

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ANCORAGEM EM CONEXÕES VIGA-PILAR
DE CONCRETO ARMADO COM CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA**

ANA PAULA BONA BARROS MEDEIROS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL 2 EM ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: JULHO – 2019

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ANCORAGEM EM CONEXÕES
VIGA-PILAR DE CONCRETO ARMADO COM CONECTORES TIPO
PINO COM CABEÇA**

ANA PAULA BONA BARROS MEDEIROS

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

CO-ORIENTADOR: NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL 2 EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA / DF: JULHO –2019
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ANCORAGEM EM CONEXÕES
VIGA-PILAR DE CONCRETO ARMADO COM CONECTORES TIPO
PINO COM CABEÇA**

ANA PAULA BONA BARROS MEDEIROS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL 2 SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, Professor Doutor (UnB)

(Orientador)

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, Professor Doutor (UnB)

(Examinador interno)

Prof. Rodrigo de Melo Lameiras, Professor Doutor (UnB)

(Examinador interno)

BRASÍLIA/DF, 11 DE JULHO DE 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

MEDEIROS, ANA PAULA BONA BARROS

Análise Experimental de Ancoragem em Conexões Viga-Pilar de Concreto Armado com Conectores Tipo Pino com Cabeça. [Distrito Federal] 2019.

xx, 110p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2019)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Concreto Armado

2. Ancoragem

3. Pino com cabeça

4. Efeito de borda

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MEDEIROS, A.P.B.B. *Análise Experimental de Ancoragem em Conexões Viga-Pilar de Concreto Armado com Conectores Tipo Pino com Cabeça.* Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 110p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Ana Paula Bona Barros Medeiros.

TÍTULO: Análise Experimental de Ancoragem em Conexões Viga-Pilar de Concreto Armado com Conectores Tipo Pino com Cabeça.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Ana Paula Bona Barros Medeiros
QE 28, Conjunto Q, Casa 7 – Guará 2
CEP: 71.060-172 Brasília – DF – Brasil
e-mail: anapaulabona@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais.

Obrigada por tudo que já fizeram e fazem por mim. Amo vocês.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente aos meus pais, Selene e Mário, por terem sempre colocado minha educação em primeiro lugar e por me incentivarem durante toda essa jornada, fazendo com que esse sonho fosse realizado. Obrigada por acreditarem em mim. Sou extremamente grata pela paciência e pelo incentivo, principalmente ao longo desses 5 anos. Sem vocês nada disso seria possível.

Agradeço ao meu orientador Marcos Honorato, que acreditou em mim quando eu mesma não acreditei. Obrigada pelos ensinamentos, pelas palavras de apoio e momentos de descontração durante esses 3 anos. Obrigada pela amizade, e por ser um dos principais responsáveis pelo meu crescimento acadêmico. Sou muito agradecida por ter tido a oportunidade de ser sua orientanda.

Ao meu parceiro de trabalho, Nataniel, pela companhia nos momentos mais críticos na escrita dessa monografia, pela paciência e calma, pelos ensinamentos, pela alegria, pela consideração e pelas noites viradas juntos no laboratório. Aprendi muito com você. A sua grande ajuda foi determinante para a conclusão desse trabalho e eu nunca terei palavras suficientes pra agradecer. Obrigada.

À minha irmã Marcele, por ter me sempre me incentivado a seguir meus sonhos. Obrigada pelos momentos de descontração, pelas conversas e pelos conselhos. Obrigada por tanto.

Aos meus amigos e futuros engenheiros civis Carolina, Luísa, Bárbara, Mariana, Lucas, Matheus, Carlos Eduardo e Gustavo pelo apoio de sempre. Não tenho palavras pra expressar o quão sortuda me sinto por ter tido a oportunidade de conhecer vocês. Aos meu colegas de profissão, meu eterno obrigada!

Às minhas amigas Mariana e Naraja, por terem me incentivado desde o cursinho para que eu seguisse esse sonho, que estão comigo nos momentos mais marcantes da minha vida e que torcem pelo meu sucesso. Obrigada por acreditarem tanto em mim.

RESUMO

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ANCORAGEM EM CONEXÕES VIGA-PILAR DE CONCRETO ARMADO COM CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA

Autora: Ana Paula Bona Barros Medeiros

Orientador: Marcos Honorato de Oliveira

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília, 11 de julho de 2019

Em diversas situações, as limitações geométricas em conexões viga-pilar impedem o uso de barras com gancho. Em alguns casos, a curvatura do gancho e o comprimento de ancoragem necessário não podem ser desenvolvidos por não se ajustarem às dimensões dos elementos. A utilização dos conectores com cabeça, por sua vez, proporciona um aumento da velocidade do processo construtivo, além de solucionar os problemas de obstrução nas conexões, considerando que o comprimento de ancoragem necessário é reduzido significativamente. Portanto, o presente estudo objetiva avaliar a capacidade de ancoragem dos conectores tipo pino com cabeça em conexões viga-pilar submetidos a ensaios de tração direta sob efeito de borda, variando o comprimento de embutimento (h_{ef}), diâmetro das barras ancoradas ($d_{s,L}$) e distância entre conectores (c_{al}). Além disso, será estudada influência destas variáveis no comportamento dos conectores, como deslizamento e deformação. O programa experimental elaborado foi composto por 26 espécimes que simularam conexões viga-pilar, dividindo-os em quatro séries, com o intuito de investigar a influência do efeito de grupo e da presença de armaduras suplementares, mantendo a proporcionalidade entre as razões d_b/h_{ef} , c_{al}/h_{ef} , e s/h_{ef} (razão entre distância à borda e comprimento de embutimento). É válido destacar que os resultados desses ensaios foram comparados a valores estimados pelas recomendações normativas ACI 318 (2014), prEN1992-4 (2013) e pelos métodos de cálculo propostos pelo INFASO (2012), Regan (2000) e Sharma *et. al* (2017). De acordo com os resultados experimentais, é possível concluir que aumentos no valor de comprimento de embutimento ofereceram acréscimos significativos no valor da capacidade de ancoragem. O diâmetro das barras por sua vez apresentou pouca ou nenhuma influência nos valores de carga última, diferindo-se do efeito de grupo que, para os espécimes com s/h_{ef} inferior a 3,0, em geral reduziu a capacidade de ancoragem dos conectores. A utilização de armadura suplementar, por sua vez, permitiu uma maior ductilidade da conexão viga-pilar para cargas últimas, além da mudança do modo de ruptura que se tornou ruptura pelo cone de concreto juntamente ao escoamento das barras da armadura suplementar. Os modelos propostos por Regan (2000) e Sharma *et. al* (2017) foram os que apresentaram as estimativas mais precisas para as séries BCJ-01e 02, e BCJ-03 e 04, respectivamente.

Palavras-chave: Conexão viga-pilar, capacidade de ancoragem, barras com cabeça, cone de concreto.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	2
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. ADERÊNCIA E SEUS MECANISMOS.....	5
2.2. MODOS DE RUPTURA	7
2.3. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA UTILIZAÇÃO DAS BARRAS COM CABEÇA.....	9
2.3.1. Marques e Jirsa (1975)	11
2.3.2. Eligehausen e Furche (1991).....	12
2.3.3. DeVries (1996).....	12
2.3.4. Bashandy (1996)	13
2.3.5. Regan (2000).....	16
2.3.6. Oliveira (2003)	16
2.3.7. Meira (2005).....	17
2.3.8. Martins (2006).....	17
2.3.9. Soares (2007).....	18
2.3.10. Costa (2016)	18
2.3.11. Chun, Choi e Jung (2017)	19
2.3.12. Sharma <i>et. al</i> (2017).....	20
2.3.13. Sperry <i>et. al</i> (2017).....	22
2.3.14. Silva (2018).....	23
2.4. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A CAPACIDADE DE ANCORAGEM.....	24
2.4.1. Resistência à compressão do concreto	24
2.4.2. Efeito de borda	24
2.4.3. Efeito de agrupamento	25
2.4.4. Diâmetro da cabeça do conector	26

2.4.5. Armadura suplementar	26
2.4.6. Comprimento de embutimento	27
2.4.7. Abertura de fissuras	27
2.5. CAPACIDADE DE ANCORAGEM PELA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO	28
2.5.1. prEN 1992-4 (2013)	28
2.5.2. ACI 318 (2014)	31
2.5.3. INFASO (2012)	34
2.5.4. Sharma <i>et. al</i> (2017)	36
2.5.5. Regan (2000)	38
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	40
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	40
3.2. CARACTERÍSTICAS DOS ESPÉCIMES ENSAIADOS	41
3.2.1. Modelo <i>Beam-Column Joint 01 (BCJ-01)</i>	43
3.2.2. Modelo <i>Beam-Column Joint 02 (BCJ-02)</i>	45
3.2.3. Modelo <i>Beam-Column Joint 03 (BCJ-03)</i>	46
3.2.4. Modelo <i>Beam-Column Joint 04 (BCJ-04)</i>	49
3.3. CONFECÇÃO DOS MODELOS	51
3.3.1. Fôrmas	51
3.3.2. Armação	51
3.3.3. Concretagem	52
3.4. ENSAIO DE MATERIAIS	52
3.4.1. Concreto	52
3.4.2. Aço	53
3.5. SISTEMA DE ENSAIOS	54
3.6. INSTRUMENTAÇÃO	55
3.6.1. Deslocamento verticais	55
3.6.2. Deformações das armaduras e dos conectores	57
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	58
4.1. RESULTADOS DA PRIMEIRA CONCRETAGEM (BCJ-01 E BCJ-02)	58
4.1.1. Capacidade de ancoragem	58

4.1.2. Deslizamento dos conectores	64
4.1.3. Deformação nos conectores	65
4.1.4. Deformação nas armaduras de flexão	70
4.1.5. Modos de ruptura	71
4.2. RESULTADOS DA SEGUNDA CONCRETAGEM (BCJ-03 E BCJ-04)	73
4.2.1. Capacidade de ancoragem	73
4.2.2. Deslizamento dos conectores	79
4.2.3. Deformação nos conectores	80
4.2.4. Deformação nas armaduras de flexão	84
4.2.5. Deformação nas armaduras suplementares	85
4.2.6. Modos de ruptura	86
5. AVALIAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E DOS MODELOS	
TEÓRICOS	89
5.1. PRIMEIRA E SEGUNDA SÉRIES (BCJ-01 E 02)	91
5.2. TERCEIRA E QUARTA SÉRIES (BCJ-03 E 04).....	95
6. CONCLUSÕES.....	101
6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	101
6.2. RESULTADOS OBTIDOS	101
6.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
ANEXO A.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Comparação entre as cargas últimas em esforços de tração (Fonte: Adaptado de Sharma <i>et. al</i> , 2017)	27
Tabela 3.1 - Efeitos estudados em cada modelo de <i>Beam-Column Joint</i>	42
Tabela 3.2 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-01.....	43
Tabela 3.3 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-02.....	45
Tabela 3.4 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-03.....	47
Tabela 3.5 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-04.....	49
Tabela 3.6 - Propriedades mecânicas do concreto	53
Tabela 3.7 - Propriedades mecânicas do aço.....	53
Tabela 4.1 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-01.....	58
Tabela 4.2 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-01.....	60
Tabela 4.3 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-02.....	61
Tabela 4.4 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-02.....	63
Tabela 4.5 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-03.....	73
Tabela 4.6 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-03.....	75
Tabela 4.7 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-04.....	76
Tabela 4.8 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-04.....	77
Tabela 5.1 - Previsão de abertura de fissuras nos modelos	90
Tabela 5.2 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 1ª série	91
Tabela 5.3 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 2ª série.	92

Tabela 5.4 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 3ª série.	96
Tabela 5.5 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 4ª série.	97
Tabela A.1 – Valores de carga última dos conectores embutidos nos prismas de concreto armado	110

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 - Exemplos de conectores tipo pino com cabeça	1
Figura 1.2 - Ancoragem de um pino com cabeça (Fonte: Adaptado de Thompson <i>et. al</i> , 2002)	2
Figura 2.1 - Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça. a) Adesão química; b) Atrito; e c) Aderência mecânica. (Fonte: Brantschen, 2016)....	5
Figura 2.2 - Componentes das forças atuantes no concreto. (Fonte: Adaptado de Alrasyid <i>et. al</i> , 2017).....	7
Figura 2.3 - Modos de ruptura para barras tracionadas. (Fonte: Adaptado do ACI 318, 2014)	7
Figura 2.4 - Cabeça de conector sem "ancoragem positiva" (Fonte: Adaptado de Marchetto, 2015).....	14
Figura 2.5 - Sistema de ensaio de conexões viga-pilar realizada por Bashandy (Fonte: Adaptado de Thompson <i>et. al</i> , 2002).....	15
Figura 2.6 - Sistema de ensaio dos autores (Fonte: Adaptado de Chun, Choi e Jung, 2017) ..	20
Figura 2.7 - Posição da armadura suplementar em ensaios de tração (Fonte: Adaptado de Sharma <i>et. al</i> ,2017)	21
Figura 2.8 - Contribuições independentes do concreto e dos estribos em testes realizados em ancoragens sob esforços de tração com disposição "Tipo 1", para $d_{s,L}=16$ mm. (Fonte: Adaptado de Sharma <i>et. al</i> , 2017).....	22
Figura 2.9 - Projeção dos cones de ruptura de quatro e dois conectores com espaçamentos menores que $3 \cdot hef$ (Fonte: Costa, 2016).	25
Figura 2.10 - Medidas das superfícies geradas pela ruptura do cone de concreto (Fonte: ACI 318, 2014).....	32
Figura 3.1 - Resumo dos modelos ensaiados em cada bateria do programa experimental	42

Figura 3.2 – Exemplo de nomenclatura dos espécimes ensaiados.....	43
Figura 3.3 – Características dos modelos BCJ-01 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)	44
Figura 3.4 – Características dos modelos BCJ-02 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)	46
Figura 3.5 – Características dos modelos BCJ-03 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)	48
Figura 3.6 - Modelos BCJ-03 da primeira bateria de ensaios (Fonte: Desenhos cedidos por Lima, 2019).....	49
Figura 3.7 – Características dos modelos BCJ-04 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)	50
Figura 3.8 - Detalhes das fôrmas, da armação e da instrumentação das barras em dois modelos diferentes. (Fonte: Lima, 2019).....	51
Figura 3.9 - Sistema de ensaios (Fonte: Desenho cedido por Lima, 2019).....	55
Figura 3.10 - Disposição dos LVDT's (Fonte: Desenho cedido por Lima, 2019).....	56
Figura 3.11 - Disposição dos extensômetros nas barras (Fonte: Lima, 2019).....	57
Figura 4.1 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-01.....	59
Figura 4.2 - Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-01).....	60
Figura 4.3 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-02.....	62
Figura 4.4 -Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-02).....	63
Figura 4.5 – Influência do efeito de borda nos valores de carga última (BCJ-01 e BCJ-02) (Fonte: Gráfico cedido por Lima, 2019).....	64
Figura 4.6 - Deslizamento dos conectores em função da carga.....	65
Figura 4.7 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	66
Figura 4.8 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Modelo BCJ-01 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	68

Figura 4.9 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Modelo BCJ-02 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	69
Figura 4.10 - Deformação nas armaduras de flexão dos prismas de concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	70
Figura 4.11 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-01 ensaiados.....	72
Figura 4.12 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-02 ensaiados.....	73
Figura 4.13 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-03.....	74
Figura 4.14 -Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-03).....	75
Figura 4.15 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-04.....	76
Figura 4.16 -Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-04).....	77
Figura 4.17 - Influência do efeito de borda nos valores de carga última (BCJ-03 e BCJ-04) (Fonte: Gráfico cedido por Lima, 2019)	78
Figura 4.18 - Deslizamento dos conectores em função da carga (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)	79
Figura 4.19 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	80
Figura 4.20 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Modelo BCJ-03 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	82
Figura 4.21 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Modelo BCJ-04 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	83
Figura 4.22 - Deformação nas armaduras de flexão dos prismas de concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	84
Figura 4.23 - Deformação nas armaduras suplementar dos prismas de concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	85

Figura 4.24 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-03 ensaiados.....	87
Figura 4.25 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-04 ensaiados.....	88
Figura 5.1 - Curvas teóricas para diferentes estados de fissuração do concreto.	91
Figura 5.2 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para as séries BCJ-01 e BCJ-02 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	93
Figura 5.3 - Análise quanto a distribuição dos modelos teóricos para as séries BCJ-01 e 02.	94
Figura 5.4 - Avaliação dos modelos teóricos para os BCJ-01 e 02 quanto a acurácia em função do h_{ef} . (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)	95
Figura 5.5 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para as séries BCJ-03 e BCJ-04 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).....	98
Figura 5.6 - Análise quanto a distribuição dos modelos teóricos para as séries BCJ-03 e 04.	99
Figura 5.7 - Avaliação dos modelos teóricos para os BCJ-03 e 04 quanto a acurácia em função do h_{ef} . (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)	100

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$A_{c,N}$	Área de projeção da superfície de falha do cone de concreto após considerar efeito de borda e agrupamento (prEN 1992-4, 2013);
$A_{c,N}^o$	Área máxima de projeção da superfície de falha do cone de concreto para uma ancoragem (prEN 1992-4, 2013);
A_{Nc}	Área de projeção da superfície de falha do cone de concreto após considerar efeito de borda e agrupamento (ACI 318, 2014);
A_{Nc}^o	Área máxima de projeção da superfície de falha do cone de concreto para uma ancoragem (ACI 318, 2014);
$A_{s,aa}$	Área da seção transversal da armadura suplementar (prEN 1992-4, 2013);
$A_{s,h}$	Área efetiva da cabeça do conector;
$A_{s,s}$	Área da seção transversal da perna do estribo;
b_w	Largura da viga;
$c_{a,min}$	Distância mínima da barra ancorada até as bordas;
c_{a1}	Distância do centro da barra ancorada até a borda;
c_d	Cobrimento da perna do estribo em qualquer direção ou metade da distância entre dois estribos adjacentes, o que for menor;
d_s	Diâmetro da barra do estribo;
$d_{s,L}$	Diâmetro da barra ancorada;
e'_N	Distância entre força de tração aplicada no grupo e o centro da barra;
f_{bd}^o	Resistência de aderência de projeto de acordo com o CEB-FIB Model Code 1990 (1993);
f_{bm}	Resistência média de adesão;
f_c	Resistência do concreto à compressão;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;

f_{bu}	Resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto (INFASO, 2012);
$f_{cm,cube}$	Resistência do concreto à compressão, com corpo de prova em forma de cubo;
f_{ct}	Resistência do concreto à tração;
$f_{y,aa}$	Tensão de escoamento da armadura suplementar;
f_{ym}	Tensão média de escoamento do aço do estribo;
h_{ef}	Comprimento de embutimento da barra ancorada;
k	Fator de modificação considerando o tipo de ancoragem (Regan, 2000);
k_1	Fator de modificação relacionado a presença ou não de fissuras no concreto (prEN 1992-4, 2013);
k_c	Fator de modificação considerando ancoragens pré ou pós-instaladas;
$k_{c,de}$	Rigidez do cone de concreto (INFASO, 2012);
l_1	Comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura;
$l_{1,min}$	Comprimento mínimo de ancoragem da perna do estribo requerido;
m_c	Distância crítica até a borda;
n_{aa}	Número de pernas da armadura suplementar;
N_b	Resistência básica à ruptura do concreto de uma ancoragem submetida à tração;
N_{cb}	Carga última resistente de uma barra, ou um grupo de barras ancoradas, sujeitas a esforços de tração (ACI 318, 2014);
$N_{Rk,c}$	Resistência característica de uma ou um grupo de ancoragens na situação de falha do cone de concreto (prEN 1992-4, 2013);
$N_{Rk,c}^o$	Resistência de uma única ancoragem, sem considerar efeitos de borda e de agrupamento (prEN 1992-4, 2013);
N_{Rm}	Resistência de ancoragem com a presença de armaduras suplementares;

$N_{Rm,c}$	Resistência média da ancoragem controlada pela falha do cone de concreto;
$N_{Rm,s}$	Resistência total das armaduras suplementares;
$N_{Rm,bond}^o$	Contribuição da aderência na capacidade de ancoragem;
$N_{Rm,hook}^o$	Contribuição do gancho na capacidade de ancoragem;
N_u	Resistência última da ancoragem à tração (INFASO, 2012);
N_u^o	Resistência à tração de um conector isolado sem armadura suplementar (INFASO, 2012);
$N_{u,aa}$	Resistência de escoamento das barras componentes da armadura suplementar (prEN 1992-4, 2013);
$N_{u,aa,b}$	Carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$N_{u,calc}$	Capacidade máxima da ancoragem, de acordo com EN 1992-4 (Sharma <i>et. al</i> , 2017);
$N_{u,exp}$	Capacidade máxima da ancoragem, obtida experimentalmente (Sharma <i>et. al</i> , 2017);
s	Espaçamento entre as barras ancoradas;
u	Perímetro de uma barra de armadura suplementar (prEN 1992-4, 2013);
w	Largura da abertura de fissuras;
α	Ângulo de ruptura do cone de concreto;
α_2	Fator que considera a influência do cobrimento na capacidade de aderência;
α_s	Fator da componente do escoamento da armadura suplementar (INFASO, 2012);
α_c	Fator da componente de ruptura do cone de concreto (INFASO, 2012);
$\delta_{y,aa}$	Deslocamento resultante da carga de escoamento da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$\delta_{y,aa,b}$	Deslocamento resultante da carga de falha de ancoragem da armadura suplementar (INFASO, 2012);

λ	Razão entre a carga última obtida experimentalmente e a carga última prevista por métodos de cálculo;
λ_a	Fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve;
Ψ_1	Fator que considera a influência da posição do estribo;
$\Psi_{1,2}$	Valor da efetividade do próximo estribo em consideração com a influência da posição do estribo (Sharma <i>et. al</i> , 2017);
Ψ_2	Fator que considera a influência do diâmetro da armadura superficial (Sharma <i>et. al</i> , 2017);
Ψ_3	Fator que considera a influência do comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura (Sharma <i>et. al</i> , 2017);
$\Psi_{A,N}$	Fator que considera os efeitos de borda e de agrupamento (prEN 1992-4, 2013);
$\Psi_{c,N}$	Fator de modificação para o concreto não fissurado sob carga de serviço (ACI 318, 2014);
$\Psi_{cp,N}$	Fator de modificação para conectores pós-instalados em concreto não fissurado (ACI 318, 2014);
$\Psi_{ec,N}$	Fator de modificação para grupos de ancoragens carregados excentricamente sob tração;
$\Psi_{ed,N}$	Fator de modificação para efeitos de borda para ancoragem simples ou grupo de ancoragens carregados sob tração (ACI 318, 2014);
$\Psi_{re,N}$	Fator que considera a influência de armaduras dispostas próximas uma das outras no elemento de concreto (prEN 1992-4, 2013);
$\Psi_{s,N}$	Fator que considera a perturbação da distribuição de tensões no concreto provocada pelas bordas do membro de concreto (prEN 1992-4, 2013);
ρ	Taxa de armadura longitudinal;

1. INTRODUÇÃO

Quando a tensão de aderência desenvolvida ao longo de uma barra reta de aço é suficiente para resistir os esforços de tração aplicados a ela, considera-se o comprimento de embutimento necessário como sendo o comprimento de ancoragem da barra no concreto. Em situações em que ancoragens por barras retas necessitem de comprimentos de embutimento elevados para o seu desenvolvimento completo, uma alternativa viável é a utilização de barras com ganchos.

No entanto, mesmo que haja espaço, a concentração em conexões viga-pilar pode ser um fator decisivo para a escolha do tipo de ancoragem, já que barras com ganchos demandam ainda uma área considerável para que possam se adequar, causando muitas das vezes congestionamento entre barras e dificuldade no momento da armação dos elementos de concreto armado.

A utilização de dispositivos mecânicos, além de diminuir consideravelmente o comprimento de embutimento, é uma alternativa para aliviar a grande obstrução em conexões viga-pilar, resultando em uma armação mais rápida e com detalhes construtivos mais simples, de acordo com Marchetto (2015). Além disso, a concretagem da região de conexão é realizada de maneira mais efetiva, facilitando a vibração do concreto, evitando vazios e possibilitando maior homogeneidade.



Figura 1.1 - Exemplos de conectores tipo pino com cabeça

Um dos tipos de dispositivos mecânicos mais utilizados na construção civil é o pino com cabeça (*headed studs*), que se caracteriza por possuir uma cabeça soldada, rosqueada ou forjada em sua extremidade, como pode-se observar na Figura 1.1, proporcionando uma grande região de apoio que auxilia na ancoragem da força de tração a qual a barra é submetida, segundo

Thompson *et. al* (2002). A ancoragem dessa força é feita por meio da combinação entre a área de suporte das nervuras da barra de aço e a área da cabeça que fora aplicada à mesma, aumentando, assim, a capacidade de ancoragem da armadura, além de diminuir o deslocamento das barras, como observado na Figura 1.2 abaixo.

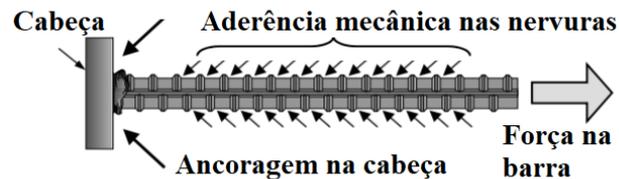


Figura 1.2 - Ancoragem de um pino com cabeça (Fonte: Adaptado de Thompson *et. al*, 2002)

A utilização de conectores do tipo pino com cabeça como barras de flexão das vigas de concreto armado demanda competência dos projetistas estruturais e experiência da mão de obra, já que diversos parâmetros alteram sua capacidade de ancoragem, tais como comprimento de embutimento, fissuração do concreto, armaduras suplementares e distância das barras até as bordas e entre si.

1.1. MOTIVAÇÃO

Diversas são as melhorias obtidas pelo emprego de conectores do tipo pino com cabeça em estruturas de concreto armado, substituindo as ancoragens convencionais, como barras com ganchos e barras retas. Entretanto, apesar das vantagens proporcionadas, a utilização desses conectores ainda consiste em um desafio para os projetistas, considerando que os atuais modelos teóricos de cálculo para estimar a capacidade de carga apresentam imprecisões e restrições quanto a utilização.

Além disso, dentre as pesquisas desenvolvidas nos últimos 50 anos, investigando o comportamento dos *headed studs*, poucas mantiveram o foco em estudar conexões viga-pilar, locais em estruturas de concreto armado em que há alta concentração de barras de aço que podem dificultar a concretagem e a consolidação do material. Ademais, poucos estudos foram realizados com o intuito de explorar a utilização de armaduras adicionais para conferir maior ductilidade da ruptura das conexões.

O Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília (LABEST – UnB) vem sendo palco da continuação da linha de pesquisa desenvolvida pelo Professor Doutor Marcos Honorato juntamente com o NUMEA (Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada) da Universidade Federal do Pará. A linha de pesquisa teve como precursor o Mestre Hamilton Costa em 2016 na UFPA, e foi seguida pela Mestre Patrícia Silva, durante seu mestrado em 2017/2018, que tivera como enfoque diversos tipos de ancoragens sujeitos a tração em blocos de concreto armado. A continuidade dessa linha de pesquisa é dada pelo mestrando Nataniel Lima em sua tese de mestrado, sendo seus ensaios a base para a elaboração deste trabalho.

Dessa forma, este estudo baseia-se em uma análise experimental que consiste em mensurar a influência de diversos parâmetros e fatores na capacidade de ancoragem dos conectores do tipo pino com cabeça presentes em conexões viga-pilar. A partir dos resultados e conclusões obtidos por meio dessa pesquisa, pode-se desenvolver modelos teóricos mais precisos, promovendo um aumento na utilização dos conectores em questão.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O principal objetivo deste trabalho é avaliar a capacidade de ancoragem dos conectores tipo pino com cabeça em conexões viga-pilar de concreto armado submetidos a ensaios de tração direta sob efeito de borda.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Analisar a influência do comprimento de embutimento (h_{ef}) na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça;
- Analisar a influência do diâmetro das barras ($d_{s,L}$) na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça,
- Analisar a influência do efeito de grupo na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça;
- Analisar a influência de armaduras suplementares na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça;

- Objetiva-se também comparar os resultados de carga última obtidos com aqueles decorrentes dos modelos de cálculos propostos pelas recomendações normativas ACI 318 (2014) e o prEN1992-4 (2013) e pelos modelos teóricos propostos pelo INFASO (2012), Regan (2000) e Sharma *et. al* (2017).

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos. Neste Capítulo 1, o leitor é introduzido ao tema e são apresentados os objetivos a serem alcançados, além das motivações do trabalho.

No Capítulo 2 é realizada a revisão bibliográfica, onde são expostos trabalhos de autores que pesquisaram sobre os assuntos abordados nesta pesquisa, destacando suas conclusões e outras informações importantes sobre cada pesquisa. São apresentados os modos de ruptura, os parâmetros que influenciam na capacidade de ancoragem, os modelos teóricos e as recomendações normativas disponíveis que possibilitam prever a resistência das ancoragens de acordo com a ruptura do concreto. Os mecanismos de ancoragem das barras de aço pré-instaladas em elementos de concreto armado também são expostos.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental, detalhando os espécimes confeccionados, o sistema de ensaio proposto, a instrumentação utilizada para a obtenção dos dados relevantes para a análise e os ensaios nos materiais utilizados.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos todos os resultados experimentais obtidos tais como carga de ruptura, deslizamentos das barras de aço e deformações nas barras. O modo de ruptura também será apresentado.

O Capítulo 5 apresenta a comparação entre os resultados de carga última obtidos experimentalmente e os obtidos por meio das recomendações normativas citadas.

O Capítulo 6 expõe as principais conclusões obtidas a partir dos resultados. Em seguida as referências bibliográficas são apresentadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Ao longo deste capítulo, serão apresentados maiores detalhes sobre o comportamento dos conectores tipo pino com cabeça em conexões viga-pilar de concreto armado e os parâmetros que influenciam o sistema. Além de pesquisas anteriormente elaboradas sobre o tema, serão apresentadas tanto recomendações normativas das normas ACI 318 (2014) e prEN1992-4 (2013), como também modelos teóricos propostos pelo INFASO (2012), Sharma *et. al* (2017) e Regan (2000). Os modos de ruptura das ancoragens e a definição de aderência e seus mecanismos serão mostrados.

2.1. ADERÊNCIA E SEUS MECANISMOS

De acordo com o item 9.4.1. da ABNT NBR 6118:2014, todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidas ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos.

Os esforços de compressão em uma viga de concreto armado submetida a flexão são resistidos pelo concreto, ao passo que os esforços de tração são suportados pela armadura presente no elemento estrutural. Para que esse mecanismo possa existir, segundo MacGregor e Wight (2012), deve haver transferência de forças por meio da aderência, entre os dois materiais. Portanto, aderência refere-se à propriedade que possibilita o funcionamento do concreto armado como material estrutural, promovendo a transição dos esforços atuantes na armadura para o concreto, modificando a tensão atuante no aço. A aderência é dividida entre três parcelas: adesão química, atrito e aderência mecânica, como representado na Figura 2.1 a seguir.

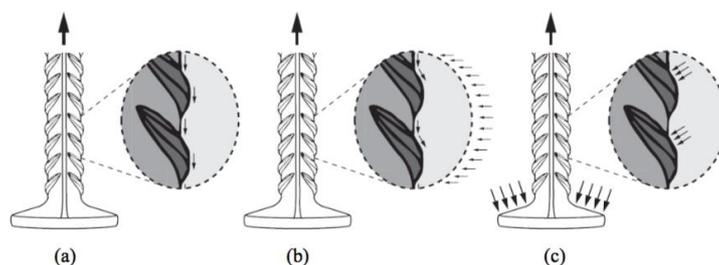


Figura 2.1 - Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça. a) Adesão química; b) Atrito; e c) Aderência mecânica. (Fonte: Brantschen, 2016).

A adesão química, observada na Figura 2.1 (a), é promovida pela fixação da pasta de cimento ao aço, originada nas reações de hidratação, durante o tempo de pega, resultando em uma resistência pequena quando comparada a das demais parcelas. Esse mecanismo é perdido rapidamente a partir do momento em que o deslizamento entre o concreto e a armadura se inicia, de acordo com Marchetto (2015), possibilitando que o próximo mecanismo seja ativado.

O atrito, observado na Figura 2.1 (b), então ativado, é expresso quando há tendência ao deslocamento entre os dois materiais estudados, desempenhando o papel de resistência a esse movimento. O mecanismo é influenciado principalmente pela rugosidade da superfície do aço, levando em consideração o coeficiente de atrito que depende da natureza da peça, isto é, quanto menos imperfeições a barra possuir, menor será seu coeficiente de atrito, e, conseqüentemente, menor será a tensão por atrito no material.

Em barras lisas, apenas os dois mecanismos expressos acima contribuem para a resistência de aderência, e são perdidos rapidamente quando a barra é tensionada, em particular devido à redução sutil de seu diâmetro, segundo MacGregor e Wight (2012). Isto posto, a utilização de desse modelo de barra não se destina, usualmente, para armaduras em estruturas de concreto armado. Porém, as nervuras ou saliências presentes em certos tipos de barras de aço, conforme Hadi (2008), contribuem positivamente para a resistência da aderência, sendo a aderência mecânica a principal razão para uma elevada efetividade da propriedade, além de promover maior segurança para as estruturas.

A aderência mecânica, presente na Figura 2.1 (c), também conhecida como engrenamento, é expressa após a falha do atrito. A propriedade considera as irregularidades da superfície, tendo em vista que elas funcionam como pontos de apoio que aplicam esforços de compressão no concreto, possibilitando um aumento expressivo no valor da aderência. A aderência mecânica se faz presente também na cabeça dos conectores, sendo o principal responsável pela capacidade de ancoragem das barras. As forças inclinadas possuem uma componente radial, também chamada de tensão normal ou tensão de fendilhamento, e uma longitudinal, denominada de tensão de aderência, conforme cita Marchetto (2015), podendo ser observado na Figura 2.2 a seguir. A componente radial provoca tensões de tração no concreto, resultando, eventualmente, no fendilhamento do concreto e na propagação das fissuras para a superfície do elemento estrutural.

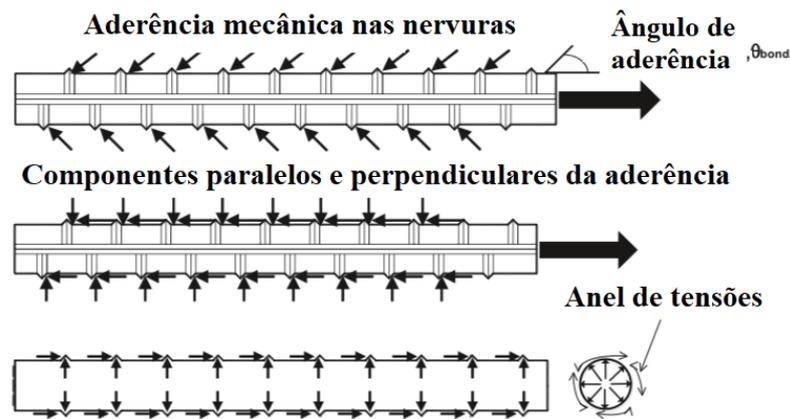


Figura 2.2 - Componentes das forças atuantes no concreto. (Fonte: Adaptado de Alrasyid *et al.*, 2017)

2.2. MODOS DE RUPTURA

De acordo o ACI 318 (2014), os modos de ruptura possíveis a partir da tração de barra ancorada são: ruptura por escoamento da barra, escorregamento, ruptura do concreto, fendilhamento do concreto, deslocamento lateral e falha por perda de aderência, os quais são apresentados na Figura 2.3.

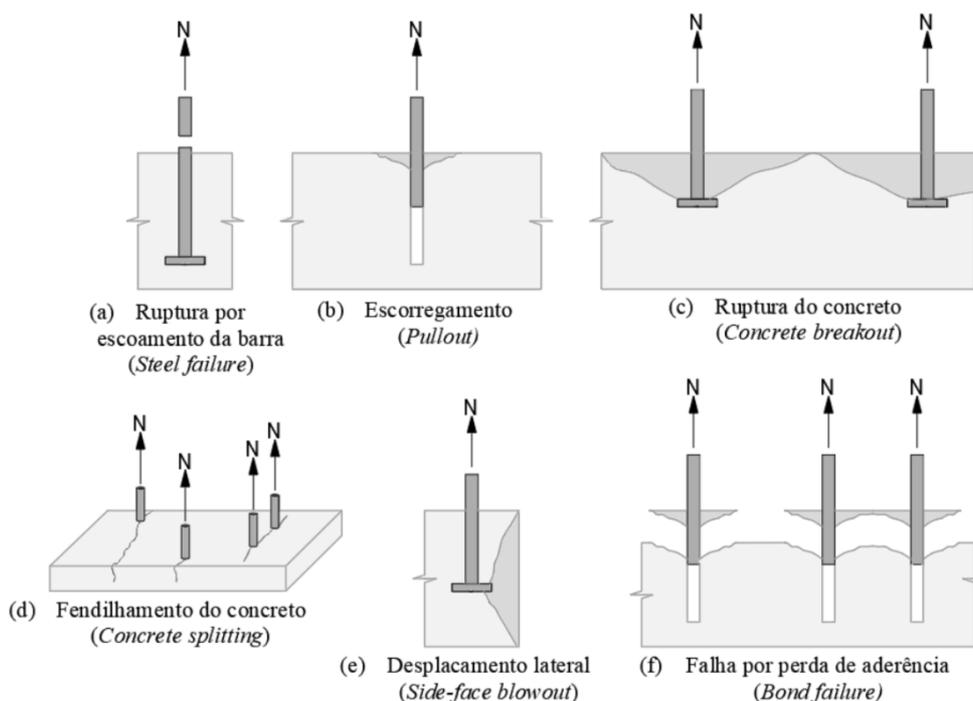


Figura 2.3 - Modos de ruptura para barras tracionadas. (Fonte: Adaptado do ACI 318, 2014)

O modo de ruptura por escoamento da barra, Figura 2.3 (a), ocorre em condições onde o aço é consideravelmente dúctil e o comprimento de aderência é longo o suficiente, considerando que o concreto não falhe. Essa ruptura raramente ocorre e, quando ocorre, o concreto utilizado no sistema é de alta resistência.

