



Hamilton Damasceno Costa

**Resistência à Tração de Conectores de
Aço Embutidos em Elementos de
Concreto Armado**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Maurício de Pina Ferreira

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Hamilton Damasceno Costa

**Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em
Elementos de Concreto Armado**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Maurício de Pina Ferreira

Belém
Março de 2016

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Hamilton Damasceno Costa.

TÍTULO: Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em Elementos de Concreto Armado.

GRAU: Mestre ANO: 2016

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Hamilton Damasceno Costa.

Pass. Conduru, nº 112, Guamá.
66073-150 Belém – PA – Brasil.

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Biblioteca Central / UFPA, Belém – PA

Costa, Hamilton Damasceno.

Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em Elementos de Concreto Armado / Hamilton Damasceno Costa – 2016.

Orientador: Maurício de Pina Ferreira.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2016.

1. Concreto armado. 2. Conectores. 3. Armadura complementar. 4. Resistência à tração.

CDD - XX. ed. XXX.XXXXX

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Hamilton Damasceno Costa

**Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em
Elementos de Concreto Armado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPA. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Maurício de Pina Ferreira

Orientador

Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Marcos Honorato de Oliveira

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – UnB

Prof. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Aarão Ferreira Lima Neto

Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Belém, 04 de Março de 2016.

*Para meus pais, Maria e José,
pelo apoio e confiança.*

Agradecimentos

Agradeço, principalmente, ao Professor Maurício Ferreira , pelo total apoio, dedicação, incentivo e confiança. Pela paciência e compreensão das minhas dificuldades, por me orientar nesta árdua caminhada e me conduzir a esta grande conquista profissional. Obrigado por tudo, tanto pelo aprendizado profissional como pessoal.

Aos amigos Manoel Mangabeira Filho, Rafael Barros, Luamim Sales Tapajós, Douglas Freitas, Matheus Kenji, Ingrisson Francisco, Antônio Carlos, Frederico Maués, pela ajuda nos ensaios experimentais e tratamento de dados experimentais, mesmo em finais de semana e feriados, principalmente ao Manoel por ter ajudado no desenvolvimento desta dissertação desde o princípio do trabalho.

A todos os professores do PPGEC/UFPA que participaram da minha formação científica.

Aos amigos Youssef Moussa, Lana Gomes, Adriano Vasconcelos e Wylliam Santana, obrigado pelo apoio.

Aos professores Marcos Honorato, Aarão Lima Neto e Bernardo Moraes Neto pela imensa contribuição científica, profissional e pessoal.

Aos amigos do NUMEA que fiz nesta caminhada, que foram fundamentais, pelos momentos de descontração.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação como mestre, muito obrigado.

Aos meus pais Maria e José, pelo amor e compreensão, por sempre me apoiarem nesta difícil e longa caminhada.

Resumo

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

Na indústria da construção civil há diversas situações em que há a necessidade de transferência de esforços concentrados entre elementos de estruturas mistas de aço e concreto, onde é comum a utilização de conectores de aço para a transferência de tais esforços. Quando conectores são solicitados à tração, a resistência ao arrancamento pode ser considerada um ponto crítico de projeto. Neste trabalho foram feitas duas séries de ensaios experimentais de tração de conectores instalados em vigas de concreto armado, totalizando 16 ensaios. A primeira série de ensaios avaliou a influência do nível de fissuração do concreto na resistência à tração de conectores, onde as variáveis foram o embutimento de ancoragem efetivo do conector (h_{ef}) com valores de 60 mm e 110 mm, e a taxa de armadura de flexão dos espécimes (ρ_f), variando de 0,33% a 3,21%, sendo este último, o parâmetro que controlou o nível de fissuração das peças. A segunda série de ensaios avaliou a influência da armadura complementar junto do conector na resistência ao arrancamento, onde as variáveis foram o diâmetro e o espaçamento entre a armadura complementar e o conector. O h_{ef} e o ρ_f tiveram valores constantes de 110 mm e 0,51%, respectivamente. Também foram analisados alguns modelos teóricos que preveem a carga de ruptura de conectores com e sem armadura complementar. Na 1ª série de ensaios, constatou-se que, o nível de fissuração do concreto, possui influência considerável na resistência ao arrancamento de conectores de aço, onde a perda de resistência ao arrancamento de conectores é proporcional ao nível de fissuração do concreto. Na 2ª série de ensaios, observou-se que, conectores com armadura complementar, apresentaram um ganho de até 320% na capacidade resistente do conector. Na análise dos modelos teóricos que preveem a resistência à tração de conectores instalados em concreto não fissurado, o ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 (2010), apresentaram melhores desempenhos. Para conectores com armadura complementar, o INFASO (2012) obteve melhores resultados, com valores mais precisos e consideravelmente menos dispersos.

Palavras-chave

Concreto armado; Conectores de Aço; Armadura complementar; Resistência à Tração.

Abstract

COSTA, H. D. (2016). **Tensile Strength of Steel Anchor Embedded in Reinforcement Concrete Elements**. MSc Thesis, Institute of Technology, Federal University of Para, Belem, Para, Brazil, 105p (in Portuguese).

In construction there are several situations where there is the need to transfer concentrated loads between elements of composite structures of steel and concrete, where it is common to use steel connectors. When connectors are required to tensile loads, the tensile strength can be considered a critical project. In this work were made two series of pull-out tests of anchors installed on reinforced concrete beams, a total of 16 trials. The first series of tests evaluated the influence of concrete cracking level on the pull-out strength of connectors, where the variables were effective embedment depth of connector (h_{ef}) with 60 mm and 110 mm, and the flexural reinforcement ratio of specimens (ρ_f) ranging from 0,33% to 3,21%, the latter being the parameter which controlled the cracking level of the concrete specimens. The second series of tests evaluated the influence of the anchor reinforcement on the pull-out strength, where the variables were the diameter and spacing of the anchor reinforcement. The h_{ef} and ρ_f remained constant values of 110 mm and 0,51%, respectively. Were also analyzed some theoretical models that predict the connector pull-out strength with and without anchor reinforcement. In the 1st series of tests, it was found that the level of cracking concrete, it has considerable influence on the pull-out strength of steel connectors, where the loss of pull-out strength is proportional to the cracking level of concrete. In the 2nd series of tests, it was observed that, connectors with anchor reinforcement, showed a gain of up to 320% on the load capacity of the connector.

In the analysis of theoretical models that predict the tensile strength of connectors installed in uncracked concrete, the ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 (2010), showed better performances. For connectors with anchor reinforcement, the INFASO (2012) obtained better results with more accurate values and considerably less dispersed.

Keywords

Reinforced concrete; Anchors; Anchor reinforcement; Pull-out test.

Sumário

| Capítulo | Página |
|--|--------|
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS | 3 |
| 1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO | 4 |
| 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 5 |
| 2.1. ASPECTOS GERAIS | 5 |
| 2.2. COMPORTAMENTO DE CONECTORES COM CABEÇA EMBUTIDOS EM CONCRETO ARMADO | 6 |
| 2.2.1. Comportamento de conectores instalados em concreto não fissurado | 6 |
| 2.2.2. Comportamento de conectores instalados em concreto fissurado | 12 |
| 2.3. FATORES QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE CONECTORES EMBUTIDOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO | 14 |
| 2.3.1. Efeito do espaçamento | 14 |
| 2.3.2. Embutimento de ancoragem efetivo (Efeito de escala) | 16 |
| 2.3.3. Propriedades do concreto | 18 |
| 2.3.4. Diâmetro da cabeça do conector | 18 |
| 2.3.5. Abertura de fissura | 19 |
| 2.3.6. Adição de armadura complementar | 22 |
| 2.4. MODELOS TEÓRICOS | 24 |
| 2.4.1. Modelos que não levam em consideração armadura complementar | 24 |
| 2.4.1.1. Método da Rigidez da Fratura | 24 |
| 2.4.1.2. Teoria do efeito de escala | 25 |
| 2.4.1.3. Método CCD (<i>Concrete Cone Design</i>) | 26 |
| 2.4.1.4. OZBOLT <i>et al.</i> (2007) | 27 |
| 2.4.1.5. ELIGEHAUSEN <i>et al.</i> (1992) | 28 |
| 2.4.2. Modelos que levam em consideração armadura complementar | 29 |
| 2.4.2.1. INFASO (2014) | 29 |
| 2.5. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS | 32 |
| 2.5.1. FIB BULLETIN 58 (2011) | 32 |
| 2.5.1.1. Conectores sem armadura complementar | 32 |
| 2.5.1.2. Conectores com armadura complementar | 33 |

| | | |
|----------|---|----|
| 2.5.2. | ACI 318-14 | 35 |
| 2.5.3. | EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997) | 36 |
| 3. | PROGRAMA EXPERIMENTAL | 38 |
| 3.1. | CONSIDERAÇÕES GERAIS | 38 |
| 3.2. | CARACTERÍSTICAS DOS ESPÉCIMES ENSAIADOS | 38 |
| 3.2.1. | Características da 1ª série de ensaios | 38 |
| 3.2.2. | Características da 2ª série de ensaios | 40 |
| 3.3. | MATERIAIS | 46 |
| 3.3.1. | Concreto | 46 |
| 3.3.1.1. | Composição | 46 |
| 3.3.1.2. | Concretagem e cura dos espécimes | 46 |
| 3.3.1.3. | Propriedades mecânicas | 46 |
| 3.3.2. | Propriedades mecânicas do aço | 46 |
| 3.4. | CONFECÇÃO DOS ESPÉCIMES | 47 |
| 3.4.1. | Forma | 47 |
| 3.4.2. | Armadura de flexão e cisalhamento | 47 |
| 3.4.3. | Características dos conectores | 48 |
| 3.4.3.1. | Fabricação | 48 |
| 3.4.3.2. | Instalação | 49 |
| 3.5. | INSTRUMENTAÇÃO | 50 |
| 3.5.1. | Deslocamento vertical | 50 |
| 3.5.2. | Deformação nas armaduras | 50 |
| 3.6. | SISTEMA DE ENSAIO | 53 |
| 4. | RESULTADOS EXPERIMENTAIS | 56 |
| 4.1. | PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS | 56 |
| 4.2. | 1ª SÉRIE DE ENSAIOS | 56 |
| 4.2.1. | Deslocamentos verticais | 56 |
| 4.2.2. | Deslizamento do conector | 57 |
| 4.2.3. | Deformações na armadura de flexão | 59 |
| 4.2.4. | Deformações no conector na área externa do concreto | 60 |
| 4.2.5. | Comparação das deformações no conector | 60 |
| 4.2.6. | Cargas de ruptura | 62 |
| 4.3. | 2ª SÉRIE DE ENSAIOS | 65 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 4.3.1. | Deslocamentos verticais | 65 |
| 4.3.2. | Deslizamento do conector | 65 |
| 4.3.3. | Deformações na armadura de flexão | 66 |
| 4.3.4. | Deformações no conector na área externa do concreto | 67 |
| 4.3.5. | Comparações das deformações do conector | 67 |
| 4.3.6. | Deformações na armadura complementar | 68 |
| 4.3.7. | Cargas de ruptura | 70 |
| 5. | AVALIAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS | 73 |
| 5.1. | CONSIDERAÇÕES GERAIS | 73 |
| 5.2. | CONECTORES INSTALADOS SEM ARMADURA COMPLEMENTAR | 74 |
| 5.2.1. | Banco de dados | 74 |
| 5.2.2. | Metodologia de análise | 76 |
| 5.2.3. | Resultados analíticos | 77 |
| 5.3. | CONECTORES INSTALADOS COM ARMADURA COMPLEMENTAR | 84 |
| 5.3.1. | Banco de dados | 84 |
| 5.3.2. | Resultados analíticos | 86 |
| 6. | CONCLUSÕES | 90 |
| 6.1. | CONSIDERAÇÕES GERAIS | 90 |
| 6.2. | RESULTADOS EXPERIMENTAIS | 90 |
| 6.2.1. | 1ª série de ensaios | 90 |
| 6.2.2. | 2ª série de ensaios | 91 |
| 6.3. | ANÁLISE DOS MODELOS TEÓRICOS | 92 |
| 6.3.1. | Conectores instalados sem armadura complementar | 92 |
| 6.3.2. | Conectores instalados com armadura complementar | 93 |
| 6.4. | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 93 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 95 |
| | ANEXO A – SISTEMA DE ENSAIO: EQUIPAMENTOS | 103 |

