (segunda parte).

Na Figura 5.41 são plotados os resultados obtidos com a Eq. (5.1) e com a Eq. (5.2), juntamente com os resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007).



**Figura 5.41 – Carta de controle dos resultados obtidos com os modelos semiempíricos comparados com os resultados experimentais de Veríssimo (2007).**

Conforme se pode observar nas Figuras 5.39, 5.40 e 5.41, o modelo semiempírico proposto apresenta boa correlação com os resultados experimentais, inclusive apresentando melhor correlação que o modelo proposto por Silva (2011) para a maioria dos casos estudados.

Na Tabela 5.22, são apresentados as médias e desvios padrão das relações entre os resultados das equações e os resultados dos ensaios. A partir destas medidas estatísticas, é possível verificar que ambas as equações apresentaram médias bem próximas de 1,00. De fato, a maior dispersão das médias dos ensaios foi de 2,2%. Os desvios padrão das razões entre os resultados da Eq. 5.2 e os dos ensaios apresentaram valores na faixa entre 10,8% e 12,7%, valores mais altos que os obtidos pela Eq. 5.1, que variaram de 4,7% a 9,4%, o que indica um melhor ajuste desta última ao conjunto de dados. Ao analisar a relação entre os resultados das duas equações, nota-se que ambas apresentam valores bem próximos, e que a Eq. 5.1 fornece valores de resistência do *Crestbond*, em média, 4% maiores que os da Eq. 5.2.

Tabela 5.22 - Média e desvio padrão das relações entre os resultados das equações.

ensaios	(2)/(1)			(3)/(1)			(3)/(2)		
	média	desvio padrão	coef. de variação	média	desvio padrão	coef. de variação	média	desvio padrão	coef. de variação
numéricos	0,980	0,127	0,130	1,020	0,047	0,046	1,053	0,100	0,095
experimentais	0,978	0,108	0,110	0,986	0,094	0,095	1,018	0,136	0,134
todos	0,979	0,120	0,123	1,008	0,069	0,068	1,040	0,115	0,111

(1) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios realizados (numéricos e experimentais);

(2) Capacidades resistentes, em kN, estimadas pela Eq. (5.2);

(3) Capacidades resistentes, em kN, estimadas pela Eq. (5.1).

Em relação aos resultados obtidos com a Eq. (5.1) para os ensaios experimentais realizados por Veríssimo (2007), chama-se a atenção para os valores obtidos para os modelos A2, B7, B8, C7 e C8. Esses modelos consistiam de conectores sem furos (chapas de aço sem os dentes), em que o principal elemento resistente é parte frontal da chapa. Nota-se que os resultados obtidos através da Eq. (5.1) para esses modelos foram inferiores aos resultados experimentais, de forma que para essa configuração de conectores a equação é conservadora. Não obstante, o conector sem aberturas se presta apenas a referência experimental, não tendo utilidade prática numa estrutura real.

Finalmente, pode-se concluir que, a partir do conjunto de dados apresentados, ambas as equações estimam satisfatoriamente a capacidade resistente dos conectores *Crestbond*, a partir das características do modelo. Cabe ressaltar, entretanto, que a ligeira superioridade da Eq. (5.1) está relacionada ao fato de ela possibilitar a consideração de mais fatores influentes do que a Eq. (5.2).

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1 Considerações finais

Foi apresentado neste trabalho um estudo dos parâmetros que envolvem o comportamento do conector de cisalhamento *Crestbond*. Este estudo foi realizado por meio de modelos numéricos, utilizando o Método dos Elementos Finitos e desenvolvidos no software Abaqus, que simularam ensaios tipos *push-out*, cujos comportamentos são de grande complexidade.

Os modelos desenvolvidos para simulação dos ensaios *push-out* utilizaram análise estática implícita, com exceção dos modelos do estudo do comprimento do conector que utilizaram análise dinâmica explícita. Nestes últimos, a utilização da análise dinâmica explícita representou um avanço, tanto na obtenção de resultados mais próximos dos experimentais, quanto na redução do esforço computacional e na convergência dos modelos.

Foram consideradas nas análises realizadas as não-linearidades material e geométrica. Para o aço, admitiram-se modelos elastoplásticos com tensão residual. Para o concreto foi considerado o modelo de dano com plasticidade. Essas considerações permitiram uma simulação mais realista do comportamento dos modelos.

Para a realização do estudo dos parâmetros do conector foram desenvolvidos e analisados 88 modelos numéricos, mais 32 modelos utilizados para a calibração dos anteriores com os ensaios experimentais realizados por Veríssimo (2007). Os parâmetros estudados foram: ângulo interno do conector; armadura passante; rigidez dos dentes do conector; resistência do concreto; excentricidade do conector; espessura de chapa do conector; resistência do conector isolado; resistência ao escoamento do aço do conector; diâmetro das aberturas; espaçamento de conectores paralelos; e comprimento do conector.