A ruptura por escorregamento da barra pode ocorrer tanto em função da falha de ancoragem por aderência, para o caso de barras retas, quanto pela falha do dispositivo mecânico adicionado às terminações das barras retas para reduzir o comprimento básico de ancoragem. Este modo é indesejável e pode ser prevenido por ensaios de aceitabilidade que devem ser realizados com o conector. Esse modo de ruptura é ilustrado na Figura 2.3 (b).

O modo apresentado na Figura 2.3 (d), o fendilhamento do concreto, geralmente ocorre quando as dimensões do prisma são pequenas, quando a barra é instalada a pequenas distâncias da borda ou quando há barras muito perto uma das outras (distâncias menores que $1,5 \cdot h_{ef}$). Esse modo de ruptura é resultado da formação de fissuras paralelas à barra ancorada. Segundo Eligehausen *et. al* (2006), a carga de ruptura associada ao fendilhamento é menor do que a que corresponde a ruptura do cone de concreto, mas a resposta de tensão e deformação é similar em ambos os casos.

O deslocamento do concreto na face lateral ocorre quando o comprimento de embutimento é profundo ao ser comparado a distância da barra até a superfície lateral do prisma, sendo necessário um cobrimento pequeno. O valor de cobrimento em que o modo de ruptura passa de deslocamento do concreto para cone de concreto depende da área de engrenamento da cabeça do conector e do comprimento de embutimento (FURCHE E ELIGEHAUSEN, 1991). Para ser considerada ancoragem profunda próxima à borda, segundo o ACI 318, a inequação a seguir deve ser garantida: $c_1 < 0,4 \cdot h_{ef}$, onde c_1 é o cobrimento.

A ruptura pelo cone de concreto, Figura 2.3 (c), é caracterizada pela formação de uma fissuração no concreto em forma de cone. A resistência à tração do concreto é utilizada integralmente, e, em ancoragens com *headed studs* onde a superfície de apoio da cabeça seja adequada, o cone de concreto será gerado (caso a resistência do aço não seja excedida).

A formação do cone de concreto é proveniente da composição de fissuras circunferenciais ao conector, geradas a partir do momento em que os esforços de tração superam a resistência à tração do concreto, conforme Eligehausen *et. al* (2006). A fissuração se inicia na cabeça do

conector e tende a ser projetada para a superfície superior do concreto a uma inclinação de aproximadamente 35°, segundo o Método CCD (*Concrete Capacity Design Method*), que será detalhado posteriormente.

Ancoragens utilizando conectores tipo pino com cabeça, em geral, apresentam ruptura do cone de concreto, fendilhamento do concreto ou escoamento da barra, dependendo, segundo Eligehausen *et. al* (2006), da resistência do concreto, do comprimento de embutimento, espessura do conector e espaçamento entre eles e da borda. A falha por escorregamento acontecerá apenas se a conexão da cabeça à barra não tiver sido realizada de maneira adequada.

2.3. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA UTILIZAÇÃO DAS BARRAS COM CABEÇA

O estudo sobre conectores tipo pinos com cabeça se iniciou com os pesquisadores Chinn (1961), Driscoll e Slutter (1961), Slutter (1963), em suas extensivas pesquisas sobre os conectores no campo da construção civil utilizando lajes de concreto e vigas de aço, segundo Marchetto (2015). McMackin *et. al* (1973) da Universidade de Lehigh juntamente com a *Nelson Stud Welding Company* deu origem, uma década depois, a um método de projeto baseado na ruptura pelo cone de concreto, resultante da combinação entre os esforços de tração e de cisalhamento.

No ano seguinte, Stoker *et. al* (1974) realizaram ensaios para o laboratório do *California Department of Transportation (Caltrans)*, testando um total de dezenove barras com cabeça para determinar se estas seriam uma alternativa viável em conexões de superestruturas de pontes, conforme Thompson *et. al* (2002). Para isso, pesquisou-se um método de ancoragem utilizando barras de grandes diâmetros (3/8" (#11), 1 3/4" (#14) e 2 1/4" (#18)) com pequenos comprimentos de ancoragem. Os pesquisadores da *Caltrans* concluíram que à medida em que o comprimento de ancoragem reduzia, a cabeça na extremidade da barra absorvia maiores tensões na armadura.

Dilger e Ghali (1981), pesquisadores da Universidade de Calgary, estudaram a utilização de conectores com cabeça como elementos integrantes da armadura de cisalhamento de punção em lajes. Por meio dos resultados, concluíram que o emprego de pinos com duas cabeças proporcionou melhores resultados quando comparado ao uso de *stud rails*, armaduras constituídas de conectores com cabeça soldados a uma placa. Foi recomendado pelos autores que a área da cabeça do conector fosse dez vezes a área da seção transversal da barra estudada.

O Alaska Oil and Gas Association (AOGA), no começo dos anos 1980, perceberam o potencial tecnológico do uso de conectores tipo pino com cabeça como parte constituinte da armadura de cisalhamento. Assim, iniciaram diversos estudos dessas ancoragens com a finalidade de reduzir o alto congestionamento de barras com ganchos nas estruturas de concreto armado em plataformas de petróleo, além de contar com a possibilidade de *headed bars* fornecerem maior capacidade de ancoragem.

Por isso, a AOGA recomendou o uso desses conectores para a *Norwegian Contractors*, empresa especializada em projetos e construções de plataformas de petróleo que realizou estudos para otimizar estes conectores. A empresa firmou uma parceria com um fornecedor britânico de serviços industriais, *Metalock*, e juntas contrataram o grupo SINTEF, uma organização privada de pesquisa associada à Fundação de Pesquisas Científicas e Industriais no Instituto de Tecnologia Norueguês.

Por meio dos estudos e trabalhos realizados pelos três grupos, o método de soldagem por fricção foi patenteado e, com isso, foi fundada uma filial da *Metalock* nos Estados Unidos. Nomeada *Headed Reinforcement Corporation (HRC)*, foi a principal fornecedora de barras com esse tipo de conector no país e patrocinadora de diversas pesquisas que foram realizadas nessa tecnologia, consoante Thompson *et. al* (2002).

A HRC fabrica barras com cabeças soldadas por fricção (*friction-welded heads*) e com cabeças forjadas (*forged heads*). As primeiras são confeccionadas a partir do pressionamento da barra de aço contra uma placa em movimento giratório a uma alta velocidade, geralmente em torno de 1500 rpm. A partir do alto atrito gerado pelo movimento, o conjunto converte a energia cinética em térmica, elevando a temperatura dos elementos e derretendo-os, formando uma conexão entre os dois.

As barras com cabeças forjadas são fabricadas pela moldagem do aço, obtendo o formato desejado para a peça a partir da aplicação de forças compressivas localizadas, geralmente realizados a altas temperaturas. Após o aquecimento atingir o valor aceitável, a barra é pressionada contra o material que confere a forma desejada para a cabeça. Um conector com cabeça forjada é pequeno e de fácil fabricação, além de ser uma alternativa viável para situações em que uma pequena capacidade de ancoragem é necessária.

Uma outra empresa que iniciou a produção dos conectores com cabeça nos Estados Unidos foi a *Electric Railway Improvement Company (ERICO)*. Seu principal produto foi o *Lenton*

Terminator, uma conexão de rosca cônica entre a barra de aço e uma porca circular especial, formando assim uma barra com cabeça rosqueada (*threaded bars*), permitindo uma eficiência maior na transferência de tensão. A espessura da porca varia, mas pode-se considerá-la maior que a da placa circular utilizada pela HRC.

Ao longo deste trabalho, o conceito de armadura suplementar será definido como armaduras que auxiliam no confinamento do concreto na região da cabeça, colaborando também com a ancoragem de suas “pernas” na resistência do cone de concreto. A definição de armadura complementar, utilizada por Silva (2018) baseia-se em armaduras dispostas juntamente as barras ancoradas, de maneira transversal, ambas trabalhando concomitantemente.

2.3.1. Marques e Jirsa (1975)

Marques e Jirsa (1975) realizaram ensaios em vinte e dois espécimes simulando conexões viga-pilar externas com o objetivo de avaliar a capacidade de ancoragem da armadura da viga, quando submetida a diferentes níveis de confinamento na conexão. Foi estudada a influência das armaduras longitudinal dos pilares, do cobrimento e do carregamento axial no pilar na carga última de ancoragens utilizando barras com ganchos. As barras ensaiadas possuíam diâmetros de 22 mm ou 35 mm, com ganchos de 180° ou dobras de 90°.

Três tipos de confinamento foram considerados nos ensaios: influência das barras longitudinais do pilar; dos estribos do pilar presentes na conexão; e do cobrimento. Estudando os resultados de carga-deslizamento dos ensaios de cinco espécimes que possuíam o mesmo tipo de confinamento lateral, método de posicionamento das armaduras verticais do pilar e cobrimento, variando apenas o carregamento axial, pode-se concluir que a influência da variação dos valores das cargas axiais na capacidade de ancoragem é insignificante.

Marques e Jirsa (1975) ressaltam que o resultado obtido foi estudado apenas quando a cauda do gancho estava disposta na direção do carregamento axial e que outras orientações e diferentes confinamentos laterais podem gerar diferentes resultados. Outra conclusão obtida pelos autores considera que em todos os espécimes confinados pelos estribos dos pilares, a carga última atingia o escoamento.

2.3.2. Eligehausen e Furche (1991)

Eligehausen e Furche realizaram trinta e cinco testes com *headed bars* ancoradas em prismas de concreto visando desenvolver uma equação que considerasse a influência da distância até a borda (c_{d1}), da resistência característica à compressão do concreto e da área efetiva da cabeça ($A_{s,h}$) na resistência última ao arrancamento. Na maioria dos testes ocorreu a ruptura pelo deslocamento lateral e nos demais a falha se deu pelo rompimento do cone de concreto, sendo a primeira relacionada a pequenas distâncias até a borda. A projeção do cone de concreto formado, assim como o valor da carga última, diminui à medida em que a distância do conector até a borda decresce.

A resistência do concreto foi mantida constante, assim como o diâmetro da barra ensaiada (25 mm). A resistência dos pinos com cabeça foi elevada (superior a 700 N/mm^2) para excluir a possibilidade de uma ruptura no aço.

A Equação 2.1 a seguir foi proposta pelos autores para o cálculo da distância crítica até a borda, valor em que o modo de ruptura permuta do deslocamento lateral para a formação do cone de concreto.

$$m_c = 0,3 \cdot h_{ef} / \left(\sqrt{A_{s,h} / h_{ef}} - 0,5 \right) \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

m_c é a distância crítica até a borda (em mm);

$A_{s,h}$ é a área efetiva da cabeça do conector (em mm^2); e

h_{ef} é o comprimento de embutimento (em mm).

Além da distância crítica até a borda expressa acima, outra equação de distância crítica é proposta, onde de deslocamento lateral, o modo de ruptura passa a ser por ruptura da barra de aço.

2.3.3. DeVries (1996)

Outras pesquisas patrocinadas pela HRC aconteceram na Universidade do Texas, em Austin, e elas foram divididas em duas partes. A primeira foi conduzida por Richard DeVries (1996), presente em sua tese de doutorado, com mais de 140 ensaios de arrancamento, baseados

principalmente na relação entre comprimento de embutimento e cobrimento das barras. A segunda parte foi realizada por Tarek Bashandy (1996), como objeto de estudo do seu doutorado, ensaiando 32 espécimes de larga escala, simulando conexões viga-pilar externas.

DeVries (1996) realizou seus ensaios com barras dispostas em blocos de concreto, nos quais diversas variáveis, como distância entre as barras e o cobrimento, foram estudadas, resultando em um estudo bastante vasto em relação ao tema. O objetivo dos ensaios era desenvolver recomendações de projeto para prever a capacidade de ancoragem de barras com cabeça. A pesquisa foi dividida em duas fases, sendo a primeira realizada com comprimentos de embutimento rasos, ou seja, com razões entre h_{ef} e o cobrimento pequenas (escolhidas para serem menores que 5), e a segunda, com razões altas (entre 6 e 18).

Foram realizados 21 testes com comprimentos de embutimento rasos, resultando em ruptura por cone de concreto e rompimento da barra de aço. DeVries (1996) concluiu que a presença de armadura de cisalhamento posicionadas perpendicularmente não afetou significativamente a capacidade de ancoragem das barras com cabeça.

Na segunda fase do estudo, foram ensaiados 129 testes de arrancamento, em espécimes com razões entre h_{ef} e cobrimento acima de 5. Foram estudadas variações de diversos parâmetros: diâmetro da barra de aço; espaçamento entre as barras; cobrimento; armadura de cisalhamento; comprimento de embutimento; e o posicionamento das barras, nos cantos e próximo das bordas.

Com base nos testes realizados, DeVries (1996) concluiu que para barras com comprimentos de embutimento altos, a ruptura pelo deslocamento lateral ou pelo escoamento da barra era esperada. Armadura de cisalhamento posicionada na região de ancoragem não aumenta a capacidade final, porém uma alta concentração dessas armaduras perto da cabeça do conector aumenta a resistência residual da conexão após a ruptura. O posicionamento de barras em cantos e o pequeno espaçamento entre elas também diminuem a capacidade de ancoragem.

2.3.4. Bashandy (1996)

A segunda parte da pesquisa realizada na Universidade do Texas, como citado anteriormente, foi conduzida por Bashandy (1996), que dividiu seus ensaios em três etapas. Na primeira, foram realizados 25 ensaios de arrancamento, objetivando estudar a influência de carregamentos cíclicos e do posicionamento de barras transversais no apoio da cabeça, além de verificar a possibilidade de usar o conector com cabeça como armadura de cisalhamento.

A segunda etapa do trabalho baseou-se no ensaio de 32 espécimes simulando conexões viga-pilar externas e a terceira etapa foi caracterizada por um único ensaio que consistia no carregamento cíclico no mesmo tipo de conexão. Assim como no caso do trabalho desenvolvido por DeVries (1996), as equações obtidas na tese de Bashandy (1996) foram propostas como recomendações a serem implementadas por normas.

Na primeira etapa, quatorze dos vinte e cinco espécimes foram ensaiados para investigar a influência de carregamentos cíclicos e o posicionamento da barra transversal situada na cabeça do conector. As variáveis foram o número de ciclos, dimensões das barras transversais e dimensões da cabeça do conector. Como resultado, observou-se que carregamentos cíclicos entre 5 e 80% da capacidade máxima, até quinze ciclos, não afetaram significativamente a capacidade de ancoragem. O posicionamento das barras transversais em relação à cabeça do conector afetou a sua capacidade, atuando como contenção de deslocamento lateral e aumentando a área de engrenamento efetiva na cabeça do conector.

Porém, Bashandy (1996) sugere que seja realizada uma limitação conservativa no aumento da capacidade de ancoragem neste caso, restringindo esse valor a 25% para cabeças que sejam ancoradas positivamente. O termo “ancoragem positiva”, para Bashandy, caracteriza ancoragens em que as dimensões livres da cabeça devem ser pelo menos iguais a metade do diâmetro das barras transversais, como é apresentado pela Figura 2.4 a seguir.

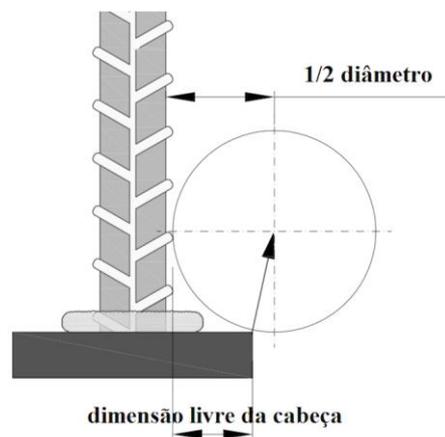


Figura 2.4 - Cabeça de conector sem "ancoragem positiva" (Fonte: Adaptado de Marchetto, 2015)

Nos 11 espécimes restantes na primeira etapa, foi estudada a possibilidade de usar *headed bars* como armadura de cisalhamento. Concluiu-se que a utilização dessas barras apresenta um alto potencial (BASHANDY, 1996).

Na segunda etapa de seu estudo, todos os trinta e dois espécimes foram estudados sob a aplicação de carga a uma taxa constante, definindo-se como variáveis o comprimento de embutimento, o cobrimento, a orientação das barras (canto ou borda), as dimensões da cabeça do conector, o comprimento da barra ancorada e a presença de armadura de confinamento. Bashandy (1996) inferiu, após a realização dos ensaios simulando conexões viga-pilar, que ocorreram dois tipos de ruptura: deslocamento lateral e falha relacionada ao cisalhamento, ambas com padrão de fissuração similar. O método de ensaio para essa etapa do estudo está representado na Figura 2.5.

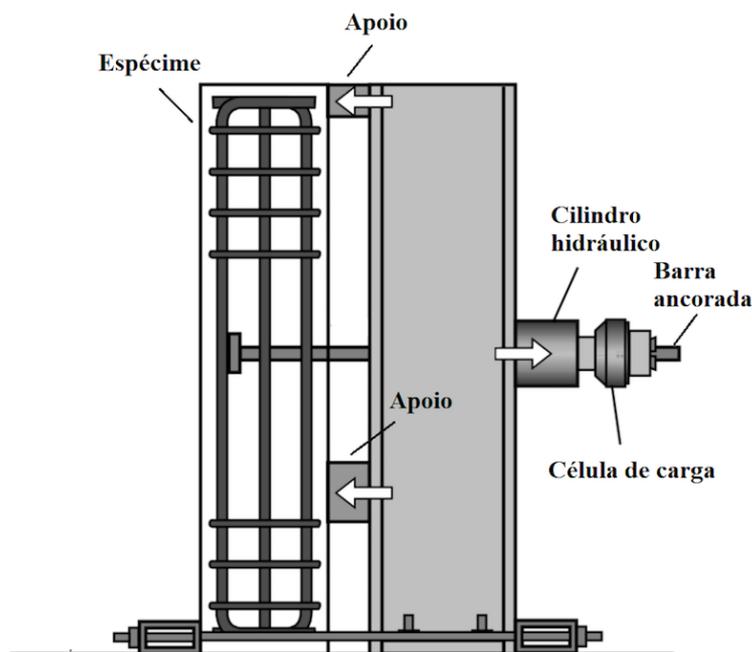


Figura 2.5 - Sistema de ensaio de conexões viga-pilar realizada por Bashandy (Fonte: Adaptado de Thompson *et. al*, 2002).

As conclusões obtidas da segunda etapa foram que a razão entre a área da cabeça do conector e a área transversal da barra ancorada, bem como sua orientação não possuíram grandes influências na capacidade máxima, porém, o aumento da área da cabeça do conector e do cobrimento, resultaram um aumento significativo na resistência.

Além disso, a resistência aumenta linearmente com o aumento do comprimento de embutimento e, à medida que este aumenta, a cabeça do conector tende a resistir menos. Como esperado, concluiu-se que a capacidade de ancoragem de *headed bars* é no mínimo equivalente e frequentemente maior que barras análogas com ganchos. Por fim, averiguou-se que a resistência aumenta com o número maior de armaduras de confinamento, por conterem o cobrimento de um deslocamento lateral, além de confinarem o concreto perto das cabeças, aumentando a capacidade de ancoragem.

O comportamento do espécime ensaiado na terceira parte do estudo foi comparado a ensaios similares realizados com barras com ganchos, que possui capacidade inferior ao das *headed bars*.

2.3.5. Regan (2000)

Regan (2000), com o intuito de estudar o comportamento de diversos tipos de ancoragem na armadura de cisalhamento em lajes lisas, realizou ensaios de arrancamento com seis tipos de ancoragem, variando entre gancho de 180°, dobra de 90° e conectores tipo pino com cabeça em concreto não fissurado, todos apresentando comprimento de embutimento menores que 100 mm. Os seis tipos foram: gancho de 180°; gancho de 180° com barra transversal; dobra de 90°; dobra de 90° com barra transversal; conectores com cabeça; e conectores com cabeça com superfície do prisma inclinada.

Pelos resultados apresentados pelo autor, pode-se observar que a capacidade de ancoragem para os seis tipos segue a mesma tendência. Mais adiante será abordado o método de cálculo proposto por Regan (2000).

2.3.6. Oliveira (2003)

Sua pesquisa foi de cunho experimental que avaliou a resistência à tração de placas de ancoragem embutidas em blocos de concreto armado. A redução da carga última de placas de ancoragem com grupo de chumbadores foi analisada a partir do efeito de borda e do espaçamento entre os pinos. O comprimento de embutimento foi mantido constante e aproximadamente igual a 91 mm.

Com base nos valores obtidos nos ensaios de placa isolada e nos ensaios de placas localizadas na proximidade de bordas, concluiu-se que a redução da carga última submetidas ao efeito de

borda atingiu 0,59 da carga última da placa isolada. Em relação ao ângulo médio que a superfície de ruptura realiza com um plano perpendicular ao eixo do chumbador, obteve-se valores que variavam entre 30° e 46°, dependendo da presença ou não de armadura de suspensão, respectivamente.

2.3.7. Meira (2005)

O trabalho de Meira (2005) foi o primeiro na Universidade Federal do Goiás (UFG) pertencente a linha de pesquisa já consolidada sobre punção em lajes-cogumelo. São estudados pinos de ancoragem curtos com cabeça quadrada em espécimes de concreto submetidos a esforços de tração. Os blocos de concreto utilizados possuem forma cúbica de 1000 mm de aresta. Foram ensaiados 61 pinos, com o intuito de avaliar as seguintes variáveis: distância do pino até uma borda, comprimento de embutimento (50 mm e 100 mm), a existência de aderência entre o concreto e o aço, a posição (superior, intermediária, inferior) e a orientação (horizontal e vertical) do pino no bloco.

A partir dos resultados obtidos pelo autor, foi possível concluir que a carga de ruptura da ancoragem decresce linearmente com a aproximação da ancoragem à borda. A redução na resistência da ancoragem pode chegar a 35% da carga de ruptura de um pino isolado. Em relação a posição dos chumbadores, foi concluído que a resistência da ancoragem aumentou para pinos instalados próximos à extremidade inferior do espécime de concreto. Todavia, não houve variação relevante na resistência ao se variar apenas a orientação dos chumbadores.

2.3.8. Martins (2006)

O objetivo do trabalho do autor foi determinar a resistência à tração de chumbadores presentes em uma placa de ancoragem instaladas em espécimes de concreto através do meio experimental. Foram ensaiados 23 espécimes com chumbadores variando o comprimento de embutimento entre 10 cm, 16 cm e 20 cm. O diâmetro nominal dos chumbadores foram mantidos constantes, assim como as dimensões da placa quadrada de ancoragem. Assim como Oliveira (2003), o autor estuda os efeitos da distância entre os chumbadores e da proximidade dos chumbadores às bordas do prisma de concreto.

Os modos de ruptura também foram avaliados. Para chumbadores isolados com comprimento de embutimento reduzido, a ruptura foi por fendilhamento, com o aumento considerável do comprimento de embutimento, a ruptura à tração dos chumbadores foi obtida. Para

chumbadores que eram posicionados com o intuito de apresentarem efeito de grupo, a ruptura em forma de associação de cones foi adquirida.

2.3.9. Soares (2007)

Em seu trabalho, Soares (2007) deu continuidade aos estudos de Meira (2005) na Universidade Federal do Goiás (UFG). O autor estuda e discute o modelo de ancoragem pré-instalada formado por um pino de ancoragem com cabeça quadrada submetido a esforços axiais de tração. Foram ensaiados 162 pinos curtos, sendo 65 ensaios realizados como pré-teste. As dimensões da cabeça foram mantidas constantes, com 50 mm de lado. Os maciços aos quais os pinos eram instalados possuíam dimensões constantes de 2200 mm x 600 mm x 400 mm. Algumas das variáveis principais estudadas por Soares (2007) foram: distância do pino até a borda, variação do diâmetro da haste do pino e comprimento de embutimento.

Com os resultados obtidos pelos experimentos realizados, variando apenas o comprimento de embutimento dos pinos, a carga última para $h_{ef}=100$ mm é 2,97 vezes quando comparada com pinos de $h_{ef}=50$ mm, considerando que é inexistente o efeito de borda na ancoragem. Para situações em que o efeito de borda é presente, o acréscimo na capacidade de ancoragem devido ao aumento do valor de h_{ef} tende a ser reduzido à medida que o pino se aproxima da borda do bloco maciço.

A variação do diâmetro da haste do pino, por sua vez, resultou em pequenos ganhos efetivos em relação a capacidade de ancoragem, tendo os valores variando entre 1,05 e 0,97 vezes em razões entre maiores e menores diâmetros, para situações em que o efeito de borda não é considerado. A tendência, como apresentada por Soares (2007) é a redução das razões em cenários em que a proximidade da borda não pode ser desconsiderada.

2.3.10. Costa (2016)

No trabalho de Costa (2016) foram realizadas duas séries de ensaios em que conectores com cabeça instalados em vigas foram submetidos a esforços de tração. A primeira série teve como objetivo avaliar a influência da fissuração do concreto na capacidade de ancoragem dos conectores, onde as variáveis a serem estudadas foram o h_{ef} , variando de 60 a 110 mm, e a taxa de armadura de flexão (variando de 0,33% a 3,21%), que foi o fator responsável para controlar o nível de fissuração dos espécimes. Segundo Costa (2016), o nível de fissuração impacta

consideravelmente na capacidade de ancoragem do conector, sendo que, quanto maior o nível, maior a perda de resistência proporcionada pela fissuração.

Já na segunda série, nove ensaios foram executados, avaliando a influência da presença de armadura suplementar junto ao conector, tendo como variáveis o diâmetro e o espaçamento entre a armadura suplementar e o conector. O comprimento de embutimento de 110 mm e a taxa de armadura de flexão igual a 0,51% foram mantidos. As armaduras suplementares tiveram sua inclinação, o número de pernas e disposição variadas.

Costa (2016) concluiu que armaduras suplementares dispostas próximas ao conector apresentam maior eficiência, assim como armaduras com menores diâmetros. O valor de diâmetro máximo, que proporciona o maior acréscimo de resistência para um h_{ef} de 110 mm é 6,3 mm. A partir desse valor, diâmetros superiores resultam em valores de acréscimos de resistência semelhantes ao proveniente do diâmetro de 6,3 mm. A capacidade de ancoragem, segundo Costa (2016), pode sofrer um aumento de até 320%.

2.3.11. Chun, Choi e Jung (2017)

De acordo com os autores, o ACI 318 (2014) apresenta diversas limitações para o uso de *headed bars* quando se trata da consideração da resistência de escoamento da barra, do cobrimento e da consideração dos efeitos do uso de armadura de cisalhamento, isto por falta de verificações experimentais. Para os ensaios simulando conexões viga-pilar externas, foram utilizadas barras de 43 e 57 mm. A ruptura por deslocamento lateral intencional ocorreu pelo impedimento de outros modos de ruptura. O sistema de ensaio utilizado pelos autores é ilustrado na Figura 2.6, com o posicionamento horizontal do espécime e com a ausência de cargas axiais atuantes no pilar.

As variáveis estudadas no ensaio foram: comprimento de embutimento, resistência do concreto acima de 81 MPa, cobrimentos de $1d_{s,L}$ e $2d_{s,L}$ (com $d_{s,L}$ sendo o diâmetro da barra utilizada) e armadura de cisalhamento. Os autores concluíram que como todos os espécimes romperam por deslocamento lateral, os que possuíam maior cobrimento, apresentaram maior resistência. Além disso, quanto maior o comprimento de embutimento, maior a capacidade de ancoragem das barras tende a ser.

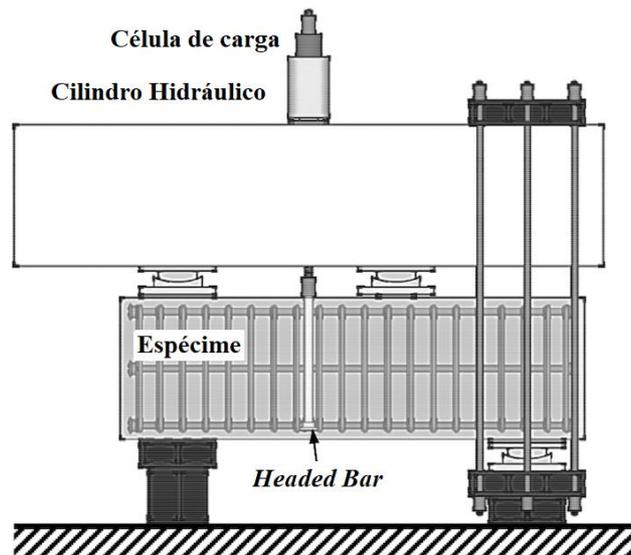


Figura 2.6 - Sistema de ensaio dos autores (Fonte: Adaptado de Chun, Choi e Jung, 2017)

A presença de grampos como armadura de cisalhamento também pode aumentar a resistência da ancoragem por limitar a propagação de fissuras. Porém, contradizendo a observação de Marques e Jirsa (1975) quando estudavam barras com ganchos, de que estribos como armadura de cisalhamento aumentam a capacidade de ancoragem, Chun, Choi e Jung (2017) argumentam que provavelmente não há aumento desta. Segundo os autores, a ruptura por deslocamento lateral em *headed bars* começa na cabeça do conector que, comparada a barras com ganchos, possui uma área de engrenamento bem localizada. Por isso, estribos não confinam as barras com cabeça tanto quanto as barras com ganchos.

Por fim, foi proposto um modelo de cálculo, partindo dos resultados dos experimentos de Bashandy (1996), para a resistência de ancoragem de barras com cabeça em conexões viga-pilar externas que inclui o efeito da armadura de cisalhamento e do cobrimento.

2.3.12. Sharma *et. al* (2017)

Sharma *et. al* (2017) realizaram ensaios em blocos, submetendo-os a esforços cisalhantes e de tensão, a fim de propor um novo modelo que fosse capaz de considerar o comportamento real de ancoragens com armadura suplementar. Para os autores, os modelos presentes no ACI 318 (2014) e no prEN1992-4 (2013) apresentam estimativas imprecisas para a carga última. A partir

de análises experimentais, percebeu-se que os modelos são ou muito conservadores ou não conservadores dependendo da configuração e da quantidade de armadura suplementar presente.

Os ensaios sob tração foram feitos utilizando dois tipos de configurações de armadura suplementar distintos, um com dois estribos para a ancoragem (em vermelho na Figura 2.7) e o outro com quatro, além dos *hangers* presentes (em azul na Figura 2.7) como pode-se observar a seguir.

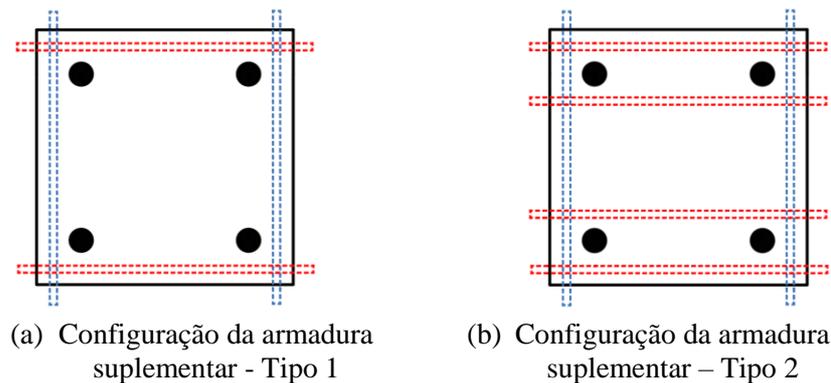


Figura 2.7 - Posição da armadura suplementar em ensaios de tração (Fonte: Adaptado de Sharma *et. al.*,2017)

A partir dos resultados dos ensaios, foi plotado o gráfico representado na Figura 2.8, onde foram separadas as forças suportadas pelos estribos e pelo concreto, em função da deformação da ancoragem submetidas a esforços de tração, com o “Tipo 1” de configuração, com diâmetro das barras ($d_{s,L}$) igual a 16 mm.

Pode-se observar que inicialmente, a força total aplicada é suportada pelo concreto, enquanto a armadura suporta esforços desprezíveis. Porém, a partir do momento em que o concreto atinge um valor semelhante à carga última no concreto não armado, a contribuição da armadura suplementar aumenta significativamente, enquanto a colaboração do concreto começa a diminuir. Mesmo assim, nos testes realizados, a armadura atinge sua máxima participação enquanto o concreto provê menos que a sua carga última, com contribuição diferente de zero, contrariando a previsão da prEN 1992-4 (2013). Entretanto, em situações em que a ancoragem possui uma quantidade inferior de armadura suplementar, na carga última, os estribos escoam e a contribuição do concreto é inferior à carga última de ancoragem em concreto não armado.

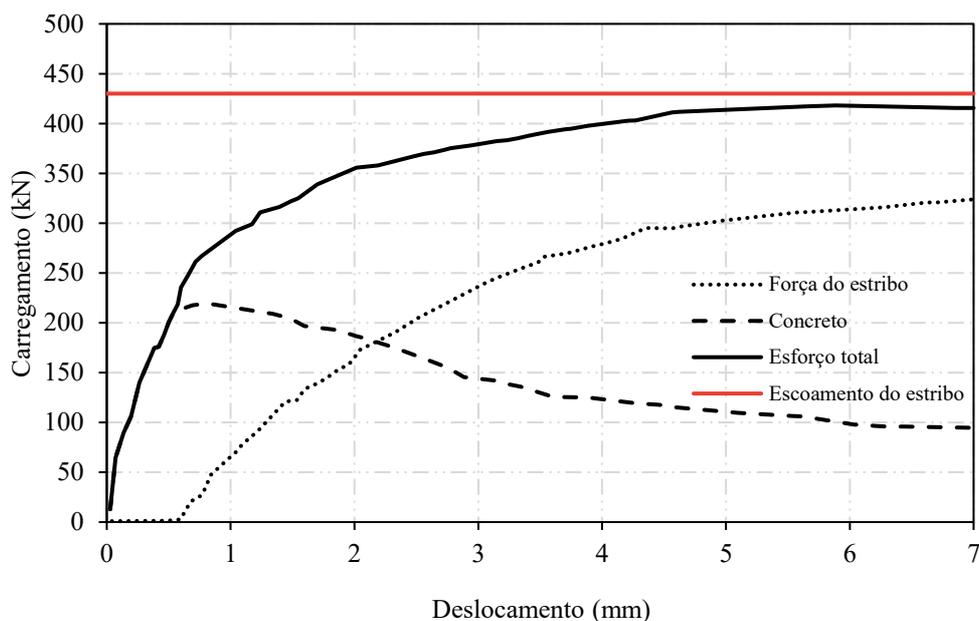


Figura 2.8 - Contribuições independentes do concreto e dos estribos em testes realizados em ancoragens sob esforços de tração com disposição "Tipo 1", para $d_{s,L}=16$ mm. (Fonte: Adaptado de Sharma *et. al*, 2017)

A partir das observações dos autores, foi proposto um novo modelo de cálculo para estimar a capacidade de ancoragem dos conectores estudados. Estas formulações serão apresentadas no decorrer deste trabalho.

2.3.13. Sperry *et. al* (2017)

Em seus ensaios, Sperry *et. al* (2017) simulou uma conexão viga-pilar, com a concretagem apenas do pilar, baseando-se aos espécimes utilizados nos estudos por Marques e Jirsa (1975) e Pinc *et. al* (1977). Seu objetivo principal era avaliar a resistência última de barras com ganchos submetidas ao arrancamento, em um total de 337 espécimes.

Dos 337 espécimes, 276 foram executados com a presença de duas barras com ganchos e os 61 restantes com três ou mais barras com ganchos. Os parâmetros a serem estudados foram diâmetro da barra analisada ($d_{s,L}$), tensão da barra ancorada na ruptura, comprimento de embutimento, cobrimento, quantidade de armadura de confinamento, ângulo do gancho realizado na barra, entre outros.

Sperry et. al (2017) formulou equações empíricas para três casos, sendo estes: barras com ganchos sem armadura de confinamento, barras com ganchos com diferentes quantidades de armadura de confinamento orientadas paralelas a barra ancorada e barras com ganchos com armadura de confinamento orientadas perpendicularmente a barra ancorada.

Segundo o autor, a Equação 2.2 apresenta o valor da resistência de ancoragem da barra com gancho que não considera a influência da armadura de confinamento. Sendo assim, o valor final de resistência depende apenas da resistência a compressão do concreto, do comprimento de embutimento (h_{ef}) e do diâmetro nominal da barra ancorada.

$$T_c = 35,4 \cdot f_c^{0,29} \cdot h_{ef}^{1,06} \cdot d_{s,L}^{0,54} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

T_c é igual a parcela de contribuição do concreto para a resistência da ancoragem da barra com gancho.