Lista de Tabelas

| Tabela | Página |
|--|---------------|
| Tabela 2.1 – Tensão de aderência de projeto f_{bd}^0 para boas condições de aderência. | 34 |
| Tabela 3.1 – Características dos espécimes da 1ª série de ensaios..... | 39 |
| Tabela 3.2 – Características dos espécimes da 2ª série de ensaios..... | 41 |
| Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do aço utilizado como armadura dos espécimes..... | 56 |
| Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço utilizado para a fabricação dos conectores... | 56 |
| Tabela 4.3 – Cargas de ruptura de ruptura do cone de concreto. | 63 |
| Tabela 4.4 – Resultados das cargas de rupturas experimentais e teóricas..... | 70 |
| Tabela 5.1 - Características dos conectores do banco de dados resumido. | 75 |
| Tabela 5.2 – Classificação segundo critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES NETO (2013) | 77 |
| Tabela 5.3 – Classificação segundo critério de COLLINS (2001), adaptado por | 79 |
| Tabela 5.4 – Banco de dados resumido de conectores com armadura complementar. | 86 |
| Tabela 5.5 – Critério de COLLINS (2001), adaptado. | 89 |
| Tabela 5.6 – Classificação segundo critério de Collins (2001). | 89 |
| Tabela 5.7 – Resumo estatístico da precisão dos modelos teóricos. | 89 |

Lista de Figuras

| Figura | Página |
|--|--------|
| Figura 1.1 - Aplicações de conectores na ligação de elementos estruturais. | 1 |
| Figura 1.2 – Conectores com cabeça. | 1 |
| Figura 1.3 – Esquema de transferência de esforços e resistência de barras dobradas e com cabeça (<i>HRC- Headed Reinforcement Corp.</i>). | 2 |
| Figura 1.4 – Configuração de armadura complementar. | 3 |
| Figura 2.1 - Tipos de conectores pré-instalados. | 5 |
| Figura 2.2 - Tipos de conectores pós-instalados. | 6 |
| Figura 2.3 – Modos de ruptura de conectores submetidos à tração. | 7 |
| Figura 2.4 – Curva carga-deslocamento idealizada para conectores submetidos à tração, adaptado de FUCHS <i>et al.</i> (1995). | 9 |
| Figura 2.5 – Ângulo do cone de concreto em função do embutimento de ancoragem efetivo, sendo “ <i>n</i> ” o número ensaios experimentais, adaptado de FUCHS <i>et al.</i> (1995) | 10 |
| Figura 2.6 - Instrumentação dos ensaios de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989). | 10 |
| Figura 2.7 - Distribuição das deformações perpendiculares à superfície do cone de ruptura, adaptado de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989). | 11 |
| Figura 2.8 - Distribuições de tensões de tração perpendicular à superfície de ruptura, adaptado de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989). | 12 |
| Figura 2.9 – Distribuição da carga de tração na zona de ancoragem do concreto de conectores com cabeça, adaptado de REHM <i>et al.</i> (1988). | 13 |
| Figura 2.10 - Mecanismo de transferência de carga de tração no concreto, adaptado de ELIGEHAUSEN e OZBOLT (1992). | 14 |
| Figura 2.11 – Projeção do cone de ruptura de 4 e 2 conectores com pequeno espaçamento. | 15 |
| Figura 2.12 – Carga de ruptura em função da distância do conector até a borda, adaptado de FURCHE e ELIGEHAUSEN (1992). | 15 |
| Figura 2.13 – Lei do efeito de escala proposto por BAZANT (1984). | 17 |
| Figura 2.14 - Efeito de escala na carga de ruptura do cone de concreto, adaptado de OZBOLT (2001). | 17 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.15 – Influência do diâmetro da cabeça do conector na carga de ruptura do cone de concreto, adaptado de OZBOLT <i>et al.</i> (1999). | 19 |
| Figura 2.16 – Curva carga-deslocamento de três diferentes tamanhos de cabeça do conector, adaptado de OZBOLT <i>et al.</i> (2007) | 19 |
| Figura 2.17 - Influência da abertura de fissura na resistência à tração de conectores de segurança e conectores com cabeça, adaptado de ELIGEHAUSEN (1984). | 20 |
| Figura 2.18 - Razão entre carga última de conectores instalados em concreto fissurado e instalados em concreto não fissurado em função da abertura de fissuras, adaptado de ELIGEHAUSEN e BALOGH (1995) | 21 |
| Figura 2.19 – Configuração da armadura complementar, adaptado de FIB BULLETIN 58 (2011). | 23 |
| Figura 2.20 – Modos de ruptura de conectores reforçados com armadura complementar, adaptado de HENRIQUES <i>et al.</i> (2013). | 24 |
| Figura 2.21 – Efeito de escala da tensão de tração média acima da área do cone de ruptura, adaptado de ELIGEHAUSEN <i>et al.</i> (1992). | 26 |
| Figura 2.22 – Ruptura do cone de concreto de acordo com o método CCD. | 27 |
| Figura 2.23 – detalhe construtivo da armadura complementar. | 35 |
| Figura 3.1 – Detalhamento dos espécimes da 1ª série. | 40 |
| Figura 3.2 - Detalhamento dos demais espécimes A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125. | 42 |
| Figura 3.3 - Detalhamento dos demais espécimes A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125. | 43 |
| Figura 3.4 - Características do espécime Aw4-6-50-0. | 43 |
| Figura 3.5 - Características do espécime Aw4-6-50-0. | 44 |
| Figura 3.6– Detalhamento do espécime A8-6-45-35. | 44 |
| Figura 3.7– Detalhamento do espécime A8-6-45-35. | 45 |
| Figura 3.8 – Concretagem dos espécimes. | 47 |
| Figura 3.9 – Modelo 3D dos detalhes da fôrma. | 48 |
| Figura 3.10 – Verificação da resistência à tração dos conectores. | 49 |
| Figura 3.11 – Detalhe dos conectores. | 49 |
| Figura 3.12 – Detalhe da alocação do conector sobre tubo PVC | 50 |
| Figura 3.13 - Disposição dos defletômetros digitais para determinação dos deslocamentos verticais do espécime. | 51 |
| Figura 3.14 - Detalhe dos defletômetros digitais. | 51 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.15 - Instrumentação dos espécimes da 1ª e 2ª série de ensaios. | 52 |
| Figura 3.16 - Disposição dos extensômetros na armadura complementar dos espécimes com uma camada de armadura complementar. | 52 |
| Figura 3.17 - Disposição dos extensômetros na armadura complementar dos espécimes com duas camadas de armadura complementar. | 53 |
| Figura 3.18 - Sistema de ensaio: vista superior. | 54 |
| Figura 3.19 - Sistema de ensaio: corte A. | 54 |
| Figura 3.20 – Sistema de ensaio: corte B. | 55 |
| Figura 3.21 – Sistema de ensaio real e 3D. | 55 |
| Figura 4.1 – Deslocamento vertical dos espécimes da série F-110. | 57 |
| Figura 4.2 – Deslocamento vertical dos espécimes da série F-60. | 57 |
| Figura 4.3 - Deslizamento do conector da série F-110. | 58 |
| Figura 4.4 - Deslizamento do conector da série F-60. | 58 |
| Figura 4.5 – Deformação na armadura de flexão da série F-110. | 59 |
| Figura 4.6 – Deformação na armadura de flexão da série F-60. | 59 |
| Figura 4.7 - Deformações no conector fora do concreto da série F-110. | 60 |
| Figura 4.8 - Deformações no conector fora do concreto da série F-60. | 60 |
| Figura 4.9 – Deformações nos conectores, dentro e fora do concreto da série F-110. | 61 |
| Figura 4.10 – Deformações nos conectores, dentro e fora do concreto da série F-60. | 61 |
| Figura 4.11 – Curva carga x taxa de armadura de flexão. | 64 |
| Figura 4.12 – Curva fator k x taxa de armadura de flexão. | 64 |
| Figura 4.13 - Deslocamento vertical. | 65 |
| Figura 4.14 – Deslizamentos dos conectores. | 66 |
| Figura 4.15 – Deformações na armadura de flexão. | 66 |
| Figura 4.16 – Deformações do conector na região externa do concreto. | 67 |
| Figura 4.17 – Comparação das deformações no conector dentro e fora do concreto. | 67 |
| Figura 4.18 – Comparação das deformações no conector dentro e fora do concreto. | 68 |
| Figura 4.19 – Curva carga x deformação média da armadura complementar. | 69 |
| Figura 5.1 – Tipos de conectores utilizados no banco de dados. | 74 |
| Figura 5.2 – Esquema dos espécimes do banco de dados | 76 |
| Figura 5.3 - Avaliação dos resultados quanto à precisão e exatidão. | 78 |
| Figura 5.4 –Análise quanto a dispersão dos resultados, curva “ <i>box and whiskers</i> ”. | 79 |
| Figura 5.5 - Avaliação dos resultados quanto à precisão, em função de h_{ef} . | 81 |
| Figura 5.6 – Resumo estatístico dos modelos teóricos para faixas de h_{ef} . | 82 |

| | |
|--|----|
| Figura 5.7 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função de h_{ef} . | 83 |
| Figura 5.8 – Resultados abaixo da segurança para faixas de embutimento de ancoragem. | 83 |
| Figura 5.9 – Resultados abaixo da segurança para faixas de embutimento de ancoragem. | 84 |
| Figura 5.10 - Características dos espécimes ensaiados pelos autores. | 85 |
| Figura 5.11 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos. | 86 |
| Figura 5.12 - Análise da precisão dos modelos teóricos em função de s_0/h_{ef} . | 87 |
| Figura 5.13 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos. | 87 |
| Figura 5.14 - Análise quanto a dispersão. | 88 |
| Figura 5.15 - Classificação segundo critério de COLLINS (2001). | 89 |

Lista de Símbolos

Neste item são apresentados alguns dos símbolos utilizados nesta tese. Aqueles que não estão aqui apresentados têm seu significado explicado assim que mencionados no texto.

| Símbolo | Significado |
|----------------|---|
| A_0 | área do cone de concreto para ângulo de ruptura variável |
| A_c | área da seção transversal de concreto |
| A_c^o | área atual projetada do cone de concreto na superfície do concreto, limitada pela sobreposição do cone de concreto de conectores adjacentes |
| A_h | área da cabeça do conector em contato com o concreto que proporciona o engrenamento mecânico |
| $A_{h,0}$ | área calculada da cabeça do conector em contato com o concreto que proporciona o engrenamento mecânico |
| A_s | área da seção transversal da barra de aço do conector |
| $A_{s,aa}$ | área de seção transversal da armadura complementar |
| B | constante empírica |
| c | distância do conector até a borda |
| c' | coeficiente empírico que depende da geometria do conector |
| d | característica dimensional do elemento estrutural |
| d | Altura útil da viga |
| d_h | diâmetro da cabeça do conector |
| $d_{máx}$ | diâmetro máximo do agregado |
| d_o | dimensão máxima do elemento estrutural em que não ocorrerá a influência do efeito de escala |
| d_s | diâmetro da barra do conector |
| E_c | módulo de elasticidade do concreto |
| f_c | resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico |
| f_{cc} | resistência à compressão do concreto em corpo de prova cúbico |
| f_{ct} | resistência à tração do concreto |
| $f_{y,s}$ | tensão de escoamento do aço |

| | |
|-----------------|---|
| $f_{y,aa}$ | tensão de escoamento da armadura complementar |
| G_f | energia da fratura do concreto |
| G_{fr} | energia da fratura do concreto de referência |
| h_0 | constantes empírica, sendo o h_{ef} que não possui influência de efeito de escala |
| h_{ef} | embutimento de ancoragem efetivo do conector |
| h_n | embutimento de ancoragem nominal do conector |
| k | constante que considera o tipo de conector utilizado |
| k' | constante que depende do diâmetro máximo do agregado |
| k_1 | fator que considera o estado de fissuração do concreto |
| k_1, k_2, k_3 | fatores de calibração do modelo teórico |
| $k_{c,de}$ | rigidez do cone de concreto no cone de concreto |
| k_{IC} | rigidez da fratura do cone de concreto |
| l_1 | comprimento de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto |
| l_b | comprimento máximo da fissura do cone de concreto |
| N | carga de tração solicitante do conector |
| n | número de conectores |
| n_{aa} | número de pernas de armadura complementar |
| N_u | carga de ruptura do conector |
| $N_{u,aa}$ | resistência da armadura complementar, admitindo o escoamento das barras |
| $N_{u,aa,b}$ | a carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura complementar |
| $N_{u,exp}$ | carga de ruptura experimental do conector |
| $N_{u,fr}$ | carga de ruptura do conector referente a estrição do aço |
| $N_{u,fy}$ | carga de ruptura do conector referente a ruptura do aço |
| $N_{u,cr}$ | carga de ruptura do cone de concreto de conector em concreto fissurado |
| $N_{u,teo}$ | carga de ruptura teórica do conector |
| $N_{u,uncr}$ | carga de ruptura do cone de concreto de conector em concreto não fissurado |
| N_u^o | carga de ruptura do cone de concreto sem efeito de espaçamento e de borda |
| s | espaçamento entre conectores |
| s_1 | espaçamento entre conectores na direção x |
| s_2 | espaçamento entre conectores na direção y |

| | |
|-------------------|--|
| s_r | espaçamento entre barras longitudinais do elemento de concreto |
| u | circunferência de uma barra da armadura complementar |
| w | abertura da fissura |
| x | comprimento da fissura do cone de concreto |
| α | ângulo de ruptura do cone de concreto |
| α_c | fator da componente do escoamento da armadura complementar |
| δ | deslocamento do conector no concreto |
| Δw | variação da abertura da fissura |
| $\delta_{y,aa}$ | deslocamento do conector correspondente à carga em que ocorre o escoamento do armadura complementar |
| $\delta_{y,aa,b}$ | deslocamento correspondente à carga em que há falha de ancoragem da armadura complementar |
| ε | deformação |
| Φ_{aa} | diâmetro da armadura complementar |
| λ | fator que considera a relação entre $N_{u,exp}$ e $N_{u,teo}$ |
| σ_N | tensão nominal na ruptura do cone de concreto |
| ψ_c | fator que considera a não fissuração do concreto |
| ψ_{re} | fator que considera o espaçamento entre barras longitudinais na resistência à tração de conectores com pequeno embutimento |