Nos ensaios relativos ao ângulo interno do conector, observou-se que, para a faixa estudada, com o ângulo variando entre  $56^\circ$  a  $79^\circ$ , a capacidade resistente do *Crestbond* é inversamente proporcional a este parâmetro. Notou-se também um aumento da relação entre o *uplift* e o deslizamento relativo para a carga de  $0,8P_{\text{máx}}$ , com o aumento do ângulo interno do conector.

Observou-se, nos ensaios relativos à armadura passante, que a posição da armadura influencia ligeiramente na resistência da conexão. Esta influência é mais efetiva quando a armadura é posicionada na parte inferior das aberturas do conector. Pôde-se notar que o diâmetro das barras da armadura também influenciou a resistência do conector segundo uma relação linear.

Nos ensaios relativos à resistência à compressão do concreto, notou-se que a resistência da conexão é proporcional à resistência do concreto e esta a influencia significativamente, essa relação pode ser descrita por uma parábola, com inclinação decrescente conforme maior o valor da resistência do concreto.

Nos ensaios relativos à rigidez do dente do conector, notou-se que há um aumento de resistência quanto menor a relação entre a altura e a base do dente do conector.

Observou-se também que a excentricidade do conector tem grande influência na resistência da conexão. Quanto mais próxima a resultante de forças do conector se situa do plano médio da laje, maior é a resistência da conexão. Notou-se também que a relação entre o *uplift* e o deslizamento relativo, para a carga de  $0,8P_{\text{máx}}$ , é menor conforme se reduz a excentricidade do conector.

Constatou-se, pelos resultados obtidos, que a variação da espessura do conector afeta a rigidez do conector e, conseqüentemente, a capacidade da conexão. Notou-se uma relação linear entre a resistência da conexão e a espessura da chapa do conector.

Observou-se que o aumento da resistência ao escoamento do aço do conector pode conduzir a algum acréscimo da capacidade global da conexão caso se utilize um concreto na laje com resistência à compressão elevada (acima de 35 MPa).

Com relação ao diâmetro da abertura, comprovou-se que tanto a capacidade resistente da conexão como a ductilidade do conector são proporcionais ao diâmetro das aberturas do conector.

Nos ensaios relativos ao espaçamento de conectores paralelos, verificou-se que a resistência da conexão é prejudicada com a redução do espaçamento entre os conectores, segundo uma relação quase linear.

Uma análise do efeito de pino localizado, em que se avaliou a contribuição de pinos de concreto em diferentes posições num mesmo conector, considerando os demais inativos, revelou que o efeito de pino é influenciado pelo comprimento do elemento de concreto que envolve o conector. Quanto maior o comprimento do conector e, conseqüentemente, a quantidade dos pinos de concreto, menor a resistência por pino. Esse fenômeno provavelmente está relacionado com a deformação sofrida pelo concreto. Quanto maior a quantidade de concreto absorvendo esforço e se deformando, menos efetiva é a contribuição dos pinos de concreto.

A partir do estudo paramétrico realizado, uma equação para a estimativa da capacidade última do conector *Crestbond* foi proposta. Comparando os resultados obtidos por esta equação com resultados experimentais, numéricos e resultados obtidos pela equação semiempírica de Silva (2011), observou-se que a equação proposta apresentou excelente correlação com esses resultados.

Em função dos resultados obtidos neste trabalho, entende-se que os objetivos foram alcançados, permitindo um efetivo aprimoramento da modelagem numérica do conector *Crestbond* e a realização de um estudo paramétrico para ampliar o entendimento do

comportamento estrutural do conector. Além disso, avaliaram-se aspectos que podem condicionar requisitos do *Crestbond* para utilização em estruturas sujeitas a carregamento estático, a carregamentos cíclicos e a carregamentos dinâmicos e, por fim, obteve-se uma expressão para o cálculo da capacidade última do conector.

Tendo em vista os avanços na modelagem de experimentos com elementos estruturais mistos de aço e concreto com conector *Crestbond*, o estudo paramétrico realizado, o entendimento das influências sobre a resistência e sobre a ductilidade do conector, bem como a equação de resistência proposta, entende-se que os objetivos estabelecidos foram alcançados.

Finalmente, espera-se que os resultados e as ferramentas apresentados neste trabalho possam contribuir para a pesquisa, estudo, desenvolvimento e aplicação do conector *Crestbond* e contribuir com a utilização e difusão das estruturas mistas de aço e concreto.

## 6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Embora tenha-se envidado muito esforço no tocante ao refinamento da representação numérica dos diversos aspectos que condicionam o comportamento de elementos mistos de aço e concreto com *Crestbond*, os resultados obtidos revelam que a representação do comportamento da armadura ainda pode ser melhorado. O principal problema relacionado a este componente é o mecanismo de interação entre as barras de armadura e o concreto.

Alguns resultados obtidos demonstraram uma possível influência de tensões residuais no conector, influenciando o início da sua plastificação. Um estudo metalográfico que revele a extensão da ZTA (Zona Termicamente Afetada), devido ao processo de corte da chapa, poderia contribuir para um refinamento ainda maior do modelo numérico.