2.3.14. Silva (2018)

Silva (2018) realizou 34 ensaios de arrancamento em blocos de concreto armado a fim de estudar o comportamento de diferentes tipos de ancoragem submetidas a tração direta sem efeito de borda. O sistema de ensaio utilizado foi o mesmo de Costa (2016). Na análise experimental foram utilizados ganchos de 180°, dobras de 90°, ganchos de 45°, conectores tipo pino com cabeça e barras retas com barras transversais soldadas. Os testes foram executados em três etapas, sendo dezessete modelos ensaiados com comprimento de embutimento igual a 60 mm e diâmetro nominal de 10 mm. Os dezessete modelos restantes tiveram h_{ef} igual a 110 mm e diâmetro igual a 16 mm.

A autora comparou os modelos a partir das deformações obtidas nas barras ancoradas e armaduras de flexão do bloco, das cargas últimas, dos deslocamentos relativos da ancoragem, dos modos de ruptura, além da geometria de ruptura para cada ensaio. Seus resultados foram comparados com as recomendações normativas e com os modelos teóricos propostos por Regan (2000) e por Sperry et. al (2017).

Verificou-se que os conectores com cabeça foram aqueles que possuíam maior influência do Estádio III (Aderência mecânica e formação de fissuras radiais), uma vez que, segundo Silva

(2018), a cabeça do conector fornece a maior eficiência mecânica, indicando menores intensidades de deslizamento.

A adoção do coeficiente k apresentado por Regan (2000) na Equação 2.29 como sendo igual a 10 para ganchos de 180° e dobras de 90° que não possuíam barras transversais complementares foi considerado conservador e seguro ao ser comparado com o coeficiente k obtido através dos ensaios executados, o qual se aproximou de 12. Portanto, Silva (2018) concluiu que o modelo proposto por Regan (2000) foi o que melhor se adequou aos resultados obtidos.

2.4. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A CAPACIDADE DE ANCORAGEM

Em concordância com os trabalhos estudados, a capacidade de ancoragem dos conectores é influenciada pela resistência à compressão do concreto, pelo efeito de borda, pelo efeito de agrupamento, pelo diâmetro da cabeça do conector, pelas armaduras suplementares, pelo comprimento de embutimento e pela abertura de fissuras.

2.4.1. Resistência à compressão do concreto

Um dos principais parâmetros de uma construção de concreto armado é a resistência à compressão do concreto, obtida a partir de ensaios de compressão com corpos de prova moldados na concretagem da estrutura. De acordo com Heilmann (1969), a resistência à tração do concreto (f_{ct}) com 28 dias é determinada considerando seu valor proporcional à resistência à compressão elevada a 2/3 ($f_c^{2/3}$). Porém, a equação superestima a resistência à tração para concretos que possuam $f_c > 60 \text{ N/mm}^2$. Assim, segundo Eligehausen *et. al* (2006), para obter um valor de resistência à tração adequado levando em consideração todos os valores de f_c , pode-se considerar o valor de f_{ct} como sendo proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão ($\sqrt{f_c}$).

2.4.2. Efeito de borda

Conforme o ACI 318 (2014), a inclinação do ângulo de ruptura formado (α) é de aproximadamente 35°, e a projeção quadrada da fissuração na superfície superior do bloco possui lados de $1,5 \cdot h_{ef}$, ao redor da barra ancorada. A partir disso, pode-se concluir que a resistência da ancoragem será reduzida caso a distância do conector até a borda seja menor que $1,5 \cdot h_{ef}$. Isto posto, é recomendável que os conectores sejam instalados a uma distância

considerável delas. A redução da resistência da ancoragem é promovida por um fator multiplicador na carga última e propõe que, caso haja duas bordas em proximidades menores que o limite, seja utilizada a menor distância na equação.

Segundo Eligehausen *et. al* (2006), a proximidade da borda produz o mesmo efeito que a presença de fissuras no concreto, uma vez que o cone não consegue ser desenvolvido em sua forma completa, diminuindo a carga última. De acordo com Costa (2016), esta redução corresponde aos distúrbios das tensões ocasionados pela mudança de distribuição de tensões que ocorre pela interrupção da projeção do cone de concreto, de modo similar ao que ocorre em concretos fissurados.

2.4.3. Efeito de agrupamento

Para o cálculo da capacidade máxima de ancoragem de conectores isolados, deve-se considerar uma distância mínima entre outras barras embutidas no prisma. Caso ela seja menor que a distância mínima requerida, a capacidade de ancoragem sofrerá uma redução em seu valor por haver sobreposição entre os cones de concreto formados, como apresentado na Figura 2.9.

A partir das especificações do ACI 318 (2014) sobre a projeção da fissuração possuir diâmetro de $1,5 \cdot h_{ef}$, pode-se dizer que a distância entre dois conectores, para que não haja efeito de grupo, deve ser no mínimo igual a $3 \cdot h_{ef}$, evitando a intersecção entre as áreas dos cones formados.

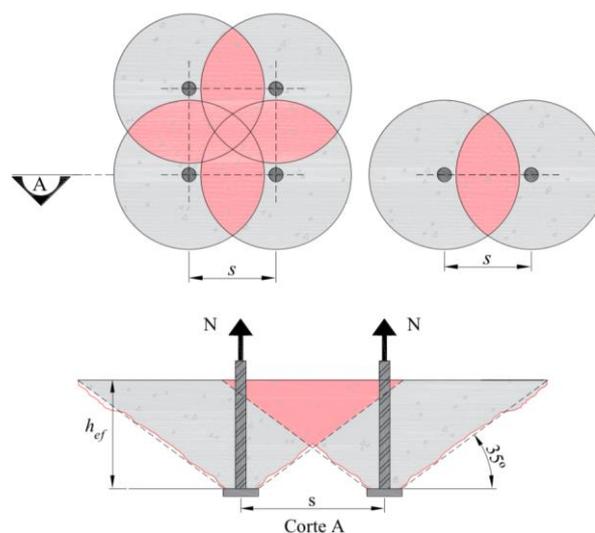


Figura 2.9 - Projeção dos cones de ruptura de quatro e dois conectores com espaçamentos menores que $3 \cdot h_{ef}$ (Fonte: Costa, 2016).

Portanto, caso o espaçamento (s) entre os conectores seja maior que $3 \cdot h_{ef}$, a carga última nos n conectores será n vezes a capacidade de ancoragem de um conector, segundo Eligehausen *et. al* (2006). Contudo, se $s < 3 \cdot h_{ef}$, a capacidade da ancoragem do grupo será reduzida.

2.4.4. Diâmetro da cabeça do conector

A fim de examinar o comportamento de ancoragem de barras com cabeças pequenas, Kang *et. al* (2010) realizaram diversos ensaios de arrancamento. As barras pequenas possuíam razão entre área da cabeça e área transversal da barra de aço variando de 3,6 a 3,8. Os autores concluíram, a partir dos resultados dos ensaios, que as resistências últimas das barras com cabeças grandes (razões entre área da cabeça e área da barra iguais a 5,5) eram maiores em comparação com aquelas cujas cabeças eram consideradas pequenas.

Esta conclusão também foi ratificada anteriormente por Ozbolt *et. al* (1999) que em seu trabalho realizou análises computacionais variando o tamanho da cabeça do conector entre pequeno (razão entre diâmetro da cabeça e comprimento de embutimento igual a 0,25), médio (razão igual a 0,3) e grande (razão igual a 0,56), mantendo constante o comprimento de embutimento. Os resultados mostraram que a resistência aumenta com o aumento da razão, já que a superfície de ruptura gerada é maior em conectores com cabeças maiores.

2.4.5. Armadura suplementar

A utilização de armadura suplementar próxima ao conector é uma alternativa para situações em que é necessário um aumento considerável na carga última resistida pela ancoragem, sem aumentar o comprimento de embutimento. O modelo apresentado na EN 1992-4 (2015) considera que armadura suplementar efetiva é aquela situada a uma distância igual ou inferior a $0,75 \cdot h_{ef}$ dos conectores e cujo comprimento de ancoragem dentro da projeção do cone de concreto é igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do estribo. Costa (2016) ratifica que a eficiência da utilização desse tipo de armadura depende diretamente da distância entre ela e o conector, estando o aumento da capacidade de ancoragem ligado a redução dela.

O modelo apresentado na EN 1992-4 (2015) propõe que no cálculo da carga última suportada por uma ancoragem deve-se considerar apenas o maior valor entre a resistência pela ruptura do concreto e a resistência pela ruptura da armadura. Porém, como apresentado anteriormente, Sharma *et. al* (2017), a partir da análise dos resultados dos ensaios, concluíram que a capacidade de ancoragem era subestimada quando havia armadura suplementar, como apresenta a Tabela

2.1. Os autores afirmaram que a capacidade de ancoragem era função da resistência do concreto e da armadura, e, portanto, propuseram um novo modelo de cálculo.

Tabela 2.1 - Comparação entre as cargas últimas em esforços de tração (Fonte: Adaptado de Sharma *et. al*, 2017)

Diâmetro da armadura suplementar	Tipo de armadura	Área total das pernas dos estribos (mm ²)	Carga última experimental (kN)	Carga última prEN 1992-4 (2013) (kN)	$N_{U,exp}/N_{U,calc}$
0 (não armada)	-	0	256,9	295,2	0,87
10 mm	Tipo 2	628	460	295,2	1,56
16 mm	Tipo 2	1608	589,6	295,2	2,00

A partir da adição de armadura suplementar ao sistema, dois novos modos de ruptura podem ocorrer: a ruptura da armadura suplementar e a ruptura por falha de aderência da armadura suplementar no cone de concreto, como apresenta a prEN 1992-4 (2013).

2.4.6. Comprimento de embutimento

O comprimento de embutimento das barras com cabeça é um dos principais fatores que influenciam na sua capacidade de ancoragem, além de ser um parâmetro que intervém nos modos de ruptura, podendo ocasionar a mudança destes com a sua variação.

De acordo com Eligehausen e Sawade (1989), deve-se levar em consideração o efeito escala em relação ao comprimento de embutimento para o cálculo da resistência da ancoragem. Caso contrário, a carga última é subestimada para pequenos comprimentos de embutimento e superestimada para grandes comprimentos. A concordância entre a equação do efeito escala e a equação da mecânica da fratura linear é adequada para todos os comprimentos de embutimento. Para diversos autores, o efeito escala foi observado em seus ensaios, nos quais concluíram que a carga última aumenta na proporção de $h_{ef}^{1,5}$.

2.4.7. Abertura de fissuras

Na maioria das vezes, as estruturas de concreto armado são projetadas para que a aparição de fissuras ocorra em estado de serviço, porém, usualmente, nos ensaios que tendem a estudar o comportamento de conectores com cabeça, a influência da presença de fissuras no concreto é negligenciada (ELIGEHAUSEN E BALOGH, 1995).

A partir desta consideração, os referidos autores estudaram resultados de diversos ensaios de arrancamento de conectores com cabeça em concreto fissurado e não fissurado, por meio da ruptura pelo cone de concreto e concluíram que a carga última é superior em concretos não fissurados, como era esperado. Outra análise feita foi a influência da abertura de fissuras (w) na capacidade de ancoragem dos conectores, e fora concluído que para $w \approx 0,3 \text{ mm}$, a resistência do cone de concreto é reduzida a 75% do valor da resistência em concretos não fissurados. À medida que w aumenta, a resistência tende a diminuir gradativamente (ELIGEHAUSEN E BALOGH, 1995).

Ainda segundo os referidos autores, a baixa carga última da ruptura pelo cone de concreto é influenciada por distúrbios de tensões resultantes das fissuras presentes na área de transferência de tensões. Caso o conector esteja situado em uma fissura larga o suficiente para impossibilitar a transferência das tensões de modo perpendicular a ela, então a distribuição de tensões é alterada e a área disponível para a transferência dos esforços é reduzida.

2.5. CAPACIDADE DE ANCORAGEM PELA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO

Nessa seção serão apresentadas as prescrições normativas presentes no prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014), além dos modelos teóricos propostos pelo INFASO (2012), Sharma *et. al* (2011) e Regan (2000), para o cálculo da capacidade de ancoragem pela ruptura da formação do cone de concreto, dos conectores tipo pino com cabeça submetidos à tração.

2.5.1. prEN 1992-4 (2013)

Pode-se calcular a carga última resistente de uma barra, ou um grupo de barras ancoradas, sujeitas a esforços de tração, na situação de palha do cone de concreto a partir da Equação 2.3 a seguir.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

$N_{Rk,c}^0$ é a resistência de uma única ancoragem, sem considerar efeitos de borda e de agrupamento, sendo determinada a partir da Equação 2.4.

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde:

k_1 é o fator de modificação relacionado a presença ou não de fissuras na região do concreto em que a ancoragem está instalada, sendo igual a 8,9 quando há fissuras, e igual a 12,7 quando não há. A redução da capacidade do concreto quando fissurado é resultante da perturbação na distribuição das tensões no concreto.

$\Psi_{A,N}$ é o fator que considera os efeitos de borda e de agrupamento, sendo obtido pela Equação 2.5.

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde:

$A_{c,N}^0$ é a área projetada do cone de concreto para uma única ancoragem com grande espaçamento e distância até a borda na superfície do concreto. O cone de concreto é determinado por uma pirâmide de altura igual a h_{ef} e comprimento da base de $3 \cdot h_{ef}$. Sendo assim, esse valor será igual a $9h_{ef}^2$.

$A_{c,N}$ é a área verdadeira da superfície da falha obtida ao se considerar efeito de borda e agrupamento, sendo igual a $A_{c,N}^0$ apenas se o espaçamento entre as ancoragens (s) for igual ou maior que $3 \cdot h_{ef}$ e se a distância até a borda (c_{a1}) for igual ou maior que $1,5h_{ef}$.

$\Psi_{s,N}$ é o fator que considera a perturbação da distribuição de tensões no concreto provocada pelas bordas do membro de concreto. Para ancoragens que estejam posicionadas em cantos, a menor distância até a borda ($c_{a,min}$) será considerada na Equação 2.6.

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a,min}}{1,5h_{ef}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.6}$$

$\Psi_{ec,N}$ é o fator que considera a redução da capacidade de um grupo de ancoragens onde os esforços de tração não são uniformes nos conectores individuais, ou seja, onde o grupo de ancoragem é submetido a carregamentos excêntricos, podendo ser obtido pela Equação 2.7.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N' / 3h_{ef}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.7}$$

$\Psi_{re,N}$ é o fator que considera a influência de armaduras dispostas próximas uma das outras no elemento de concreto, sendo aplicado para ancoragens que possuam $h_{ef} < 100 \text{ mm}$. Caso o espaçamento entre as barras, para qualquer diâmetro seja maior que 150 mm, e, para diâmetros menores que 10 mm, seja maior que 100 mm, o fator assume valor igual a 1,0. Caso contrário, pode-se obter seu valor pela Equação 2.8.

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \quad \text{Equação 2.8}$$

A norma recomenda também que, caso seja utilizada armadura suplementar, a resistência última da ancoragem será suportada ou pelo cone de concreto ou pela armadura suplementar, o que apresentar maior resistência a ruptura. Ou seja, caso o cone de concreto possua resistência mais elevada à ruptura, a armadura suplementar não irá influenciar no valor de carga última, contudo, se a resistência da ruptura do cone for inferior, a resistência última da ancoragem será resistida apenas pela armadura suplementar.

Quanto a resistência à tração da armadura suplementar, é necessária a realização de duas verificações: escoamento das barras da armadura suplementar e falha de ancoragem da armadura no cone de concreto. Após as verificações, o valor a ser utilizado para a comparação com a resistência da ruptura do cone de concreto será a resistência inferior entre as duas. A primeira verificação é realizada conforme a Equação 2.9 a seguir.

$$N_{u,aa} = n \cdot A_{s,aa} \cdot f_{y,aa} \quad \text{Equação 2.9}$$

Onde:

$N_{u,aa}$ é a resistência de escoamento das barras componentes da armadura suplementar;

n é o número de pernas da armadura suplementar;

$A_{s,aa}$ é a área da seção transversal da armadura suplementar;

$f_{y,aa}$ é a tensão de escoamento da armadura suplementar.

A segunda verificação, associada a falha de ancoragem da armadura no cone de concreto, é dada pela Equação 2.10. Este modelo considera que a armadura suplementar estará

suficientemente ancorada, porém poderá ocorrer o deslizamento das barras dentro do cone de concreto.

$$N_{u,aab} = \sum_n \left(\frac{l_1 \cdot u \cdot f_{bd}}{\alpha_{aa}} \right) \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

l_1 é comprimento de ancoragem da armadura suplementar no cone de concreto;

u é a perímetro de uma barra da armadura suplementar;

f_{bd} é igual $k_6 \cdot k_7 \cdot f_{bd}^0$;

f_{bd}^0 é a resistência de aderência de projeto de acordo com o CEB-FIB Model Code 1990 (1993);

k_6 é um fator que considera a posição da barra durante a concretagem, sendo igual a 1 para boas condições de aderência e igual a 0,7 para todos os outros casos;

k_7 é um fator que considera o efeito de confinamento do concreto na resistência de aderência, com valor igual a 1,0 para cobrimento da armadura suplementar $\leq 10 d_s$ e 1,5 para cobrimento $> 10 d_s$;

α_{aa} é um fator que considera a dobra ou laço da armadura suplementar, sendo igual a 0,7.

2.5.2. ACI 318 (2014)

O método de cálculo para esse modo de ruptura utilizado pelo ACI 318 (2014) baseia-se no modelo da capacidade do cone de concreto, o método CCD proposto por Fuchs *et. al* (1995), Eligehausen e Balogh (1995), e adaptado do método Kappa.

De acordo com o método, a ruptura do cone de concreto é resultado da origem de uma falha que forma com a superfície do concreto um ângulo de aproximadamente 35°, formando uma pirâmide de base quadrada de lados medindo $3 \cdot h_{ef}$, e altura igual a h_{ef} , como representa a Figura 2.10.

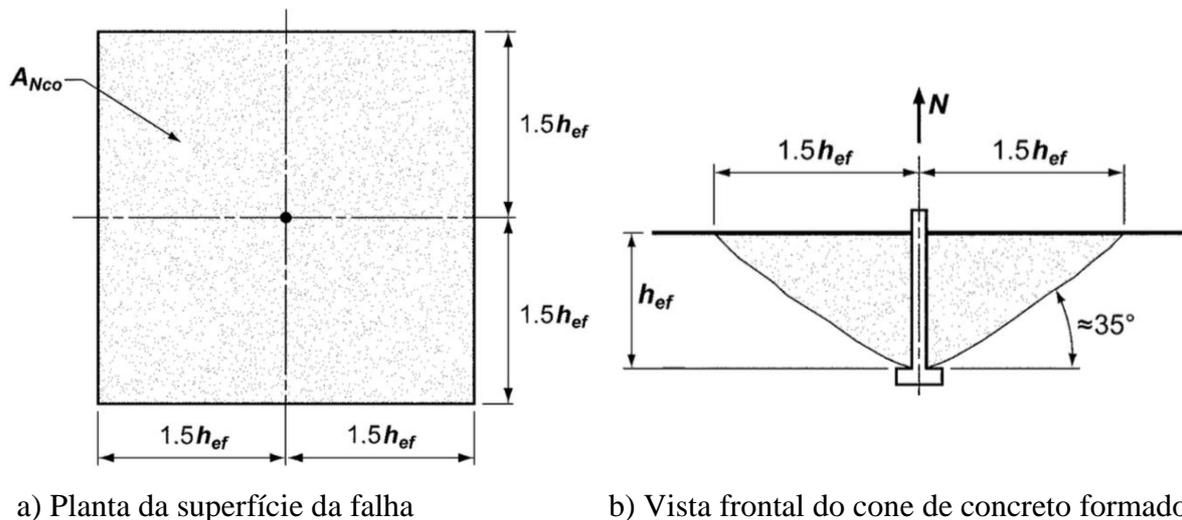


Figura 2.10 - Medidas das superfícies geradas pela ruptura do cone de concreto (Fonte: ACI 318, 2014)

O método CCD prevê que a capacidade de ancoragem de um conector ou um grupo de conectores pode ser obtida a partir de uma equação que considera parâmetros como a influência da distância até a borda, do número de barras ancoradas, do espaçamento entre as mesmas, da ausência ou não de fissuras, da excentricidade, além da área de projeção do cone de concreto. Desse modo, pode-se calcular a carga última resistente de uma barra, ou um grupo de barras ancoradas, sujeitas a esforços de tração, com a Equação 2.11 a seguir:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad \text{Equação 2.11}$$

Onde:

A_{Nco} é a área máxima de projeção da superfície de falha de concreto para uma única ancoragem, igual a $9h_{ef}^2$;

A_{Nc} é a área de projeção da superfície de falha para um grupo de ancoragens, ajustada para sofrer alterações caso as áreas projetadas sejam sobrepostas, ou seja, para considerar o efeito de agrupamento e de borda quando o cobrimento lateral é inferior a $1,5 \cdot h_{ef}$. Caso contrário, A_{Nc} é igual a A_{Nco} ;

$\Psi_{ec,N}$ é o fator de modificação para grupos de ancoragem carregados excentricamente sob tração que deve ser calculado de acordo com o item 17.4.2.4 do ACI 318 (2014), a partir da Equação 2.12 a seguir:

$$\Psi_{ec,N} = 1 / \left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}} \right) \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

e'_N é a excentricidade da aplicação da força de tração.

$\Psi_{ed,N}$ é o fator de modificação para efeitos de borda para ancoragem simples ou grupos de ancoragens carregados sob tração. Para os casos em que a distância mínima até a borda ($c_{a,min}$) é superior a $1,5 \cdot h_{ef}$, ele vale 1. Caso contrário, deve ser calculado conforme o item 17.4.2.5b do ACI 318 (2014), a partir da Equação 2.13 a seguir:

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c_{a,min} / 1,5 \cdot h_{ef} \quad \text{Equação 2.13}$$

$\Psi_{c,N}$ é um fator de modificação para o concreto não fissurado sob carga de serviço. Assume o valor de 1,25 para conectores pré-instalados e 1,4 para aqueles pós-instalados. Caso seja indicado que o concreto é fissurado, $\Psi_{c,N}$ deve ser igual a 1,0;

$\Psi_{cp,N}$ é o fator de modificação para conectores pós-instalados em concreto não fissurado, sem a presença de armaduras suplementar para conter o fendilhamento, e é definido conforme os itens 17.5.2.6 do ACI 318 (2014).

N_b é a resistência básica à ruptura do concreto de uma única ancoragem submetida a esforços de tração e o seu valor limite deve ser determinado pela Equação 2.14.

$$N_b = k_c \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.14}$$

Onde:

k_c é igual a 10 para ancoragens pré-instaladas e 7 para pós-instaladas;

λ_a é o fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve. Para o concreto normal moldado *in loco* este valor é igual a 1,0.

O ACI 318 (2014) também possui recomendações para conectores com armadura suplementar, seguindo as mesmas diretrizes recomendadas pelo prEN 1992-4 (2013).

2.5.3. INFASO (2012)

Este modelo teórico, para situações em que não há presença de armadura suplementar, se assemelha a recomendação normativa prEN 1992-4 (2013) para o cálculo da ruptura pelo cone de concreto.

Em casos em que há armadura, a carga última da ancoragem dos conectores é resultante da resistência da armadura suplementar atuando juntamente com a resistência do cone de concreto. O modo de ruptura dos conectores com armaduras suplementares submetidos à tração pode ocorrer de dois modos, pela ruptura do cone de concreto juntamente com o escoamento da armadura ou pela ruptura do cone e a falha de ancoragem da armadura no cone de concreto, de acordo com Costa (2016).

A resistência última da ancoragem à tração para o primeiro caso apresentado, é obtida a partir da Equação 2.15 a seguir.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa} + \delta_{y,aa} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência à tração de um conector isolado sem armadura suplementar, assumindo os mesmos valores apresentados por prEN 1992-4 (2013);

$N_{u,aa}$ é a resistência da armadura suplementar, considerando o escoamento das barras, assumindo o mesmo valor apresentado por prEN 1992-4 (2013);

$\delta_{y,aa}$ é o deslocamento resultante da carga de escoamento da armadura suplementar, sendo calculado pela Equação 2.16 a seguir.

$$\delta_{y,aa} = \frac{2 \cdot N_{u,aa}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.16}$$

Onde:

α_s é o fator da componente do escoamento da armadura suplementar, sendo igual a 12100;

d_s é o diâmetro da barra do conector;

$k_{c,de}$ é a rigidez do cone de concreto, calculada pela Equação 2.17 a seguir.

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_c} \quad \text{Equação 2.17}$$

Onde:

α_c é o fator da componente de ruptura do cone de concreto, igual a -537.

Adicionalmente, a resistência última da ancoragem à tração considerando a ruptura do cone de concreto e a falha de ancoragem da armadura suplementar no cone é obtida por meio da Equação 2.18.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa,b} + \delta_{y,aa,b} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.18}$$

Onde:

$N_{u,aa,b}$ é a carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura suplementar, obtida por meio da Equação 2.19 a seguir.

$$N_{u,aa,b} = n_{aa} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bu} \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde:

n_{aa} é o número de pernas da armadura suplementar;

l_1 é o comprimento de ancoragem da armadura suplementar no cone de concreto;

d_s é o diâmetro da barra da armadura suplementar;

f_{bu} é a resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto, calculada de acordo com a Equação 2.20.

$$f_{bu} = 2,25 \cdot f_{ct} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde:

f_{ct} é a resistência à tração do concreto.

$\delta_{y,aa,b}$ é o deslocamento correspondente à carga em que ocorre a falha de ancoragem da armadura suplementar, obtida por meio da Equação 2.21 a seguir.

$$\delta_{y,aa,b} = \frac{2 \cdot N_{u,aa,b}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.21}$$

2.5.4. Sharma *et. al* (2017)

Conforme apresentado anteriormente, Sharma *et. al* (2017) formularam um novo modelo do cálculo da carga última de conectores em membros de concreto para que o comportamento real dos tipos de ancoragens estudados fosse representado da maneira mais eficiente. Segundo os autores, o modelo para considerar a influência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem dos conectores apresentado por eles é uma versão modificada do modelo desenvolvido por Schmid (2010).

Em modelos em que as pernas dos estribos desempenham funções de armaduras suplementares, a capacidade de carga destas é obtida a partir da soma de duas parcelas: a contribuição do gancho ($N_{Rm,hook}^o$) e a contribuição da aderência ($N_{Rm,bond}^o$). A Equação 2.22 fornece o cálculo da capacidade de ancoragem média de uma única perna de estribo.

$$N_{Rm,s}^o = N_{Rm,hook}^o + N_{Rm,bond}^o \leq A_{s,s} \cdot f_{ym} \quad \text{Equação 2.22}$$

Onde:

$A_{s,s}$ é a área da seção transversal da perna do estribo; e

f_{ym} é a tensão média de escoamento do aço do estribo.

O valor médio da contribuição do gancho ($N_{Rm,hook}^o$) das pernas dos estribos considerados efetivos (situadas a uma distância de, no máximo, $0,75h_{ef}$ dos conectores e cujo comprimento de ancoragem dentro do cone de concreto é no mínimo quatro vezes o diâmetro da barra) é dado pela Equação 2.23.

$$N_{Rm,hook}^o = \Psi_1 \cdot \Psi_2 \cdot \Psi_3 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left(\frac{f_{cm,cubo}}{30} \right)^{0,1} \quad \text{Equação 2.23}$$

Onde:

Ψ_1 é o fator que considera a influência da posição do estribo. O fator é igual a 0,95 para estribos posicionados entre os conectores mais externos e para aqueles posicionados externamente aos conectores, os quais são primeiramente interceptados pela fissura. Caso o escoamento dos estribos primeiramente atingidos pela fissuração ocorra, o valor de efetividade do próximo estribo passa a ser $\Psi_{1,2} = 0,95$, caso contrário $\Psi_{1,2} = 0,16$;

Ψ_2 é o fator que leva em consideração a influência do diâmetro da armadura superficial (para tração) ou da armadura da borda (para cisalhamento), $d_{s,L}$, com relação ao diâmetro do estribo (d_s) conforme apresentado na Equação 2.24.

$$\psi_2 = \left(\frac{d_{s,L}}{d_s} \right)^{2/3} \leq 1,2 \quad \text{Equação 2.24}$$

Ψ_3 considera a influência do comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura (l_1), e é calculado conforme a Equação 2.25 para esforços de tração.

$$\psi_3 = \left(\frac{l_1}{h_{ef}} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{10}{d_s} \right)^{0,25} \quad \text{Equação 2.25}$$

A contribuição da aderência de uma única perna do estribo é dada pela Equação 2.26.

$$N_{Rm,bond}^o = \pi \cdot d_s \cdot (l_1 - l_{1,min}) \cdot f_{bm} / \alpha_2 \quad \text{Equação 2.26}$$

Onde:

$l_{1,min}$ é o comprimento mínimo de ancoragem requerido, igual a $4d_s$;

f_{bm} é a força média de adesão;

α_2 é o fator que considera a influência do cobrimento na força de aderência definida pela Equação 2.27.

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - d_s) \quad \text{Equação 2.27}$$

Onde:

c_d é o valor do cobrimento da perna do estribo em qualquer direção ou metade da distância entre dois estribos adjacentes, o que for menor.

A capacidade total das armaduras suplementares ($N_{Rm,s}$) é calculada como a soma das capacidades de todas as pernas efetivas dos estribos.

A partir da avaliação dos resultados obtidos, Sharma *et. al* (2017) constatou que o concreto suporta uma porcentagem significativa da carga última correspondente a ruptura pelo cone de concreto em concretos não armados. Com o objetivo de simplificar o novo modelo, considera-se que, no pico do carregamento, o concreto não armado absorve 50% da carga da falha do cone de concreto sem a presença de armadura suplementar. Com isso, a resistência média à tração de uma ancoragem com armadura suplementar consiste na somatória entre 50% da resistência média controlada pela falha do cone de concreto, e o valor integral da resistência média da armadura suplementar de acordo com o novo modelo proposto. O valor da resistência deste tipo de ancoragem (N_{Rm}) é dado pela Equação 2.28.

$$N_{Rm} = 0,5 \cdot N_{Rm,c} + N_{Rm,s} \geq N_{Rm,c} \quad \text{Equação 2.28}$$

Onde:

$N_{Rm,c}$ é a resistência média da ancoragem controlada pela falha do cone de concreto, $N_{Rk,c}$, apresentada na norma prEN 1992-4 (2013).

2.5.5. Regan (2000)

O autor, como abordado no item 2.3.5, realizou ensaios com seis tipos de ancoragens, sendo uma delas com conector tipo pino com cabeça. E o autor observou que todos os resultados apresentavam a mesma tendência de comportamento no cálculo da carga última suportada pela ancoragem, propondo assim, uma mudança na equação do CEB 90 (1993), apresentada na Equação 2.29 a seguir.

$$N_{u,REGAN} = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.29}$$

Onde:

k é igual a 14 quando a barra ancorada for do tipo conectores com cabeça, ganchos de 180°, dobras de 90° feitos ao redor de barras horizontais de comprimento no mínimo igual a h_{ef} , com extensão de pelo menos seis vezes o diâmetro nominal da barra. E é igual a 10 para os demais casos de ancoragem.

Contudo, Regan (2000) realizou os ensaios com apenas um conector ancorado ao prisma de concreto, não avaliando o efeito de borda nem de agrupamento, além de não considerar a presença de armadura suplementar. Ou seja, para que o método de cálculo proposto por Regan (2000) seja utilizado nas análises deste trabalho, será necessário considerar que a resistência do cone de concreto, a de escoamento da barra da armadura suplementar e a referente à aderência da barra sejam calculadas por meio das formulações teóricas apresentadas por prEN 1992-4 (2013), alterando apenas o valor de carga última para um único conector, que será utilizado o proposto pelo autor.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Esse trabalho é baseado no programa experimental desenvolvido pelo aluno Nataniel Wontoon Barbosa Lima em sua dissertação de Mestrado durante os anos 2018/2019, no Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC-UnB), sob orientação dos professores Marcos Honorato de Oliveira e Maurício de Pina Ferreira, que consiste no estudo de conectores tipo pino com cabeça pré-instalados em blocos de concreto.

A pesquisa tem como intuito estudar o comportamento dos conectores sob os efeitos de borda, de agrupamento, além da variação do diâmetro da barra, seu comprimento de embutimento e a presença de armadura suplementar (conforme modelo teórico proposto por Sharma *et. al*, 2017) na resistência última à tração.

Os ensaios foram projetados com base no modelo proposto por Sperry *et. al* (2017), no qual o objetivo é simular uma conexão viga-pilar, concretando somente o pilar, além de submeter as ancoragens apenas a esforços de tração, as quais representam as barras de flexão das vigas. Em cada espécime a ser ensaiado, foram ancoradas duas barras de maneira simétrica, com o diâmetro da cabeça igual a três vezes o diâmetro da barra, e variação do comprimento de embutimento.

O programa experimental é constituído por duas baterias de ensaios realizados no Laboratório de Estruturas (LABEST-UnB) da Universidade de Brasília. Um total de 26 espécimes foram ensaiados, sendo que 14 compõem a primeira bateria, e 12 a segunda. Durante a fase de projeto, os blocos de concreto foram dimensionados para que os ensaios ocorressem com a peça não fissurada, sob condições de boa aderência, e com o modo de falha prevalecido pela ruptura do cone de concreto.

Os dados obtidos de cada ensaio são: carga de tração aplicada, deformação e deslizamento da barra ancorada, deformação da armadura longitudinal presente no pilar, deformação dos estribos (quando são considerados armaduras suplementares) e deslocamento vertical do bloco provocado pela deflexão, além de ser realizado o mapeamento de fissuras para uma posterior avaliação do comportamento da peça sob tensões próximas a ruptura.

3.2. CARACTERÍSTICAS DOS ESPÉCIMES ENSAIADOS

Os 26 blocos de concreto ensaiados possuem 1100 mm de comprimento, 250 mm de espessura e largura que varia entre 225 e 590 mm. Como expresso anteriormente, tais dimensões foram definidas com objetivo de que a falha ocorra pela ruptura do cone de concreto, além de prevenir que o ensaio ocorra com a peça fissurada. Os conectores são do tipo pino com cabeça, cujos diâmetros das barras são iguais a 12,5, 16 ou 20 mm, com comprimento de embutimento variando de 60 mm a 150 mm.

De acordo com Eligehausen (1984), aberturas médias de fissuras no concreto da ordem de 0,3 mm podem reduzir cerca de 20% a resistência última à tração de conectores em relação a modelos não fissurados. Com isso, a abertura média das fissuras previstas nos espécimes foi limitada em 0,03 mm para que fosse evitada uma queda considerável da resistência última. Dessa forma, utilizando o modelo de cálculo proposto pela ABNT NBR 6118 (2014), foi possível determinar as aberturas de fissuras com base no momento de fissuração, determinando, assim, a taxa de armadura longitudinal (ρ) necessária para os espécimes. Com isso, variou-se a taxa de armadura longitudinal do pilar entre 1,27% e 1,79%.

Entre os 14 espécimes presentes da primeira bateria de ensaios, seis são denominados *Beam-Column Joint 01* (BCJ-01), nos quais os parâmetros principais a serem estudados são efeito de borda, do diâmetro da barra ($d_{s,L}$) e do comprimento de embutimento (h_{ef}) na capacidade de ancoragem. Dos oito restantes, seis são *Beam-Column Joint 02* (BCJ-02) que, além dos parâmetros estudados em BCJ-01, avaliam também o efeito de agrupamento nas ancoragens. Os outros dois classificados como *Beam-Column Joint 03* (BCJ-03) avaliam tanto os parâmetros de BCJ-01 quanto a influência da presença de armadura suplementar na capacidade de ancoragem.

Vale ressaltar que os dois espécimes BCJ-03 presentes na primeira bateria foram ensaiados com o intuito de estudar a influência da presença de armaduras suplementares nos resultados obtidos por meio dos ensaios. Como houve um significativo aumento de carga última e de ductilidade, concluiu-se que as armaduras suplementares estariam presentes nas séries BCJ-03 e BCJ-04. Os dois espécimes foram ensaiados novamente na segunda bateria de ensaios em razão da mudança dos diâmetros das barras em relação a bateria anterior.

Na segunda bateria, todos os espécimes foram projetados para estudar a influência da armadura suplementar. Dos 12 blocos fabricados, seis são classificados como BCJ-03, e os demais são denominados *Beam Column Joint 04* (BCJ-04), que, além de todos os parâmetros avaliados em BCJ-03, também consideram o efeito do agrupamento das ancoragens. As informações expressas acima foram resumidas na Tabela 3.1 e na Figura 3.1 a seguir.

Tabela 3.1 - Efeitos estudados em cada modelo de *Beam-Column Joint*

Modelo	Efeitos estudados
BCJ-01	Efeito de borda, da variação do diâmetro da barra e do comprimento de embutimento.
BCJ-02	Efeito de borda, de agrupamento, da variação do diâmetro da barra, do comprimento de embutimento.
BCJ-03	Efeito de borda, da armadura suplementar, da variação do diâmetro da barra e do comprimento de embutimento.
BCJ-04	Efeito de borda, de agrupamento, da armadura suplementar, da variação do diâmetro da barra e do comprimento de embutimento.

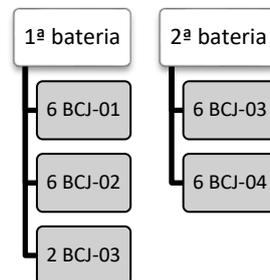


Figura 3.1 - Resumo dos modelos ensaiados em cada bateria do programa experimental

A fim de verificar a influência do efeito de grupo na capacidade de ancoragem dos conectores, fora proposto uma razão entre espaçamento dos conectores e comprimento de embutimento (s/h_{ef}) igual ou superior a 3 quando não houvesse interferência do efeito de agrupamento, e igual ou ligeiramente superior a 2 quando o efeito fosse considerado. A largura do espécime foi variado de acordo com essa razão.