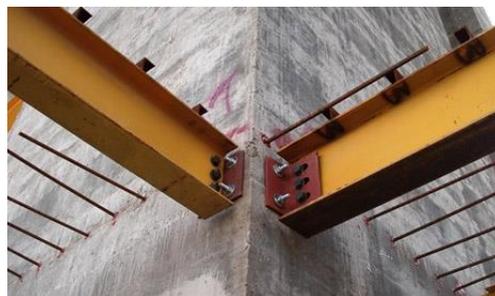
1. INTRODUÇÃO

Na construção civil há diversas situações em que é necessário a ligação de elementos estruturais mistos de aço e concreto, como ilustrado na Figura 1.1, ou peças de concreto pré-moldado. Uma alternativa para este tipo de ligação é o uso de conectores de aço com cabeça, como mostrado na Figura 1.2, os mesmos são necessários para a transmissão de esforços concentrados entre os elementos estruturais, como esforços de tração e cisalhamento, onde sua eficiência em elementos de concreto armado está diretamente relacionada à associação aço-concreto, no que tange a transmissão de esforços do conector ao concreto, seja por mecanismos de aderência ou por ancoragem mecânica.

Figura 1.1 - Aplicações de conectores na ligação de elementos estruturais.

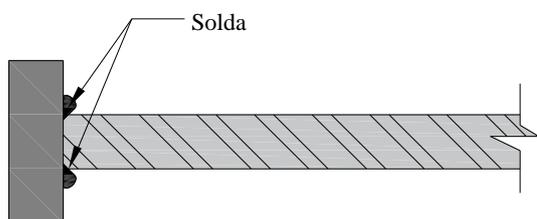


a) Ligação entre pilar metálico e fundação
(DELHOMME e DEBICKI, 2010).



b) Ligação entre viga metálica e pilar ou parede de concreto, tirado de www.omrannosazi.com, em 20/10/2015.

Figura 1.2 – Conectores com cabeça.



a) Cabeça soldada

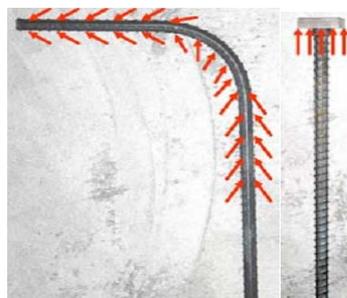


b) Cabeça rosqueada (WALLACE E MCCONNELL, 2001)

A utilização de conectores, torna-se vantajosa devido à resistência de ancoragem depender principalmente da ancoragem mecânica proporcionada pela cabeça instalada na

extremidade da barra, ao invés de somente a aderência entre a barra e o concreto, o que evita o deslizamento da barra no concreto, como pode ser visualizado na Figura 1.3.

Figura 1.3 – Esquema de transferência de esforços e resistência de barras dobradas e com cabeça (*HRC- Headed Reinforcement Corp.*).



Conectores vêm sendo foco de diversas pesquisas científicas como INFASO (2012) e SEGLE *et al.* (2013), uma vez que seu funcionamento adequado e, portanto, o comportamento e resistência dos elementos de concreto com eles instalados, depende fundamentalmente de sua ancoragem.

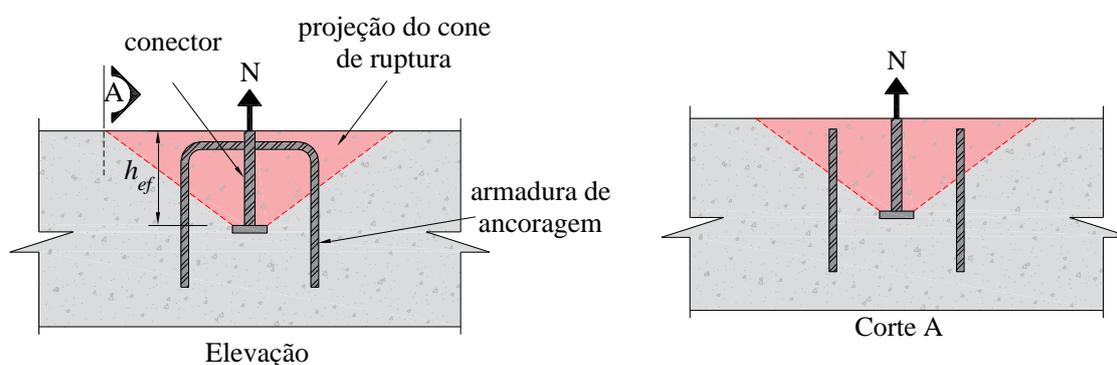
No que diz respeito à ancoragem, o embutimento de ancoragem efetivo (h_{ef}) é o principal parâmetro que proporciona resistência ao arrancamento do conector, segundo o ACI 318 (2014), o embutimento de ancoragem efetivo é a profundidade de embutimento através da qual o conector transfere os esforços externos ao concreto e é medido da face superior da cabeça do conector até a superfície do concreto, conforme indicado na Figura 1.4.

Há casos em que as dimensões dos elementos estruturais a serem ligados, conforme mostrado na Figura 1.1, podem conduzir à um baixo embutimento de ancoragem do conector, onde estes conectores são submetidos à condições extremas, sendo a ancoragem normalmente insuficiente. Como o comprimento de ancoragem é um dos principais fatores que influenciam na carga de ruptura do conjunto conector-concreto, nestes casos, a resistência ao arrancamento pode ser um ponto crítico de projeto, limitando a resistência da ligação ou do elemento estrutural.

Uma alternativa para se obter um ganho de resistência sem necessariamente aumentar o comprimento de ancoragem, é pelo uso de armadura complementar junto do conector, podendo ser usado em forma de estribos ou barras dobradas (BUJNAK, BAHLEDA E FARBAK, 2014), como é ilustrado na Figura 1.4.

Um fator importante que pode influenciar negativamente na resistência ao arrancamento do conector, é a fissuração do concreto, conforme ELIGEHAUSEN e BALOGH (1985), a resistência ao arrancamento do conector sofre em média um decréscimo de 25%, devido à fissuração do concreto.

Figura 1.4 – Configuração de armadura complementar.



1.1. Justificativa e objetivos

A justificativa deste trabalho é a necessidade de realizar um estudo sobre os efeitos da fissuração do concreto na resistência ao arrancamento do conector, bem como estudar o efeito da instalação de armadura complementar junto do conector na resistência e comportamento do conector quando submetidos à esforços de tração, uma vez que, o número de estudos feitos sobre este parâmetro é limitado.

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar o comportamento mecânico de conectores de aço com cabeça submetidos à tração em ligações com elementos de concreto armado.

Tem-se como objetivos específicos os seguintes tópicos:

- Avaliar a influência do nível de fissuração do concreto na resistência à tração do conector;
- Avaliar a influência da adição de armadura complementar na resistência à tração do conector;
- Avaliar alguns modelos teóricos e normativos quanto à precisão, dispersão e segurança dos resultados teóricos a partir da análise de um banco de dados de resultados experimentais de conectores submetidos à tração.

1.2. Organização do trabalho

No Capítulo 2, apresenta-se a revisão bibliográfica, discutindo-se a classificação e os tipos de conectores, o comportamento de conectores embutidos em concreto submetidos à tração, os fatores que influenciam na carga de ruptura, bem como modelos teóricos e recomendações normativas disponíveis para o dimensionamento destes dispositivos.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental, detalhando os espécimes confeccionados e materiais utilizados, apresenta-se ainda a metodologia de ensaio para obtenção dos resultados experimentais.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados experimentais, tais como carga de ruptura, deslocamentos e deformações.

No Capítulo 5 é feita uma análise dos modelos teóricos, apresentados na revisão bibliográfica, a partir de um banco de dados de resultados experimentais de conectores com cabeça sem armadura complementar e também é feita uma análise da influência de adição de armadura complementar através de um banco de dados com conectores com cabeça com armadura complementar embutidos em elementos de concreto.

No Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir dos resultados da dissertação e sugestões para trabalhos futuros. Em seguida são apresentadas as referências bibliográficas e anexos. No ANEXO A, são apresentados os elementos que constituem o sistema de ensaio experimental.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Aspectos gerais

Os conectores que podem ser instalados antes da concretagem do elemento estrutural, podem ser classificados como conectores pré-instalados, e àqueles instalados após a concretagem, no concreto endurecido, são classificados como conectores pós-instalados. Os tipos de conectores, como também os mecanismos de transferência de esforços são representados na Figura 2.1 e Figura 2.2.

Conectores são usualmente caracterizados pelo seu embutimento de ancoragem nominal, que é uma característica construtiva. Este embutimento é a profundidade necessária para a instalação do conector, sendo ele pré-instalado ou pós-instalado. Contudo é necessário ater-se à definição de embutimento de ancoragem efetivo do conector, h_{ef} , que conforme o ACI 318 (2014) é o comprimento no qual se desenvolvem os mecanismos de transferência dos esforços ao concreto. De modo geral, o h_{ef} é o embutimento no qual é desenvolvida a ruptura do cone de concreto, sendo que para conectores com cabeça o h_{ef} é medido da face superior da cabeça do conector à superfície do concreto (Figura 2.1 e Figura 2.2).

Em relação aos conectores com cabeça pré-instalados submetidos à tração, o mecanismo de transferência ocorre principalmente pela ancoragem mecânica, que ocorre devido ao contato direto da cabeça do conector com o concreto, de forma que este dispositivo de ancoragem (cabeça do conector) gera concentração de tensões de compressão localizadas na face superior da cabeça do conector (RAPOSO, NEVES e SILVA, 2005).

Figura 2.1 - Tipos de conectores pré-instalados.

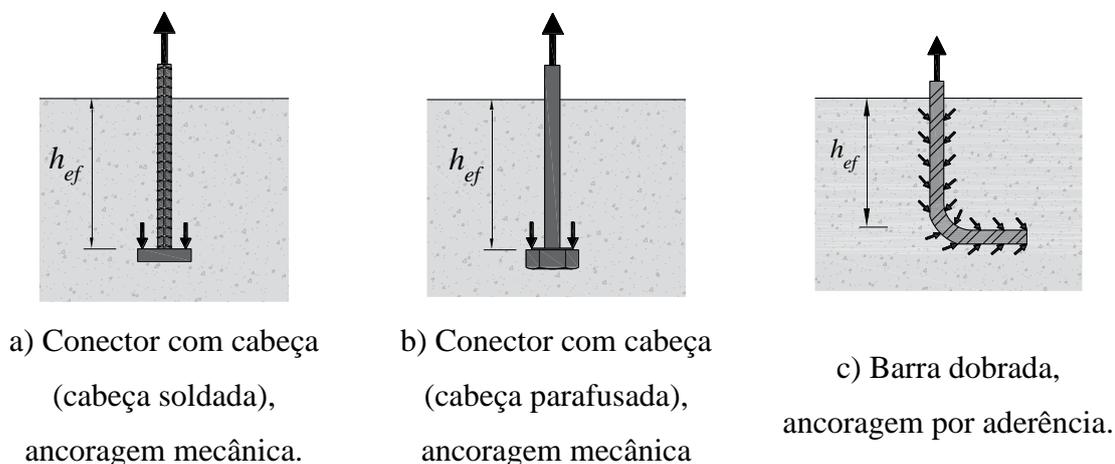
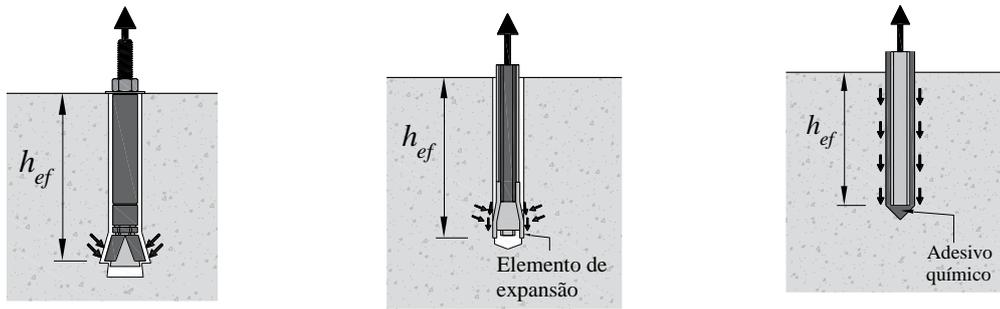


Figura 2.2 - Tipos de conectores pós-instalados.



a) Conectores de segurança,
ancoragem mecânica.

b) Conector de expansão,
ancoragem por fricção

c) Conector de aderência
química.