Considerando que, atualmente, existe um interesse no emprego de concreto leve (LWC) em sistemas mistos de aço e concreto, outro tema de estudo interessante é avaliar o desempenho da conexão com *Crestbond* com LWC. De acordo com o trabalho desenvolvido por Silva (2011), a introdução da influência da massa específica do concreto numa equação de resistência pode tornar essa equação genérica, capaz de estimar adequadamente a capacidade da conexão para concretos de qualquer densidade. Para isto são necessários resultados experimentais para a calibração da expressão.

Os modelos com conectores em paralelo demonstraram grande potencial para aplicação. Porém, considera-se que a investigação realizada até o presente momento sobre este tema é limitada e merece ser desenvolvida.

O surgimento dos conectores de cisalhamento constituídos por chapas planas de aço, que tiram partido da resistência ao cisalhamento oriunda do efeito de pino no concreto revelou novas possibilidades, assim como um mecanismo resistente complexo e dependente de muitas variáveis. Desta forma, é perfeitamente cabível, no presente momento, a sugestão de estudos numéricos ou experimentais que explorem aspectos importantes desses conectores, tais como o estudo do seu comportamento em vigas mistas de edifícios e de pontes, de condições para a distribuição dos esforços no conector, do desempenho dos conectores à fadiga, da influência da excentricidade do conector na capacidade da conexão, bem como o estudo de outros parâmetros que não é possível nos ensaios tipo *push-out*.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.
- AL-DARZI, S. Y. K.; CHEN, A. R.; LIU, Y. Q. Finite element simulation and parametric studies of Perfobond rib connector. **American Journal of Applied Sciences**. [S.l.], v.4, n.3, p. 122-127, 2007.
- ALMEIDA, P. H. F. **Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 2012. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- BURDEN, R. L.; FAIRES, J. D. **Numerical analysis**. 9th ed. Canada: Cengage Learning, 2010. 888p.
- CÂNDIDO-MARTINS, J. P. S.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P. C. G. S. Experimental evaluation of the structural response of Perfobond shear connectors. **Engineering Structures**. [S.l.], v. 32, n. 8, p. 1976-1985, 2010.
- CHEN, A. R.; AL-DARZI, S. Y. K. New Perfobond rib connector shapes. **Asian Journal of Applied Sciences**. [S.l.], v.2, n. 4, p. 385-393, 2009.
- CHEN, W.; HAN, D. **Plasticity for Structural Engineers**. Fort Lauderdale: J.Ross. 2007.
- DAVIES, C.; Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors. **Structural Engineer**. [S.l.], v. 47, n. 1, 29-40, 1969.
- COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **EN-1994-1-1**: Eurocode 4: design of Composite Steel and Concrete Structures. Brussels, Belgium, 2004. 117 p.
- FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO. **Model Code 2010**: final draft. Lausanne, Swiss, 2011. 656 p.
- JAYAS, B. S.; HOSAIN, M.U. Behavior of headed shear studs in composite beams: push-out tests. **Canadian Journal of Civil Engineering**. [S.l.], v. 15, n. 1, p. 240-253, 1988.
- JOHNSON, R. P. **Composite structures of steel and concrete**: beams, slabs, columns, and frames for buildings. 3rd ed. Oxford, United Kingdom: Blackwell Publishing, 2004. 250 p.
- KALFAS, C.; PAVLIDIS, P.; GALOUSSIS, E. Inelastic behaviour of shear connection by a method based on FEM. **Journal of Construction Steel Research**. Great Britain, v.44, n. 1-2, p.107-114, 1997.
- KLAIBER, F. W.; WIPF, T. J. An alternate shear connector for composite action. In: MID-CONTINENT TRANSPORTATION SYMPOSIUM, 2000, Ames. **Proceedings**...Ames, United States: Center for Transportation Research and Education, 2000. p. 115-120.
- KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels. In: COMPOSITE CONSTRUCTION, CONVENTIONAL AND INNOVATIVE, 1997, Innsbruck, Austria. **Conference Report**... Zúrique, Suíça: IABSE, 1997. p. 133-138.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**. [S.l.], v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures). **Beton und Stahlbetonbau**. Berlin, Deutschland, v. 82, n. 12, p. 325-331, 1987.

LUBLINER, J; OLIVER, J; OLLER, S; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**. Great Britain, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

LUBLINER, J. Plasticity Theory. Revised edition (PDF). [S.l.]: [s.n.], 2006. 528 p.

MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. 1990. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MALM, R. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method**. 2009. 64 f. Ph.D.Thesis - Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2009.

NISHIDO, T.; FUJII, K.; ARIYOSHI, T. Slip behavior of Perfobondrib shear connectors and its treatment in FEM. In: CONFERENCE COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE IV, 2000, Banff. **Proceedings**... Banff, Canada: ASCE, 2000. p. 379-390.