Para estudar o efeito do comprimento de embutimento e do diâmetro das barras ancoradas, a razão entre os dois parâmetros ($h_{ef}/d_{s,L}$) varia de forma que seja mantida a mesma proporção entre modelos com diâmetros diferentes que possuam a mesma razão c_{a1}/h_{ef} . O valor de

$h_{ef}/d_{s,L}$ varia entre 3,75 e 9,60. A razão entre distância até a borda (c_{a1}) e o comprimento de embutimento tem como objetivo averiguar a influência de c_{a1} na capacidade de ancoragem. Para que a ruptura não ocorresse por deslocamento lateral, e sim por rompimento do cone de concreto, a razão foi mantida superior a 0,4 em todos os casos.

A nomenclatura adotada possibilita a identificação dos principais parâmetros estudados neles. Cada componente da denominação dos espécimes está exposto na Figura 3.2.



Figura 3.2 – Exemplo de nomenclatura dos espécimes ensaiados

3.2.1. Modelo *Beam-Column Joint 01 (BCJ-01)*

O modelo BCJ-01 possui um total de 6 espécimes, todos concretados na 1ª bateria de ensaios. Os parâmetros principais para cada um dos blocos estão apresentados na Tabela 3.2. Foram variados a distância até a borda, diâmetro da barra ancorada, comprimento de embutimento e distância entre as barras (desconsiderando o efeito de agrupamento). Os blocos variaram de largura (b_w) e de taxa de armadura longitudinal (ρ). As características geométricas dos 6 modelos estão expostas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-01

Nomenclatura	Conectores			Bloco de Concreto			Relações de análise		
	c_{a1} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	$h_{ef}/d_{s,L}$	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}
BCJ-01-16-80-70	70	16	80	47,6	380	1,27	5,0	0,9	3,0
BCJ-01-16-110-70	70	16	110	47,6	470	1,37	6,9	0,6	3,0
BCJ-01-16-150-70	70	16	150	47,6	590	1,36	9,4	0,5	3,0
BCJ-01-12,5-60-52	52	12,5	60	47,6	285	1,38	4,8	0,9	3,0
BCJ-01-12,5-85-52	52	12,5	85	47,6	360	1,36	6,8	0,6	3,0
BCJ-01-12,5-120-52	52	12,5	120	47,6	465	1,27	9,6	0,4	3,0

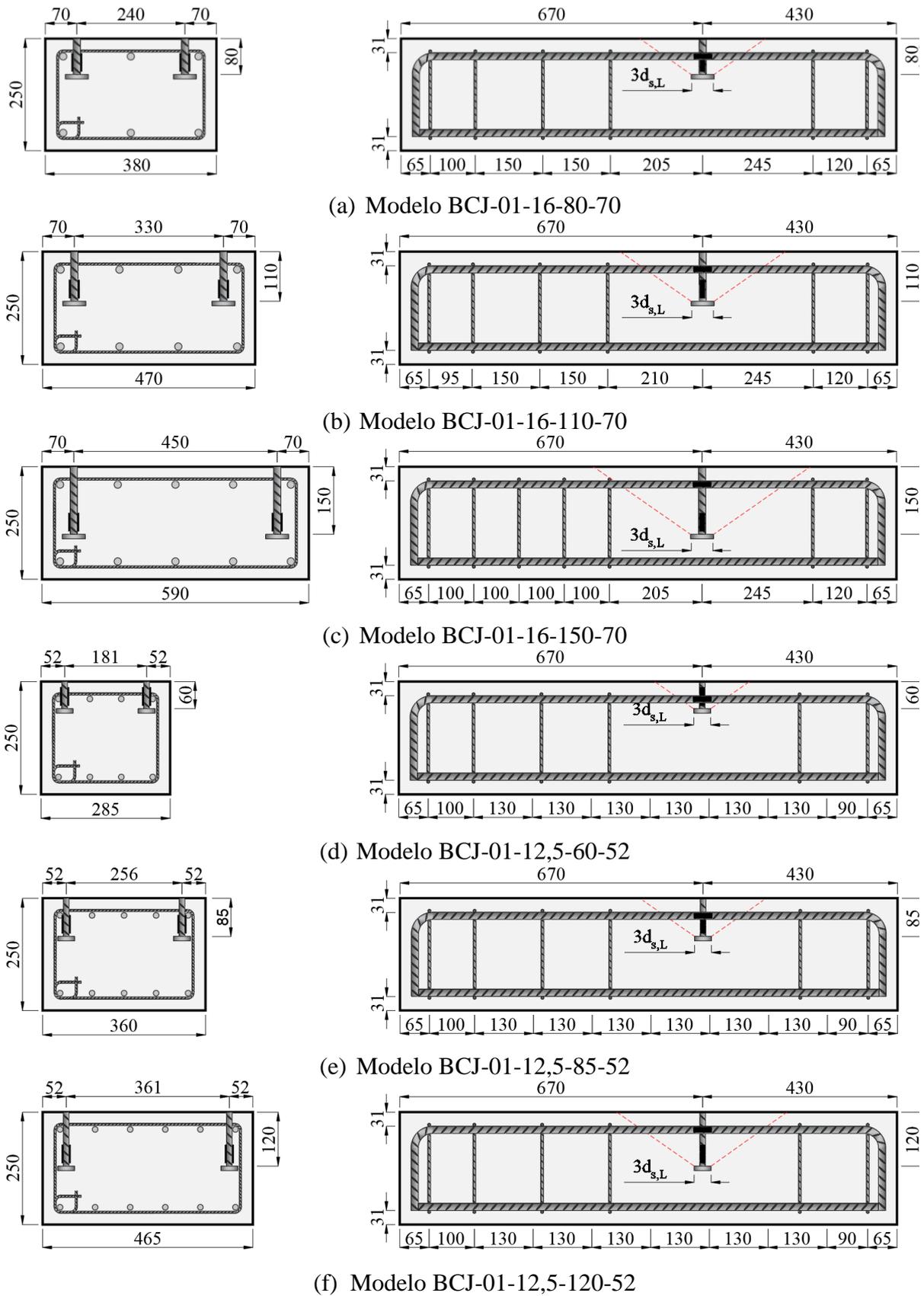


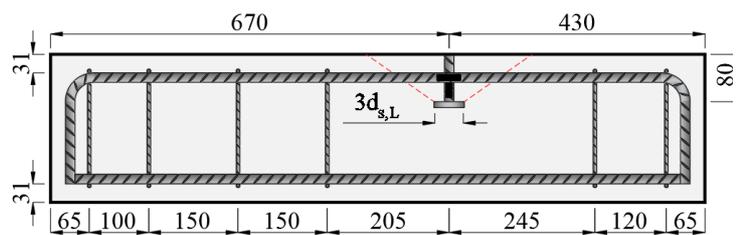
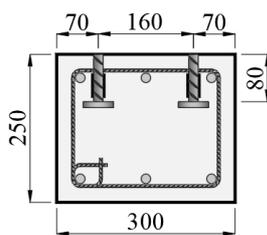
Figura 3.3 – Características dos modelos BCJ-01 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)

3.2.2. Modelo *Beam-Column Joint 02 (BCJ-02)*

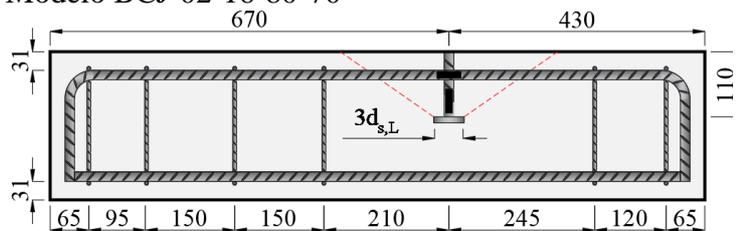
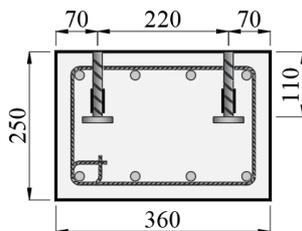
Os 6 espécimes do modelo BCJ-02, assim como os do BCJ-01, foram concretados na primeira bateria de ensaios. Em relação aos conectores tipo pino com cabeça, variou-se c_{a1} , $d_{s,L}$ e h_{ef} , além do espaçamento entre as barras, agora considerando o efeito de agrupamento entre elas. Nos blocos, permaneceu-se variando apenas b_w e ρ . A Tabela 3.3, se comparada com a Tabela 3.2, teve apenas os valores de b_w e ρ alterados, com o intuito de garantir que o ensaio fosse realizado com a peça não fissurada. As características geométricas dos 6 modelos estão expostas pela Figura 3.4.

Tabela 3.3 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-02

Nomenclatura	Conectores			Bloco de Concreto			Relações de análise		
	c_{a1} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	$h_{ef}/d_{s,L}$	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}
BCJ-02-16-80-70	70	16	80	47,6	300	1,61	5,0	0,9	2,0
BCJ-02-16-110-70	70	16	110	47,6	360	1,79	6,9	0,6	2,0
BCJ-02-16-150-70	70	16	150	47,6	450	1,79	9,4	0,5	2,1
BCJ-02-12,5-60-52	52	12,5	60	47,6	225	1,75	4,8	0,9	2,0
BCJ-02-12,5-85-52	52	12,5	85	47,6	275	1,78	6,8	0,6	2,0
BCJ-02-12,5-120-52	52	12,5	120	47,6	350	1,68	9,6	0,4	2,1



(a) Modelo BCJ-02-16-80-70



(b) Modelo BCJ-02-16-110-70

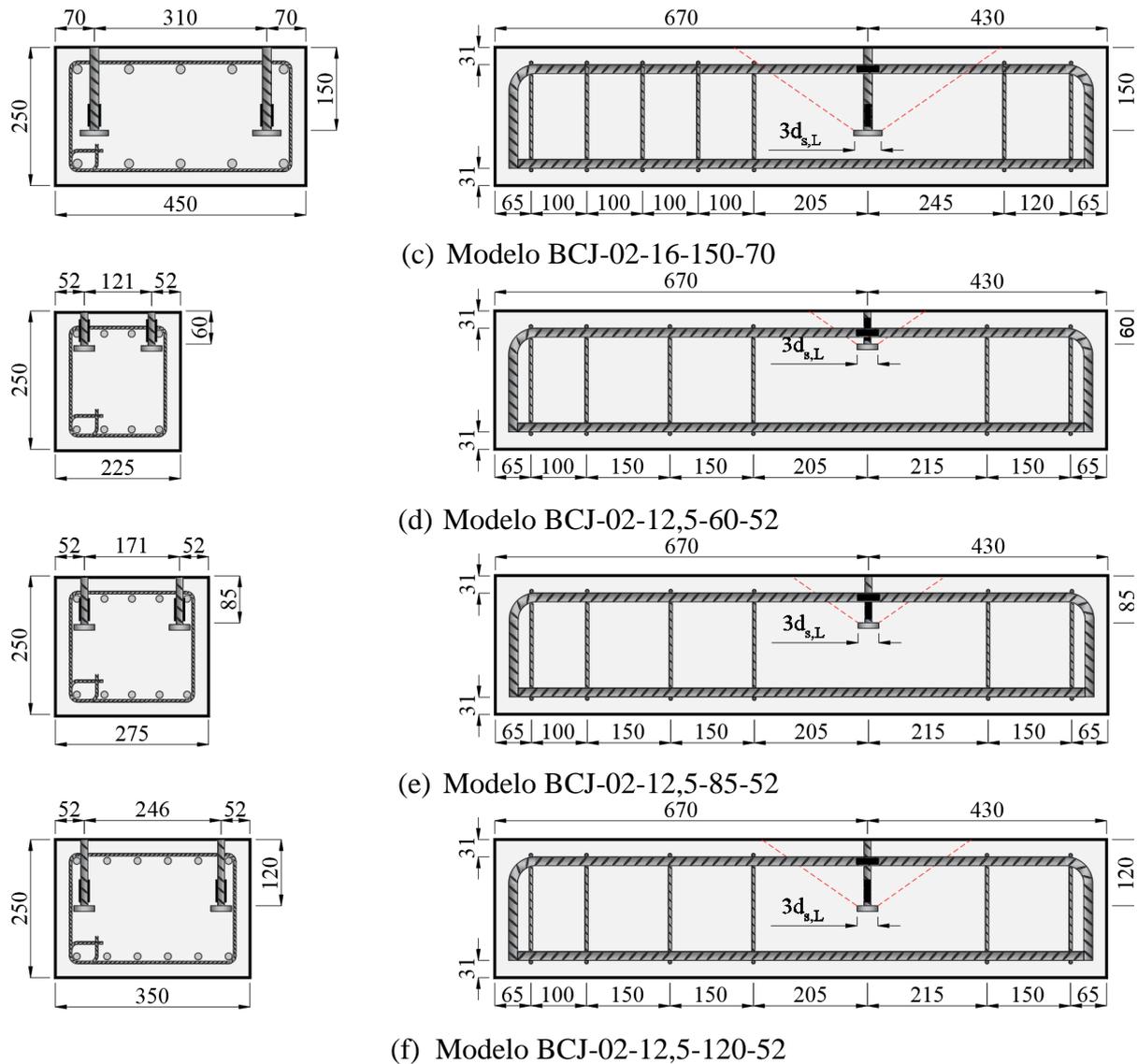


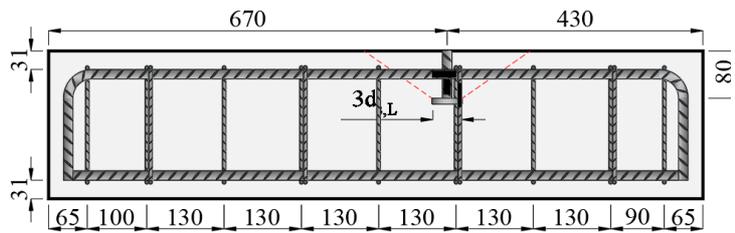
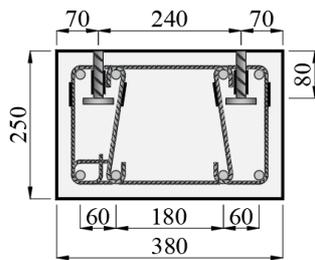
Figura 3.4 – Características dos modelos BCJ-02 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)

3.2.3. Modelo *Beam-Column Joint 03 (BCJ-03)*

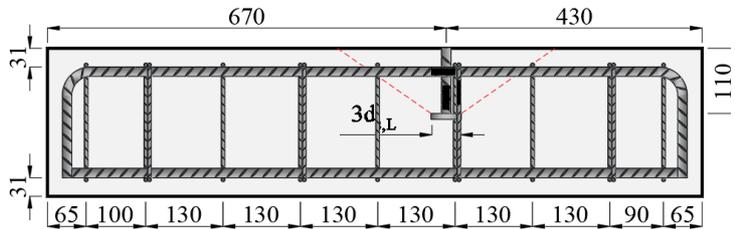
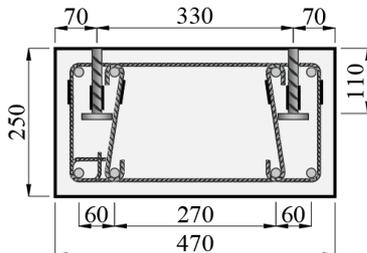
O espécimes que fazem parte dessa classificação foram concretados na segunda bateria de ensaio. A diferença entre esse modelo e o BCJ-01, é que, além de todos os parâmetros estudados pelo último, deve-se incluir o efeito da armadura suplementar no BCJ-03, como pode-se observar na Tabela 3.4. As características geométricas dos 6 modelos estão expostas pela Figura 3.5.

Tabela 3.4 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-03

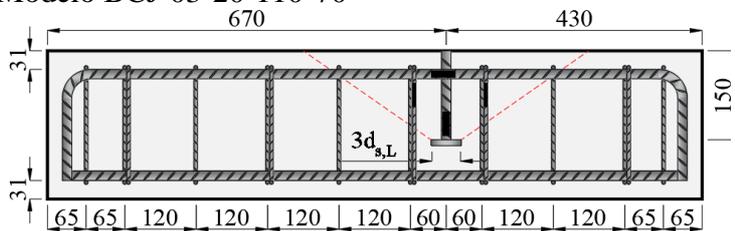
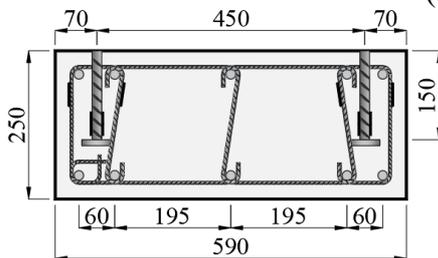
Nomenclatura	Conectores			Bloco de Concreto			Relações de análise		
	c_{a1} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	$h_{ef}/d_{s,L}$	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}
BCJ-03-20-80-70	70	20	80	17,7	380	1,27	4,00	0,88	3,00
BCJ-03-20-110-70	70	20	110	17,7	470	1,37	5,50	0,64	3,00
BCJ-03-20-150-70	70	20	150	17,7	590	1,36	7,50	0,47	3,00
BCJ-03-16-60-55	55	16	60	17,7	285	1,38	3,75	0,92	2,92
BCJ-03-16-85-55	55	16	85	17,7	360	1,36	5,31	0,65	2,94
BCJ-03-16-120-55	55	16	120	17,7	465	1,27	7,50	0,46	2,96



(a) Modelo BCJ-03-20-80-70



(b) Modelo BCJ-03-20-110-70



(c) Modelo BCJ-03-20-150-70

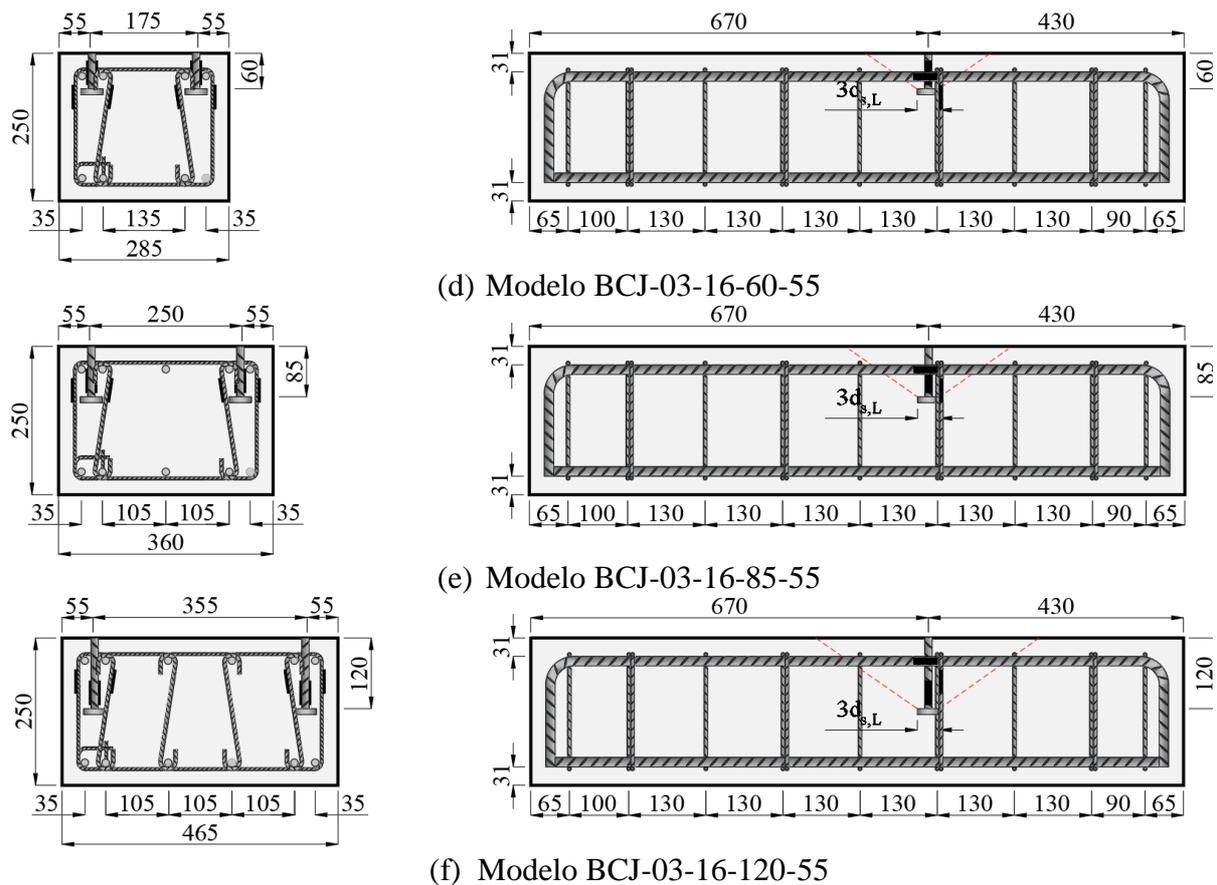


Figura 3.5 – Características dos modelos BCJ-03 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)

Com o intuito de estudar o efeito das armaduras suplementares na capacidade de ancoragem, alguns estribos foram colocados no entorno da cabeça dos conectores. Seguindo as prescrições do prEN 1992-4 (2013), as pernas das armaduras transversais que são consideradas efetivas devem estar situadas a, no máximo, $0,75h_{ef}$ da barra ancorada e com comprimento mínimo de $4d_s$ na projeção de falha do cone de concreto. Por meio da Figura 3.6, é possível observar diversas vistas dos blocos do modelo BCJ-03 que foram ensaiados na 1ª bateria. A partir das vistas superiores, constata-se a existência de quatro pernas que podem ser consideradas efetivas, por conector, no modelo BCJ-03-16-150-70, e no modelo BCJ-03-12,5-120-52, duas.

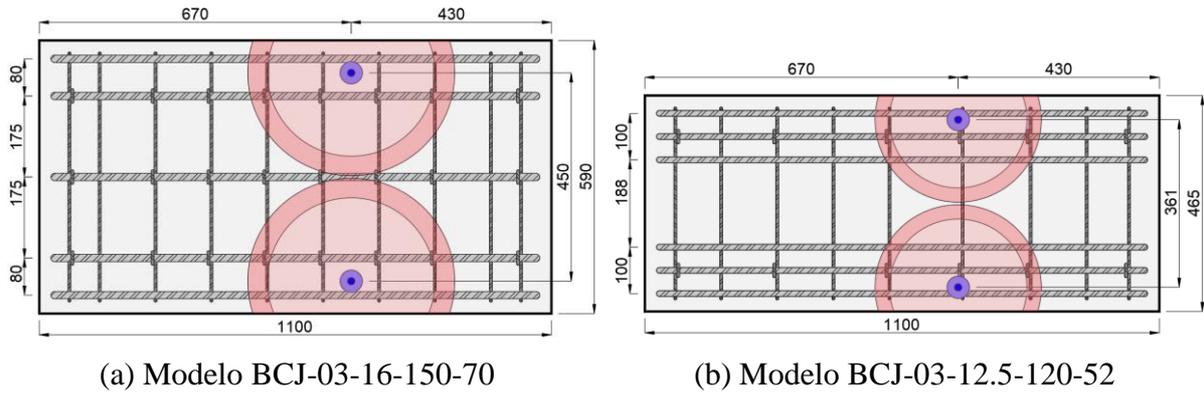


Figura 3.6 - Modelos BCJ-03 da primeira bateria de ensaios (Fonte: Desenhos cedidos por Lima, 2019).

3.2.4. Modelo *Beam-Column Joint 04 (BCJ-04)*

Todos os 6 espécimes do modelo BCJ-04 foram concretados na 2ª bateria. O modelo BCJ-04 se assemelha ao BCJ-02 com a consideração da influência de armadura suplementar na capacidade de ancoragem dos conectores, como pode-se observar na Tabela 3.5, seguindo as prescrições do prEN 1992-4 (2013) sobre o posicionamento da armadura. As características geométricas dos 6 modelos estão expostas pela Figura 3.7.

Tabela 3.5 - Parâmetros e relações de análise para cada espécime do modelo BCJ-04

Nomenclatura	Conectores			Bloco de Concreto			Relações de análise		
	c_{a1} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	$h_{ef}/d_{s,L}$	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}
BCJ-04-20-80-70	70	20	80	17,7	300	1,61	4,00	0,88	2,00
BCJ-04-20-110-70	70	20	110	17,7	360	1,79	5,50	0,64	2,00
BCJ-04-20-150-70	70	20	150	17,7	450	1,79	7,50	0,47	2,07
BCJ-04-16-60-55	55	16	60	17,7	225	1,75	3,75	0,92	1,92
BCJ-04-16-85-55	55	16	85	17,7	275	1,78	5,31	0,65	1,94
BCJ-04-16-120-55	55	16	120	17,7	350	1,68	7,50	0,46	2,00

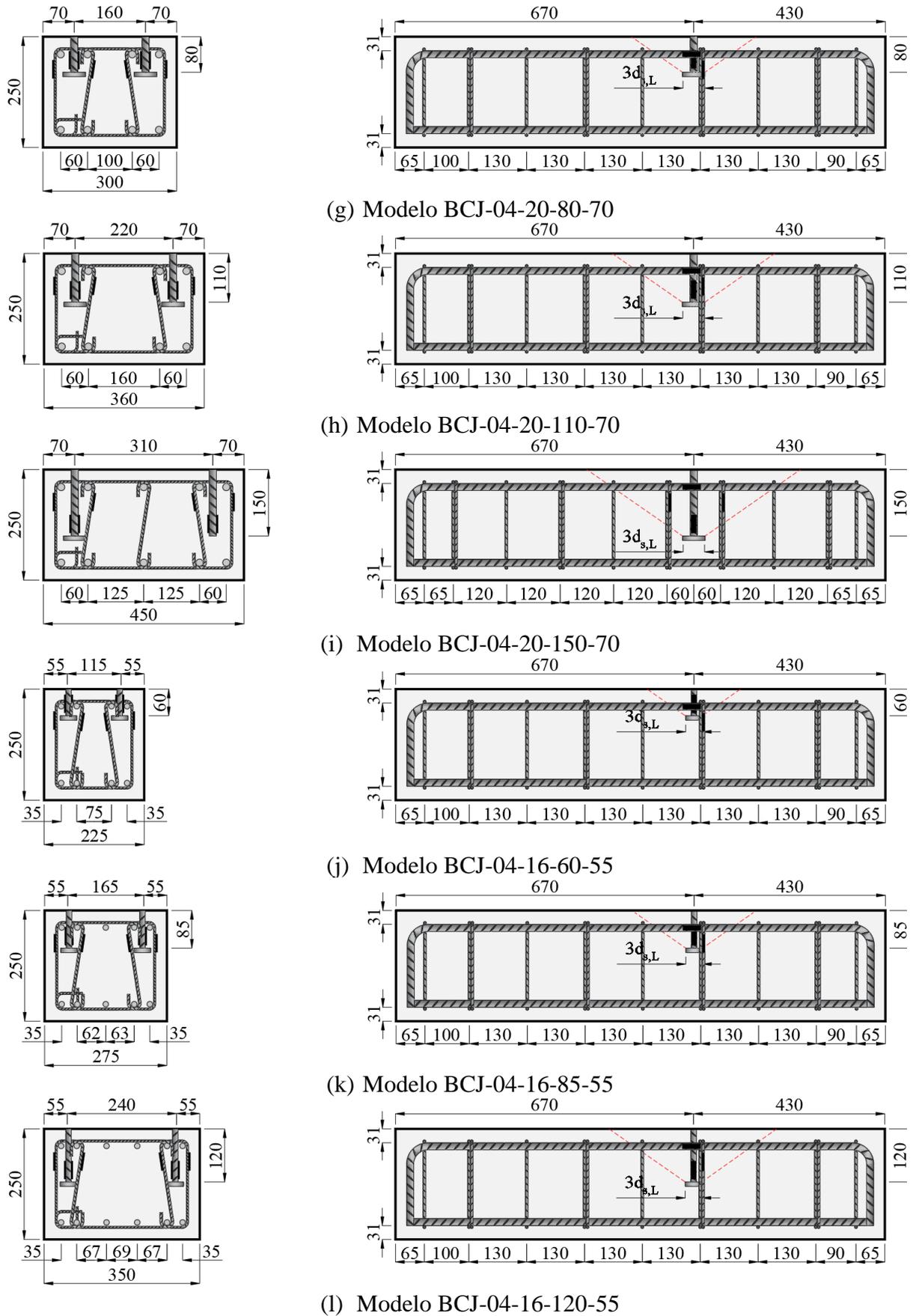


Figura 3.7 – Características dos modelos BCJ-04 (Fonte: Desenhos cedidos de Lima, 2019)

3.3. CONFEÇÃO DOS MODELOS

3.3.1. Fôrmas

As fôrmas foram executadas com chapas de madeira compensada (16 mm) e madeirite (10 mm) enrijecidas com caibros de madeira mista de 30 mm de largura por 70 mm de altura. Foi confeccionado também um pórtico de madeira para evitar o movimento das barras ancoradas durante a concretagem e permitir o posicionamento adequado delas. Antes da concretagem, aplicou-se uma demão de desmoldante na parte interna da fôrma que entraria em contato com o concreto, para evitar a aderência entre eles.

3.3.2. Armação

Para a armação dos blocos concretados, utilizou-se como armaduras longitudinais barras de aço CA-50, de superfície nervurada, com diâmetro igual a 12,5 mm. O cobrimento das armaduras adotado, em todas as faces, foi de 25 mm. Já as armaduras suplementares foram executadas com dois tipos de aço, sendo o CA-50 (diâmetro de 6,3 mm) para todos os modelos, exceto para o BCJ-03-20-150-70, no qual foi dispostas barras com aço CA-60 (diâmetro de 5,0 mm), com a finalidade de impedir a falha pela ruptura da seção da barra. Os detalhes tanto das fôrmas quanto da armação dos espécimes podem ser observados na Figura 3.8 a seguir.



(a) Detalhe da armação em modelo BCJ-03-20-150-70



(b) Detalhe da armação em modelo BCJ-01-20-150-70

Figura 3.8 - Detalhes das fôrmas, da armação e da instrumentação das barras em dois modelos diferentes. (Fonte: Lima, 2019)

3.3.3. Concretagem

Na concretagem dos modelos, foi utilizado concreto usinado e bombeável, com resistência característica à compressão (f_{ck}) desejada igual a 35 MPa, com consumo de 350 kg de cimento por metro cúbico. O agregado utilizado foi a Brita 0, e foi desejado um abatimento de tronco de cone igual a 12+/- 2 cm nas duas baterias de ensaio.

Durante a cura do concreto foram colocados panos sobre a superfície do concreto e dos corpos de prova, que foram umedecidos com o auxílio de uma mangueira. Todos os elementos foram cobertos por uma lona plástica, com a intenção de reduzir a evaporação da água, a fim de conter a fissuração por retração do concreto. O processo de irrigação se repetiu a cada 7 horas durante os primeiros três dias, período considerado crítico devido as reações de hidratação mais intensas, e de 12 em 12 horas até o sétimo dia após a concretagem.

3.4. ENSAIO DE MATERIAIS

3.4.1. Concreto

Com o intuito de obter as propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos de prova (CPs) com dimensões iguais a 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, durante a concretagem dos blocos. Todos os CPs, nas datas de realização dos ensaios de arrancamento, foram submetidos a ensaios de resistência à compressão e de resistência à tração por compressão diametral (*Brazilian test*), de acordo com a ABNT NBR 7222 (2011) e a ABNT NBR 5739 (2007), respectivamente.

Além dos citados acima, o ensaio para determinação do módulo de elasticidade deve ser realizado, de acordo com a ABNT NBR 8522 (2008). Para esse tipo de ensaio, retira-se uma média de três amostras por concretagem. Os equipamentos utilizados foram a prensa EMIC modelo DL 30000, com capacidade de 2000 kN, além de um extensômetro duplo do mesmo fabricante para determinar as deformações médias ao alongamento. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília.

Os valores de resistência à compressão, à tração e o módulo de elasticidade do concreto estão expostos na Tabela 3.6, de acordo com a idade expressa em dias, dos ensaios de arrancamento e de acordo com a bateria de ensaios.

Tabela 3.6 - Propriedades mecânicas do concreto

Bateria de ensaios	Idade (dias)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
Primeira	50	47,6	3,75	38,99
Segunda	43	17,7	2,06	24,59

3.4.2. Aço

Para obter as propriedades mecânicas das barras de aço que compõe os conectores, a armadura suplementar, os estribos e a armadura de flexão, foram realizados ensaios de tração, de acordo com a ABNT NBR 6892 (2013), com três corpos de prova por diâmetro. Como foram utilizados 5 tipos de barras de aço (CA-50: 6,3, 12,5, 16 e 20 mm; CA-60: 5,0 mm), 15 corpos de prova foram ensaiados, com comprimento total de 600 mm e comprimento livre igual a 500 mm (50 mm de cada lado inserido na garra da prensa). Todos os ensaios foram realizados por uma prensa EMIC modelo DL 30000, com capacidade para 300 kN, e um extensômetro eletrônico do mesmo fabricante, modelo EE09, no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília.

Os dados de caracterização do aço, como o diâmetro das barras, resistência de escoamento, módulo de elasticidade e a deformação das barras estão apresentados na Tabela 3.7 a seguir.

Tabela 3.7 - Propriedades mecânicas do aço

Diâmetro das barras (mm)	f_{ys} (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_{ys} (‰)
5,0	714	202	5,53
6,3	675	200	3,38
12,5	557	181	3,23
16,0	545	188	3,18
20,0	545	194	2,85

Um último ensaio foi realizado em uma Máquina de Ensaio Universal MTS 810, com capacidade de 100 kN, no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Micro estrutural de Materiais Inteligentes (LabMati) da Universidade de Brasília. O ensaio tinha como objetivo estudar a resistência à tração da região soldada no conector de menores dimensões (12,5 mm de diâmetro). Três corpos de prova foram ensaiados, com comprimento de aproximadamente

200 mm. A taxa de aplicação de deslocamento da máquina foi definida para 1mm/min, sendo coletados valores de deslocamento e força de tração.

3.5. SISTEMA DE ENSAIOS

Uma adaptação de Sperry *et. al* (2017) foi realizada para que resultasse no sistema de ensaio utilizado nessa pesquisa. O autor avaliou a resistência última de barras com ganchos submetidas ao arrancamento em conexões viga-pilar, em um total de 337 espécimes. As modificações executadas residem na utilização de conectores do tipo pino com cabeça, e a eliminação da força axial no elemento de concreto que simula o pilar, com base nas conclusões obtidas por Marques e Jirsa (1975), de que a aplicação de carregamento axial no pilar resultava em variações negligenciáveis da capacidade de ancoragem.

No sistema de ensaios, as reações foram posicionadas no intuito de simular uma conexão entre um pilar (de seção transversal igual ao do bloco de concreto concretado) e uma viga de altura constante, igual a 400 mm, e com a mesma largura do pilar. As barras com cabeça simulam as barras de flexão da viga e o apoio composto de madeira e aço foi posicionado de maneira que simulasse a região de compressão da viga, com largura de 140 mm. O sistema de ensaio pode ser observado na Figura 3.9.

Os dados obtidos por meio dos extensômetros, dos LVDT's (Transdutores de Variação de Deslocamento Linear) e das células de carga, são transferidos ao software CATMAN a partir do modulo Spider 8 (modelo SR30), fabricado pela empresa HBM. O *software* possibilitará leituras contínuas de forças, deslocamentos e deformações.

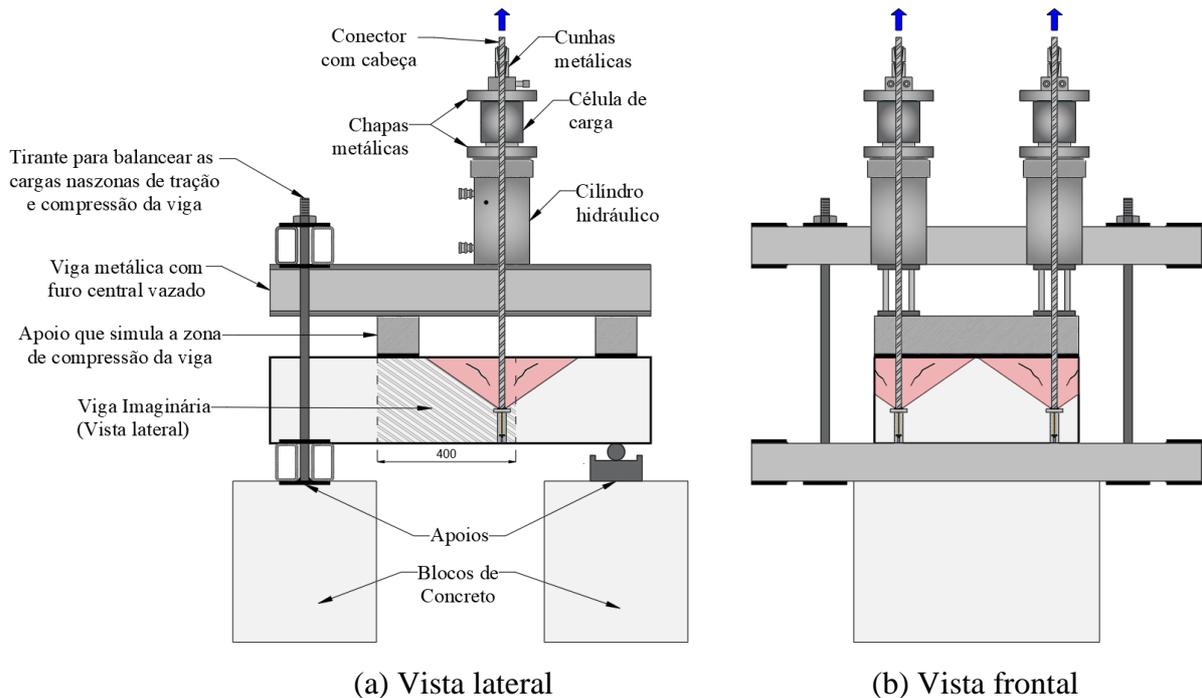


Figura 3.9 - Sistema de ensaios (Fonte: Desenho cedido por Lima, 2019)

3.6. INSTRUMENTAÇÃO

A obtenção dos valores de forças, deslocamentos e deformações durante os ensaios de arrancamento será realizada por meio de células de carga, LVDT's e extensômetros elétricos. Os extensômetros utilizados nos ensaios, com o intuito de facilitar sua identificação, foram denominados: E_{SL} (extensômetro posicionado nas armaduras longitudinais); E_{CH} (extensômetro posicionado na região concretada da barra ancorada); E_{CE} (extensômetro na barra ancorada na região externa ao bloco concretado); E_{SS} (extensômetro nas armaduras suplementares, caso haja).