2.2. Comportamento de conectores com cabeça embutidos em concreto armado

2.2.1. Comportamento de conectores instalados em concreto não fissurado

Para a boa compreensão do comportamento de conectores embutidos em concreto é necessário conhecer os mecanismos de ruptura do conector. É fundamental ainda conhecer a resposta carga-deslocamento a fim de avaliar a ductilidade no estado limite último da ligação conector-concreto. Considerando o estado limite último, a ligação conector-concreto possui 5 modos de ruptura distintos, sendo estes, a ruptura pelo escoamento da barra do conector; ruptura do cone de concreto; ruptura por destacamento lateral; ruptura por deslizamento e ruptura por fendilhamento, conforme mostrado na Figura 2.3.

A ruptura do conector se caracteriza pelo escoamento da barra do conector quando o esforço de tração supera a carga de escoamento ($N_{u,fy}$), como mostrado na (Figura 2.3a) de forma que esta resistência pode ser calculada pela Equação 2.1.

$$N_{u,fy} = f_y \cdot A_s \quad \text{Equação 2.1}$$

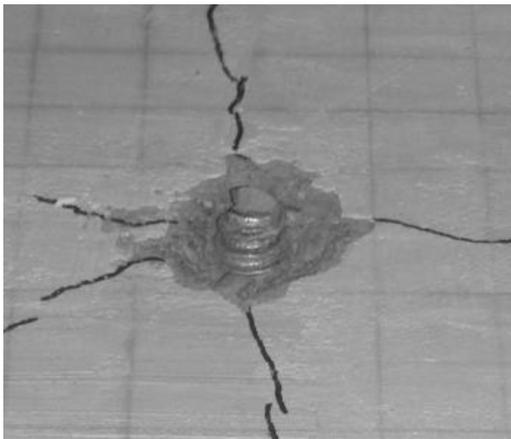
Onde:

$N_{u,fy}$ é em carga de ruptura por escoamento do conector (N);

f_y é tensão de escoamento do aço (MPa);

A_s é a área da seção transversal da barra de aço do conector (mm²);

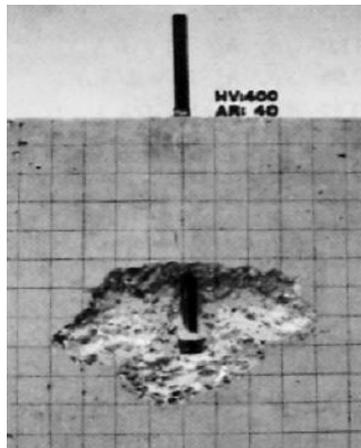
Figura 2.3 – Modos de ruptura de conectores submetidos à tração.



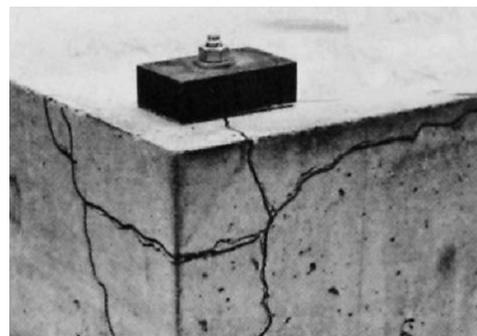
a) Ruptura do aço de conector submetido à tração (PETERSEN *et al.*, 2013)



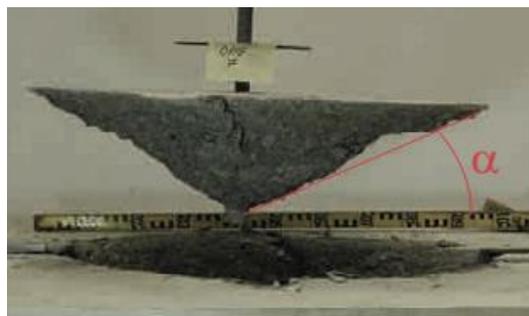
b) Ruptura por deslizamento (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006)



c) Ruptura por destacamento lateral (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006)



d) Ruptura por fendilhamento do concreto (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).



e) Ruptura do cone de concreto NILSSON e ELFGREN (2009)

A ruptura por escorregamento ou falha de ancoragem, é caracterizada pelo deslizamento entre o conector e o concreto (Figura 2.3b). Este tipo de ruptura é mais frequente em conectores do tipo pós-instalados, pois sua resistência é principalmente

proporcionada pela aderência e atrito lateral entre o conector pós-instalado e o concreto (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

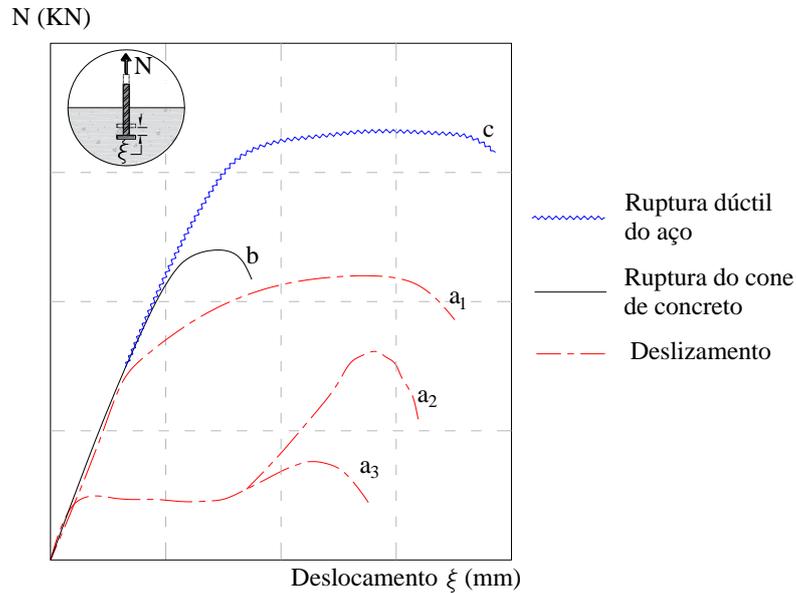
Nos casos em que a distância do conector até a borda do elemento de concreto é menor que $1,5.h_{ef}$, as tensões causadas pela área de transferência de carga (cabeça do conector) geram forças transversais à força de arrancamento, criando a tendência à uma ruptura pelo deslocamento do concreto na face lateral do elemento, caracterizando uma ruptura por destacamento lateral, como mostra a Figura 2.3c (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

A ruptura por fendilhamento ocorre semelhante à ruptura lateral, provocada pelas forças transversais à força de arrancamento e é caracterizada pela formação de fissuras paralelas ao conector. Este efeito ocorre principalmente em elementos com pequena espessura, quando a fissura tende a dividir o elemento de concreto, ou nos casos de conectores localizados próximos das bordas dos elementos de concreto, de acordo com a Figura 2.3d (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

A ruptura do cone de concreto é caracterizada pela formação de uma fissura circunferencial ao conector na superfície do concreto. Este modo de ruptura ocorre quando as tensões de tração no concreto superam a sua resistência à tração, caracterizando-se pelo fato da fissuração começar na cabeça do conector e se desenvolver à superfície do concreto, com inclinação α igual a 35° (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006), como mostrado na Figura 2.3.

O comportamento da curva carga-deslocamento pode variar consideravelmente para cada modo de ruptura do conector. No caso de ruptura por deslizamento a relação carga-deslocamento cresce continuamente e a carga de ruptura ocorre com elevado deslocamento (linha a_1 , Figura 2.4) comportamento característico de conectores pré-instalados com diâmetro da cabeça consideravelmente pequena, ou ainda pode ocorrer um deslizamento significativo do conector no furo (linhas a_2 e a_3 na Figura 2.4), contudo, este comportamento é mais comum em conectores pós-instalados. Nos casos onde a capacidade resistente do concreto é menor que do dispositivo de conexão, ocorrerá a ruptura frágil do conjunto conector-concreto (linha b na Figura 2.4). Sob condições em que o aço do conector é suficientemente dúctil e assumindo que não ocorrerá a ruptura do concreto, ocorrerá uma ruptura dúctil do conector como mostra a linha c na Figura 2.4 (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

Figura 2.4 – Curva carga-deslocamento idealizada para conectores submetidos à tração, adaptado de FUCHS *et al.* (1995).



Como nas considerações de projeto de conectores submetidos à tração, é adotado as medidas necessárias para que não haja a ruptura prematura, como a ruptura por deslizamento, por destacamento lateral ou por fendilhamento, o cone de concreto é geralmente utilizado como modo de ruptura de projeto, devido a isto, o conhecimento do plano de ruptura do cone de concreto é fundamental para a compreensão do comportamento e determinação da resistência à tração de conectores.

O ACI 349 (1985) utilizava um modelo de cálculo que estabelecia uma inclinação da fissura do cone de concreto (α) igual a 45° . Contudo, ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989), ELIGEHAUSEN *et al.* (1992) e OZBOLT e ELIGEHAUSEN (1990), evidenciaram que a inclinação do plano de ruptura era próxima de 35° .

A Figura 2.5 mostra o ângulo de ruptura do cone de concreto (α) em função do embutimento de ancoragem efetivo (h_{ef}). Como pode ser visto, o comprimento de ancoragem efetivo não possui influência significativa no ângulo de ruptura do cone de concreto, onde este valor é em média cerca de 33° (FUCHS *et al.*, 1995).

A pesquisa de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989) permitiu compreender melhor a geometria e formação do plano de ruptura do cone de concreto, através da instrumentação com extensômetros elétricos especiais (tipo PML do fabricante *Tokyo Sokki Comp.*), onde os extensômetros foram posicionados circunferencial e perpendicular ao longo da projeção da fissura do cone de concreto, conforme ilustrado na Figura 2.6, que foi verificada em testes

prévios. O embutimento efetivo do conector ensaiado foi de 520 mm. Além disso, análise de emissão sonora foi utilizada para detectar a iniciação e formação da fissura.

Figura 2.5 – Ângulo do cone de concreto em função do embutimento de ancoragem efetivo, sendo “n” o número ensaios experimentais, adaptado de FUCHS *et al.* (1995)

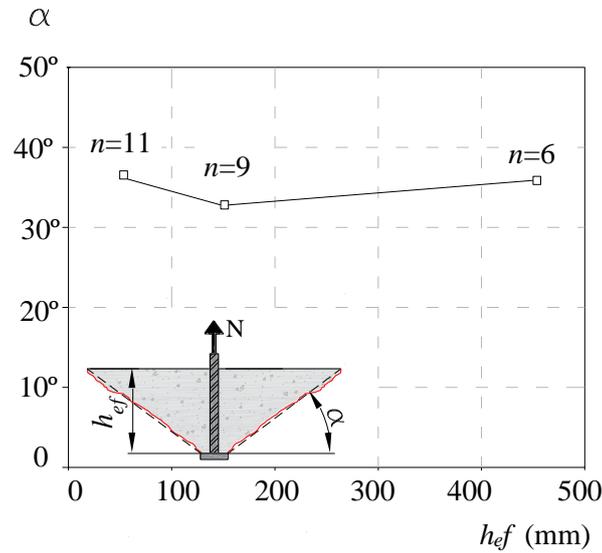
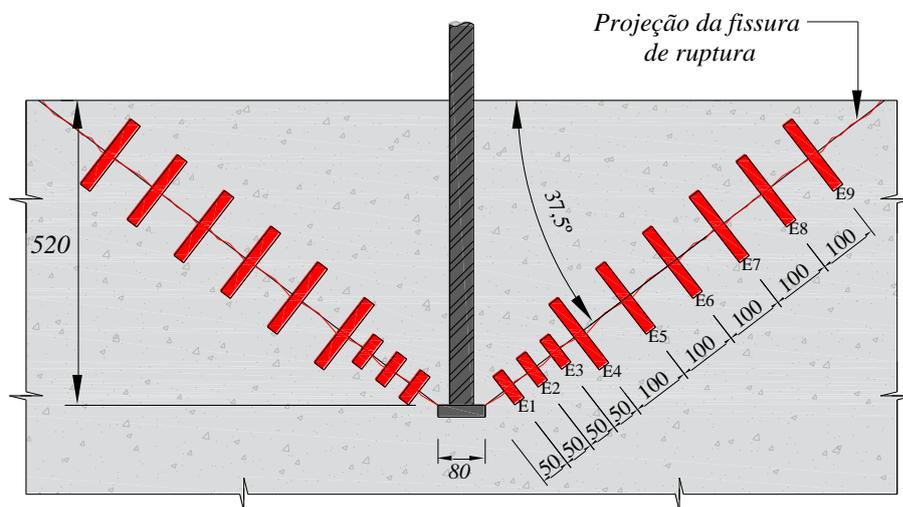


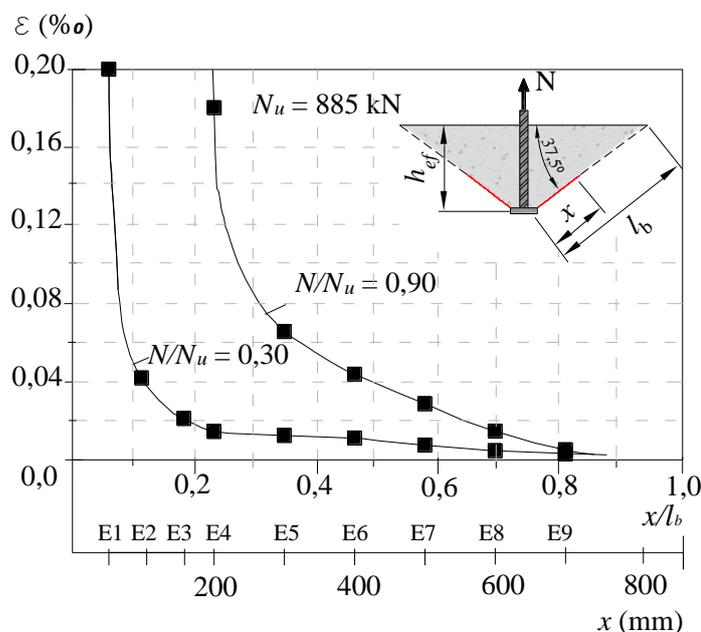
Figura 2.6 - Instrumentação dos ensaios de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989).