OGUEJIOFOR, E. C. **Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests**. 1990. M.Sc. Thesis - University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1990.

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

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

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. C.; FISHER, J. W.; Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete. **American Institute of Steel Construction Engineering Journal**. [S.l.], v. 8, n. 2, p.55-64, 1971.

QUDDUSI, F. **Behaviour of slotted and flexible Perfobond rib shear connectors**. 1994. M.Sc. Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.

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

SILVA, M. A. P. **Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond**. 2011. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2011.

- SILVA, H. P. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond**. 2013. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2013.
- SIMULIA. **Abaqus analysis user's manual vol. III: Materials**. Providence, USA, 2012a. p. 692.
- SIMULIA. **Abaqus analysis user's manual vol. IV: Elements**. Providence, USA, 2012b. p. 1115.
- SIMULIA. **Abaqus theory manual**. Providence, United States, 2012c.p. 1173.
- SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C. Flexural strength of steel-concrete composite beams. **Journal of the Structural Division**. New York, United States: ASCE, v. 91, n. 2, p. 71-99, 1965.
- STUDNICKA, J.; MACHACEK, J.; KRPATA, A.; SVITAKOVA, M. Perforated shear connector for composite steel and concrete beams. In: CONFERENCE COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE IV, 2000, Banff. **Proceedings...** Banff, Canada: ASCE, 2000. p. 367-378.
- TAHMASEBINIA, F.; RANZI, G.; ZONA, A. Probabilistic three-dimensional finite element study on composite beams with steel trapezoidal decking. **Journal of Constructional Steel Research**. [S.l.], v. 80, p. 2381-2391, 2013.
- USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K. An experimental study on shear characteristics of Perfobond strip and its rational strength equations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONNECTIONS BETWEEN STEEL AND CONCRETE, 2001, Stuttgart, Germany. **Proceedings...** [S.l.]: RILEM Publications, 2001. p. 1066-1075.
- VELDANDA, M. R. **Behavior of Perfobond rib connectors: push-out tests**. 1991. Master Thesis - University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1991.
- VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento**. 2007. 316 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- VIANNA, J. C.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P. C. G. S.; ANDRADE, S. A. L. Structural behaviour of T-Perfobond shear connectors in composite girders: An experimental approach. **Engineering Structures**. [S.l.], v. 30, n. 9, p 2381-2391, 2008.
- ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. IABSE/ASCE ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION, 1987, Henniker, United States. **Proceedings...** New York, USA: ASCE, p. 240-252, 1987.

## APÊNDICE A – Validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico foi realizada com base na comparação dos resultados numéricos, para as curvas força-deslizamento e para as resistências, e os resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007). Os modelos utilizados como referência para a validação foram os modelos das séries B e C de Veríssimo, cujas características foram apresentadas no Capítulo 5. Os modelos numéricos foram desenvolvidos conforme a descrição apresentada no Capítulo 3. Para estes modelos, dois tipos de análises foram validados: a análise estática implícita (AEI) e a análise dinâmica explícita (ADE).

Nas Figuras A.1 e A.2, são apresentados os resultados das curvas força-deslizamento relativo dos modelos da série B para as duas análises consideradas.