3.6.1. Deslocamento verticais

Os deslocamentos verticais dos blocos concretados serão verificados de forma contínua, a partir do posicionamento de LVDT's fabricados pela empresa HBM com capacidade de medição de até 50 mm e precisão de 0,01 mm. A frequência de leitura foi configurada para 5 Hz, posicionando os LVDT's em quatro pontos selecionados, sendo dois em cada face lateral e um em cada barra na face inferior, como apresentado pela Figura 3.10.

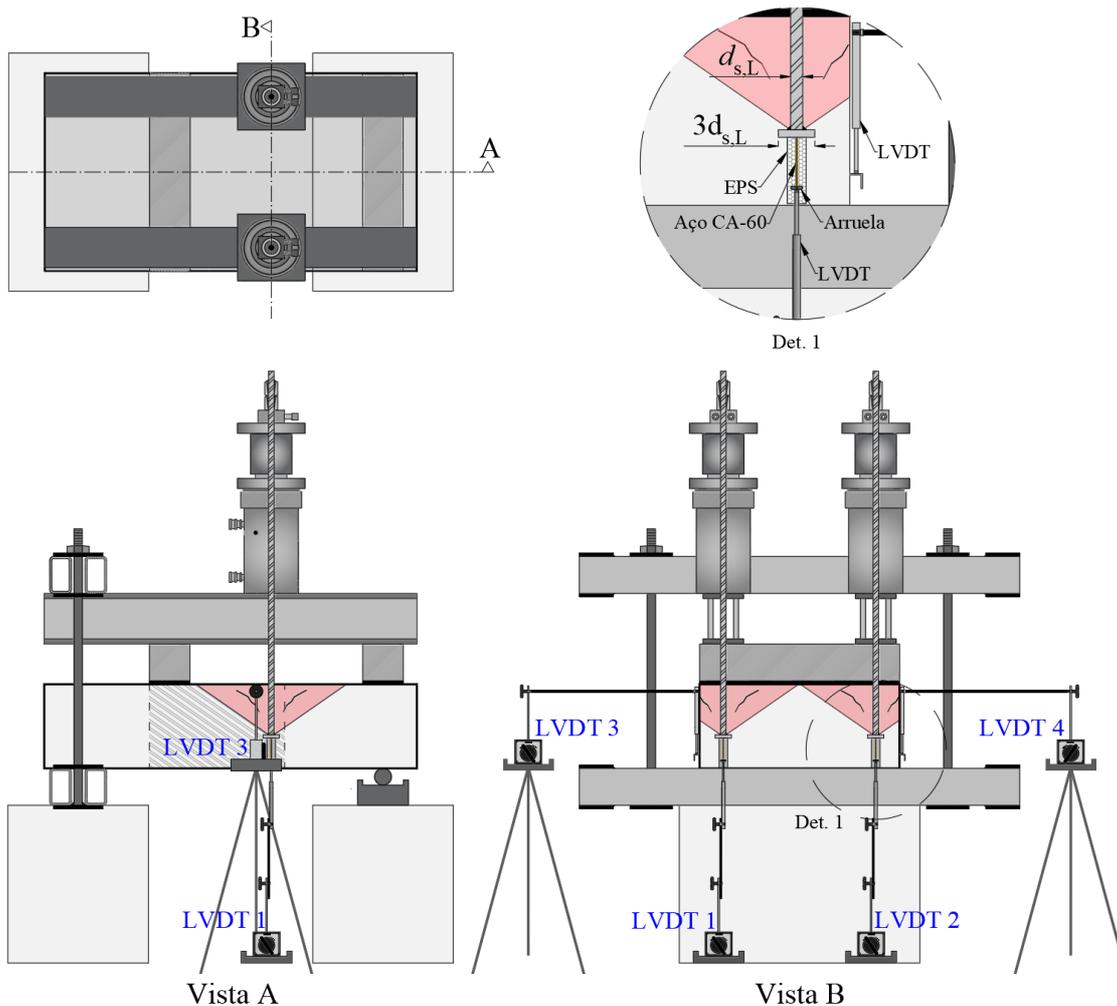


Figura 3.10 - Disposição dos LVDT's (Fonte: Desenho cedido por Lima, 2019)

Os LVDT's 1 e 2 foram posicionados abaixo dos conectores com cabeça para medir o deslizamento das barras, ocasionado a partir da aplicação das cargas de tração. Para que esse posicionamento fosse adequado, barras de aço CA-60, diâmetro de 5 mm, foram soldadas na superfície inferior das cabeças, sendo revestidas por EPS durante a concretagem, de acordo com o Det. 1 na Figura 3.10. O EPS é removido no dia do ensaio, e possibilita que o êmbolo do LVDT seja ligado à barra de aço CA-60.

Os LVDT's 3 e 4 por sua vez, foram posicionados em placas de aço anexadas na lateral dos blocos, fora da área prevista da formação do cone de concreto. O objetivo de estudar os dados obtidos por esses LVDT's é a subtração do valor dos deslocamentos do bloco do valor do deslizamento das barras, dado que o resultado das barras deve ser analisado apenas como deslizamento em relação ao bloco de concreto.

3.6.2. Deformações das armaduras e dos conectores

As deformações nas armaduras e na barra ancorada são obtidas através de extensômetros elétricos modelo KFHS-5-120-C1-11, fabricados pela *Kyowa Electronic Instruments*, com resistência igual a $120 \pm 0,2 \Omega$.

Para a obtenção das deformações nas armaduras longitudinais, foram posicionados 4 extensômetros, dois em cada uma das barras mais externas em direção às faces laterais do bloco. Os sensores foram posicionados alinhados com os conectores com cabeça, por esta região ser a que possui maiores previsões de deformação, e diametralmente opostos, podendo ser observado na Figura 3.11.

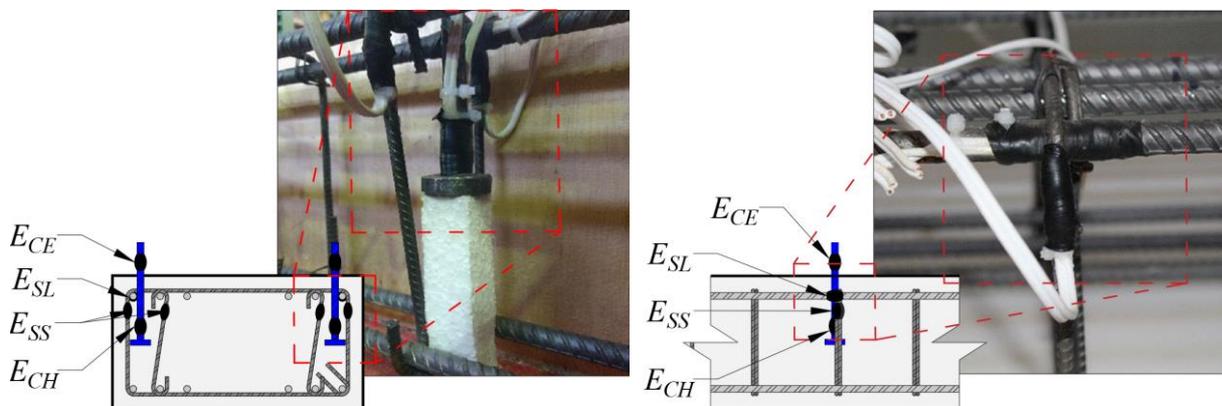


Figura 3.11 - Disposição dos extensômetros nas barras (Fonte: Lima, 2019)

Nos modelos BCJ-03 e BCJ-04, a quantidade total de extensômetros foi igual a 4, um por perna considerada efetiva, para cada conector, sendo posicionados próximos aos conectores e alinhados a estes.

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos pela realização de 24 ensaios de tração abordados neste trabalho. É importante ressaltar que, pelo fato das resistências à compressão obtidos pela segunda concretagem tenha sido bem superior à primeira, em 169%, os resultados serão analisados por concretagem, ou seja, os espécimes pertencentes às séries BCJ-01 e BCJ-02 serão apresentados em conjunto separadamente aos pertencentes às BCJ-03 e BCJ-04. Os valores de carga última a serem analisados consistem no valor de apenas um conector por prima, considerando que os resultados de capacidade de cada barra não sofreram grande divergência entre si. No Anexo A deste trabalho são apresentados os valores de carga última para cada conector para cada espécime.

4.1. RESULTADOS DA PRIMEIRA CONCRETAGEM (BCJ-01 E BCJ-02)

Dessa forma, serão apresentados para as duas primeiras séries (BCJ-01 e BCJ-02) os resultados de capacidade de ancoragem dos conectores, deslizamento dos conectores, deformação nos conectores, nas armaduras de flexão, além dos modos de ruptura dos modelos ensaiados.

4.1.1. Capacidade de ancoragem

O comportamento e os resultados da carga última obtidos serão analisados por meio da modificação das variáveis presentes na Tabela 4.1: o comprimento de embutimento, o diâmetro da barra, além do efeito de borda presente nos espécimes, que deve ser analisado por meio da razão entre distância entre conectores e o comprimento de embutimento, razão esta representada por s/h_{ef} .

Tabela 4.1 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-01

<i>ID</i>	Espécime	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
1	BCJ-01-16,0-80-70	80	16,0	3,0	45,2
2	BCJ-01-16,0-110-70	110	16,0	3,0	62,5
3	BCJ-01-16,0-150-70	150	16,0	3,0	114,2
4	BCJ-01-12,5-60-52	60	12,5	3,0	36,3
5	BCJ-01-12,5-85-52	85	12,5	3,0	54,4
6	BCJ-01-12,5-120-52	120	12,5	3,0	66,7

Por meio do gráfico apresentado na Figura 4.1, é possível analisar a influência da variação do comprimento de embutimento no valor de carga última para os seis espécimes presentes na primeira série. Para que a análise seja realizada sem que as outras variáveis sofram alterações, os seis espécimes serão subdivididos em dois grupos, em que no primeiro constará os ID's 1,2 e 3, e no segundo grupo, os três restantes.

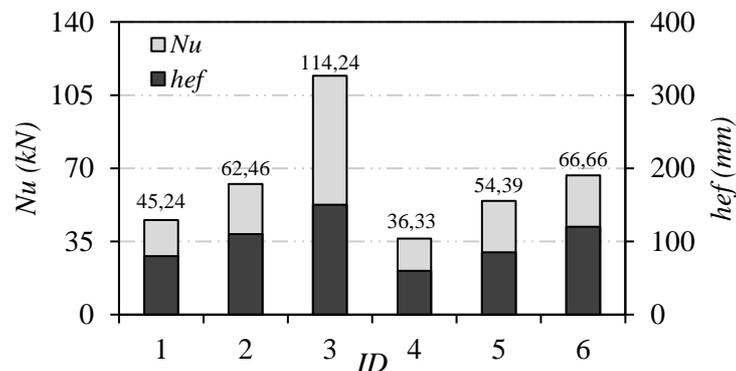


Figura 4.1 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-01

Por meio da análise do primeiro grupo, em que constam os espécimes BCJ-01-16,0-80-70, BCJ-01-16,0-110-70 e BCJ-01-16,0-150-70, é possível observar um crescimento considerável no valor de carga última proporcionalmente ao aumento do comprimento de embutimento. É importante ressaltar que os três primeiros espécimes possuem diâmetro da barra iguais a 16,0 mm. Por meio da fixação do valor do primeiro espécime, identificam-se aumentos de 38% e 153% na carga última, a partir de um acréscimo de 38% e 88%, respectivamente, no valor do h_{ef} .

Para o segundo grupo, onde estão presentes os BCJ-01-12,5-60-52, BCJ-01-12,5-85-52 e BCJ-01-12,5-120-52, observa-se o mesmo comportamento, com menores intensidades de crescimento nos valores de carga última. Todos os espécimes do grupo possuem o mesmo diâmetro da barra igual a 12,5 mm. Em relação ao ID 4, aumentos de 50% e 83% no valor de carga última foram obtidos a partir do acréscimo de 42% e 100%, respectivamente, em h_{ef} .

O gráfico presente na Figura 4.2 por sua vez expõe a correlação entre o crescimento da capacidade de ancoragem e o comprimento de embutimento, correlação esta já exposta por diferentes modelos de cálculo. A linha de tendência foi criada por meio de uma função exponencial e, por meio da linha de tendência traçada, é possível concluir a forte dependência entre os valores de carga última e de comprimento de embutimento.

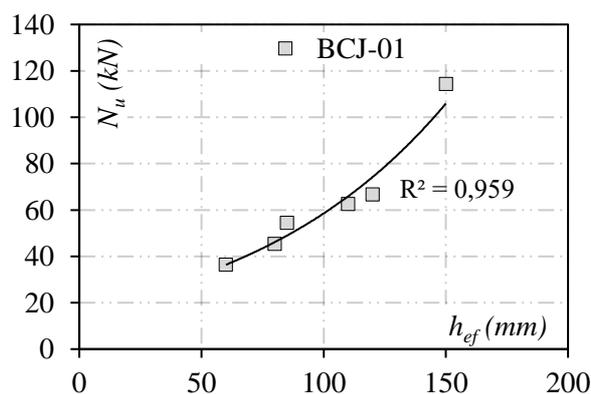


Figura 4.2 - Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-01)

Com o intuito de observar como o diâmetro nominal dos conectores influenciam na capacidade de carga, foi necessária a eliminação da influência da resistência à compressão média do concreto e do comprimento de embutimento no valor de capacidade de ancoragem, por observarmos que h_{ef} sofre variação e por o mesmo possuir uma alta correlação com o valor de carga última. Em razão disso, a carga última foi normalizada, sendo dividida pelo produto entre a raiz da resistência à compressão média e o comprimento de embutimento elevado à potência de 1,5, como apresentado na Equação 4.1. Os valores de carga última normalizados estão apresentados na Tabela 4.2.

$$N_{u,normalizado} = \frac{N_u}{\sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Tabela 4.2 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-01

ID	Espécime	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
1	BCJ-01-16,0-80-70	16,0	0,6	0,9	3,0	9,2
2	BCJ-01-16,0-110-70	16,0	0,4	0,6	3,0	7,8
3	BCJ-01-16,0-150-70	16,0	0,3	0,5	3,0	9,0
4	BCJ-01-12,5-60-52	12,5	0,6	0,9	3,0	11,3
5	BCJ-01-12,5-85-52	12,5	0,4	0,6	3,0	10,1
6	BCJ-01-12,5-120-52	12,5	0,3	0,4	3,0	7,4

Comparando os espécime BCJ-01-16,0-80-70 (ID 1) e o BCJ-01-12,5-60-52 (ID 4), os quais apresentam os mesmos valores para as razões d_h/h_{ef} , c_{a1}/h_{ef} , e s/h_{ef} , é possível perceber que a

alteração do diâmetro promoveu em uma mudança pouco expressiva no valor de carga última normalizada. Por meio da análise dos próximos espécimes, realizando a comparação do ID 2 com ID 5 e ID 3 com ID 6, não foi possível obter um padrão de comportamento para a variação da carga, permitindo concluir que a influência do diâmetro era pouca ou nenhuma na carga última dos espécimes.

Embora o diâmetro nominal da barra esteja relacionado diretamente ao diâmetro da cabeça, e, conseqüentemente, à área de contato efetiva, não foi possível, por meio desta pesquisa, observar uma correlação entre o diâmetro dos conectores e o valor de carga última. Segundo Gil-Mártin *et. al* (2019), é possível observar que um aumento na área de contato efetiva da cabeça dos conectores pouco influenciam na capacidade de ancoragem dos conectores, quando a ruptura é governada pelo cone de concreto. A autora ainda expõe que esse comportamento explica a omissão do diâmetro nominal nos cálculos de ruptura pelo cone de concreto apresentados por normas como ACI 318 (2014) e prEN 1992-4 (2013).

As mesmas análises são realizadas para os seis espécimes presentes na segunda série (BCJ-02). A Tabela 4.3 apresenta os valores do comprimento de embutimento, do diâmetro da barra e a razão entre o espaçamento entre os conectores e o comprimento de embutimento, além da carga última para cada prisma de concreto.

Tabela 4.3 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-02

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
7	BCJ-02-16,0-80-70	80	16,0	2,0	44,1
8	BCJ-02-16,0-110-70	110	16,0	2,0	59,1
9	BCJ-02-16,0-150-70	150	16,0	2,1	93,0
10	BCJ-02-12,5-60-52	60	12,5	2,0	30,8
11	BCJ-02-12,5-85-52	85	12,5	2,0	47,3
12	BCJ-02-12,5-120-52	120	12,5	2,1	71,3

A partir do gráfico apresentado na Figura 4.3, é possível analisar a influência da variação do comprimento de embutimento no valor de carga última para os seis espécimes. Os mesmos serão subdivididos em dois grupos, em que no primeiro constará os ID's 7, 8 e 9, e no segundo grupo, os três restantes.

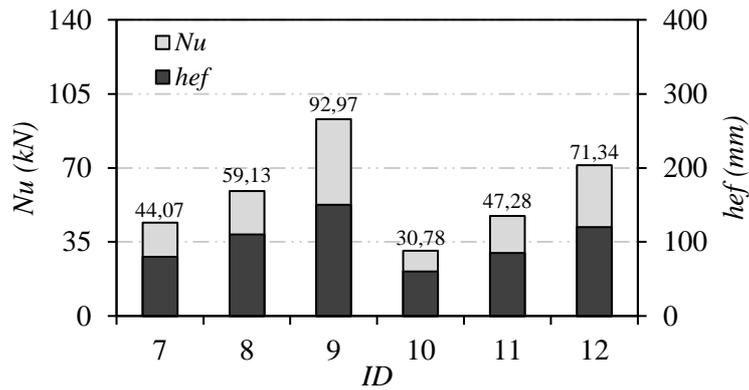


Figura 4.3 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-02

Por meio das análises realizadas para o primeiro grupo, que constam os espécimes BCJ-02-16,0-80-70, BCJ-02-16,0-110-70 e BCJ-02-16,0-150-70, e ressaltando que os prismas pertencentes à essa série possuem efeito de grupo, com s/h_{ef} inferior a 3,0, é possível observar que o aumento do comprimento de embutimento promove, em todos os casos, crescimento no valor de carga última. Fixando o valor de carga última e de comprimento de embutimento para os primeiro espécime, são percebidos aumentos de 34% e 110% no valor de capacidade de ancoragem em consequência do acréscimo de 38% e 88% no valor de h_{ef} .

Para o segundo grupo, que possuem os BCJ-02-12,5-60-52, BCJ-02-12,5-85-52 e BCJ-02-12,5-120-52, observa-se o mesmo comportamento, com crescimento menor para os valores de carga última. Em relação ao ID 4, aumentos de 54% e 132% no valor de carga última foram obtidos a partir do acréscimo de 42% e 100%, respectivamente, em h_{ef} .

A Figura 4.4 apresenta o gráfico que confirma a correlação entre carga última e comprimento de ancoragem. A linha de tendência permite observar a forte dependência entre os valores de N_u e h_{ef} , considerando que diversos modelos de cálculo, como foi afirmado anteriormente, afirmam que o comprimento de embutimento elevado à potência de 1,5 é proporcional a capacidade de ancoragem.

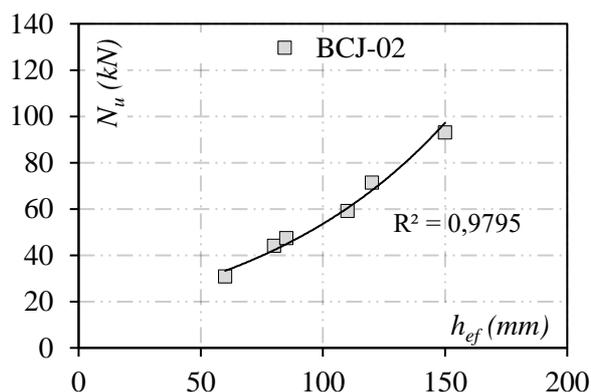


Figura 4.4 -Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-02)

A possível influência do diâmetro nominal do conector será investigada por meio da normalização da carga última, como foi realizado para os espécimes do modelo BCJ-01. Desta maneira, os valores de carga última normalizados para o modelo BCJ-02 foram obtidos por meio da Equação 4.1, sendo apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-02

ID	Espécime	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
7	BCJ-02-16,0-80-70	16,0	0,6	0,9	2,0	8,9
8	BCJ-02-16,0-110-70	16,0	0,4	0,6	2,0	7,4
9	BCJ-02-16,0-150-70	16,0	0,3	0,5	2,1	7,3
10	BCJ-02-12,5-60-52	12,5	0,6	0,9	2,0	9,6
11	BCJ-02-12,5-85-52	12,5	0,4	0,6	2,0	8,7
12	BCJ-02-12,5-120-52	12,5	0,3	0,4	2,1	7,9

Por meio da comparação entre os espécimes BCJ-02-16,0-80-70 (ID 7) e o BCJ-02-12,5-60-52, que apresentam valores iguais de d_h/h_{ef} , c_{a1}/h_{ef} , e s/h_{ef} , percebe-se que o valor de carga última normalizada sofreu um pequeno aumento com a redução do diâmetro. Contudo, mesmo que comparando os espécimes de dois em dois da mesma forma realizada (ID 8 e ID 11, e ID 9 e ID 12) obtêm-se uma mesma tendência, não é possível concluir a influência do diâmetro na capacidade de ancoragem dos conectores.

O gráfico presente na Figura 4.5 fornece a comparação entre os espécimes da primeira e da segunda série que se distinguem apenas pelo valor de largura do prisma, que sofre uma redução para que o efeito de borda esteja presente para os espécimes da série BCJ-02. Como os valores

de comprimento de embutimento, diâmetro do conector, distância à borda constantes entre os espécimes a serem comparados, é possível realizar uma análise real do efeito de agrupamento.

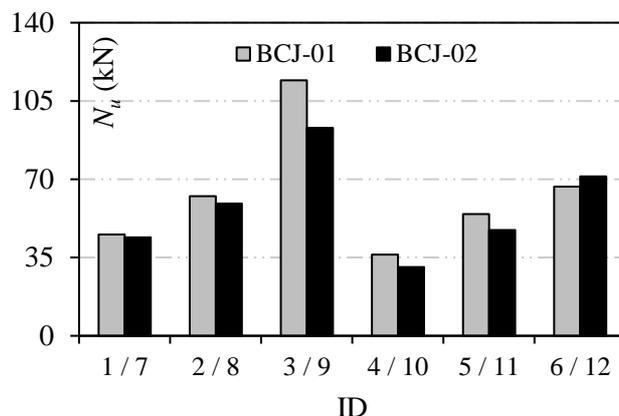


Figura 4.5 – Influência do efeito de borda nos valores de carga última (BCJ-01 e BCJ-02)
(Fonte: Gráfico cedido por Lima, 2019)

A partir do gráfico acima, é possível observar a redução da capacidade de ancoragem para espécimes em que o efeito de grupo, ou seja, em que a razão s/h_{ef} é inferior a 3,0. O efeito de borda tende a reduzir a capacidade máxima de ancoragem de conectores uma vez que a área de propagação do cone de concreto sofre uma diminuição significativa, por haver sobreposição entre os cones de concreto formados pelos dois conectores presentes no mesmo prisma.

4.1.2. Deslizamento dos conectores

Nesta seção, serão estudados os resultados referentes ao deslizamento dos conectores com cabeça pré-instalados em espécimes de concreto armado dos modelos BCJ-01 e BCJ-02, apresentados respectivamente pela Figura 4.6.

Para a obtenção dos valores de deslizamento, os dados obtidos pelos LVDT's 3 e 4 foram subtraídos daqueles obtidos por meio dos LVDT's 1 e 2, já que os valores dos LVDT's 3 e 4 medem o deslocamento vertical resultante da flexão do bloco causada pela aplicação de um esforço de tração, e os LVDT's 1 e 2, o deslizamento das barras em relação aos blocos.

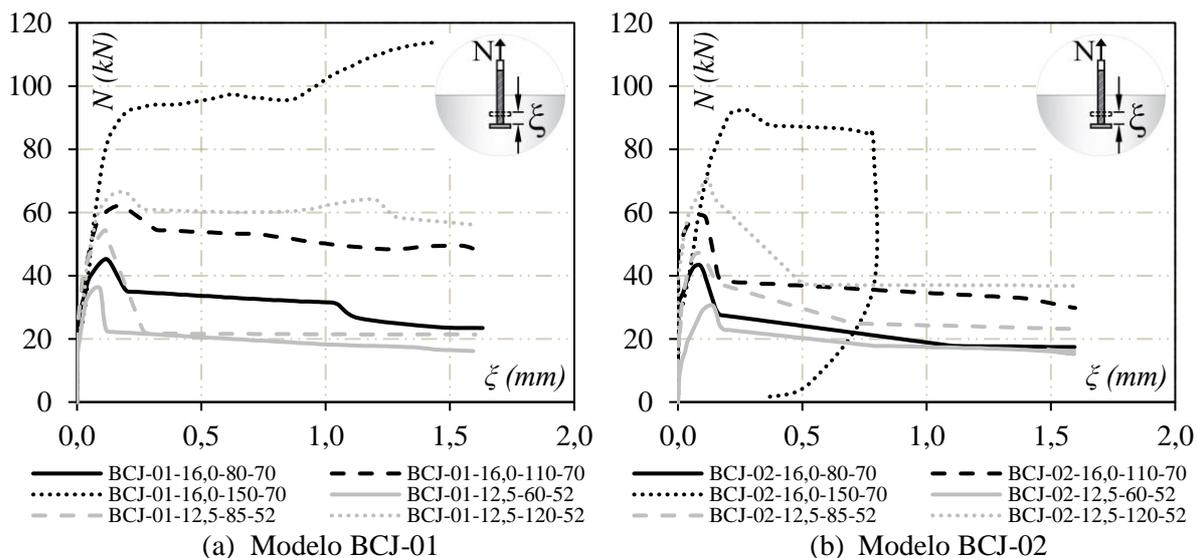


Figura 4.6 - Deslizamento dos conectores em função da carga
(Gráficos cedidos por Lima, 2019)

Por meio da análise feita para os gráficos do modelo BCJ-01, os valores de deslizamento referentes a carga de ruptura foram maiores para barras com comprimento de embutimento elevado. É possível observar que, entre os espécimes que apresentam 16,0 mm de diâmetro da barra, o de maior comprimento de embutimento (BCJ-01-16,0-150-70) apresenta valor de deslizamento na ruptura 433% superior ao exposto pelo espécime com menor comprimento de embutimento (BCJ-01-16,0-80-70). Para os espécimes com 12,5 mm de diâmetro, a mesma análise foi realizada, resultando em um aumento considerável do deslizamento para maior comprimento de embutimento.

O modelo BCJ-02 também foi sujeito a análise, que permitiu observar que entre os espécimes de diâmetro igual a 16,0 mm, o valor de deslizamento na ruptura é 250% maior para o comprimento de embutimento de 150 mm quando comparado com o espécime com h_{ef} igual a 80 mm. Para os espécimes com diâmetro igual a 12,5 mm, a mesma tendência foi observada.

4.1.3. Deformação nos conectores

4.1.3.1. Deformação dos conectores na região externa ao concreto (ϵ_s)

A seguir, são apresentadas as deformações dos conectores na região externa ao concreto, em função da carga aplicada no conector para os espécimes dos modelos BCJ-01 e BCJ-02. Nos gráficos também estão presentes os limites de escoamento das barras de CA-50 de diâmetros

iguais a 16,0 mm e 12,5 mm. Considerando que as deformações dos dois conectores presentes nos espécimes foram semelhantes, a seguir é apresentada apenas a curva carga-deformação de um único conector por prisma. Além disso, os valores de deformações são apresentados até o valor de carga de ruptura, não sendo possível observar o comportamento da deformação para situações de pós-pico.

Por meio da Figura 4.7, é possível observar que a maioria dos conectores com cabeça trabalharam no domínio elástico, apresentando um comportamento linear curvas de carga-deformação até a falha. As únicas exceções ocorreram para os espécimes BCJ-01-16,0-150-70, BCJ-01-12,5-60-52 e para o BCJ-02-12,5-120-52, sendo relacionadas com os maiores comprimentos de embutimento (150 mm e 120 mm), entre todos os espécimes das duas primeiras séries analisados.

Contudo, mesmo para os espécimes em que o escoamento da conector se fez presente, as falhas de ancoragem foram governadas pela ruptura do cone de concreto e não pela ruptura da seção do aço, sendo possível concluir que não houve prejuízo nas análises.

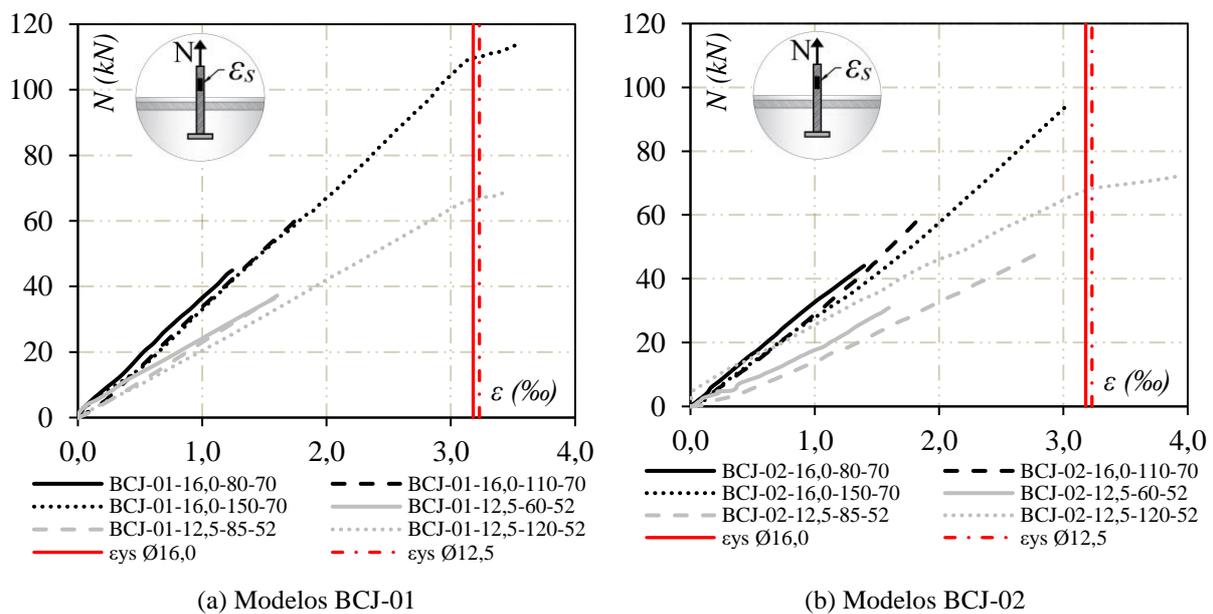


Figura 4.7 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).

4.1.3.2. Comparação das deformação dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto (ϵ_s e ϵ_{sh})

Com o intuito de comparar as deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto em função das solicitações de tração, são plotados gráficos presentes nas Figura 4.8 e Figura 4.9 para os espécimes do BCJ-01 e BCJ-02. Os valores das deformações foram obtidos pelo posicionamento dos extensômetros na região perto à cabeça e externamente ao concreto. Nos gráficos também estão presentes os limites de escoamento das barras. As deformações dos dois conectores presentes nos espécimes foram semelhantes, e, portanto, a seguir é apresentada apenas a curva carga-deformação de um único conector por espécime. É importante ressaltar que os valores de deformações são apresentados até o valor de carga de ruptura, não sendo possível observar o comportamento da deformação para situações de pós-pico.

Através dos gráficos apresentados, é possível observar que as deformações finais medidas no interior do concreto foram inferiores àquelas obtidas externamente. A taxa de crescimento da deformação interna foi menor que a externa para carregamentos iniciais, sendo observado com maior intensidade para espécimes que apresentaram maiores comprimentos de embutimento. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato de que o efeito das tensões aplicadas em um conector tende a ser reduzido devido as tensões de aderência proporcionadas pelo atrito ao longo de todo o comprimento de embutimento.

Quando a aderência entre a barra e o concreto é suspensa, o escoamento do aço é facilitado, considerando que a transferência de tensões do aço para o concreto só ocorre devido a área de engrenamento da cabeça do conector. A partir desse momento, a taxa de crescimento de deformações para a região interna aumenta, e tende a se igualar com a taxa para a região externa.

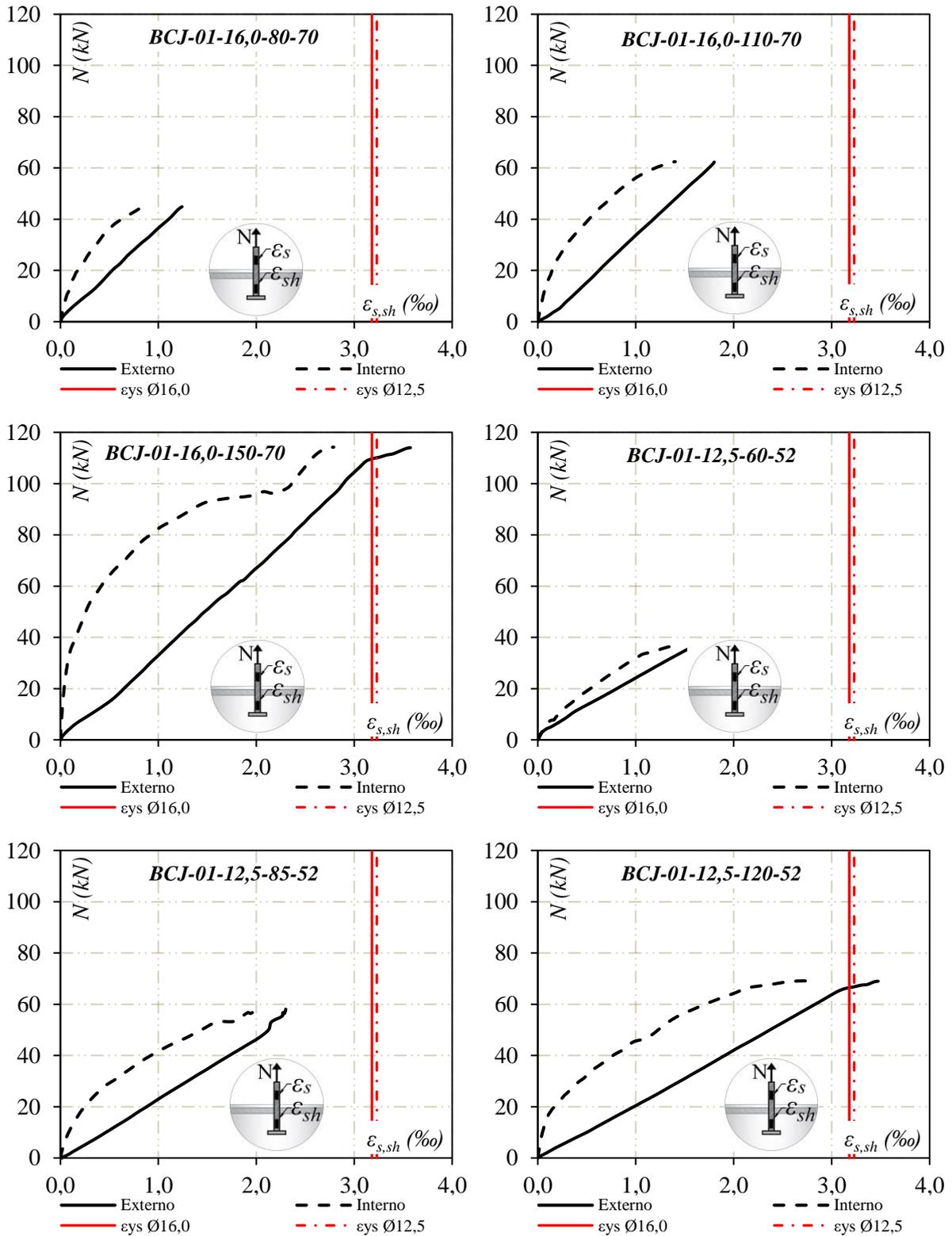


Figura 4.8 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Modelo BCJ-01 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

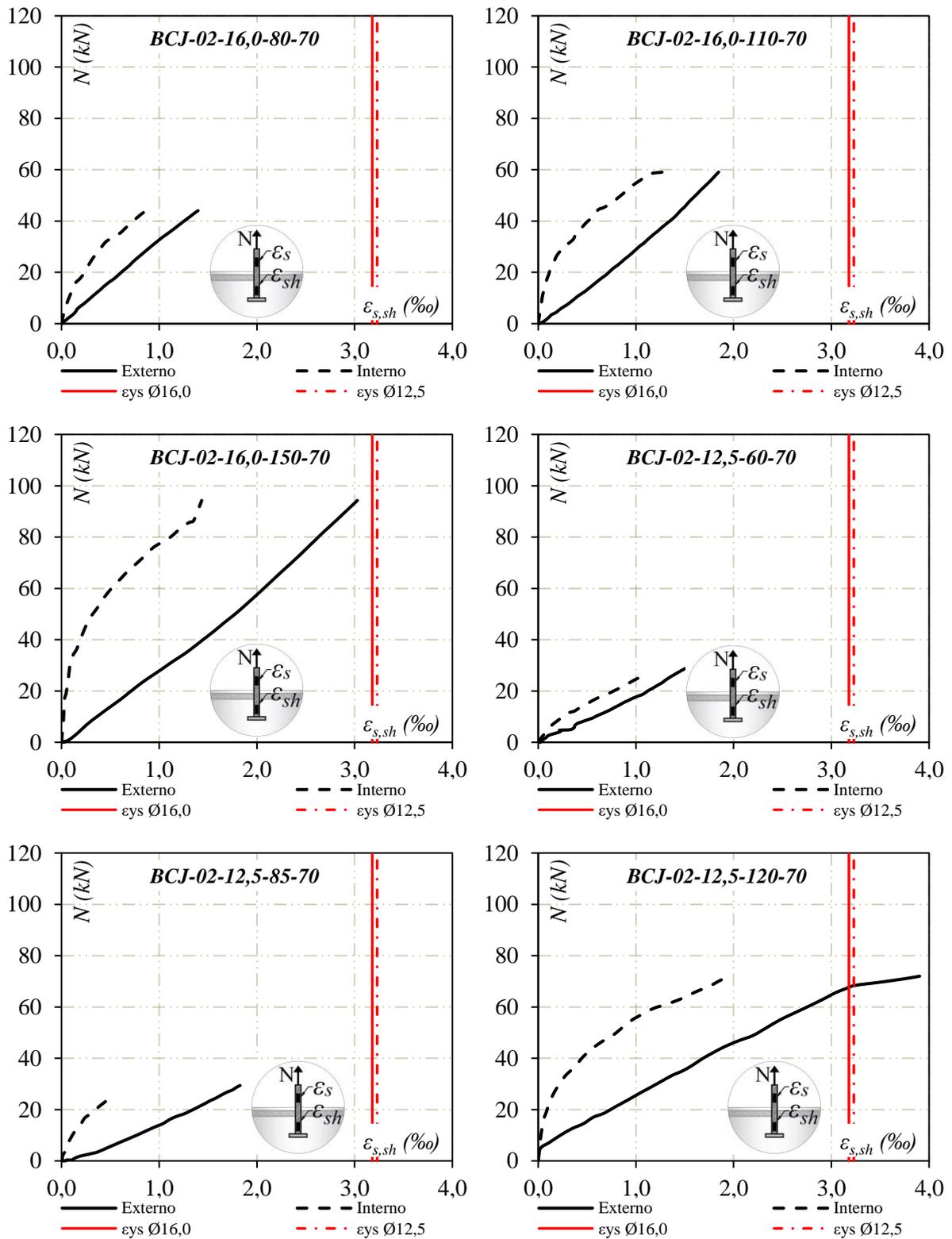


Figura 4.9 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Modelo BCJ-02 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).