A Figura 2.7, mostra as deformações medidas ao longo do comprimento da fissura do cone de concreto na direção perpendicular ao plano de fissura do cone de concreto para dois níveis de carregamento ($N/N_u = 0,3$ e $0,9$). Conforme ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989), pode ser observado que, com o aumento do carregamento a área com grandes gradientes de

deformações move-se da região carregada (cabeça do conector) em direção à superfície do concreto.

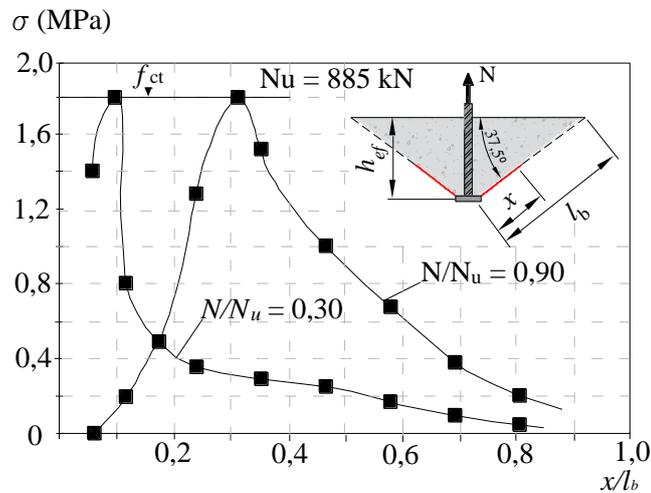
Figura 2.7 - Distribuição das deformações perpendiculares à superfície do cone de ruptura, adaptado de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989).



Com base nas deformações medidas, os autores calcularam a distribuição de tensões na superfície de ruptura do cone, conforme mostrado na Figura 2.8. A redistribuição de tensões provocada pelo crescimento estável da fissura pode ser observada pela mudança de posição do ponto máximo de tensões de tração em direção à superfície do concreto, conforme aumenta o carregamento.

Segundo ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989), os resultados mostraram que a fissura que define o plano de ruptura surge com cerca de 30% da carga última, inicialmente próxima à cabeça do conector e segue em direção à superfície do concreto. A resistência máxima ao arrancamento ocorre quando o comprimento da fissura (x) alcança aproximadamente 45% do seu comprimento total (l_b), o que significou uma área fissurada na superfície do cone de 50% para o conector com comprimento de ancoragem 130 mm e diminuiu para comprimentos de ancoragem superiores.

Figura 2.8 - Distribuições de tensões de tração perpendicular à superfície de ruptura, adaptado de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989).



2.2.2. Comportamento de conectores instalados em concreto fissurado

Grande parte dos modelos teóricos que preveem a carga última de tração de conectores, como os modelos de OZBOLT *et al.* (2007), ELIGEHAUSEN *et al.* (1992) e o Método CCD (*Concrete Capacity Design*), são baseados em ensaios experimentais de conectores instalados em concreto não fissurado. Contudo, na prática da engenharia, há muitas situações em que há a necessidade de se instalar o conector em local, que devido diversos fatores, pode ocorrer ou já ter ocorrido a fissuração do concreto. Estas fissuras podem ser ocasionadas pela flexão do elemento estrutural onde está instalado o conector, ainda por outros mecanismos, como a retração do concreto e deformações devidas a variações de temperatura.

A nível de pesquisa, ensaios de tração de conectores em concreto fissurado são realizados por indução da abertura de fissuras (w) no concreto e controle do nível de abertura da fissura, os métodos de indução de abertura de fissuras são melhor explicados no trabalho de ELIGEHAUSEN *et al.* (2004).

Segundo REHM *et al.* (1988), a perda de resistência devido as fissuras é atribuído ao distúrbio por elas provocado no estado de tensões no concreto. Segundo os autores, em concreto não fissurado, as tensões são distribuídas radialmente simétricas ao conector em forma de aro, como mostrado na Figura 2.9a. Se uma fissura ocorre na região onde o conector está instalado, as tensões de tração podem não ser transferidas através do plano de fissura. Esta fissura muda o modo como as tensões são distribuídas no concreto, reduzindo consideravelmente a área da superfície do cone de concreto que absorverá o carregamento,

como ilustrado na Figura 2.9b. A partir do plano de fissura, as tensões tenderão a se distribuir em duas áreas independentes na superfície do concreto, com um formato elíptico. Contudo, apesar de haver uma mudança considerável no comportamento e resistência de conectores instalados em concreto fissurado, não há mudança significativa no formato do cone de concreto em sua ruptura (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

ELIGEHAUSEN *et al.* (2006) ainda reforçam que a hipótese descrita deve apenas ser considerada como uma simples aproximação e que, a influência da fissuração do concreto na carga de ruptura do cone de concreto pode melhor ser explicada através do trabalho de ELIGEHAUSEN e OZBOLT (1992), que por meio de uma análise numérica por elementos finitos não-linear, forneceram uma base para melhor compreender a perda de resistência da ruptura do cone de concreto de conectores instalados em concreto fissurado. As análises previram que o formato do cone de concreto na ruptura é o mesmo, tanto para concreto não fissurado, como para concreto fissurado. O modelo teórico pressupõe que em concreto não fissurado, os esforços de reação tendem a ser distribuídos radialmente simétricos no concreto (Figura 2.10a) e para concreto fissurado apenas uma pequena fração dos esforços é absorvida pelo concreto na direção da fissura (Figura 2.10b).

Figura 2.9 – Distribuição da carga de tração na zona de ancoragem do concreto de conectores com cabeça, adaptado de REHM *et al.* (1988).

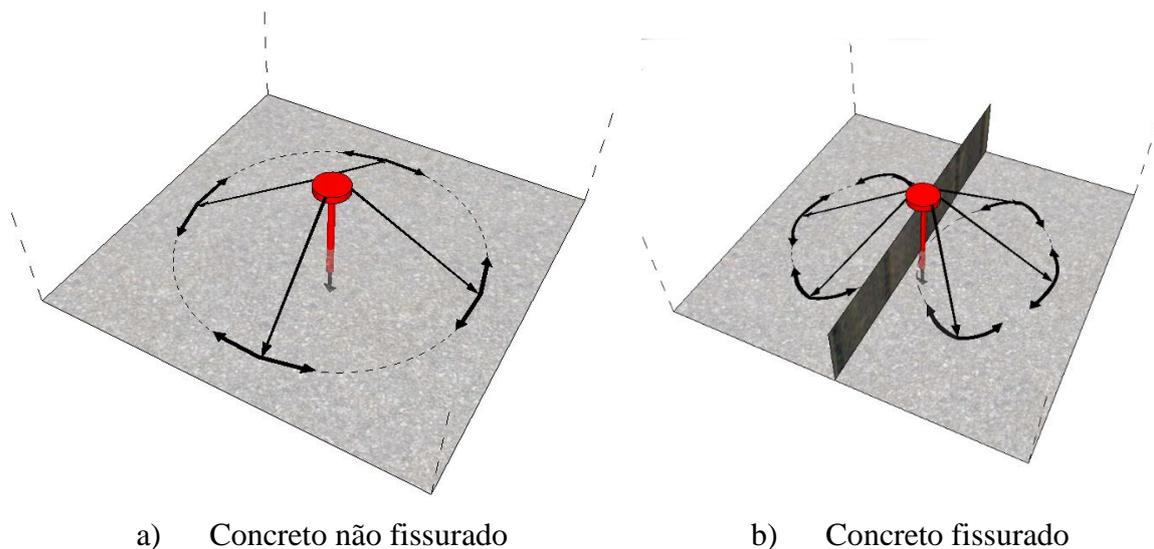
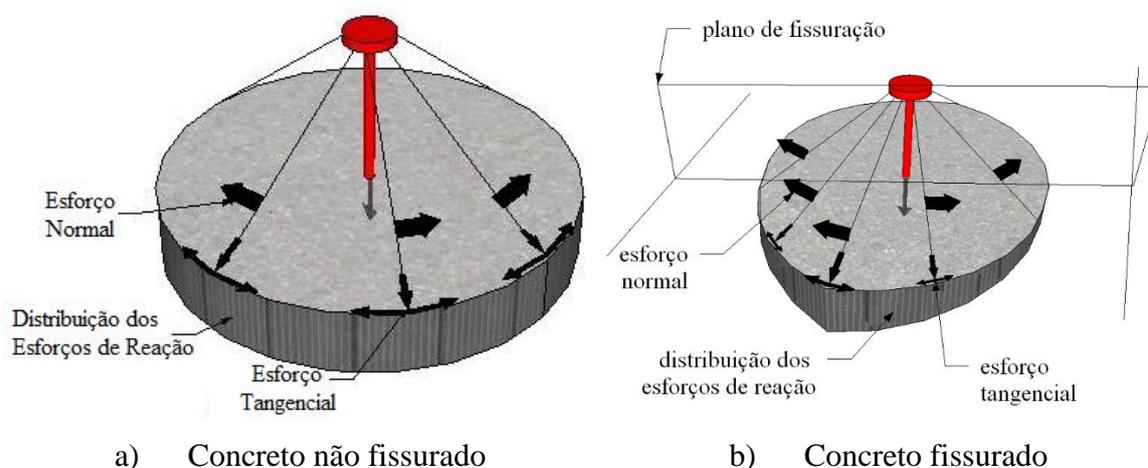


Figura 2.10 - Mecanismo de transferência de carga de tração no concreto, adaptado de ELIGEHAUSEN e OZBOLT (1992).



2.3. Fatores que Influenciam na Resistência ao Arrancamento de Conectores Embutidos em Elementos de Concreto

2.3.1. Efeito do espaçamento

A capacidade máxima de tração de conectores isolados é desenvolvida quando há um espaçamento suficiente entre conectores adjacentes ou borda livre do elemento de concreto. Em relação ao espaçamento (s) entre conectores, de acordo com o ACI 318 (2014), a inclinação do ângulo de ruptura (α) será igual a 35° e a projeção do cone de ruptura na superfície do concreto tem um diâmetro igual a 3 vezes o embutimento de ancoragem efetivo do conector (h_{ef}), então, para que um grupo de conectores desenvolva sua carga máxima de tração é necessário haver um espaçamento entre conectores igual a $3.h_{ef}$, de modo que se evite a sobreposição dos cones de concreto de conectores adjacentes, como ilustrado na Figura 2.11.

Assim, a carga máxima de n conectores será n vezes a capacidade resistente de um conector. Em contrapartida, se a distância (s) que separa dois conectores for inferior a este limite, a capacidade resistente do grupo de conectores será reduzida.

É recomendável que os conectores sejam instalados distantes da borda do elemento de concreto. Conforme OZBOLT e ELIGEHAUSEN (1990), esta distância mínima (c) deve ser igual $1,5.h_{ef}$. Outro efeito que a proximidade de borda produz é a redução da carga de ruptura

devido aos distúrbios de tensões ocasionados pela mudança da distribuição de tensões radialmente simétricas ao conector, que ocorre pela interrupção da projeção do cone de concreto, este efeito é análogo ao efeito de conectores instalados em concreto fissurado, como explica ELIGEHAUSEN *et al.* (2006). A Figura 2.12, mostra o efeito de borda, onde a carga de ruptura é linearmente proporcional à distância do conector até a borda (c).

Figura 2.11 – Projeção do cone de ruptura de 4 e 2 conectores com pequeno espaçamento.