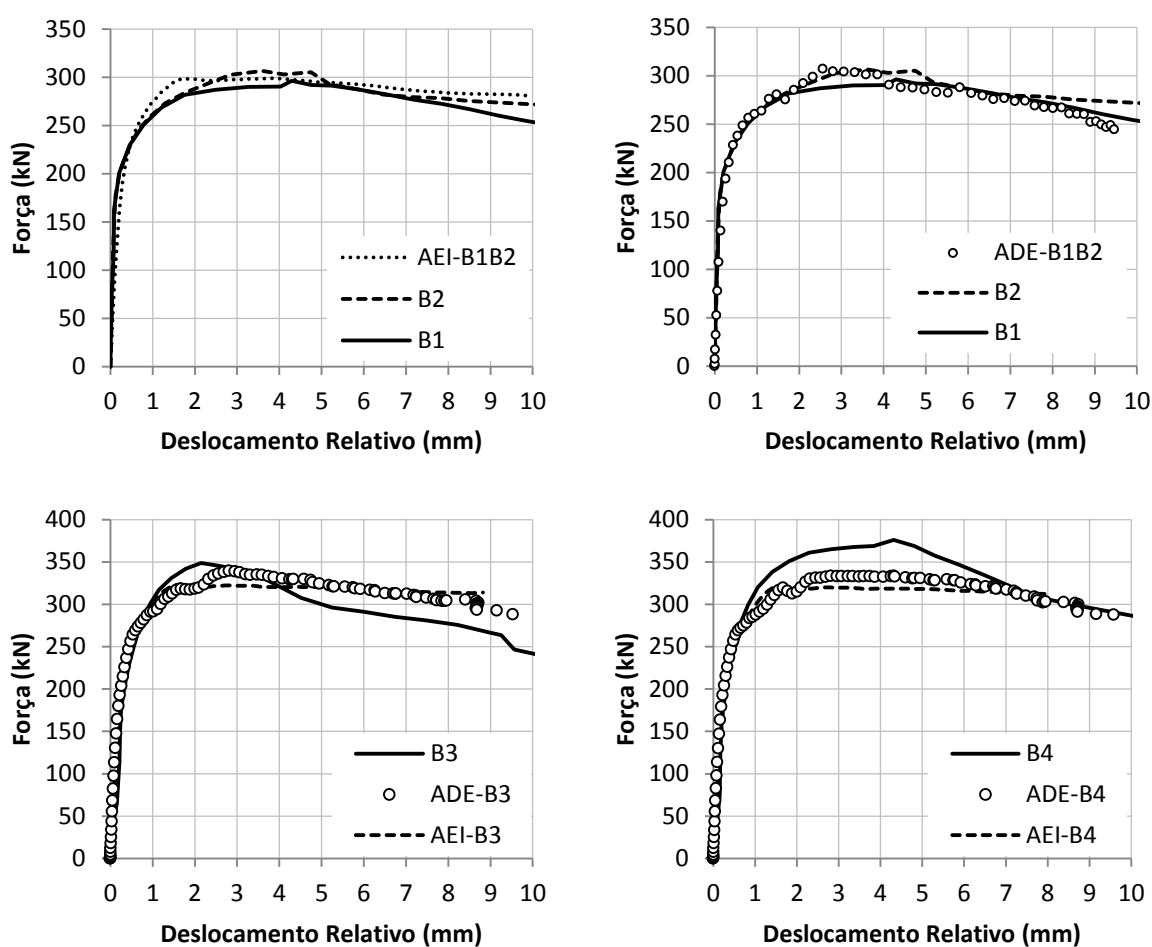
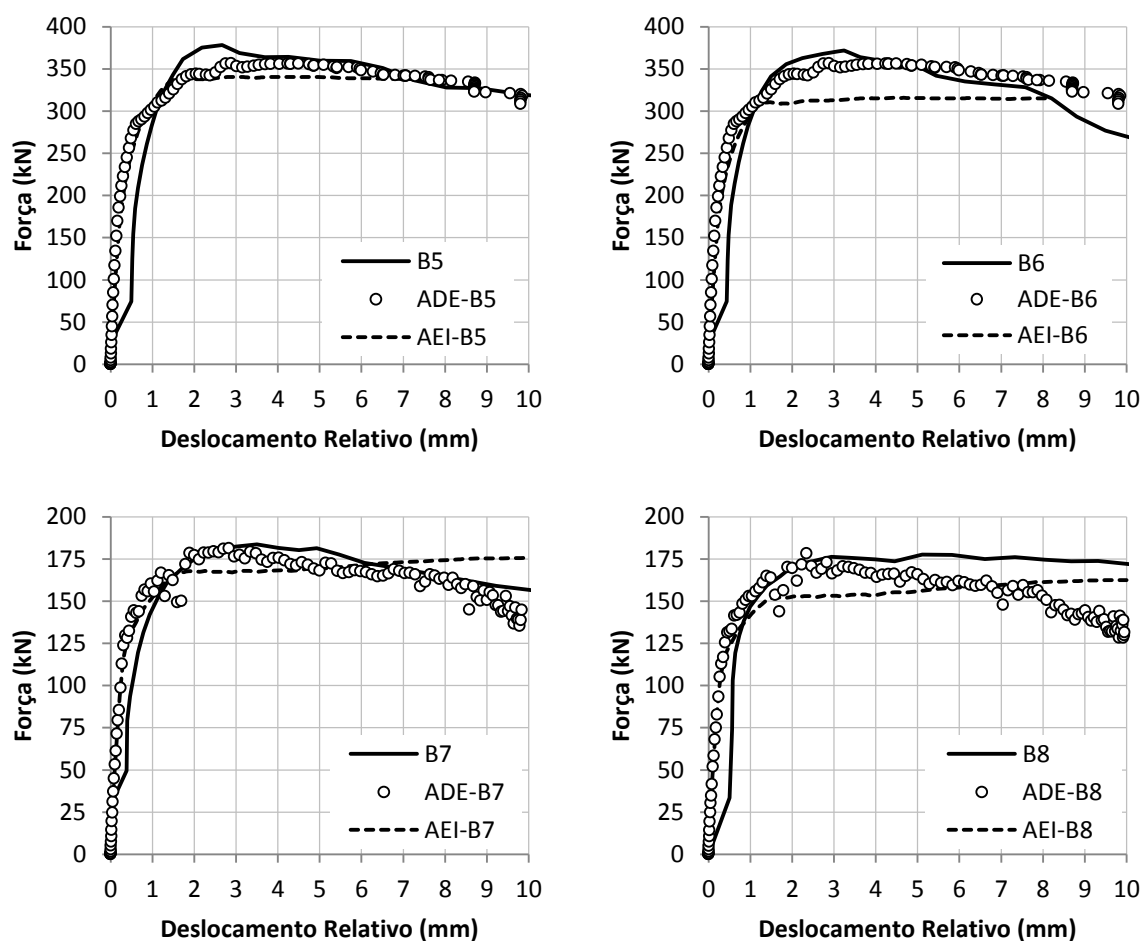


Figura A.1 - Curvas força×deslizamento dos modelos B1, B2, B3 e B4.