4.1.4. Deformação nas armaduras de flexão

Nesta seção, serão apresentadas as deformações longitudinais nas armaduras de flexão dos espécimes constituintes das duas primeiras séries, BCJ-01 e BCJ-02. Os dados de deformação para um prisma foram obtidos pelo posicionamento de extensômetros eletrônicos em duas diferentes barras de flexão. Para cada espécime foram posicionados quatro extensômetros, e, para cada barra, fora obtida a média entre as medidas resultantes dos dois extensômetros. Como o posicionamento dos extensômetros foi feita de maneira simétrica em relação ao bloco e a barra e, as armaduras de flexão apresentaram comportamento semelhante, apenas os valores resultantes de uma armadura serão considerados.

A deformação de escoamento (ϵ_{ys}) para o aço CA-50 com diâmetros iguais a 12,5 mm e 16,0 mm empregado na armadura de flexão, foram iguais a 3,23‰ e 3,18‰. Por isso, é possível observar, pela Figura 4.10 que nenhuma das armaduras que compõem os modelos BCJ-01 e BCJ-02 apresentaram patamar de escoamento, permanecendo no regime elástico. Concluindo, assim, que em nenhum espécime houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão.

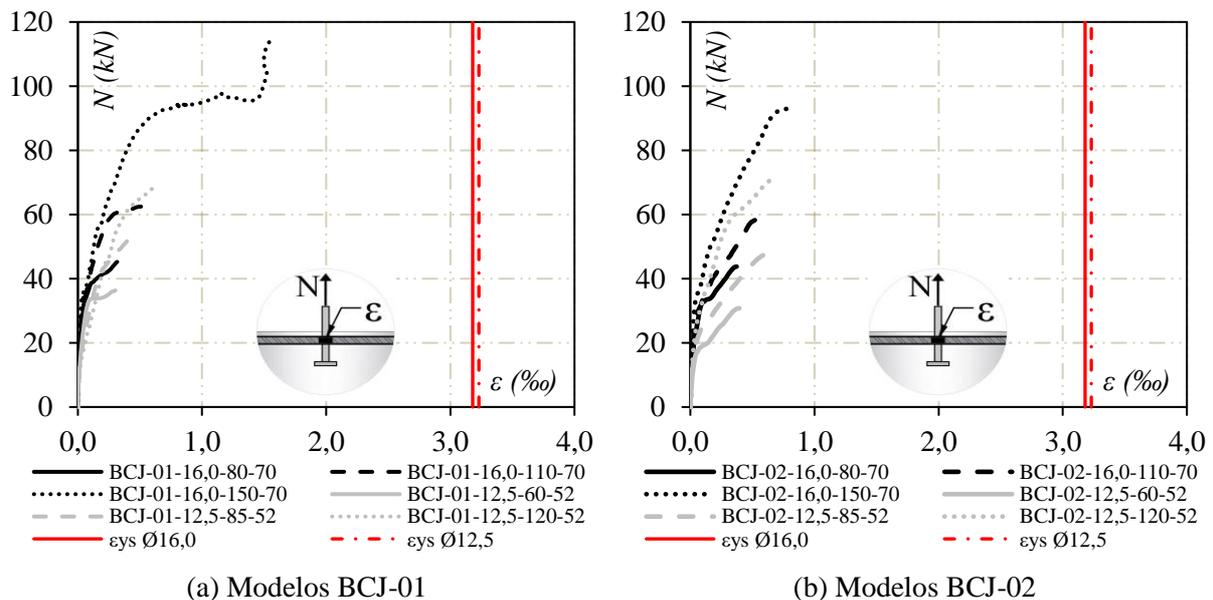


Figura 4.10 - Deformação nas armaduras de flexão dos prismas de concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).

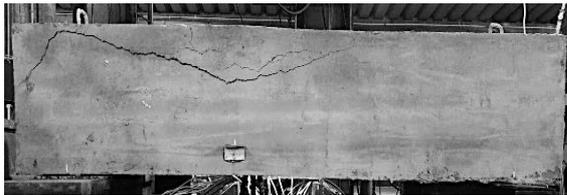
Em relação ao modelo BCJ-01, o espécime que apresentou maior deformação foi o BCJ-01-16,0-150-70, com $\epsilon = 1,54\%$ e carga última igual a 114,24 kN. O mesmo foi observado para o

modelo BCJ-02, o espécime com maior carga última ($N_u = 93,0$ kN) e, conseqüentemente maior deformação ($\epsilon = 0,78\%$) foi o BCJ-02-16,0-150-70.

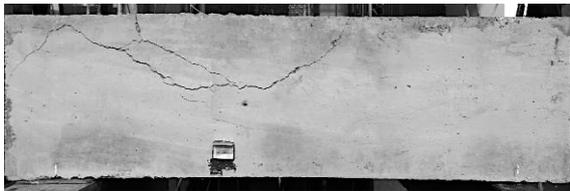
4.1.5. Modos de ruptura

Conforme as definições dos modos de ruptura apresentadas no ACI 318 (2014), todos os espécimes pertencentes aos modelos constitutivos BCJ-01 e BCJ-02 falharam pela ruptura do cone de concreto, como é mostrado nas Figura 4.11 e Figura 4.12. O mapeamento de fissuras não foi feito para a primeira bateria de ensaios. Por não apresentarem armadura suplementar, a ruptura foi feita de maneira abrupta.

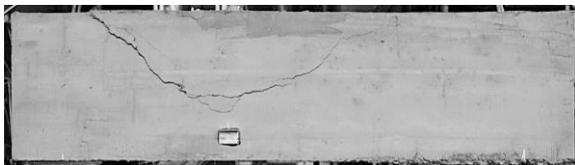
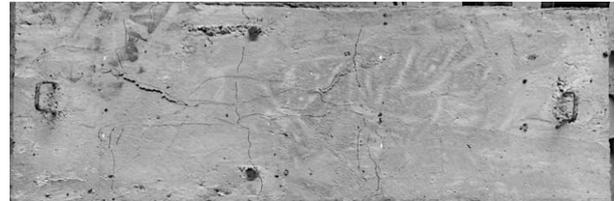
Analisando as fissuras apresentadas na superfície dos espécimes, é possível perceber que o ângulo da inclinação das fissuras tende a diminuir com a redução do comprimento de embutimento. Este comportamento pode ser explicado considerando que conectores que possuem pequeno comprimento tendem a tracionar as armaduras de flexão do bloco, criando um caminho prioritário para as fissuras.



(a) BCJ-01-16,0-80-70



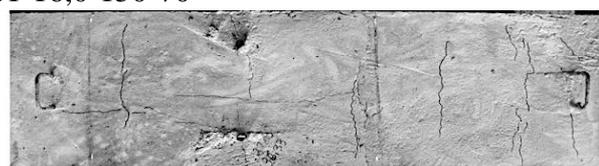
(b) BCJ-01-16,0-110-70

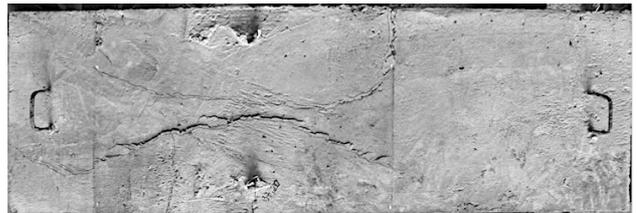


(c) BCJ-01-16,0-150-70

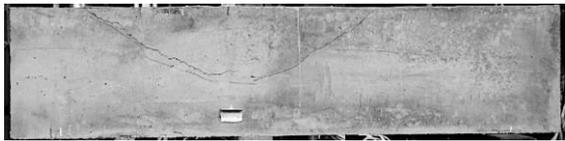


(d) BCJ-01-12,5-60-52



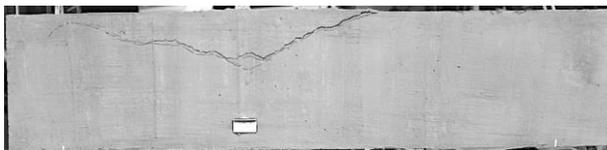


(e) BCJ-01-12,5-85-52



(f) BCJ-01-12,5-120-52

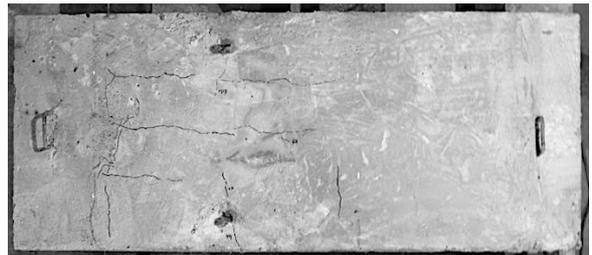
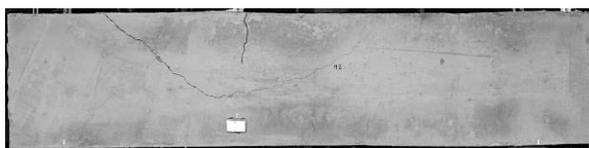
Figura 4.11 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-01 ensaiados.



(a) BCJ-02-16,0-80-70



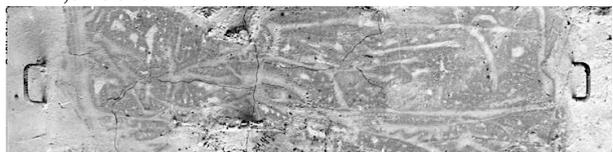
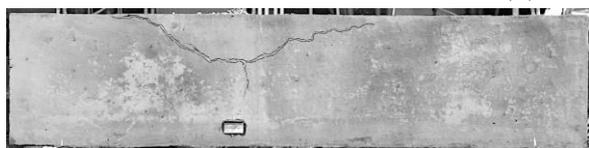
(b) BCJ-02-16,0-110-70



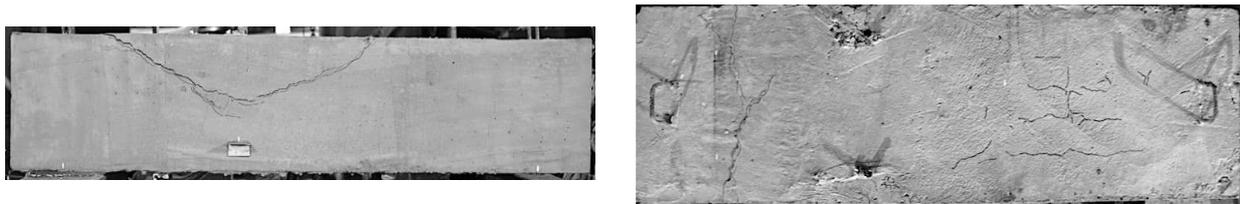
(c) BCJ-02-16,0-150-70



(d) BCJ-02-12,5-60-52



(e) BCJ-02-12,5-85-52



(f) BCJ-02-12,5-120-52

Figura 4.12 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-02 ensaiados.

4.2. RESULTADOS DA SEGUNDA CONCRETAGEM (BCJ-03 E BCJ-04)

Dessa forma, da maneira em que foi apresentado para as duas primeiras séries, será realizada para a segunda concretagem (BCJ-03 e BCJ-04) a análise dos resultados de capacidade de ancoragem dos conectores, deslizamento dos conectores, deformação nos conectores, nas armaduras de flexão e nas armaduras suplementares, além dos modos de ruptura dos modelos ensaiados.

4.2.1. Capacidade de ancoragem

O comportamento e os resultados da carga última obtidos serão analisados por meio da variações das características presentes na Tabela 4.5: o comprimento de embutimento, o diâmetro da barra, além do efeito de borda presente nos espécimes, que deve ser analisado por meio da razão entre distância entre conectores e o comprimento de embutimento.

Tabela 4.5 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-03

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	<i>h_{ef}</i> (mm)	<i>d_{s,L}</i> (mm)	<i>s/h_{ef}</i>	<i>N_u</i> (kN)
<i>13</i>	BCJ-03-20,0-80-70	80	20,0	3,0	45,8
<i>14</i>	BCJ-03-20,0-110-70	110	20,0	3,0	62,5
<i>15</i>	BCJ-03-20,0-150-70	150	20,0	3,0	115,5
<i>16</i>	BCJ-03-16,0-60-55	60	16,0	2,9	37,1
<i>17</i>	BCJ-03-16,0-85-55	85	16,0	2,9	41,4
<i>18</i>	BCJ-03-16,0-120-55	120	16,0	3,0	64,8

É possível analisar a influência do aumento do valor do comprimento de embutimento na capacidade de ancoragem por meio do gráfico apresentado na Figura 4.13, como foi realizado para as outras duas séries anteriormente analisadas. Dividiremos em dois grupos, assim como fizemos para a primeira concretagem, em que o primeiro será composto dos ID's 13, 14 e 15, e, no segundo grupo, os três restantes.

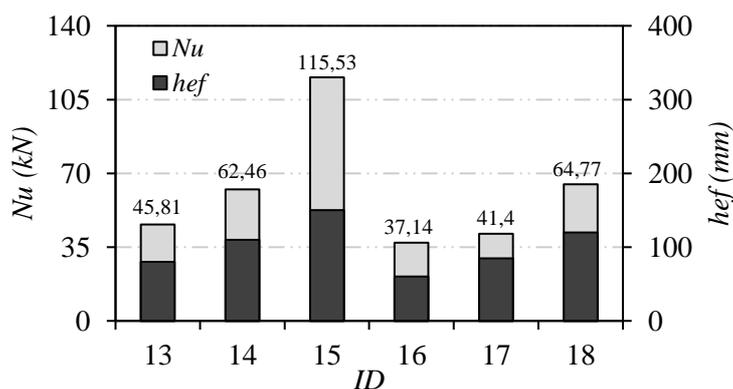


Figura 4.13 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-03

Para o primeiro grupo, em que constam os espécimes BCJ-03-20,0-80-70, BCJ-03-20,0-110-70 e BCJ-03-20,0-150-70, é possível observar a correlação entre o comprimento de embutimento e carga última, em que o aumento do valor de h_{ef} promove o aumento do valor de N_u . É importante ressaltar que o diâmetro das barras ancoradas é igual a 20,0 mm para essa série. Para o primeiro grupo, compararemos os valores dos ID 14 e 15 com o ID 13. Com isso, para o primeiro grupo, percebe-se aumentos de 36% e 152% na capacidade de ancoragem em consequência do acréscimo de 38% e 88% no valor de h_{ef} .

Em relação ao segundo grupo, que possuem os BCJ-03-16,0-60-55, BCJ-03-16,0-85-55 e BCJ-03-16,0-60-55, é possível observar um comportamento semelhante, resultando em valores de carga última inferiores ao primeiro grupo, podendo ser decorrente tanto da presença efeito de grupo e quanto da redução do diâmetro da barra. Em relação ao ID 16, percebe-se que acréscimos de 36% e 70% no valor de carga última são obtidos a partir de aumentos iguais a 42% e 100%, respectivamente, em h_{ef} .

A Figura 4.14 expõe o gráfico que confirma a correlação entre carga última e comprimento de ancoragem. A linha de tendência criada por uma aproximação exponencial permite constatar a forte dependência entre os valores de N_u e h_{ef} , onde podemos observar o valor de R^2 sendo igual a 0,948.

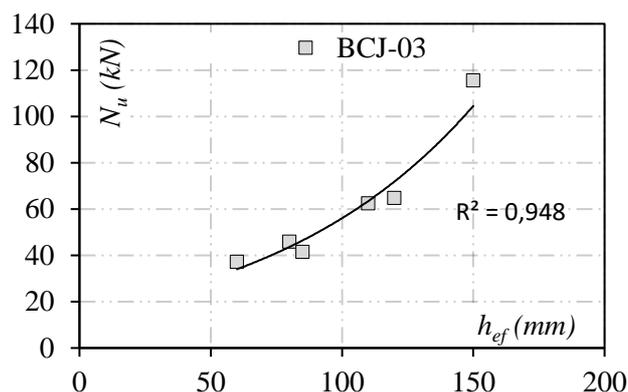


Figura 4.14 -Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-03)

A influência do diâmetro nominal do conector será examinada por meio da normalização da carga última, como foi investigado para os modelos presentes na primeira concretagem (BCJ-01 e BCJ-02). Os valores de carga última normalizados para o modelo BCJ-03 foram obtidos por meio da Equação 4.1 e estão apresentados na Tabela 4.6 a seguir.

Tabela 4.6 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-03

ID	Espécime	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{al}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
13	BCJ-03-20,0-80-70	20,0	0,8	0,9	3,0	15,2
14	BCJ-03-20,0-110-70	20,0	0,5	0,6	3,0	12,9
15	BCJ-03-20,0-150-70	20,0	0,4	0,5	3,0	14,9
16	BCJ-03-16,0-60-55	16,0	0,8	0,9	2,9	19,0
17	BCJ-03-16,0-85-55	16,0	0,6	0,6	2,9	12,6
19	BCJ-03-16,0-120-55	16,0	0,4	0,5	3,0	11,7

A partir da comparação entre os espécimes BCJ-03-20,0-80-70 (ID 13) e o BJC-03-16,0-60-55 (ID 16) que apresentam os mesmos valores para d_h/h_{ef} , c_{al}/h_{ef} , e s/h_{ef} como mostrado na Tabela 4.6, percebe-se que o valor de carga última normalizada aumenta consideravelmente com a diminuição do diâmetro nominal da barra. Contudo, por meio da comparação do espécime de ID 14 com o ID 17, e o ID 15 com o ID 19, a tendência observada não é a mesma, considerando que a carga última normalizada é reduzida. Portanto, não é possível observar um padrão de comportamento da carga última normalizada segundo a variação do valor de diâmetro nominal do conector, concluindo que a variável exerce pouca ou nenhuma influência na capacidade de ancoragem.

São realizadas análises semelhantes para os seis espécimes presentes na quarta série. Por meio da Tabela 4.7, é possível observar os valores de comprimento de embutimento, diâmetro da barra e a razão entre o espaçamento entre os conectores e o comprimento de embutimento, além da capacidade de carga referente a cada prisma de concreto.

Tabela 4.7 - Características dos espécimes pertencentes à série BCJ-04

ID	Espécime	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
19	BCJ-04-20,0-80-70	80	20,0	2,0	44,9
20	BCJ-04-20,0-110-70	110	20,0	2,0	83,3
21	BCJ-04-20,0-150-70	150	20,0	2,1	113,0
22	BCJ-04-16,0-60-55	60	16,0	1,9	36,2
23	BCJ-04-16,0-85-55	85	16,0	1,9	43,6
24	BCJ-04-16,0-120-55	120	16,0	2,0	77,5

Por meio do gráfico apresentado na Figura 4.15, é possível analisar a influência do aumento do valor do comprimento de embutimento na carga última, como de fato é esperado e exposto pelos modelos de cálculo e pelas recomendações normativas. Como há alteração no valor de diâmetro dos conectores, dois grupos serão formados, em que o primeiro será composto pelos espécimes que apresentaram diâmetro de barras igual a 20,0 mm, e o segundo, pelos espécimes que apresentaram o diâmetro igual a 16,0 mm. O primeiro grupo, portanto, será composto pelos espécimes BCJ-04-20,0-80-70, BCJ-04-20,0-110-70 e BCJ-04-20,0-150-70. (ID's 19, 20 e 21), e o segundo grupo, pelos três restantes (BCJ-04-16,0-60-55, BCJ-04-16,0-85-55 e BCJ-04-16,0-120-55).

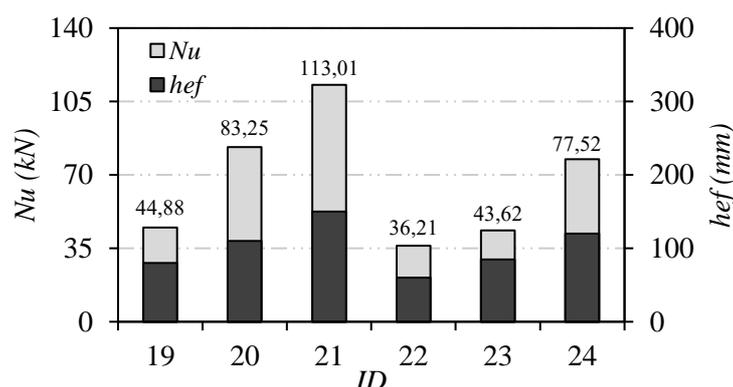


Figura 4.15 - Influência da variação do h_{ef} na carga última para os espécimes do BCJ-04

Por meio das análises realizadas para o primeiro grupo que não presencia efeito de grupo, é possível observar que o aumento do comprimento de embutimento promove, em todos os casos,

crescimento no valor de carga última. Fixando o valor de carga última e de comprimento de embutimento para o primeiro espécime, são percebidos aumentos de 85% e 152% no valor de capacidade de ancoragem em consequência do acréscimo de 38% e 88% no valor de h_{ef} .

Para o segundo grupo, observa-se o mesmo comportamento, com uma menor intensidade no acréscimo de carga última. Em relação ao ID 22, aumentos de 20% e 114% no valor de carga última foram obtidos a partir do acréscimo de 42% e 100%, respectivamente, em h_{ef} .

A Figura 4.16 expõe o gráfico que confirma a correlação entre carga última e comprimento de ancoragem. A linha de tendência criada por uma aproximação exponencial permite constatar a forte dependência entre os valores de N_u e h_{ef} , onde podemos observar o valor de R^2 sendo igual a 0,947.

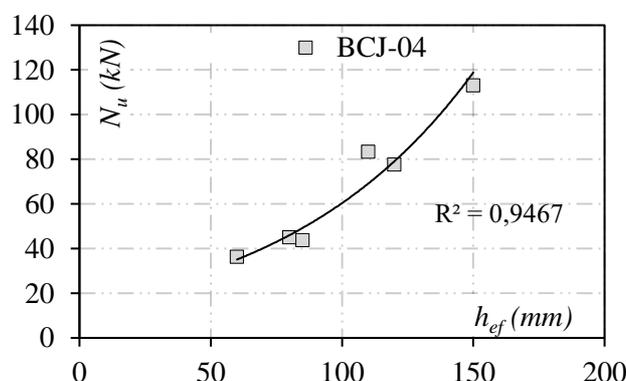


Figura 4.16 -Correlação entre carga última e comprimento de embutimento (BCJ-04)

Como realizado para os modelos anteriores, a análise para investigar a influência do diâmetro nominal do conector é feita por meio da normalização da carga última, por meio da Equação 4.1, resultando nos valores de carga última normalizados para os modelos BJC-04, apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} para BCJ-04

ID	Espécime	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
19	BCJ-04-20,0-80-70	20,0	0,8	0,9	2,0	14,9
20	BCJ-04-20,0-110-70	20,0	0,5	0,6	2,0	17,2
21	BCJ-04-20,0-150-70	20,0	0,4	0,5	2,1	14,6
22	BCJ-04-16,0-60-55	16,0	0,8	0,9	1,9	18,5
23	BCJ-04-16,0-85-55	16,0	0,6	0,6	1,9	13,2
24	BCJ-04-16,0-120-55	16,0	0,4	0,5	2,0	14,0

Os espécimes BCJ-04-20,0-80-70 (ID 19) e BCJ-04-16,0-60-55 (ID 22) foram comparados por apresentarem valores iguais de d_h/h_{ef} , c_{a1}/h_{ef} , e s/h_{ef} , e fora percebido que a redução do diâmetro de 20,0 mm para 16,0 mm causou um aumento considerável na carga última normalizada. Contudo, para as outras duas comparações, entres os ID's 20 e 23, e 21 e 24, foi observada uma redução da carga. Por não ter obtido uma mesma tendência, não se fez possível concluir um padrão de comportamento para a influência do diâmetro na capacidade de ancoragem dos conectores.

O gráfico presente na Figura 4.17 fornece a comparação entre os espécimes da terça e da quarta série que se distinguem apenas pelo valor de largura do prisma, característica física esta que sofre uma redução para que o efeito de borda esteja presente para os espécimes da série BCJ-04. Como os valores de comprimento de embutimento, diâmetro do conector, distância à borda constantes entre os espécimes a serem comparados, é possível realizar uma análise real do efeito de agrupamento.

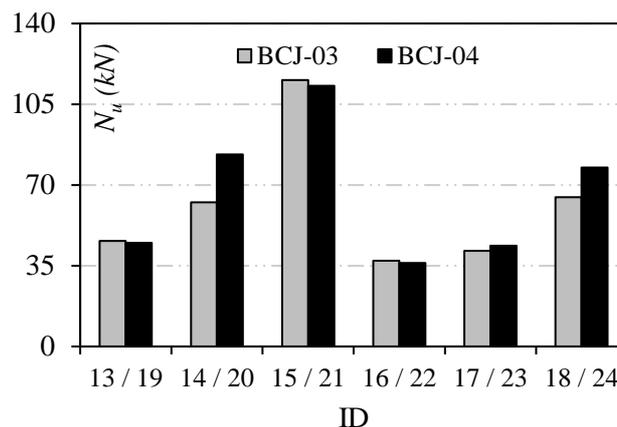


Figura 4.17 - Influência do efeito de borda nos valores de carga última (BCJ-03 e BCJ-04)
(Fonte: Gráfico cedido por Lima, 2019)

A capacidade de ancoragem pela ruptura do cone de concreto é reduzida quando o efeito de grupo está presente no espécime, porém, em diversos modelos de cálculo, quando armaduras suplementares resistem à ruptura, a resistência do concreto passa a ser uma parcela inferior, resistindo a pouco ou nenhum esforço. Através desta afirmação, pode-se concluir que a capacidade de ancoragem em BCJ-04, por ser controlada em sua maior parte pela resistência da armadura suplementar, sofre pequena ou nenhuma influência do efeito de grupo.

4.2.2. Deslizamento dos conectores

Nesta seção, como realizado para as séries pertencentes à primeira bateria, serão estudados os resultados referentes ao deslizamento dos conectores com cabeça pré-instalados em espécimes de concreto armado dos modelos BCJ-03 e BCJ-04, apresentados respectivamente pela Figura 4.18.

Para a obtenção dos valores de deslizamento, os dados obtidos pelos LVDT's 3 e 4 foram subtraídos daqueles obtidos por meio dos LVDT's 1 e 2, já que os valores dos LVDT's 3 e 4 medem o deslocamento vertical resultante da flexão do bloco causada pela aplicação de um esforço de tração, e os LVDT's 1 e 2, o deslizamento das barras.

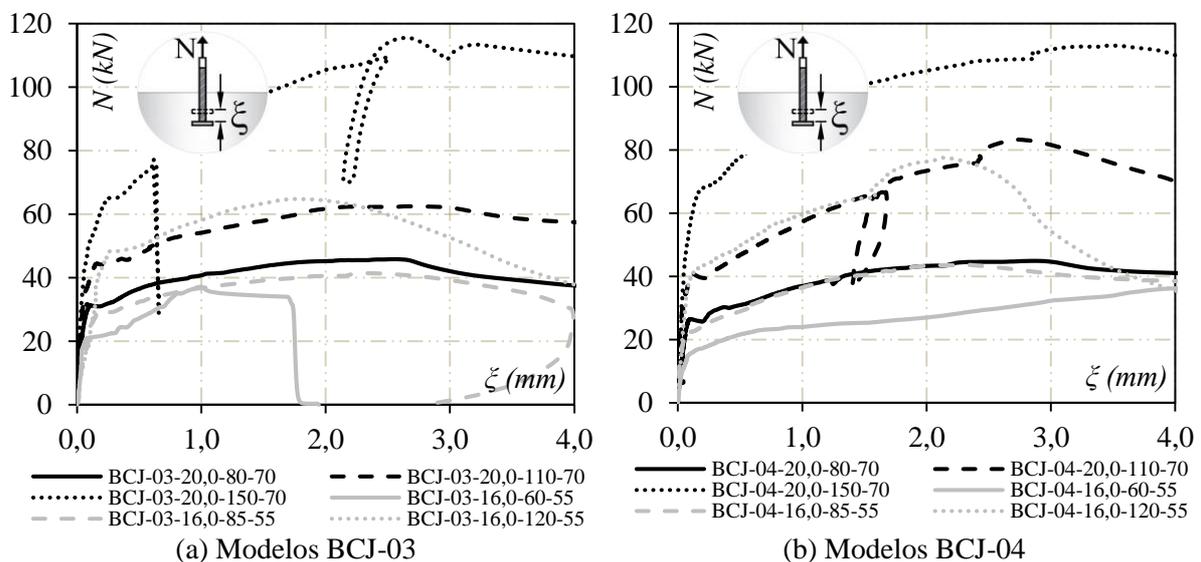


Figura 4.18 - Deslizamento dos conectores em função da carga (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

O comportamento dos gráficos para os espécimes da segunda concretagem, pertencentes aos modelos BCJ-03 e BCJ-04, se difere dos apresentados para as primeiras séries, por apresentar deslizamentos dos conectores na carga última semelhantes entre si para as barras de diâmetro igual a 20,0 mm. Para os espécimes que apresentam conectores com diâmetro de 16,0 mm, não é possível observar uma tendência para o comportamento dos valores.

Considerando que o valor da capacidade de ancoragem de um conector está diretamente relacionado ao valor da resistência do concreto, este desempenho pode ser justificado pelo fato da resistência do concreto para a segunda concretagem ter sido 17,7 MPa, fornecendo menor

influência do comprimento de embutimento no deslizamento dos conectores, resultando na incapacidade de analisar a influência desta variável.

4.2.3. Deformação nos conectores

4.2.3.1. Deformação nos conectores na região externa ao concreto

A seguir, são apresentadas as deformações dos conectores na região externa ao concreto, em função da carga aplicada no conector para os espécimes dos modelos BCJ-03 e BCJ-04. Nos gráficos também estão presentes os limites de escoamento das barras de CA-50 de diâmetros iguais a 16,0 mm e 20,0 mm. Considerando que as deformações dos dois conectores presentes nos espécimes foram semelhantes, a seguir é apresentada apenas a curva carga-deformação de um único conector por prisma. Além disso, os valores de deformações são apresentados até o valor de carga de ruptura, não sendo possível observar o comportamento da deformação para situações de pós-pico.

Por meio da Figura 4.19, é possível observar que todos os conectores com cabeça trabalharam no domínio elástico, apresentando uma tendência de comportamento linear nas curvas de carga-deformação até o valor de carga última.

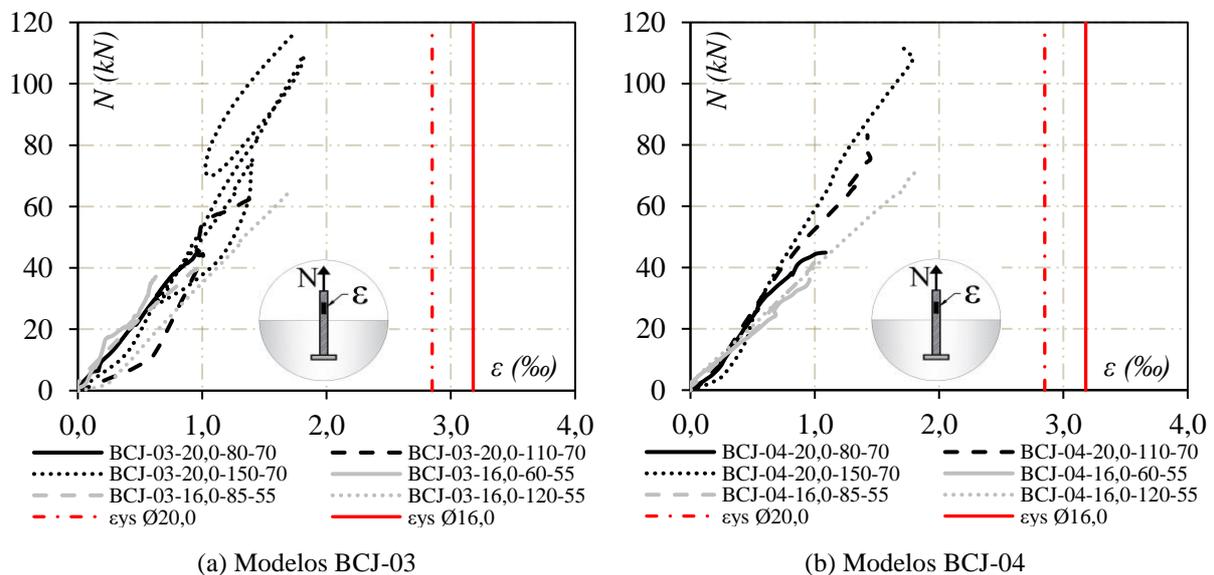


Figura 4.19 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

4.2.3.2. Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto (ε_s e ε_{sh})

Com o intuito de comparar as deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto em função das solicitações de tração, como foi realizado para os resultados das duas primeiras séries, são plotados gráficos presentes nas Figura 4.20 e Figura 4.21 para os espécimes do BCJ-03 e BCJ-04. Os valores das deformações foram obtidos pelo posicionamento dos extensômetros na região perto à cabeça e externamente ao concreto. Nos gráficos também estão presentes os limites de escoamento das barras. É importante ressaltar novamente que os valores de deformações são apresentados até o valor de carga de ruptura, não sendo possível observar o comportamento da deformação para situações de pós-pico.

Através dos gráficos apresentados, é possível observar que, para os modelos BCJ-03, os espécimes BCJ-03-20,0-80-70, BCJ-03-16,0-85-55 e o BCJ-03-16,0-60-55 possuíram a mesma taxa de crescimento da deformação tanto para os extensômetros internos quanto para os externos, mostrando que, para estes espécimes em questão, a aderência por atrito entre o aço e o concreto exerce pouca ou nenhuma influência nas deformações das barras.

Entretanto, para os outros três espécimes constituintes da mesma série, com os comprimentos de embutimento elevados (110, 120 e 150 mm) apresentaram taxa de crescimento da deformação interna menor que a externa para carregamentos iniciais. Tal comportamento é explicado pelo fato de que o efeito das tensões aplicadas nos conectores tende a ser reduzido devido as tensões de aderência proporcionadas pelo atrito entre o concreto e o aço ao longo de todo o comprimento de embutimento.