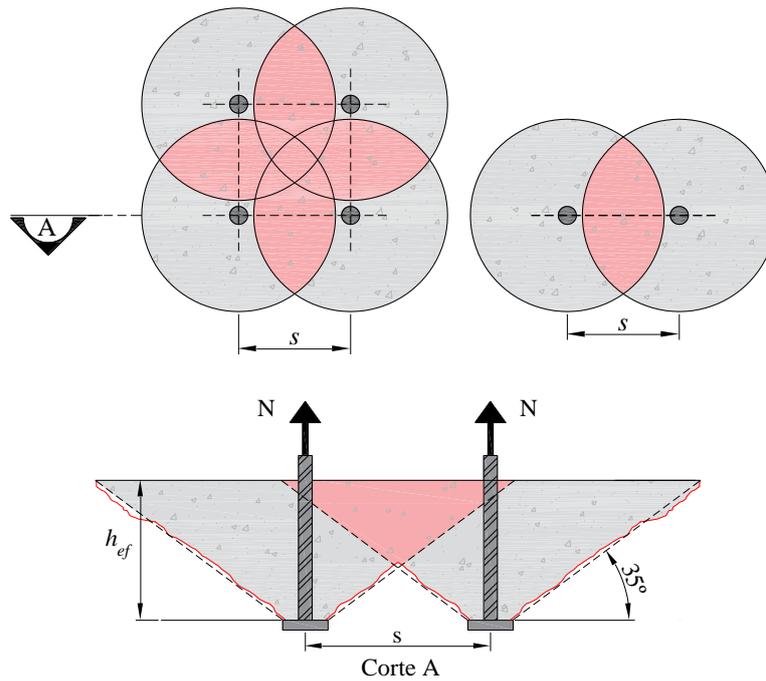
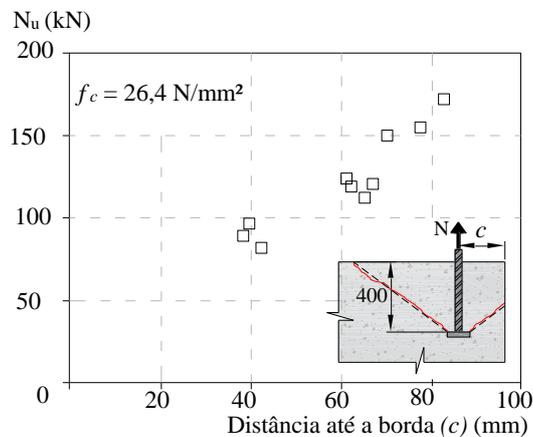


Figura 2.12 – Carga de ruptura em função da distância do conector até a borda, adaptado de FURCHE e ELIGEHAUSEN (1992).



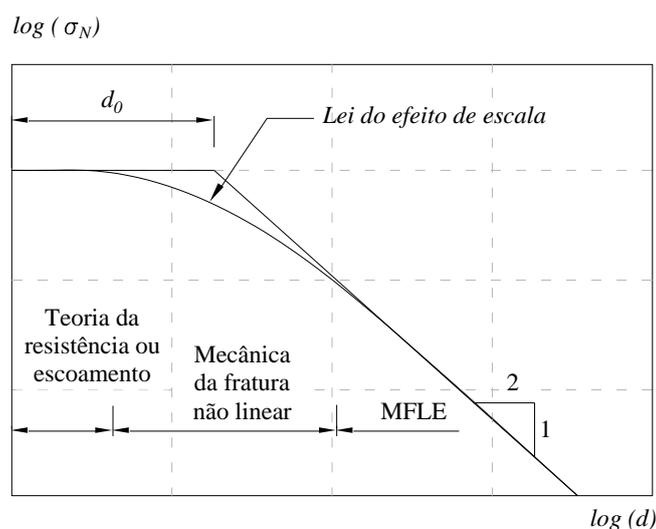
2.3.2. Embutimento de ancoragem efetivo (Efeito de escala)

O embutimento de ancoragem efetivo de conectores (h_{ef}) é um dos principais parâmetros que influenciam na carga de ruptura do cone de concreto. Conforme ASHOUR e ALQEDRA (2005) a carga de ruptura do cone de concreto é proporcional a $h_{ef}^{1,5}$. O fato do embutimento ser proporcional à potência 1,5, evidencia o efeito de escala em conectores embutidos em concreto.

Segundo BAZANT (1984) o efeito de escala é definido pela comparação da resistência nominal (tensão nominal na ruptura, σ_N) de estruturas geometricamente similares de diferentes tamanhos. Ainda, o efeito de escala é compreendido como dependente de σ_N , em relação ao tamanho d da estrutura, onde d é uma característica dimensional do elemento estrutural, sendo compreendido como o embutimento de ancoragem (h_{ef}) do conector e a tensão nominal na ruptura (σ_N) é a razão entre a carga de ruptura do cone de concreto (N_u) e a área do cone de ruptura na superfície do concreto (A_c).

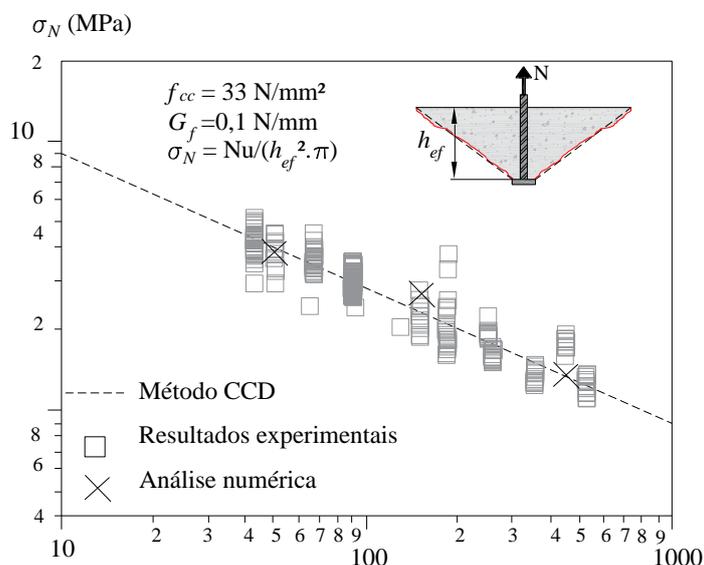
Em relação ao efeito de escala proposto por BAZANT (1984), é necessário compreender dois modelos de análise teórica do comportamento de elementos estruturais. A primeira teoria, conhecida como teoria da resistência, admite que o critério de ruptura é expresso em termos de tensões ou deformações, calculado de acordo com a teoria da elasticidade, plasticidade ou viscoplasticidade. O segundo, conhecido como mecânica da fratura linear elástica, admite que o critério de ruptura é expresso em termos da energia consumida por unidade de incremento do comprimento da fissura. No caso da teoria da resistência, σ_N é independente do tamanho do elemento estrutural, logo, não considera o efeito de escala. Em relação a mecânica da fratura linear elástica, todo o processo de fratura é assumido ocorrer em um ponto e σ_N decline em proporção a $d^{-0,5}$, ou seja, para conectores essa diminuição é proporcional a $h_{ef}^{-0,5}$. Conforme a BAZANT (1984), o efeito de escala prevê que a tensão nominal e as fissuras no momento da ruptura de estruturas de diferentes tamanhos são geometricamente similares. Em relação a Figura 2.13, d_0 é a dimensão máxima do elemento estrutural em que não ocorrerá a influência do efeito de escala.

Figura 2.13 – Lei do efeito de escala proposto por BAZANT (1984).



Baseando-se na lei do efeito de escala de BAZANT (1984), OZBOLT (2007) analisou numericamente e experimentalmente o efeito de escala, como mostrado na Figura 2.14, onde é plotado a resistência nominal de conectores com cabeça em função do embutimento de ancoragem efetivo. Pode ser observado que a resistência nominal do conector decresce com o aumento do embutimento de ancoragem e o efeito de escala é precisamente calculado pelo Método CCD (ver capítulo 2.4.1.3) que é baseado na mecânica da fratura. Segundo ELIGEHAUSEN *et al.* (1992) o efeito de escala possui significativa influência na carga de ruptura do cone de concreto devido ao alto gradiente de deformação e a relativamente pequena zona de processo de fratura.

Figura 2.14 - Efeito de escala na carga de ruptura do cone de concreto, adaptado de OZBOLT (2001).



2.3.3. Propriedades do concreto

É comum associar a resistência do cone de concreto à resistência do concreto, como a resistência à compressão (f_c) e à tração (f_{ct}) do concreto. Contudo, deve ser também associada às outras propriedades importantes do concreto, como a energia da fratura (G_f) e o módulo de elasticidade (E_c). Segundo OZBOLT e ELIGEHAUSEN (1993), o módulo de elasticidade do concreto influencia consideravelmente na carga de ruptura do cone de concreto, onde o aumento da carga de ruptura do cone de concreto é proporcional a $E_c^{2/3}$. OZBOLT e ELIGEHAUSEN (1993), através de análises numéricas, avaliaram a influência da energia da fratura do concreto (G_f) na carga de ruptura do cone de concreto, onde foi observado que, a carga de ruptura é proporcional a raiz quadra da energia da fratura do concreto ($\sqrt{G_f}$). ELIGEHAUSEN *et al.* (2006) observou que $\sqrt{E_c \cdot G_f}$ pode ser substituído com precisão por $\sqrt{f_c}$, pois ambos, E_c e G_f , são proporcionais a $\sqrt{f_c}$.

2.3.4. Diâmetro da cabeça do conector

Para analisar a influência da cabeça do conector, OZBOLT *et al.* (1999) realizou duas séries de análises computacionais. A primeira com modelos variando o tamanho da cabeça do conector em diferentes proporções: pequeno ($d_h/h_{ef} = 0,25$), onde d_h é diâmetro da cabeça do conector; médio ($d_h/h_{ef} = 0,30$); e grande ($d_h/h_{ef} = 0,56$); e mantendo as propriedades dos materiais e o embutimento constantes. A Figura 2.15 mostra o deslocamento em função da carga para os três modelos analisados. Os autores concluíram que a rigidez e a resistência aumentam com o aumento da relação d_h/h_{ef} e explicam o fenômeno devido às grandes relações d_h/h_{ef} gerarem superfícies de ruptura maiores, e para valores menores, há um efeito de escorregamento que reduz o comprimento de ancoragem. OZBOLT *et al.* (2007) também chegaram a resultados semelhantes, como ilustrado na Figura 2.16, pode ser visto que conforme aumenta-se o diâmetro da cabeça do conector a carga de ruptura aumenta e o deslocamento vertical (deslizamento do conector) decresce.

Figura 2.15 – Influência do diâmetro da cabeça do conector na carga de ruptura do cone de concreto, adaptado de OZBOLT *et al.* (1999).

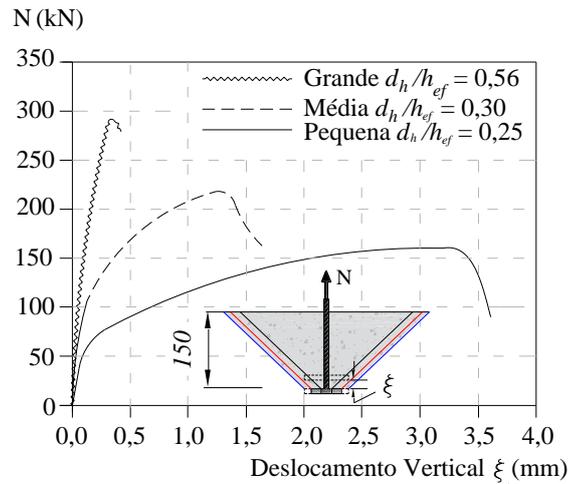
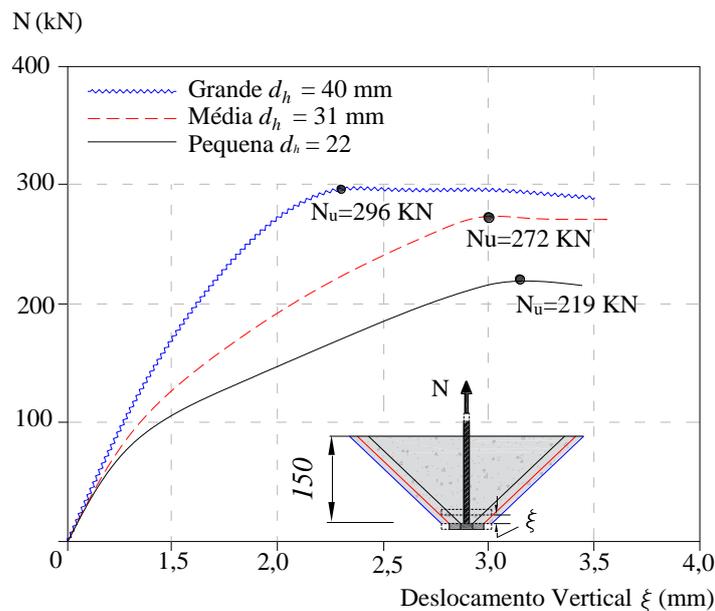