**Figura A.2 - Curvas força×deslizamento dos modelos B5, B6, B7 e B8.**

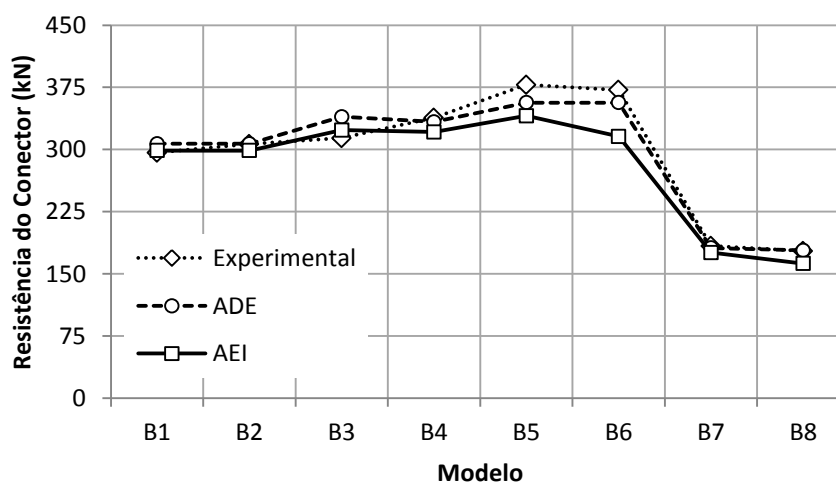
Na Tabela A.1, são apresentadas as capacidades resistentes dos modelos da série B de cada análise. Observando-se os resultados, nota-se que ambas as análises apresentaram boa correlação com os valores experimentais. A relação entre as resistências da ADE e dos ensaios realizados por Veríssimo (2007) foi, em média, de 99,9%, com desvio padrão de 4,4%. Já a relação da AEI, apresentou média de 94,8% com desvio de 5,9% com esses resultados. Os resultados das duas análises numéricas apresentaram excelente correlação com os resultados numéricos.

Na Figura A.3, pode-se comparar os resultados dos modelos das duas análises numéricas e dos modelos experimentais. Observa-se que os valores das análises são próximos. Porém, os resultados dos modelos com armadura passante apresentam uma pequena diferença entre os obtidos pelo modelo numérico e o experimental, em que os resultados do modelo numérico são conservadores em relação aos resultados experimentais.

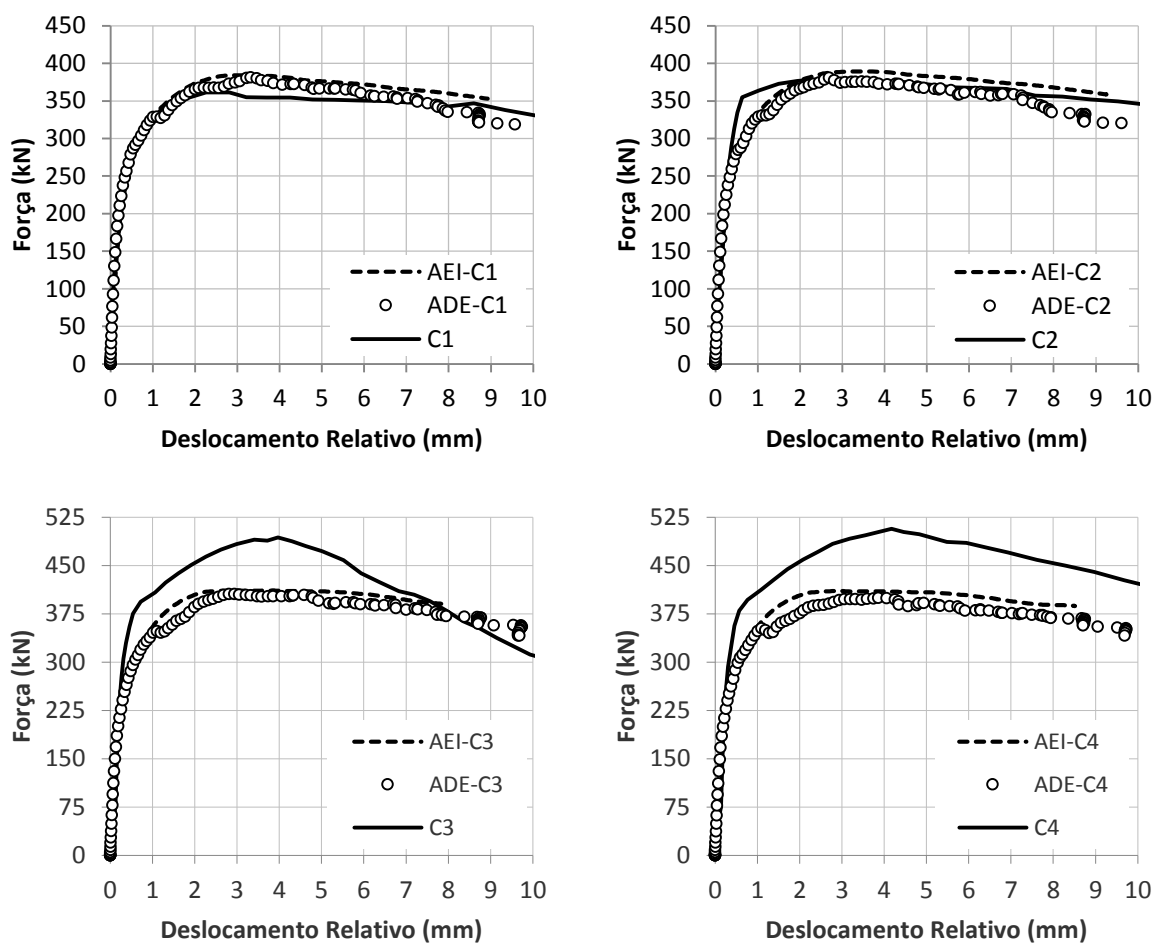
**Tabela A. 1 - Resistência dos modelos da série B.**