A partir da análise feita pelos gráficos dos modelos BCJ-04 presentes na Figura 4.21, é possível observar que os espécimes com alto comprimento de embutimento, BCJ-04-20,0-110-70, BCJ-04-20,0-150-70 e BCJ-04-16,0-120-55 apresentaram o mesmo comportamento observado para a série BCJ-03. Os outros espécimes da série, que apresentam comprimentos de embutimento que variam entre 60 e 85 mm, resultaram na mesma taxa de crescimento da deformação para os extensômetros posicionados internamente quanto externamente.

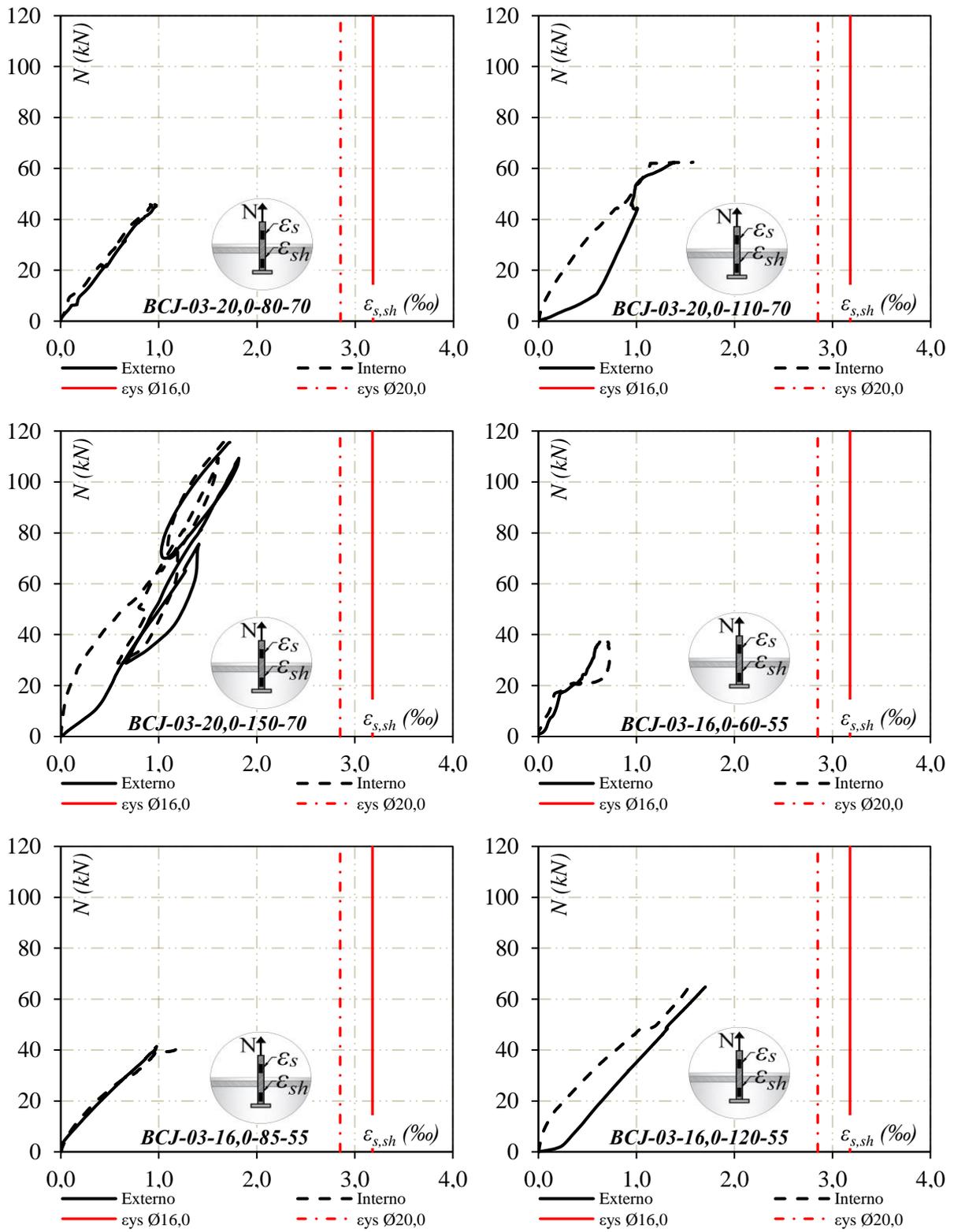


Figura 4.20 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Modelo BCJ-03 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).

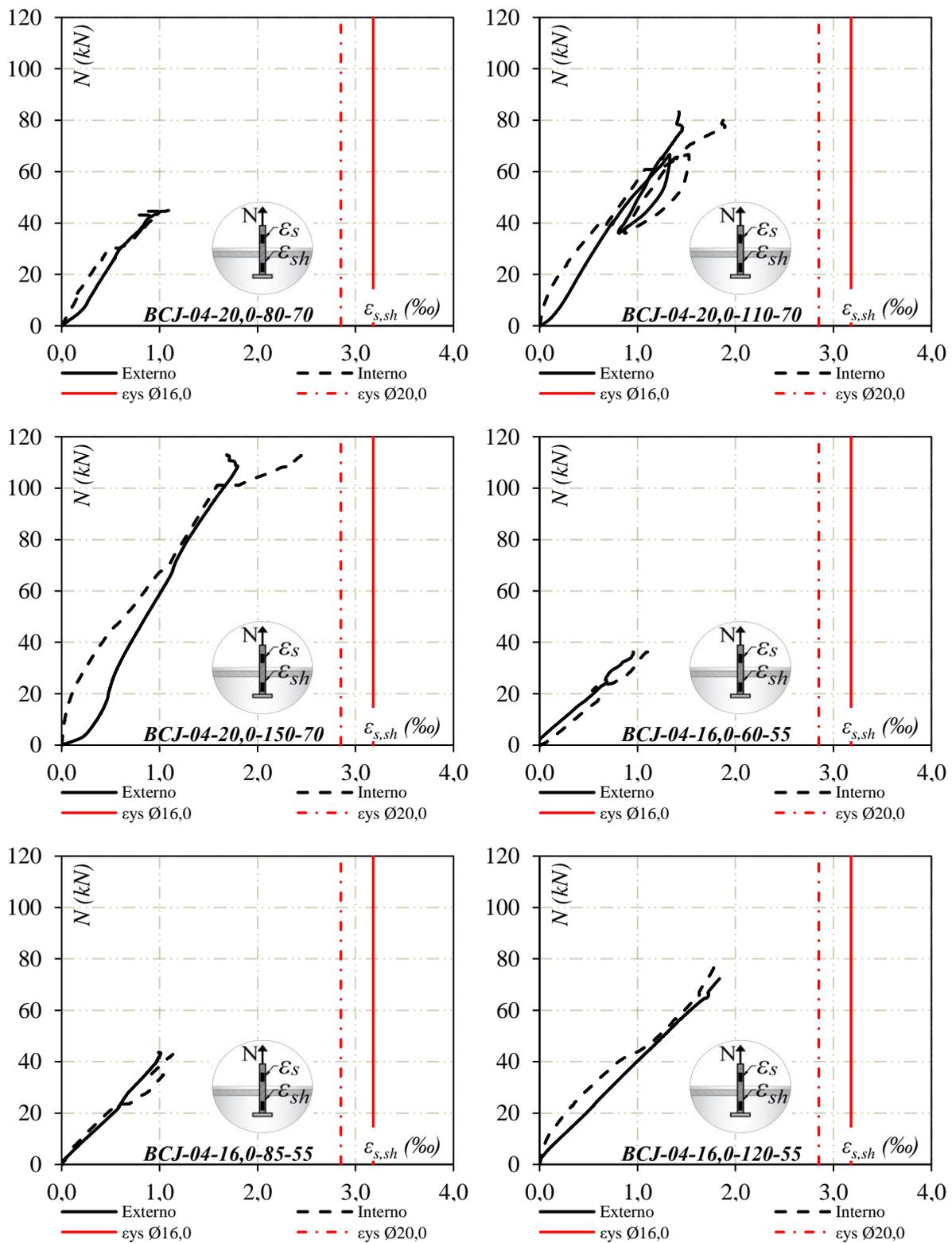


Figura 4.21 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Modelo BCJ-04 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).

4.2.4. Deformação nas armaduras de flexão

Como realizado para as duas primeiras séries, serão apresentadas as deformações longitudinais nas armaduras de flexão dos espécimes das séries BCJ-03 e BCJ-04. Os dados de deformação para um prisma foram obtidos pelo posicionamento de extensômetros em duas barras de flexão. Como o posicionamento dos extensômetros foi feita de maneira simétrica, e as armaduras de flexão se comportaram de maneira semelhante, apenas os valores resultantes de uma armadura serão considerados. É importante ressaltar que, devido ao mau funcionamento após um nível de carregamento de aproximadamente 50 kN do extensômetro que permitiu as leituras nos valores característicos do espécime BCJ-04-16,0-120-55, os valores obtidos acima deste nível de carregamento foram excluídos.

A deformação de escoamento (ϵ_{ys}) para o aço CA-50 com diâmetros iguais a 12,5 mm e 16,0 mm empregado na armadura de flexão, foram iguais a 3,23‰ e 3,18‰. Por isso, é possível observar pela Figura 4.22 que nenhuma das armaduras que compõem os modelos BCJ-03 e BCJ-04 apresentaram patamar de escoamento, permanecendo no regime elástico. Concluindo, assim, que em nenhum espécime houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão.

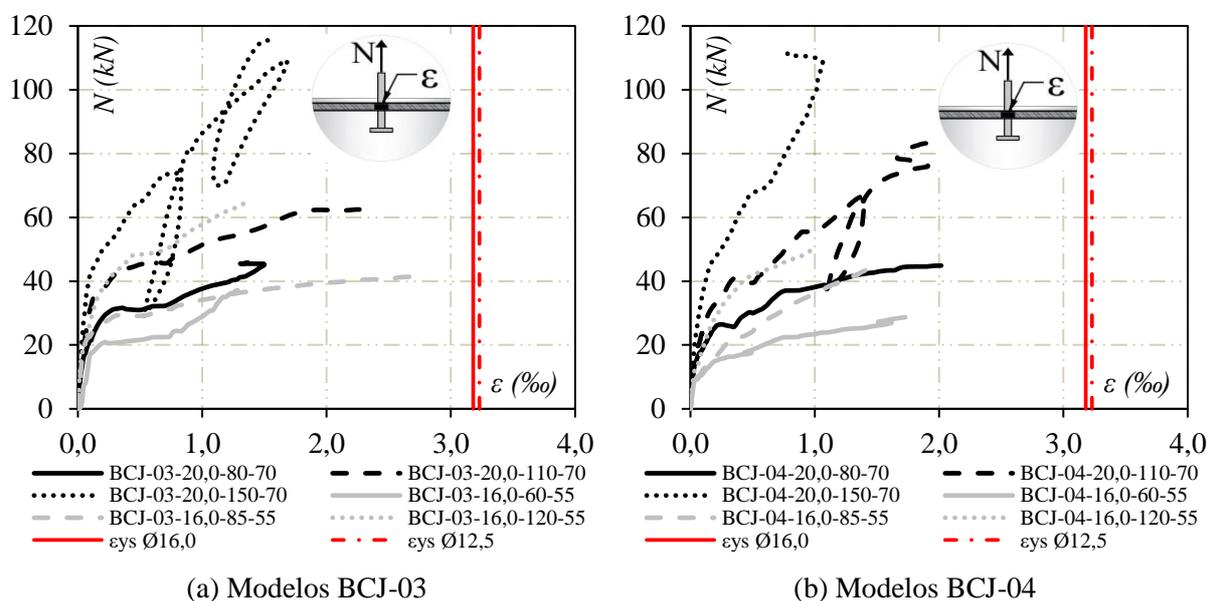


Figura 4.22 - Deformação nas armaduras de flexão dos prismas de concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019).

Em relação ao modelo BCJ-02, o espécime que apresentou maior deformação foi o BCJ-03-16,0-85-52, com $\epsilon = 2,71\%$ e carga última do conector igual a 41,4 kN, apresentando um

comportamento de deformação mais próximo ao escoamento da barra. O mesmo foi observado para o modelo BCJ-04, em que o espécime BCJ-04-20,0-80-70 apresentou maior deformação, igual a $\varepsilon = 2,02\%$, com carga última do conector igual a 44,88 kN.

4.2.5. Deformação nas armaduras suplementares

A Figura 4.23 apresenta as deformações longitudinais nas armaduras suplementares em função das cargas exercidas no conector, para os espécimes das séries BCJ-03 e BCJ-04. Os dados de deformação para um prisma foram obtidos pelo posicionamento de extensômetros eletrônicos nas pernas dos estribos, na parte superior próximos ao conector, conforme é apresentado na seção 3.6.2.. Como o posicionamento dos extensômetros foi feita de maneira simétrica, e as armaduras suplementar se comportaram de maneira semelhante, apenas os valores resultantes de uma armadura serão considerados.

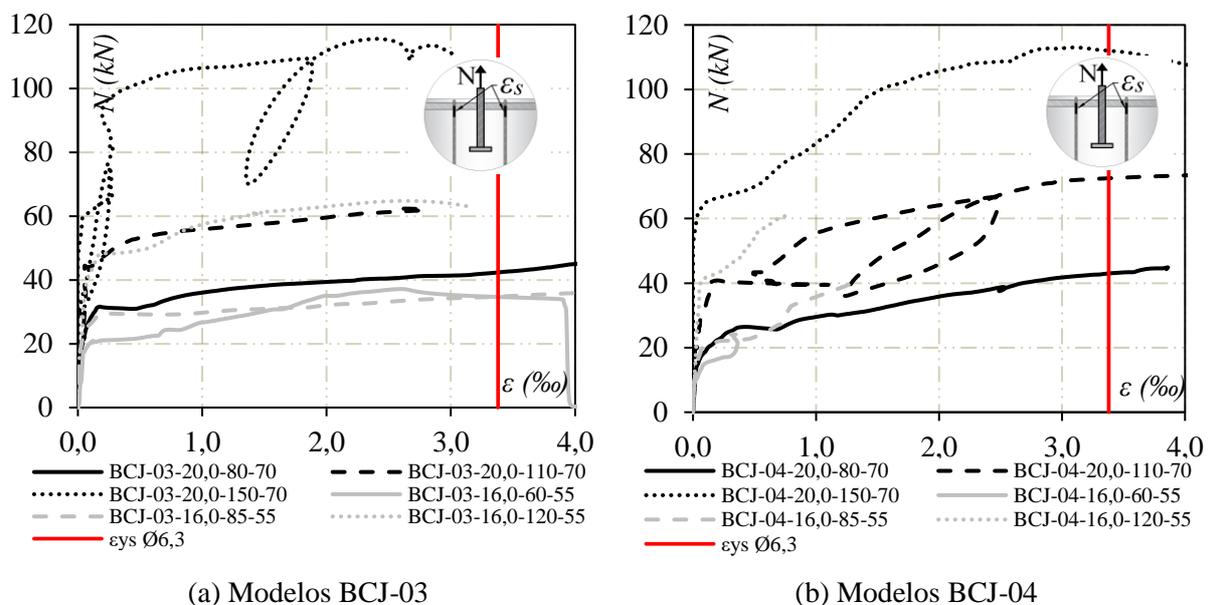


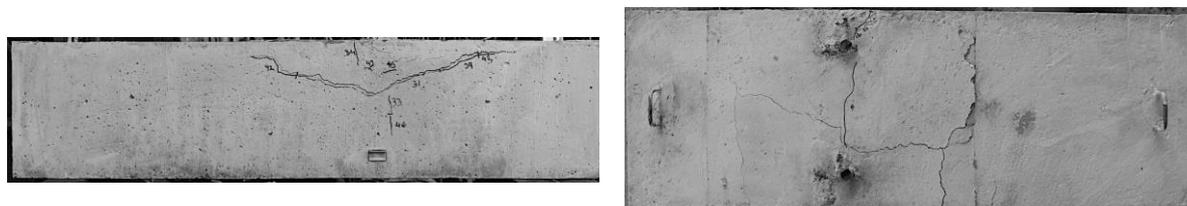
Figura 4.23 - Deformação nas armaduras suplementar dos prismas de concreto (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

É importante ressaltar que todas as armaduras suplementares dos espécimes pertencentes ao BCJ-03 e BCJ-04 atingiram a deformação de escoamento do aço. Entretanto, alguns espécimes apresentam valores de deformação inferiores ao valor de $3,38\%$ – deformação de escoamento de CA-50 com diâmetro igual a 6,3 mm –, pois as leituras obtidas foram interrompidas devido ao mau funcionamento dos extensômetros. A recorrência deste problema na execução dos ensaios sugere que o posicionamento dos extensômetros foi feito de maneira incorreta.

4.2.6. Modos de ruptura

Os modos de ruptura para os modelos BCJ-03 e 04 estão apresentados nas Figura 4.24 e Figura 4.25. Para estes modelos, dois modos de ruptura foram identificados, a falha do conector pela ruptura do cone de concreto juntamente com o escoamento das armaduras suplementares. A ruptura se apresentou mais dúctil se comparada aos modelos anteriores, sendo justificada pela presença das armaduras suplementares, que permitiram deslizamentos mais altos para os conectores embutidos nos prismas.

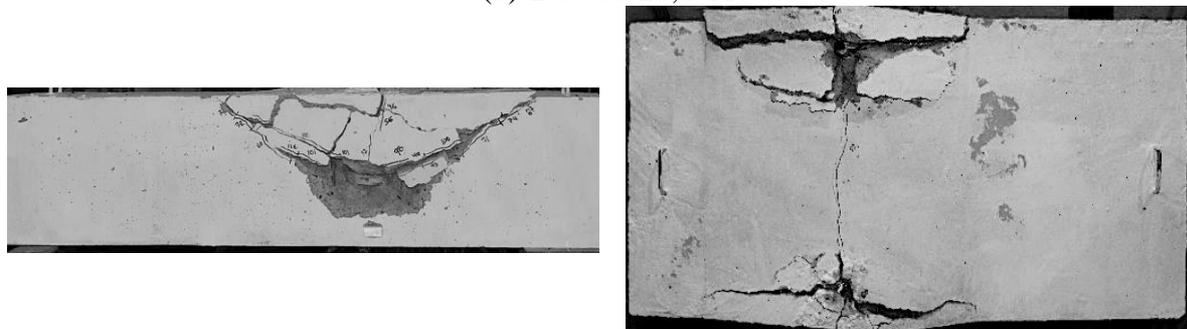
Como era esperado, para os espécimes em que os comprimentos de embutimento foram altos, a formação das fissuras que se propagou em direção a superfície superior do prisma se deu formando aproximadamente 35° com a horizontal. Entretanto, para comprimentos de embutimento reduzidos, os ângulos observados foram inferiores, comportamento que pode ser explicado pelo efeito negativo da disposição das armaduras longitudinais, como também foi observado para os modelos BCJ-01 e BCJ-02.



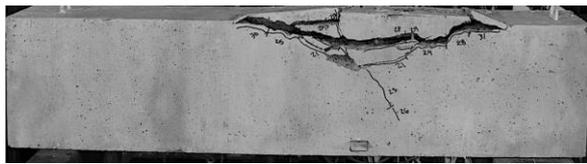
(a) BCJ-03-20,0-80-70



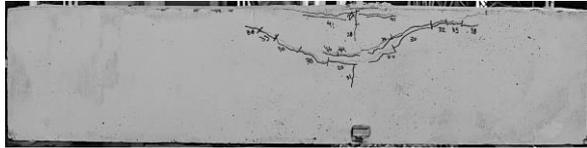
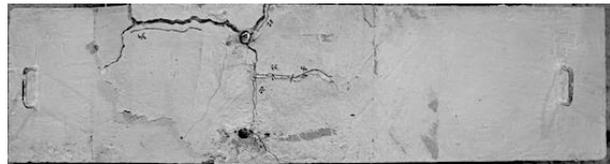
(b) BCJ-03-20,0-110-70



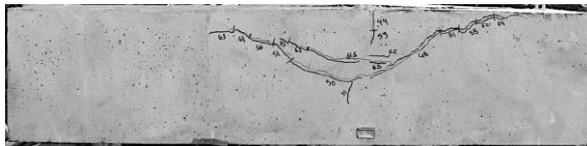
(c) BCJ-03-20,0-150-70



(d) BCJ-03-16,0-60-55



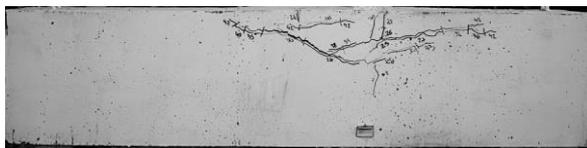
(e) BCJ-03-16,0-85-55



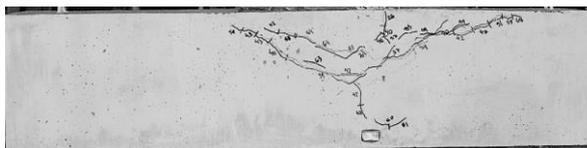
(f) BCJ-03-16,0-120-55



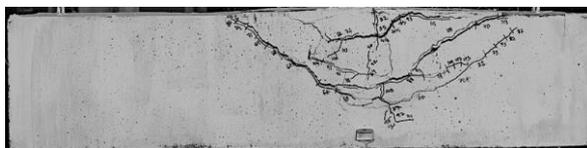
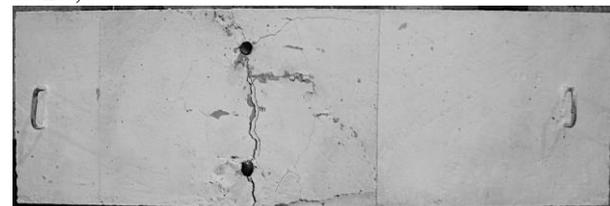
Figura 4.24 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-03 ensaiados.



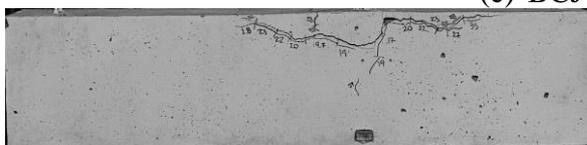
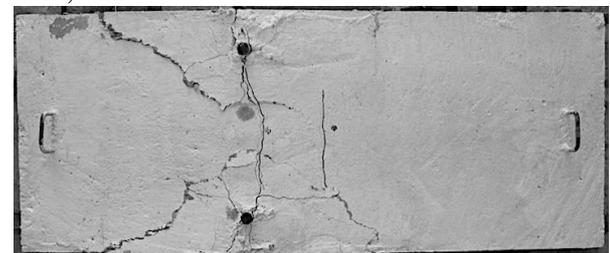
(a) BCJ-04-20,0-80-70



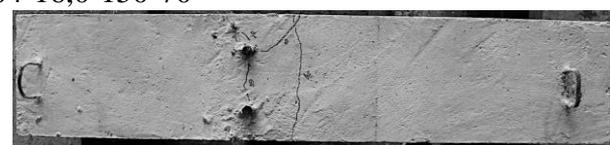
(b) BCJ-04-20,0-110-70

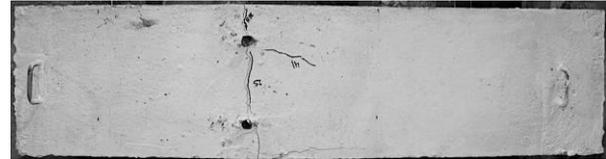
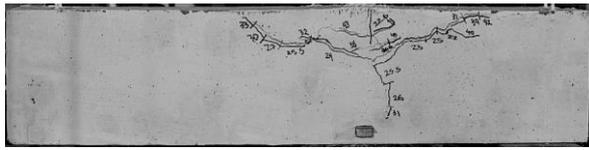


(c) BCJ-04-16,0-150-70

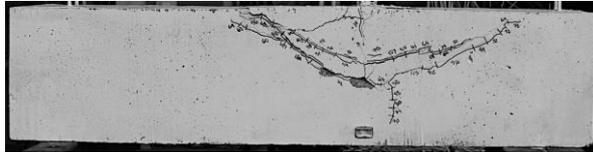


(d) BCJ-04-16,0-60-55





(e) BCJ-04-16,0-85-55



(f) BCJ-04-16,0-120-55

Figura 4.25 – Vistas lateral e superior dos espécimes BCJ-04 ensaiados.

5. AVALIAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E DOS MODELOS TEÓRICOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais do valor da carga última referentes aos ensaios dos conectores com cabeça submetidos à tração, sendo eles pré-instalados em prismas de concreto armado. Com o intuito de avaliar o nível de precisão dos métodos de cálculo estudados, os resultados experimentais serão comparados com os valores de carga última obtidos tanto por meio das recomendações normativas ACI 318 (2014) e prEN1992-4 (2013), quanto por meio dos modelos teóricos propostos pelo INFASO (2012), Regan (2000) e Sharma et. al (2017).

Todos os espécimes ensaiados falharam pela ruptura do cone de concreto, e considerando que em todas as recomendações normativas o cálculo de carga última para este modo de ruptura é altamente influenciado pelo estado de fissuração do concreto, realizou-se a definição do respectivo estado. Limitou-se, então, as aberturas de fissuração em até 0,03 mm, com base nas estimativas de capacidade de ancoragem dos conectores que foram calculadas por meio do modelo teórico apresentado pelo ACI 318 (2014). Na Tabela 5.1 é possível observar valores de carga última total (soma entre os dois conectores presentes no espécime), de momentos de fissuração e o momento de solicitantes a partir do cálculo sugerido pela ABNT NBR 6118 (2014).

No entanto, os valores de carga última obtidos por meio dos experimentos foram superiores àqueles estimados pelo ACI 318 (2014), resultando em momentos solicitantes (M_s) superiores aos momentos de fissuração (M_r) em alguns casos da segunda bateria de ensaios. Com isso, foram refeitos os cálculos de abertura de fissuras utilizando-se das cargas últimas reais, resultando em fissuras superiores ao limite de 0,03 mm imposto.

O motivo que possivelmente resultou em uma fissuração elevada de 58,3% dos espécimes da segunda bateria é a resistência a compressão média (f_{cm}) reduzida, igual a 17,7 MPa, promovendo um menor valor de momento de fissuração que o calculado com o valor de compressão média esperada, igual a 35 MPa.

Tabela 5.1 - Previsão de abertura de fissuras nos modelos

Espécime	$N_{u,tot}$ (kN)	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	ρ (%)	M_r (kNm)	M_s (kNm)	w_k (mm)	Avaliação do concreto
BCJ-01-16,0-80-70	90,45	47,60	3,75	1,27	16,40	10,63	0,02	Não fissurado
BCJ-01-16,0-110-70	124,74	47,60	3,75	1,37	20,28	14,65	0,02	Não fissurado
BCJ-01-16,0-150-70	210,90	47,60	3,75	1,36	25,46	24,78	0,03	Não fissurado
BCJ-01-12,5-60-52	72,54	47,60	3,75	1,38	12,30	8,52	0,01	Não fissurado
BCJ-01-12,5-85-52	112,44	47,60	3,75	1,36	15,54	13,21	0,02	Não fissurado
BCJ-01-12,5-120-52	135,84	47,60	3,75	1,27	20,07	15,96	0,02	Não fissurado
BCJ-02-16,0-80-70	87,84	47,60	3,75	1,61	12,95	10,32	0,02	Não fissurado
BCJ-02-16,0-110-70	117,90	47,60	3,75	1,79	15,54	13,85	0,02	Não fissurado
BCJ-02-16,0-150-70	187,23	47,60	3,75	1,79	19,42	22,00	0,03	Não fissurado
BCJ-02-12,5-60-52	61,68	47,60	3,75	1,75	9,71	7,25	0,01	Não fissurado
BCJ-02-12,5-85-52	94,80	47,60	3,75	1,78	11,87	11,14	0,01	Não fissurado
BCJ-02-12,5-120-52	143,34	47,60	3,75	1,68	15,10	16,84	0,02	Não fissurado
BCJ-03-20,0-80-70	92,10	17,70	2,06	1,36	8,47	10,82	0,03	Não fissurado
BCJ-03-20,0-110-70	126,18	17,70	2,06	1,37	10,47	14,82	0,04	Fissurado
BCJ-03-20,0-150-70	225,99	17,70	2,06	1,36	13,15	26,55	0,08	Fissurado
BCJ-03-16,0-60-55	86,04	17,70	2,06	1,38	6,35	10,11	0,04	Fissurado
BCJ-03-16,0-85-55	82,08	17,70	2,06	1,36	8,02	9,64	0,02	Não fissurado
BCJ-03-16,0-120-55	129,54	17,70	2,06	1,27	10,36	15,22	0,04	Fissurado
BCJ-04-20,0-80-70	89,07	17,70	2,06	1,73	6,69	10,46	0,03	Não fissurado
BCJ-04-20,0-110-70	157,83	17,70	2,06	1,79	8,02	18,54	0,06	Fissurado
BCJ-04-20,0-150-70	221,25	17,70	2,06	1,79	10,03	25,99	0,08	Fissurado
BCJ-04-16,0-60-55	72,27	17,70	2,06	1,75	5,01	8,49	0,03	Não fissurado
BCJ-04-16,0-85-55	85,86	17,70	2,06	1,78	6,13	10,09	0,02	Não fissurado
BCJ-04-16,0-120-55	142,77	17,70	2,06	1,68	7,80	16,77	0,05	Fissurado

Porém, a partir da análise realizada na Figura 5.1, é possível observar que os valores obtidos por meio dos experimentos mostraram-se mais precisos em relação às estimativas dos modelos teóricos em que a peça de concreto é considerada não fissurada, ou seja, se mostraram mais próximos das curvas em cor preta referentes ao estado de não fissuração do concreto para as recomendações normativas ACI 318 (2014) e prEN1992-4 (2013). Isto posto, o cálculo dos diferentes modelos foram feitos desconsiderando a fissuração do prisma de concreto.

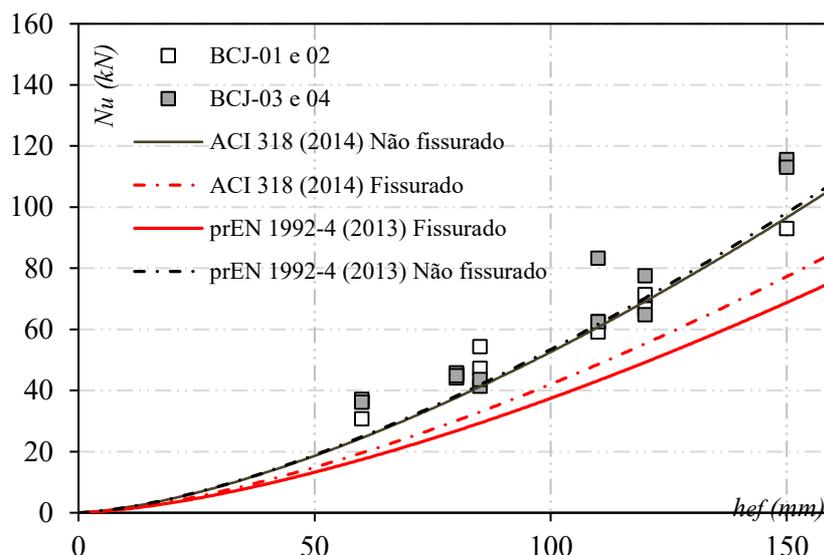


Figura 5.1 - Curvas teóricas para diferentes estados de fissuração do concreto.

5.1. PRIMEIRA E SEGUNDA SÉRIES (BCJ-01 e 02)

As Tabela 5.2 e Tabela 5.3 apresentam para a primeira e segunda série, respectivamente, tanto os valores de carga última obtidos por meio dos ensaios realizados quanto a razão entre os mesmos e os valores teóricos calculados seguindo as recomendações normativas do ACI 318 (2014) e prEN1992-4 (2013) e o modelo teórico de Regan (2000). Os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação para as razões também estão presentes nas tabelas. Uma vez que haviam dois conectores por prisma de concreto, os valores de N_u consistem no valor de apenas um conector, visto que o resultado de carga última para as duas barras apresentaram valores aproximados. No Anexo A deste trabalho, são apresentados os valores de carga última para os dois conectores de todos os espécimes.

Tabela 5.2 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 1ª série

Modelo	N_u (kN)	N_u/N_{ACI}	$N_u/N_{prEN1992-4}$	N_u/N_{REGAN}
BCJ-01-16-80-70	45,24	1,06	1,16	1,05
BCJ-01-16-110-70	62,46	1,07	1,05	0,95
BCJ-01-16-150-70	114,24	1,39	1,36	1,24
BCJ-01-12,5-60-52	36,33	1,32	1,62	1,47
BCJ-01-12,5-85-52	54,39	1,39	1,48	1,34
BCJ-01-12,5-120-52	66,66	1,16	1,14	1,04
Média		1,23	1,30	1,18
Desvio Padrão		0,15	0,22	0,20
Coeficiente de Variação		0,13	0,17	0,17

Com base nos valores de média e nas medidas de dispersão apresentadas na Tabela 5.2, observa-se que os valores obtidos pelo método proposto por Regan (2000) demonstraram-se mais acurados, com média igual a 1,18, desvio padrão igual a 0,20 e coeficiente de variação igual a 0,17, porém apresentando um valor contra a segurança, superestimando a capacidade de ancoragem dos conectores.

O modelo que apresentou estimativas menos precisas foi o prEN1992-4 (2013), com média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 1,30, 0,22 e 0,17 respectivamente. A média do modelo do ACI 318 (2014) mostra-se mais próxima da média de Regan (2000), com o menor desvio padrão e coeficiente de variação entre os modelos teóricos analisados, portanto apresentando menor dispersão entre os valores obtidos, promovendo uma maior confiabilidade dos resultados.

Tabela 5.3 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 2ª série.

Modelo	N_U (kN)	N_U/N_{ACI}	$N_U/N_{prEN1992-4}$	N_U/N_{REGAN}
BCJ-02-16-80-70	44,07	1,31	1,43	1,30
BCJ-02-16-110-70	59,13	1,32	1,30	1,18
BCJ-02-16-150-70	92,97	1,48	1,46	1,32
BCJ-02-12,5-60-52	30,78	1,41	1,73	1,57
BCJ-02-12,5-85-52	47,28	1,58	1,68	1,52
BCJ-02-12,5-120-52	71,34	1,65	1,62	1,47
Média		1,46	1,53	1,39
Desvio Padrão		0,14	0,17	0,15
Coeficiente de Variação		0,09	0,11	0,11

Para modelos que consideram efeito de grupo, ou seja, que possuam distância entre os conectores menor que $3h_{ef}$, Regan (2000) continua sendo o modelo mais preciso entre os estudados, com média de 1,39, desvio padrão de 0,15 e coeficiente de variação igual a 0,11, sem a presença de valores contra a segurança. Pode-se observar que os valores de desvio padrão e coeficiente de variação do modelo de Regan (2000), se comparados com os valores resultantes da 1ª série, sofreram uma considerável redução.

Por mais que os valores de carga última obtidos pelos métodos sejam menores do que os obtidos experimentalmente, ou seja, sem a presença de nenhum valor contra a segurança, os modelos apresentaram valores subestimados para a capacidade de ancoragem dos conectores submetidos

a efeito de grupo. O modelo do prEN1992-4 (2013) foram novamente os que apresentaram menor acurácia, com o valor de carga última experimental igual, em média, a 153% do valor calculado teoricamente, sendo os valores de desvio padrão e coeficiente de variação respectivamente iguais a 0,17 e 0,11.

Os gráficos apresentados na Figura 5.2 a seguir retratam os valores de carga última experimental e teórica para os 12 espécimes pertencentes aos modelos BCJ-01 e 02, expondo a acurácia de cada modelo e recomendação normativa.