Figura 2.16 – Curva carga-deslocamento de três diferentes tamanhos de cabeça do conector, adaptado de OZBOLT *et al.* (2007)

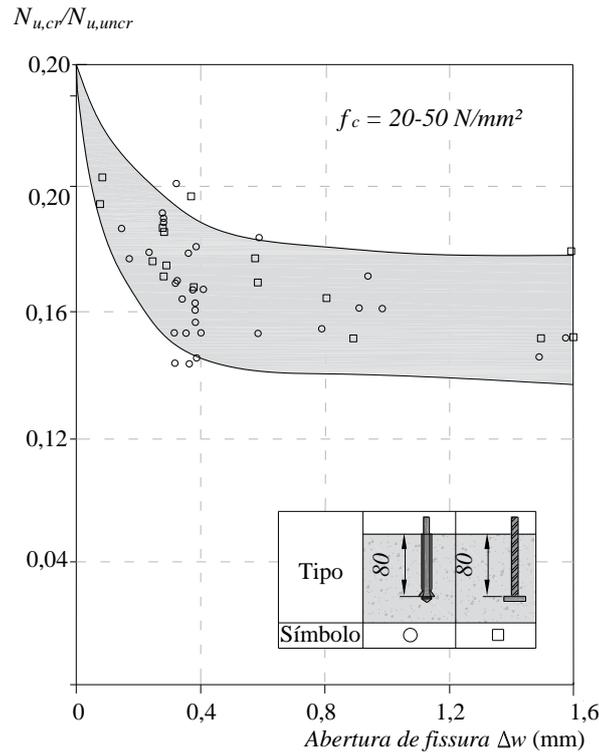


2.3.5. Abertura de fissura

Freqüentemente conectores são instalados em concreto fissurado, fato que pode mudar o comportamento e resistência do conector na carga de ruptura do cone de concreto. Um ponto importante de se estudar é a que nível de abertura de fissura inicia-se a perda de capacidade de carga do cone de concreto e qual a perda de resistência.

Conforme o estudo de ELIGEHAUSEN (1984), como mostrado na Figura 2.17, a abertura da fissura (w) influencia diretamente na carga de ruptura, de modo que abertura a partir de valores de 0,2 a 0,4, em média 0,3 mm, a carga de ruptura decresce, e para aberturas acima destes valores o decréscimo de resistência permanece em torno de 25%.

Figura 2.17 - Influência da abertura de fissura na resistência à tração de conectores de segurança e conectores com cabeça, adaptado de ELIGEHAUSEN (1984).



Estes resultados foram semelhantes ao trabalho de ELIGEHAUSEN e BALOGH (1995), onde foi plotado a relação $N_{u,cr}/N_{u,unck}$, em função da abertura de fissura no concreto, como mostrado na Figura 2.18, onde $N_{u,cr}$ é a carga última de tração de conectores instalados em concreto fissurado obtida por meio de resultados experimentais, e $N_{u,unck}$ é a estimativa de capacidade resistente do conector instalado em concreto não fissurado obtida pela Equação 2.2.

$$N_{u,unck} = k \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

k é uma constante que depende do tipo de conector, sendo 13,5 para conectores pós-instalados e 15,5 para pré-instalados;

f_{cc} é a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cúbico (MPa);

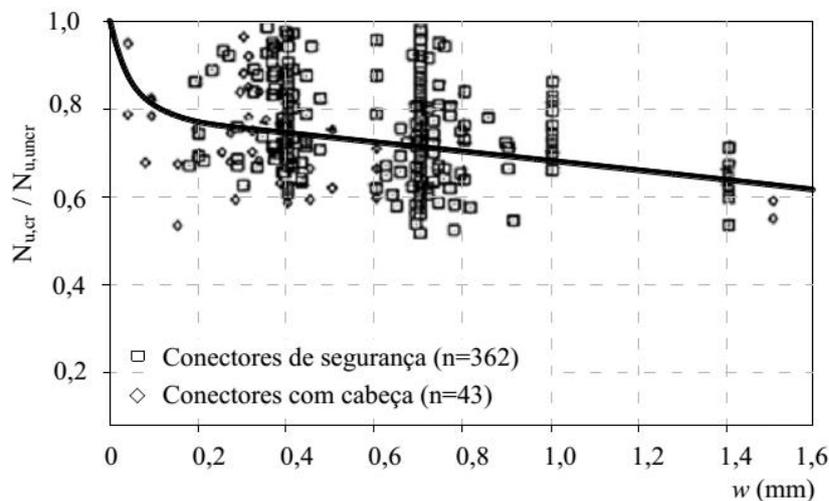
h_{ef} é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm).

Conforme ELIGEHAUSEN e BALOGH (1995), em uma abertura de fissura média (w) igual a 0,3 mm, a carga última é cerca de 75% do valor esperado para conectores instalados em concreto não fissurado e decresce gradualmente com o aumento da abertura de fissura, como mostrado na Figura 2.18.

Vale salientar que a NBR 6118 (2014) limita o valor da abertura de fissuras entre 0,2 e 0,4 para elementos estruturais em estado limite de serviço, sendo os mesmos valores obtidos no trabalho de ELIGEHAUSEN (1984), ou seja, a abertura de fissura é um parâmetro que deve ser considerado na verificação e dimensionamento de conectores instalados em concreto.

De acordo com ELIGEHAUSEN e BALOGH (1985), para pequenas aberturas de fissura (valores de até 0,2 mm) ainda ocorre a transferência de tensões de tração pelo engrenamento do agregado. Devido a este parâmetro, conforme ELIGEHAUSEN e BALOGH (1985), a carga de ruptura do cone de concreto sofre em média um decréscimo de 25%.

Figura 2.18 - Razão entre carga última de conectores instalados em concreto fissurado e instalados em concreto não fissurado em função da abertura de fissuras, adaptado de ELIGEHAUSEN e BALOGH (1995)



2.3.6. Adição de armadura complementar

Há situações em que não é possível ter um comprimento de ancoragem efetivo suficiente para suportar os esforços de tração solicitantes, isto geralmente acontece devido limitações geométricas do elemento estrutural, ao qual o conector será instalado, que impossibilita o aumento do embutimento de ancoragem do conector. Uma alternativa para se obter maior resistência, sem necessariamente aumentar o comprimento de ancoragem, é a utilização de armadura complementar junto ao conector (BUJNAK, BAHLEDA E FARBAK, 2014).

Segundo o FIB BULLETIN 58 (2011), a armadura complementar, como é mostrada na Figura 2.19, é utilizada para aumentar a carga de ruptura do cone de concreto, contudo, geralmente é mais efetivo aumentar a dimensão do embutimento de ancoragem. Quanto ao comportamento, este tipo de reforço gera um aumento considerável na resistência, rigidez e ductilidade do conector, como foi observado nos trabalhos de HENRIQUES *et al.* (2013) e BUJNAK, BAHLEDA e FARBAK (2014).

Conforme REHM *et al.* (1985), a forma mais eficiente de se utilizar armadura complementar é pelo uso de estribos instalados próximos ao conector, convenientemente ancorados. O FIB BULLETIN 58 (2011) e ACI 318 (2014), recomendam instalar a armadura complementar com espaçamento entre o conector e a armadura complementar não maior que $0,5.h_{ef}$ e com diâmetro não maior que 16 mm, isto se justifica pelo fato de que, a eficiência da utilização de armadura complementar depende diretamente da distância entre o conector e a armadura complementar, sendo maior o ganho de resistência, quanto mais próximo estiver do conector e ainda há uma redução de incremento de resistência quando a armadura complementar possuir diâmetros acima de 12,0 mm, estas observações foram apresentadas por FONTENELLE (2011), onde a autora observou que quanto mais distante do conector a armadura complementar estava disposta, menor era o acréscimo de resistência ao conector.

Em relação à resistência do conector com armadura complementar, teoricamente a carga de ruptura será consideravelmente maior quando comparada a conectores sem armadura complementar. Este aumento é fornecido por duas parcelas resistentes, uma proporcionada pelo concreto e a outra proporcionada pela armadura complementar. Conforme o FIB BULLETIN 58 (2011), a armadura complementar somente começará a absorver esforços após a total formação do cone de concreto.

Há poucos trabalhos que estudam o comportamento de conectores de aço reforçados com armadura complementar, devido a isto, no que tange a amplitude de cada parcela, pouco

se conhece a acerca de como cada parcela resistente pode colaborar com a resistência final. Este é um dos motivos que leva as recomendações normativas, como por exemplo as do ACI 318 (2014) e FIB BULLETIN 58 (2011), a considerarem apenas a parcela resistente da armadura complementar, o que geralmente tende a gerar resultados teóricos muito conservadores, como os resultados obtidos no trabalho de ROLLE (2003) e LEE *et al.* (2007).

Quando adicionado armadura complementar ao conector podem ocorrer dois novos modos de ruptura, além dos citados no item 2.2.1, sendo estas, a ruptura da armadura complementar e a ruptura por falha de aderência da armadura complementar no cone de concreto (HENRIQUES *et al.*, 2013).

A ruptura da armadura complementar ocorre quando os esforços solicitantes são maiores que os esforço resistentes desta armadura, ocorrendo o escoamento da armadura e ruptura da mesma, como mostrado na Figura 2.20a. A ruptura por falha de ancoragem ocorre quando os esforços solicitantes na armadura complementar inserida no cone de concreto são maiores que a capacidade resistente de aderência do comprimento de ancoragem (l_1) da armadura complementar inserida no cone de concreto, conseqüentemente ocorrendo deslizamento da barra da armadura complementar dentro do cone de concreto, conforme ilustrado na Figura 2.20b.

Figura 2.19 – Configuração da armadura complementar, adaptado de FIB BULLETIN 58 (2011).

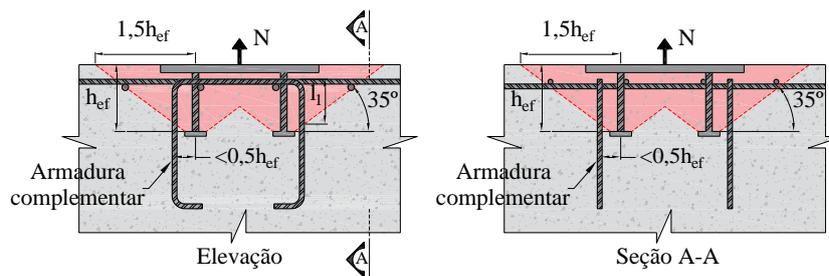
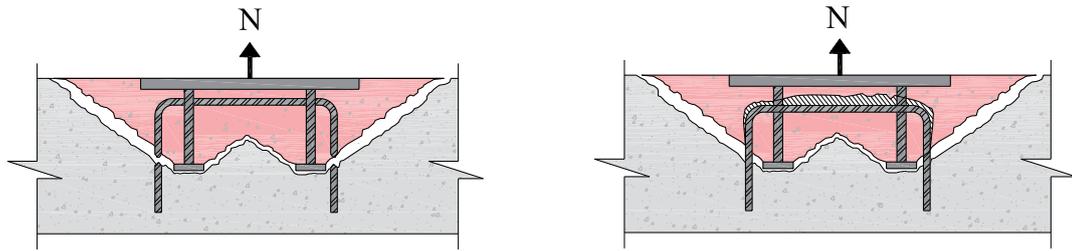


Figura 2.20 – Modos de ruptura de conectores reforçados com armadura complementar, adaptado de HENRIQUES *et al.* (2013).



a) Ruptura da armadura complementar

b) Ruptura por falha de ancoragem da armadura complementar dentro do cone de concreto

2.4. Modelos teóricos

2.4.1. Modelos que não levam em consideração armadura complementar

2.4.1.1. Método da Rigidez da Fratura

Este modelo teórico foi desenvolvido por ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989), que admitiram as pressuposições teóricas da teoria da mecânica da fratura linear, de modo que a carga de ruptura do cone de concreto de conectores pode ser calculada pela Equação 2.3.

$$N_u = 12,7 \cdot f_{cc}^{0,6} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.3}$$

A Equação 2.3 considera a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cúbico, para converter esta equação para tornar-se em função da resistência à compressão em corpo de prova cilíndrico será considerado a Equação 2.4.

$$f_c = 0,8 \cdot f_{cc} \quad \text{Equação 2.4}$$

Então, considerando a Equação 2.4 na Equação 2.3, obtém-se a Equação 2.5.

$$N_u = 14,48 \cdot f_c^{0,6} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.5}$$

2.4.1.2. Teoria do efeito de escala

Este modelo foi elabora por ELIGEHAUSEN *et al.* (1992), que se basearam na lei do efeito de escala de BAZANT (1984), onde a resistência nominal do concreto, $\sigma_N = N_u/A_c$, sobre a área da superfície do cone de ruptura, A_c , é a dada pela Equação 2.6.

$$\sigma_N = B \cdot f_{ct} \left(1 + \frac{h_{ef}}{h_0} \right)^{-0.5} \quad [N/mm^2, mm] \quad \text{Equação 2.6}$$

Sendo que, B e h_0 são constantes empíricas. A equação acima prevê uma transição gradual da solução plástica (sem efeito de escala), em pequenos embutimentos de ancoragem, para uma solução da mecânica da fratura linear (com grande efeito de escala) para grandes embutimento de ancoragem. Assumindo um diâmetro do cone projetado na superfície do elemento de concreto de $3 \cdot h_{ef}$, segundo REHM *et al.* (1988), os testes experimentais de conectores submetidos à tração resultaram em valores de $B = 0,62$ e $h_0 = 101$ mm.