<b>Ensaio</b>	<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(2)/(1)</b>	<b>(3)/(1)</b>
B1	296,2	298,7	306,9	1,009	1,036
B2	306,5	298,7	306,9	0,975	1,001
B3	313,9	323,3	339,5	1,030	1,082
B4	338,3	321,1	333,4	0,949	0,986
B5	378,2	340,5	356,4	0,900	0,942
B6	371,8	315,7	356,4	0,849	0,959
B7	183,7	175,7	181,2	0,957	0,986
B8	177,6	162,5	178,2	0,915	1,004
			<b>média</b>	<b>0,948</b>	<b>0,999</b>
			<b>desvio padrão</b>	<b>0,059</b>	<b>0,044</b>
			<b>coeficiente de variação (%)</b>	<b>6,22</b>	<b>4,40</b>

- (1) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios experimentais realizados por Veríssimo (2007);  
 (2) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise estática implícita;  
 (3) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise dinâmica explícita;

**Figura A.3 - Comparação das resistências dos modelos da série B.**

Na Figuras A.4 e A.5, são apresentadas as curvas força-deslizamento relativas aos modelos da série C para as análises consideradas.



**Figura A.4 - Curvas força× deslizamento dos modelos C1, C2, C3 e C4.**

Na Tabela A.2, são apresentadas as capacidades resistentes dos modelos da série C de cada análise. Nota-se que ambas as análises apresentaram boa correlação os valores experimentais. A relação entre os resultados da AEI e os resultados experimentais foi de 92,9%, em média, com desvio padrão de 9,7%. A relação entre as resistências da ADE e as resistências do modelo experimental foi de 92,1%, em média, com desvio de 10,3%.

Na Figura A.6, observa-se uma comparação dos resultados dos modelos da série C para análises realizadas. Os resultados foram próximos aos experimentais, porém, se mostraram conservadores, especialmente nos modelos com armadura passante.