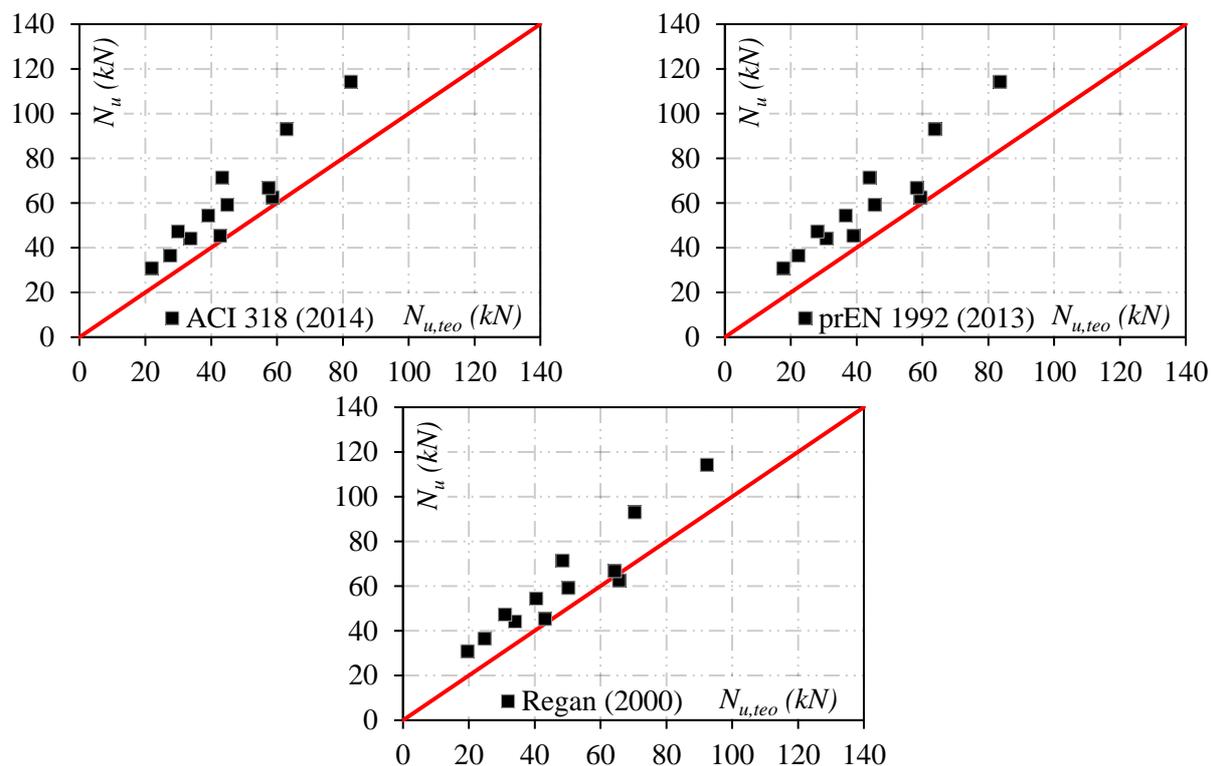


Figura 5.2 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para as séries BCJ-01 e BCJ-02 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

A partir do posicionamento dos pontos em relação a linha de tendência da igualdade dos valores estimados para a capacidade de ancoragem e o valores medidos nos ensaios, é possível observar que apenas Regan (2000) apresentou valor contra a segurança, revelando que as duas recomendações normativas exprimem somente valores conservativos. Ademais, o padrão de distanciamento dos pontos em relação à linha também foi um padrão analisado, considerando que para todos os modelos, os menores valores de carga última apresentaram as menores distâncias, e os maiores valores, as maiores distâncias, expondo assim, que os valores

experimentais se assemelham mais aos modelos teóricos quanto menores forem os valores últimos de resistência.

A análise quanto a distribuição dos resultados é realizada através da curva “*box and whiskers*”, ilustrada na Figura 5.3, que apresenta os valores máximos, mínimos, além da mediana e do primeiro e terceiro quartil dos resultados da razão entre as cargas experimentais e teóricas obtidas, também apresentada por λ .

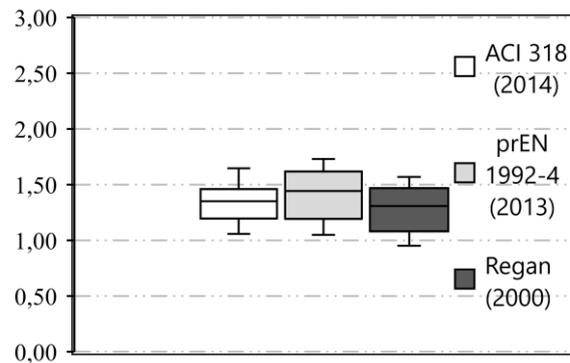


Figura 5.3 - Análise quanto a distribuição dos modelos teóricos para as séries BCJ-01 e 02.

O método do ACI 318 (2014) mostrou-se o mais satisfatório em termos de distribuição, ou seja, o intervalo interquartil do método foi o menor apresentado, resultando em menor variação dos dados, e revelando-se um método confiável. O ACI 318 (2014) ainda apresentou 100% dos valores a favor da segurança, sendo o mesmo um método bastante conservador em relação aos outros analisados.

Os gráficos presentes na Figura 5.4 por sua vez avaliam a acurácia dos modelos de cálculo em função do comprimento de embutimento do conector, a partir da análise feita com o parâmetro λ . Pode-se observar que o ACI 318 (2014) diverge dos outros métodos, quando concluído que o aumento da imprecisão dos modelos de cálculo tendem a ocorrer com a redução do comprimento de embutimento.

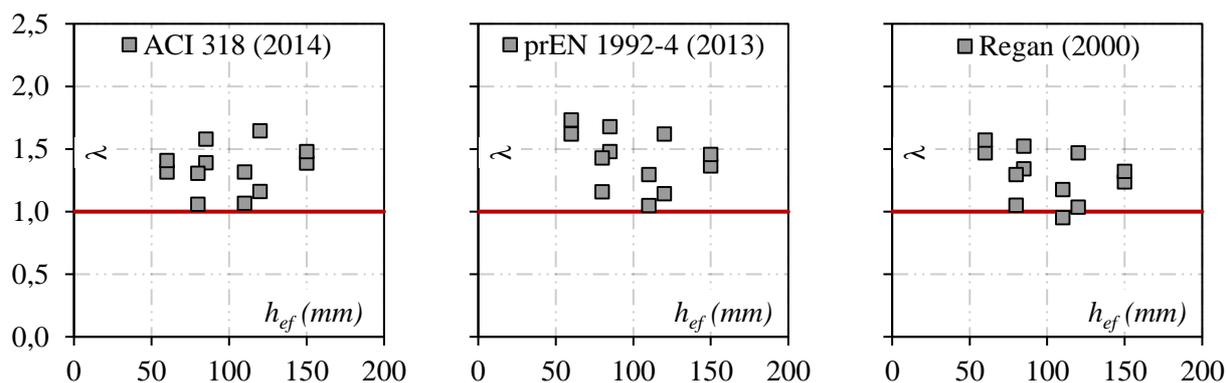


Figura 5.4 - Avaliação dos modelos teóricos para os BCJ-01 e 02 quanto a acurácia em função do h_{ef} . (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

Em referência ao modelo do prEN1992-4 (2013), foi possível analisar que as grandes imprecisões relacionadas aos valores de h_{ef} menores que 100 mm foram capazes de reduzir o desempenho geral deste modelo de cálculo. Como a recomendação normativa em questão considera negativo o efeito resultante da presença de armaduras dos espécimes dispostas com espaçamento inferior a 150 mm, o método mostrou-se conservador para todos os espécimes.

5.2. TERCEIRA E QUARTA SÉRIES (BCJ-03 e 04)

Assim como o exposto para a primeira e segunda séries, as Tabelas Tabela 5.4 e Tabela 5.5 apresentam tanto os valores de carga última obtidos por meio dos ensaios realizados quanto a razão entre os mesmos e os valores teóricos calculados seguindo as recomendações normativas do ACI 318 (2014) e prEN1992-4 (2013) e os modelos teóricos de INFASO (2012), Regan (2000) e de Sharma *et. al* (2017). Os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação para as razões estão também presentes. Do mesmo modo que para as primeiras duas séries, os valores de N_u consistem no valor de apenas um conector, visto que os o resultado de carga última para as duas barras apresentaram valores aproximados. No Anexo A deste trabalho, são apresentados os valores de carga última para os dois conectores de todos os espécimes.

Os valores referentes ao INFASO (2012) e a Sharma *et. al* (2017) não foram apresentados para as duas primeiras séries devido ao fato de que as duas recomendações apresentam divergências do prEN 1992-4 (2013) apenas quando a presença de armaduras suplementares é considerada.

Tabela 5.4 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 3ª série.

Modelo	N_U (kN)	N_U/N_{ACI}	$N_U/N_{prEN1992-4}$	N_U/N_{INFASO}	N_U/N_{REGAN}	N_U/N_{SHARMA}
BCJ-02-16-80-70	45,81	1,69	1,69	1,51	1,69	1,06
BCJ-02-16-110-70	62,46	1,75	1,72	1,34	1,56	1,27
BCJ-02-16-150-70	115,53	2,30	2,26	1,78	2,05	1,59
BCJ-02-12,5-60-55	37,14	2,17	2,30	2,07	2,30	0,97
BCJ-02-12,5-85-55	41,40	1,53	1,53	1,39	1,53	0,97
BCJ-02-12,5-120-55	64,77	1,83	1,80	1,36	1,64	1,32
Média		1,88	1,88	1,57	1,79	1,20
Desvio Padrão		0,30	0,32	0,29	0,31	0,24
Coefficiente de Variação		0,16	0,17	0,19	0,17	0,20

Avaliando os valores de média e das medidas de dispersão para os espécimes da terceira série apresentados na Tabela 5.4, é possível observar que os valores obtidos a partir do modelo teórico proposto por Sharma *et. al* (2017) se mostraram os mais acurados entre os cinco métodos de cálculo analisados, com média igual a 1,20 e desvio padrão igual a 0,24. Seu valor de média é aproximadamente 36% menor que os maiores valores de média obtidos correspondentes ao ACI 318 (2014) e o prEN 1992-4 (2013), apresentando uma alta desproporção entre os valores resultantes.

Embora Sharma *et. al* (2017) tenha resultado em uma maior acurácia entre os demais, seu coeficiente de variação se mostrou o maior entre os cinco métodos de cálculo, além de ser o único que apresentou valores contra a segurança – cerca de 30% dos valores -, significando que a capacidade de ancoragem dos conectores foi superestimada.

As duas recomendações normativas apresentaram as estimativas menos precisas, com médias de mesmo valor e iguais a 1,88. Entre as duas, o ACI 318 (2014) se mostrou o mais conservador, com desvio padrão de 0,30 e coeficiente de variação de 0,16, o menor valor entre os todos métodos de cálculo, promovendo uma maior confiabilidade dos resultados obtidos.

Considerando que, para todos os modelos da Tabela 5.5 o efeito de grupo é presente, pode-se concluir que Sharma *et. al* (2017) continua sendo o modelo mais preciso entre os cinco estudados, apresentando média de 1,41, desvio padrão de 0,39 e coeficiente de variação de 0,27. O modelo possui aproximadamente 17% de valores contra a segurança e, apesar de representar 1 valor entre 6, se comparado com os outros modelos teóricos, é o único que apresenta valores contra a segurança.

Tabela 5.5 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para a 4ª série.

Modelo	N_U (kN)	N_U/N_{ACI}	$N_U/N_{prEN1992-4}$	N_U/N_{INFASO}	N_U/N_{REGAN}	N_U/N_{SHARMA}
BCJ-02-16-80-70	44,88	1,66	1,66	1,77	1,66	1,11
BCJ-02-16-110-70	83,25	3,04	2,99	2,18	2,72	1,85
BCJ-02-16-150-70	113,01	2,76	2,76	2,14	2,63	1,70
BCJ-02-12,5-60-55	36,21	2,24	2,24	2,41	2,24	0,99
BCJ-02-12,5-85-55	43,62	1,61	1,61	1,78	1,61	1,10
BCJ-02-12,5-120-55	77,52	2,86	2,86	2,01	2,60	1,73
Média		2,36	2,35	2,05	2,24	1,41
Desvio Padrão		0,62	0,61	0,25	0,50	0,39
Coefficiente de Variação		0,26	0,26	0,12	0,22	0,27

Pode-se observar que todos os valores de média se comparados com os valores resultantes da 3ª série sofreram aumentos consideráveis que variaram entre 8% e 21%, revelando que os modelos se apresentaram menos precisos para casos em que o efeito de grupo estava presente, ratificando a análise já feita para as duas primeiras séries.

O modelo do ACI 318 (2014) apresentou menor acurácia entre todos os modelos, possuindo, além do maior valor de desvio padrão (0,62), a maior média, sendo 67% maior que a mesma obtida a partir do modelo de Sharma *et. al* (2017). Mesmo não manifestando valores contra a segurança, a maior disparidade entre valores de carga última obtidos por meio dos ensaios realizados e os valores teóricos calculados foi dada pelo ACI 318 (2014), com o valor de 304% maior que o ideal.

Os gráficos apresentados na Figura 5.5 a seguir retratam os valores de carga última experimental e teórica para os 12 espécimes pertencentes aos modelos BCJ-03 e 04, expondo a acurácia de cada modelo e recomendação normativa.

É possível observar, a partir dos gráficos presentes na Figura 5.5 que o INFASO (2013) e o Sharma *et. al* (2017) foram os dois modelos de cálculo que melhor se comportaram para cargas últimas experimentais superiores a 60 kN. Entretanto, todos os modelos de cálculo analisados apresentaram-se imprecisos para resistências mais elevadas, ratificando uma análise realizada para as primeiras duas séries: para todos os modelos, os menores valores de carga última se apresentaram mais precisos, e, portanto mais próximo da linha de tendência, e os maiores valores, mais distantes.

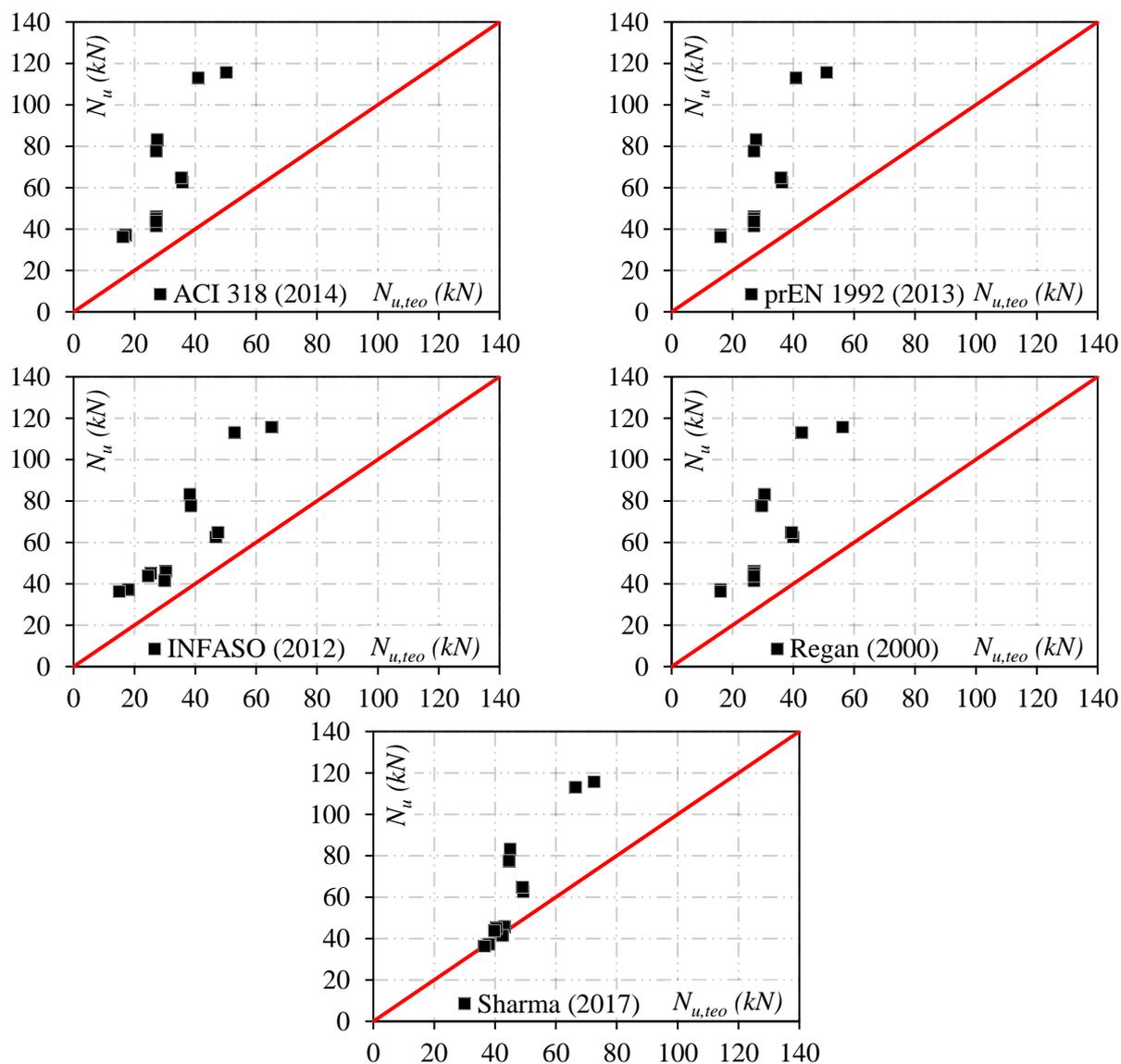


Figura 5.5 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos para as séries BCJ-03 e BCJ-04 (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

É possível observar, a partir dos gráficos presentes na Figura 5.5 que o INFASO (2013) e o Sharma *et. al* (2017) foram os dois modelos de cálculo que melhor se comportaram para cargas últimas experimentais superiores a 60 kN. Entretanto, todos os modelos de cálculo analisados apresentaram-se imprecisos para resistências mais elevadas, ratificando uma análise realizada para as primeiras duas séries: para todos os modelos, os menores valores de carga última se

apresentaram mais precisos, e, portanto mais próximo da linha de tendência, e os maiores valores, mais distantes.

A análise quanto a distribuição dos resultados para cada modelo é realizada por meio da curva “*box and whiskers*”, apresentada na Figura 5.6, apresentando os valores máximos, mínimos e o primeiro, segundo e terceiro quartil dos valores de λ .

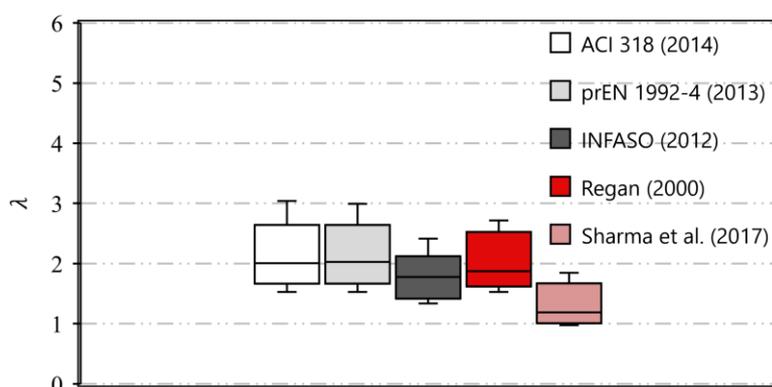


Figura 5.6 - Análise quanto a distribuição dos modelos teóricos para as séries BCJ-03 e 04.

O método de cálculo proposto por Sharma *et. al* (2017) claramente apresentou os resultados mais satisfatórios em termos de dispersão, considerando que seu intervalo interquartil é o menor entre todos os modelos analisados. Apesar do método de Sharma *et. al* (2017) apresentar os valores de λ para os 12 espécimes entre 0,99 e 1,85, o INFASO (2012) apresentou distribuição de valores mais simétrica. O ACI 318 (2014) e o prEN 1992-4 (2013) se apresentaram como os métodos de cálculo mais conservadores de toda a análise, com seus valores máximos próximos de 3,0 e as medianas por volta de 2,0, resultando em menores precisões dos métodos em questão.

Uma análise condizente pode ser feita quando percebe-se que os dois modelos consideram que a resistência última da ancoragem é suportada ou pelo cone de concreto ou pela armadura suplementar, diferentemente dos métodos de cálculo adotados por Sharma *et. al* (2017) e INFASO (2012).

A gráficos presentes na Figura 5.7 avaliam a precisão dos modelos teóricos em função do comprimento de embutimento do conector, por meio da análise feita do parâmetro λ . É notória a maior dispersão dos valores no gráfico do INFASO (2012), se comparado com os outros quatro modelos.

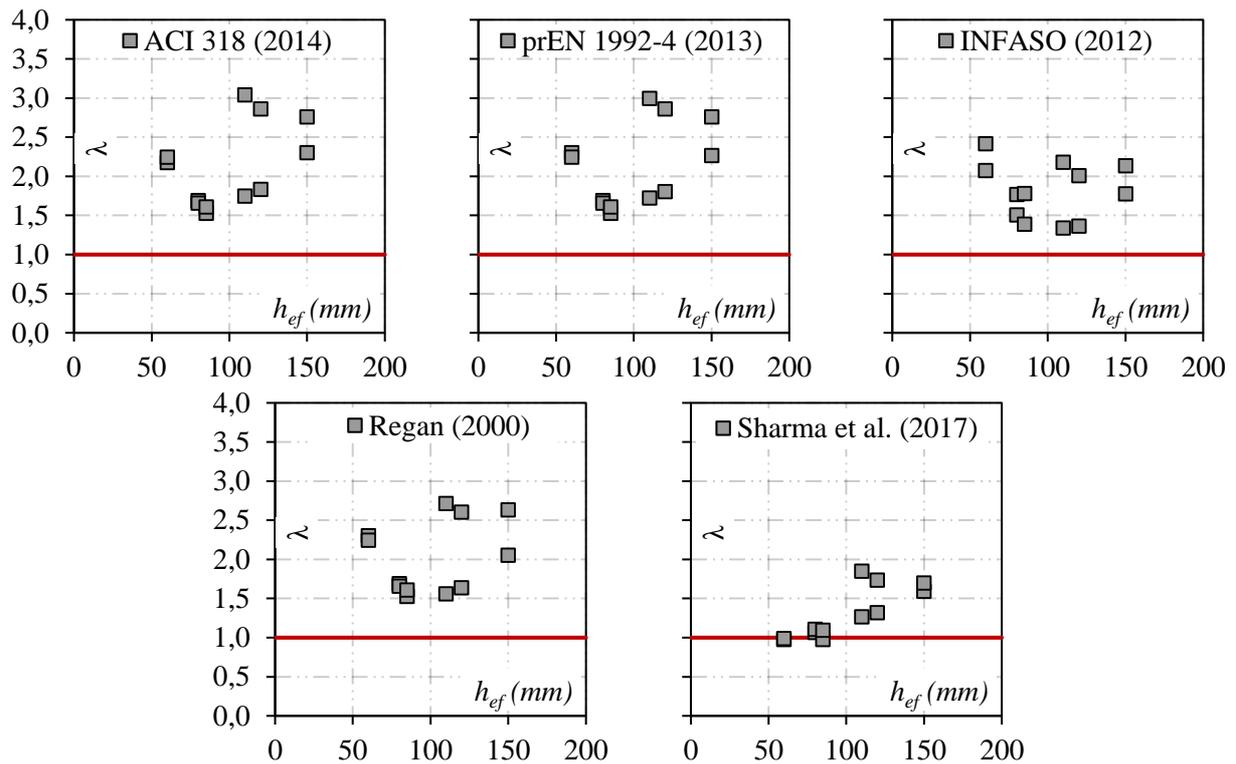


Figura 5.7 - Avaliação dos modelos teóricos para os BCJ-03 e 04 quanto a acurácia em função do h_{ef} . (Fonte: Gráficos cedidos por Lima, 2019)

Ao analisar o gráfico referente a Sharma *et. al* (2017), é possível observar que a precisão do modelo é a maior para valores de comprimento de embutimento inferiores a 100 mm, se diferenciando do padrão apresentado pelo INFASO (2012) que possuem menores precisões para comprimentos de embutimento para o mesmo intervalo verificado. Pode-se concluir que o método de Sharma *et. al* (2017) é o mais eficaz e preciso entre os cinco modelos analisados para valores de comprimento de embutimento pequenos, e, quando o valor de h_{ef} se torna elevado, ou seja, superior a 100 mm, o método do INFASO (2012) se torna o mais eficaz.

6. CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste trabalho foram realizados 26 ensaios de arrancamento em conectores com cabeça pré-instalados em prismas de concreto armado, com o intuito de investigar a influência do comprimento de embutimento, diâmetro do conector e do efeito de grupo na capacidade de ancoragem dos conectores. Com isso, neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas por meio da análise dos resultados de capacidade resistente à tração, deslizamento dos conectores, e deformações nas barras de aço (conectores, armaduras longitudinais e armaduras suplementares). Os valores de carga última obtidos por meio dos experimentos foram comparados com os teóricos calculados a partir dos modelos de cálculo apresentados por Regan (2000), Sharma *et. al* (2017), INFASO (2012), prEN1992-4 (2013) e ACI 318 (2014).

6.2. RESULTADOS OBTIDOS

É possível concluir que o comprimento de embutimento ofereceu, entre todas as variáveis, a maior influência no valor da capacidade de resistente à tração dos conectores com cabeça. Acréscimos de h_{ef} fornecem aumentos significativos nos valores de carga última para todos os modelos de espécimes, tendo possibilitado ganhos de capacidade resistente em até 153% a partir de um aumento de 88% no valor de h_{ef} . O comportamento dos conectores, entretanto, sofreu influência do comprimento de embutimento apenas para os modelos BCJ-01 e 02, espécimes em que armaduras suplementares não se fazem presentes.

Através da análise dos valores normalizados de carga última, que foram realizados com o intuito de eliminar a influência dos valores de resistência a compressão e de comprimento de embutimento, conclui-se que a variação do valor de diâmetro nominal das barras exerceu pouca ou nenhuma influência na capacidade de ancoragem dos conectores.

Conclui-se que, para os modelos BCJ-01 e BCJ-02, o efeito de grupo presente nos espécimes do segundo resultou em uma redução da capacidade de ancoragem dos conectores, assim como uma diminuição dos valores de deslizamentos em carga última, considerando que as barras foram aproximadas e as áreas de projeção de falha do cone de concreto foram sobrepostas. Entretanto, concluiu-se que para os modelos BCJ-03 e BCJ-04, o efeito de grupo mostrou pouca ou nenhuma influência na capacidade de ancoragem dos conectores, já que os modelos, além

de apresentarem resistência à compressão igual a 17,7 MPa, contaram com a presença de armaduras suplementares que exerceram grande influência na carga última e no deslizamento dos conectores.

É possível concluir que a utilização de armadura suplementar aumentou a ductilidade da conexão viga-pilar na ruptura. Os modelos BCJ-03 e BCJ-04, mesmo apresentando baixa resistência à compressão, resultaram em valores de deslizamento na carga última 1332% superiores aos modelos que não eram constituídos por armadura suplementar. O modo de ruptura também foi alterado, passando a ser ruptura pelo cone de concreto juntamente ao escoamento das barras da armadura suplementar.

Conclui-se que entre todos os modelos de cálculos propostos e analisados, para os modelos BCJ-01 e BCJ-02, o proposto por Regan (2000) apresentou os resultados mais acurados, com média, desvio padrão e coeficiente de variação respectivamente iguais a 1,29, 0,20 e 0,17, porém apresentou também valores contra a segurança, superestimando a capacidade de ancoragem dos conectores. Para os modelos BCJ-03 e BCJ-04, o modelo proposto por Sharma *et. al* (2017) foi o que proporcionou os melhores resultados, com média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 1,34 0,33 e 0,25, respectivamente, e de igual modo como o ocorrido para Regan (2000) para as primeiros modelos, valores contra a segurança estiveram presentes nas análises.

6.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de compreender mais profundamente a influência dos parâmetros e variáveis analisadas neste trabalho, é de grande interesse que outras pesquisas sejam feitas, seguindo as seguintes recomendações:

- Realizar ensaios com comprimentos de embutimento maiores, possibilitando avaliar o desempenho de conectores tipo pino com cabeça quando da ocorrência de outros modos de ruptura, como o deslocamento lateral;
- Refazer a segunda bateria de ensaios com modificações no posicionamento dos extensômetros nas armaduras suplementares, evitando resistências a compressão do concreto inferiores ao esperado, para que seja possível a análise entre diferentes baterias e;

- Realizar análises numéricas e estatísticas, principalmente sobre o efeito do diâmetro nominal da barra, para investigar a dependência entre as variáveis e suas possíveis influências.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALRASYID, H.; YOGANATA, Y.; SULUCH, M.; IRANATA, D. **Headed Reinforcement in Concrete Structure: State of The Art**. In 3rd International Conference on Construction and Building Engineering (ICONBUILD), Palembang, Indonesia, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills, EUA, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6892 Materiais metálicos — Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222 - Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522 – Concreto - Determinação do módulo de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

BASHANDY, T. **Application Of Headed Bars In Concrete Members**. Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1996.

BRANTSCHEN, F. **Influence Of Bond And Anchorage Conditions Of The Shear Reinforcement On The Punching Strength Of RC Slabs**. 2016. 227 f. Tese (Doutorado) - Curso de Architectural Et Construit Laboratoire de Construction en Béton, Programme Doctoral en Génie Civil Et Environnement, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 2016.

CHINN, J. **The Use Of Nelson Studs With Idealite Light-Wight Aggregate Concrete In Composite Construction.** Part I. Report, University of Colorado, Engineering Experiment Station, Abril 1961.

CHUN, S.-C.; CHOI, S.-H.; JUNG, H. **Side-Face Blowout Failure of Large-Diameter High-Strength Headed Bars in Beam-Column Joints.** ACI Structural Journal, Vol. 114, No. 1, p.161-172, Janeiro-Fevereiro, 2017.

COSTA, H. D. **Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em Elementos de Concreto Armado.** 2016. 105p. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2016.

DEVRIES, R. **Anchorage of Headed Reinforcement in Concrete.** Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1996.

DILGER, W. H.; GHALI, A. **Shear Reinforcement for Concrete Slabs.** ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 107, No. 12, p.2403-2420, Dezembro, 1981.

DRISCOLL, G. C. Jr., SLUTTER R. G. **Research on Composite Design at Lehigh University.** Fritz Laboratory reprint 180, Leigh University, Fritz Engineering Laboratory, 1961.

ELIGEHAUSEN, R. **Wechselbeziehungen Zwischen Befestigungstechnik Und Stahlbetonbauweise (Interactions Of Fastenings And Reinforced Concrete Constructions),** in Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau, Verlag Wilhelm Ernst and Sohn. Berlin, 1984.

ELIGEHAUSEN, R.; BALOGH, T. **Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete.** ACI Structural Journal, Vol. 92, No.3, p.365-379, Maio-Junho, 1995.

ELIGEHAUSEN, R; MALLÉE, R; SILVA, J. F. **Anchorage in Concrete Construction.** 1° edition, Ernst and Sohn GmbH and Co. KG. 2006.

ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E. P., BERTERO, V. V. **Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations.** Rep. No. 83/23, Environmental Engineering Research Council, University of California, Berkeley, Calif, 1983.

ELIGEHAUSEN, R., SAWADE, G. **Fracture Mechanics Based Description of the Pull-Out Behaviour of Headed Studs Embedded in Concrete**. Fracture Mechanics of Concrete Structures. From Theory to Applications, L. Elfgren, ed., Chapman & Hall, London, p. 263-281. 1989.

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E.: **Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete**, Authors' Closure to Discussion. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 6, S. 794-802, 1995.

FURCHE, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Lateral Blow-Out Failure of Headed Studs Near a Free Edge**. ACI Structural Journal, Vol.130, p.235-252, Janeiro, 1991.

GIL-MÁRTIN L.M; HERNÁNDEZ-MONTES E. **Reinforcement Anchored in Tension by Heads. Review of Capacity Formulation and Applicability Limits**. Engineering Structures, Vol. 184, p.186-193, 2019.

HADI, M. N. **Bond Of High Strength Concrete With High Strength Reinforcing Steel**. The Open Civil Engineering Journal, 2 143-147. 2008.

HEADED REINFORCEMENT CORPORATION – EUROPE, disponível em <<https://www.hrc-europe.com/>>. Acesso em 10 de outubro de 2018.

HEILMANN, H. G. **Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons**. Beton, Berlim, Alemanha, 2, 68-72. 1969.

INFASO. **New Market Chances For Steel Structures By Innovative Fastening Solutions**. Stuttgart University, Final Report of the RFCS project No RFS-PR-05062, 2012.

KANG, T.H.-K.; HA, S.-S.; CHOI, D.-U. **Bar Pullout Tests and Seismic Tests of Small-Headed Bars in Beam-Column Joints**. ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 1, p.32-42, Janeiro - Fevereiro, 2010.

LIMA, N. W. B. **Resistência à Tração de Conectores Tipo Pino com Cabeça Embutidos em Elementos de Concreto Armado Considerando Efeito de Borda e Efeito de Grupo**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

MACGREGOR, J.G., WIGHT, J.K. **Reinforced concrete – Mechanics and design**. 6a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 2012.

MARCHETTO, F. **Use Of Headed Reinforcement Bars In Construction: a Theoretical Approach to Determine the Dimensions of Anchorage Plates and Experimental Tests on Knee Joints Subjected to a Closing Moment**. Ph.D. Dissertation, Technical University of Madrid, Madrid, Spain, 2015.

MARQUES, J. L.G.; JIRSA, J. O. **A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints**. ACI Structural Journal, Vol. 72, No. 5, p. 198-209, Maio - Junho, 1975.

MARTINS, J. D. **Resistência À Tração De Chumbadores Com Placa De Ancoragem Instalados Em Concreto**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação: E.DM-001A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 148p, 2006.

MCMACKIN, P. I.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. **Headed Steel Anchors Under Combined Loading**. AISC Engineering Journal, 2nd Quarter, pp. 43-52. 1973.

MEIRA, M. T. da R. **Resistência À Tração De Pinos De Ancoragem – Influência De Borda, Comprimento De Aderência, Posição E Orientação Do Pino**. 2005. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H. W. **Size effect on the concrete cone pull-out load**. International Journal of Fracture 95, p. 391-404. 1999.

PINC, R; WATKINS, M; JIRSA, J.O. **The Strength of the Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints**. CESRL Report, No, 77-3, 67 pp., 1977.

prEN 1992-4. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete**, Brussels: European Committee for Standardization, 2013.

REBAR TERMINATIONS, disponível em <http://canacopegd.com/keyword/rebar-terminators.html> , Acesso em 12 de outubro de 2018.

REGAN, P. E. (2000). **Shear Reinforcement of Flat Slabs, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings**, TRITA-BKN, *Bulletin 57*, pp. 99- 107, 2000.

SCHMID, K. **Behavior and Design of Fastenings at The Edge With Anchor Reinforcement Under Shear Loads Towards The Edge**. PhD Thesis, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany, 2010.

SEARLE, N.; DERUBEIS, M.; DARWIN, D.; MATAMOROS, A.; O'REILLY, M. e FELDMAN, L. **Anchorage of High-Strength Reinforcing Bars With Standard Hooks – Initial Tests**. A Report on Research. Kansas. 2014.

SHARMA, A.; ELIGEHAUSEN, R.; ASMUS, J. **Comprehensive analytical model for anchorages with supplementary reinforcement**. In 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 2017.

SILVA, P. C. **Resistência À Tração De Diferentes Tipos De Ancoragens Embutidas em Elementos De Concreto Armado**. 2018. 128 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SLUTTER R. G. **Pushout tests of welded stud shear connectors in lightweight concrete**. Report 200.63.409.1, Leigh University, Fritz Engineering Laboratory, Junho 1963.

SOARES, M. M. de . **Influência da proximidade de borda, da altura efetiva, do comprimento aderente e do diâmetro da haste na resistência de pinos de ancoragem**. 173 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

SPERRY, J. *et. al.* **Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1:Anchorage Tests**. ACI Structural Journal, Vol. 114, No. 1, p.267-276, Janeiro, 2017.

SPERRY, J. *et. al.* **Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 2: Data Analysis**. ACI Structural Journal, Vol. 114, No. 1, p.267-276, Janeiro, 2017.

STOKER, J.R., BOULWARE, R.L., CROZIER, W.F., e SWIRSKY, R.A. **Anchorage Devices for Large Diameter Reinforcing Bars**. Caltrans Report CA-DOT-TL-6626-1-73-30, California Department of Transportation, Sacramento, Califórnia, 1974.

THOMPSON, M. K. *et. al* **Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review**. 2002. 112 f. Research Report 1855-1, Texas Department of Transportation, Austin, Texas, 2002.

ANEXO A

Tabela A.1 – Valores de carga última dos conectores embutidos nos prismas de concreto armado

Espécime	N_{u1} (kN)	N_{u2} (kN)	h_{ef} (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}
BCJ-01-16,0-80-70	45,24	45,21	80	0,6	0,9	3,0
BCJ-01-16,0-110-70	62,46	62,28	110	0,4	0,6	3,0
BCJ-01-16,0-150-70	114,24	96,66	150	0,3	0,5	3,0
BCJ-01-12,5-60-52	36,33	36,21	60	0,6	0,9	3,0
BCJ-01-12,5-85-52	58,05	54,39	85	0,4	0,6	3,0
BCJ-01-12,5-120-52	66,66	69,18	120	0,3	0,4	3,0
BCJ-02-16,0-80-70	44,07	43,77	80	0,6	0,9	2,0
BCJ-02-16,0-110-70	59,13	58,77	110	0,4	0,6	2,0
BCJ-02-16,0-150-70	92,97	94,26	150	0,3	0,5	2,1
BCJ-02-12,5-60-52	30,78	30,90	60	0,6	0,9	2,0
BCJ-02-12,5-85-52	47,28	47,52	85	0,4	0,6	2,0
BCJ-02-12,5-120-52	71,34	72,00	120	0,3	0,4	2,1
BCJ-03-20,0-80-70	45,81	46,29	80	0,8	0,9	3,0
BCJ-03-20,0-110-70	62,46	63,72	110	0,5	0,6	3,0
BCJ-03-20,0-150-70	115,53	110,46	150	0,4	0,5	3,0
BCJ-03-16,0-60-55	37,14	48,90	60	0,8	0,9	2,9
BCJ-03-16,0-85-55	41,40	40,68	85	0,6	0,6	2,9
BCJ-03-16,0-120-55	64,77	64,77	120	0,4	0,5	3,0
BCJ-04-20,0-80-70	44,19	44,88	80	0,8	0,9	2,0
BCJ-04-20,0-110-70	74,58	83,25	110	0,5	0,6	2,0
BCJ-04-20,0-150-70	108,24	113,01	150	0,4	0,5	2,1
BCJ-04-16,0-60-55	36,06	36,21	60	0,8	0,9	1,9
BCJ-04-16,0-85-55	42,24	43,62	85	0,6	0,6	1,9
BCJ-04-16,0-120-55	65,25	77,52	120,0	0,4	0,5	2,0