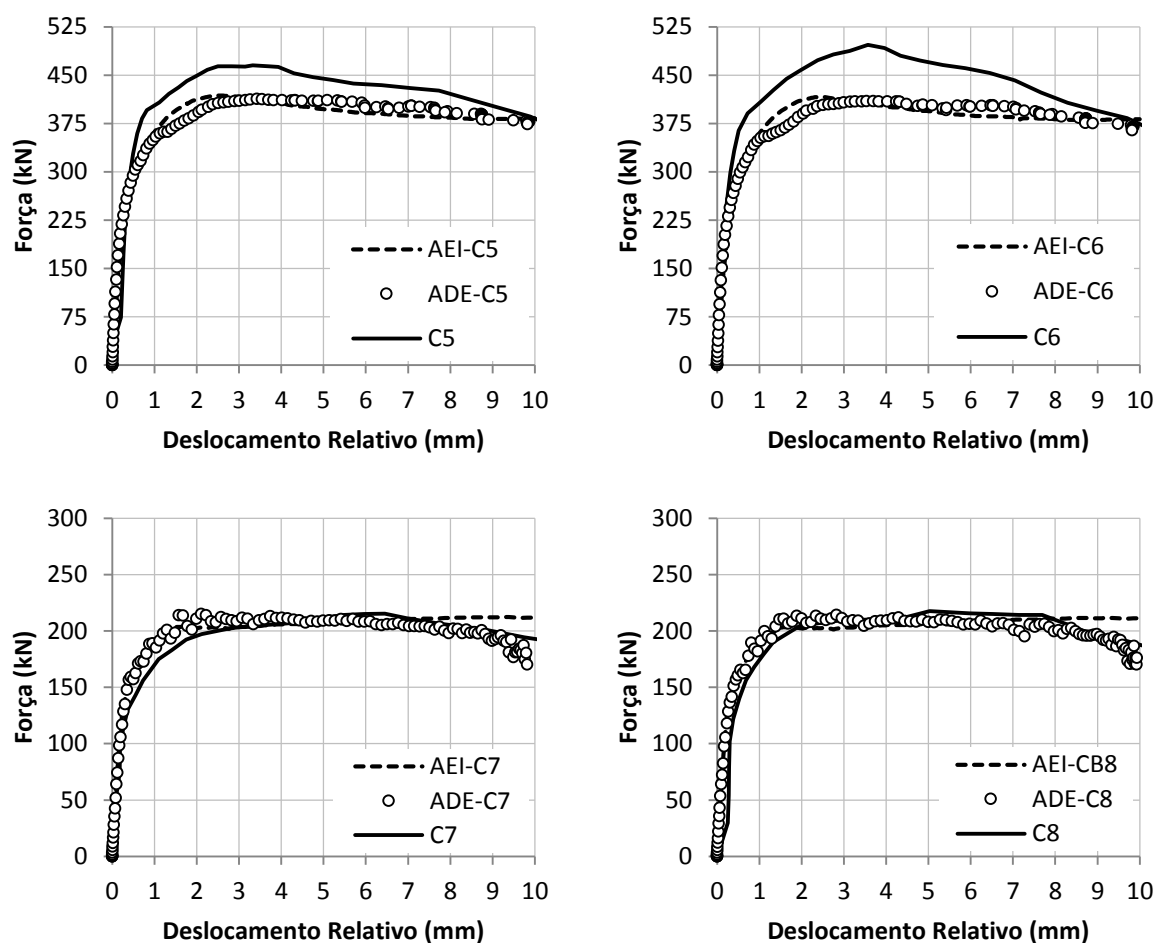


Figura A. 5 - Curvas força  $\times$  deslizamento dos modelos C5, C6, C7 e C8.

Tabela A. 2 - Resultados dos modelos da série C.

ensaio	(1)	(2)	(3)	(2)/(1)	(3)/(1)
C1	361,3	384,2	381,3	1,063	1,055
C2	377,5	389,1	380,8	1,031	1,009
C3	493,7	411,1	405,8	0,833	0,822
C4	506,7	410,2	399,5	0,810	0,788
C5	465,0	418,3	412,8	0,899	0,888
C6	496,9	416,4	409,5	0,838	0,824
C7	215,5	212,2	215,0	0,985	0,998
C8	217,6	211,5	214,3	0,972	0,985
			<b>média</b>	<b>0,929</b>	<b>0,921</b>
			<b>desvio padrão</b>	<b>0,097</b>	<b>0,103</b>
			<b>coeficiente de variação (%)</b>	<b>10,46</b>	<b>11,18</b>

(1) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios experimentais realizados por Veríssimo (2007);

(2) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise estática implícita;

(3) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise dinâmica explícita;

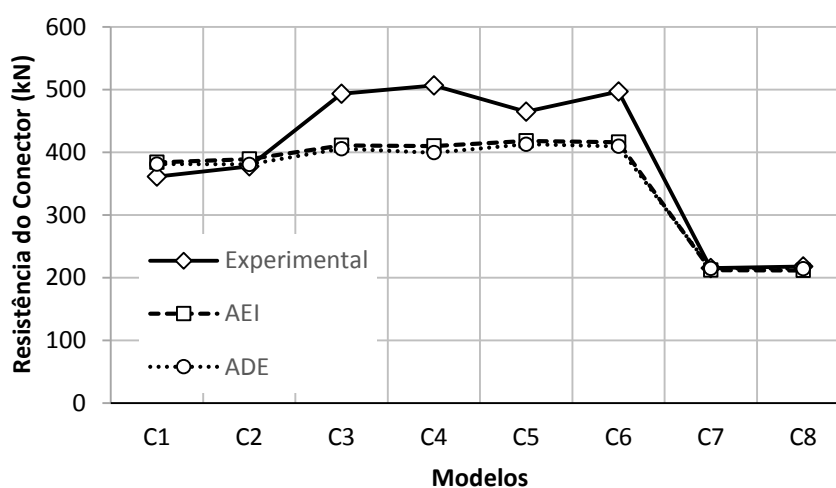


Figura A. 6 - Comparação das resistências dos modelos da série C.

De forma geral, é possível concluir que o modelo numérico em questão fornece resultados bem próximos da realidade, sendo capaz de simular o comportamento do conector com precisão adequada, tanto no tocante à capacidade última como à ductilidade. Nota-se, porém, uma pequena deficiência nos modelos com armadura passante, possivelmente relacionada ao tipo de elemento utilizado para modelar a armadura passante, fato que não afeta a aplicabilidade do modelo numérico para a simulação de ensaios.