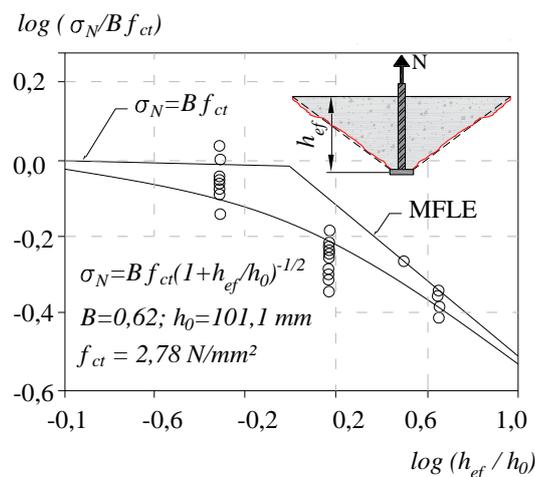
Na Figura 2.21 a razão $\sigma_N/(B \cdot f_{ct})$ é plotada em função de h_{ef}/h_0 em escala logarítmica dupla. Pode ser observado que para $h_{ef} = 450$ mm, os resultados experimentais estão próximos da solução da mecânica da fratura linear. Com $f_{ct} = 0,5 \cdot \sqrt{f_c}$ e $A_c = \pi \cdot 3h^2/4$, substituindo na Equação 2.6, obtemos a Equação 2.7.

$$N_u = 2,2 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^2 \cdot \left(1 + \frac{h_{ef}}{100} \right)^{-0.5} \quad [N/mm^2, mm] \quad \text{Equação 2.7}$$

Convertendo f_{cc} para f_c , obtemos a Equação 2.8.

$$N_u = 2,46 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^2 \cdot \left(1 + \frac{h_{ef}}{100} \right)^{-0.5} \quad [N/mm^2, mm] \quad \text{Equação 2.8}$$

Figura 2.21 – Efeito de escala da tensão de tração média acima da área do cone de ruptura, adaptado de ELIGEHAUSEN *et al.* (1992).



2.4.1.3. Método CCD (Concrete Cone Design)

O método CCD de FUCHS *et al.* (1995), é baseado no método de *kappa*, em que explica claramente o método de cálculo do fator *k* usado no método *kappa*. Este modelo torna claro a visualização do modelo físico, tornando-se de fácil compreensão para projetistas estruturais. O método admite que a projeção da ruptura na superfície do concreto assume um formato quadrado, o modelo pode ser visto na Figura 2.22. Sob carga de tração, a resistência última de um conector é calculado assumindo uma inclinação entre a superfície de ruptura e a superfície do elemento de concreto com valor de 35°. A resistência à tração de um conector em concreto, sem influência de borda ou sobreposição de cones de concreto de conectores próximos é dado pela Equação 2.9.

$$N_u = 15,5 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.9}$$

Convertendo f_{cc} para f_c , obtemos a Equação 2.10.

$$N_u = 17,33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

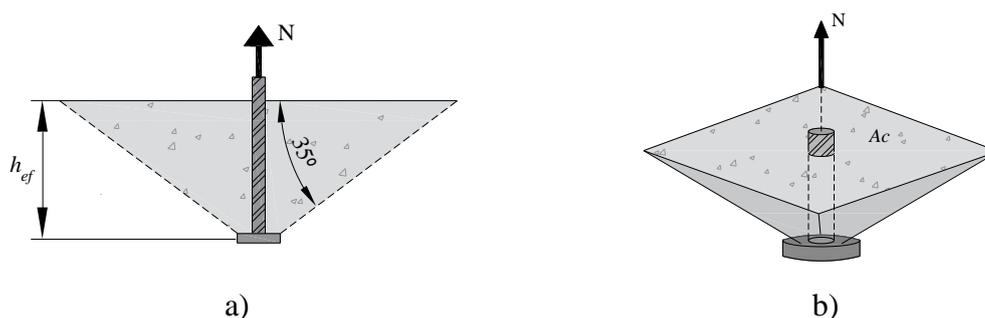
N_u é a carga de ruptura do cone de concreto (N);

f_{cc} é a resistência à compressão do concreto de acordo com ensaio de corpo de prova cúbico (N/mm²);

f_c é a resistência à compressão do concreto de acordo com ensaio de corpo de prova cilíndrico (N/mm²);

h_{ef} é o comprimento de ancoragem efetivo do conector (mm);

Figura 2.22 – Ruptura do cone de concreto de acordo com o método CCD.



2.4.1.4. OZBOLT *et al.* (2007)

O modelo teórico de OZBOLT *et al.* (2007) foi elaborado através de uma análise numérica 3D, comparando-se os resultados teóricos com resultados experimentais. O modelo possui um fator que considera o tamanho da cabeça do conector na carga de ruptura do cone de concreto, a formulação é expressa na Equação 2.11.

$$N_u = 15,5 \cdot \lambda^{kc} \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.11}$$

Convertendo f_{cc} para f_c , obtemos a Equação 2.12.

$$N_u = 17,33 \cdot \lambda^{kc} \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

f_{cc} é a resistência à compressão em corpo de prova cúbico (N/mm²);

f_c é a resistência à compressão em corpo de prova cilíndrico (N/mm²);

λ é um fator que considera a dimensão da cabeça do conector, podendo ser obtido pela Equação 2.13.

k_c é um parâmetro que considera a influência do h_{ef} na contribuição da dimensão da cabeça do conector na carga de ruptura, sendo obtido pela Equação 2.16.

$$\lambda = \frac{A_h}{A_{h,0}} \quad \text{Equação 2.13}$$

Onde:

A_h é a área da cabeça do conector em contato com o concreto (mm²), obtido a partir da Equação 2.15

$A_{h,0}$ é obtido a partir da Equação 2.14.

$$A_{h,0} = \frac{17,33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5}}{20 \cdot f_c} \quad \text{Equação 2.14}$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_s^2) \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde:

d_h é o diâmetro da cabeça do conector (mm);

d_s é o diâmetro da barra do conector (mm).

$$k_c = \frac{\sqrt{h_{ef}}}{100} \quad \text{Equação 2.16}$$

2.4.1.5. ELIGEHAUSEN *et al.* (1992)

O método de ELIGEHAUSEN *et al.* (1992), é um modelo empírico que é baseado em resultados experimentais dos autores, onde a resistência do concreto foi de 31,2 N/mm² em média e o embutimento de ancoragem efetivo teve os valores de 50, 150 e 450 mm. Os ensaios de tração de conectores foram feitos em concreto não fissurado. A resistência última à tração de conectores será obtida pela Equação 2.17.

$$N_u = 10 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,6} \quad \text{Equação 2.17}$$

Convertendo f_{cc} para f_c , obtemos a Equação 2.18.

$$N_u = 11,18 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,6} \quad \text{Equação 2.18}$$

Onde:

N_u é a carga última (N);

f_c é a resistência à compressão do concreto, obtido com ensaio de corpo de prova cúbico (N/mm²);

h_{ef} é o embutimento de ancoragem efetivo (mm).

2.4.2. Modelos que levam em consideração armadura complementar

2.4.2.1. INFASO (2014)

Este modelo teórico admite que, para conectores com armadura complementar, a parcela resistente da armadura complementar e do concreto atuam em conjunto na resistência última de conectores. A componente da armadura complementar na tração foi baseada em estudos empíricos. O modo de ruptura de conectores com armadura complementar submetidos à tração, pode ocorrer de dois modos, sendo pela ruptura do cone de concreto juntamente com o escoamento da armadura complementar ou pela ruptura do cone e ocorrendo a falha de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto.

A resistência última à tração considerando a ruptura do cone de concreto juntamente com o escoamento da armadura complementar, deverá ser obtido a partir da Equação 2.19.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa} + \delta_{y,aa} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência à tração de um conector isolado (N), sem armadura complementar, conforme a Equação 2.20;

$N_{u,aa}$ é a resistência da armadura complementar, admitindo o escoamento das barras (N), conforme a Equação 2.21;

$\delta_{y,aa}$ é o deslocamento que ocorre em função da carga de escoamento da armadura complementar $N_{u,aa}$ (mm), conforme a Equação 2.22;

$k_{c,de}$ é a rigidez do cone de concreto (N/mm), conforme a Equação 2.23.

$$N_u^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde:

k_1 é igual a 8,9 e 12,7 para concreto fissurado e não fissurado, respectivamente;

f_c é a resistência à compressão do concreto (N/mm²);

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

$$N_{u,aa} = n_{aa} \cdot A_{s,aa} \cdot f_{y,aa} \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

n_{aa} é o número de pernas de armadura complementar;

$A_{s,aa}$ é a área de seção transversal da armadura complementar (mm²);

$f_{y,aa}$ é a tensão de escoamento da armadura complementar (N/mm²).

$$\delta_{y,aa} = \frac{2 \cdot N_{u,aa}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.22}$$

Onde:

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

d_s é o diâmetro da barra do conector (mm);

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_c} \quad \text{Equação 2.23}$$

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

A resistência última à tração considerando a ruptura do cone de concreto juntamente com a falha de ancoragem da armadura complementar dentro do cone de concreto, deverá ser obtido a partir da Equação 2.24.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa,b} + \delta_{y,aa,b} \cdot k_c \quad \text{Equação 2.24}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência à tração de um conector isolado (N), sem armadura complementar, conforme a Equação 2.20;

$N_{u,aa,b}$ é a carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura complementar (N), conforme a Equação 2.25;

$\delta_{y,aa,b}$ é o deslocamento correspondente à carga em que ocorre a falha de ancoragem da armadura complementar (mm) e pode ser obtido pela Equação 2.27;

k_c é a rigidez do cone de concreto (N/mm), conforme a Equação 2.23.

$$N_{u,aa,b} = n_{aa} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bu} \quad \text{Equação 2.25}$$

Onde:

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

l_1 é o comprimento de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto (mm), onde por ser visto na Figura 2.23;

d_s é o diâmetro da armadura complementar (mm);

f_{bu} é a resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto (N/mm²), de acordo com valor a Equação 2.26.

$$f_{bu} = 2,25 \cdot f_{ct} \quad \text{Equação 2.26}$$

Sendo f_{ct} a resistência à tração do concreto (N/mm²).

$$\delta_{y,aa,b} = \frac{2 \cdot N_{u,aa,b}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_{aa}^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.27}$$

Onde:

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

d_s é o diâmetro da barra do conector (mm);

n_{aa} é o número de pernas da armadura complementar.

2.5. Recomendações normativas

2.5.1. FIB BULLETIN 58 (2011)

2.5.1.1. Conectores sem armadura complementar

Segundo a FIB BULLETIN 58 (2011), a resistência característica à tração de um conector sem efeito de borda ou conectores adjacentes para a ruptura do cone de concreto é calculado conforme a Equação 2.28.

$$N_u = N_u^0 \cdot \psi_{re} \quad \text{Equação 2.28}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência característica de um conector sem influência de borda e conectores adjacentes (N), sendo calculado pela Equação 2.29, onde a resistência do cone de concreto aumenta segundo $h_{ef}^{1.5}$. Isto está de acordo com resultados experimentais e analíticos baseados na mecânica da fratura.

$$N_u^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{Equação 2.29}$$

Onde:

f_c é resistência à compressão do concreto (N/mm²);

h_{ef} é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm);

k_1 é uma constante que leva em consideração o estado de fissuração do concreto com valores de 8,9 e 12,7 para concreto fissurado e não fissurado, respectivamente.

O fator ψ_{re} considera a resistência reduzida de conectores com um comprimento de ancoragem $h_{ef} < 100$ mm, instalados em um elemento de concreto com pequeno espaçamento entre armaduras, sendo calculado pelas Equação 2.30 e Equação 2.31

$$\psi_{re} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \begin{cases} s_r < 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ \text{ou } s_r < 100 \text{ mm (para } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.30}$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \begin{cases} s_r \geq 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r \geq 100 \text{ mm (para } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.31}$$

Sendo s_r o espaçamento da armadura do elemento de concreto.

2.5.1.2. Conectores com armadura complementar

Para a resistência à tração de conectores com armadura complementar, como ilustrado na Figura 2.23, admite-se que a resistência última será suportada apenas pela armadura complementar e o esforço de projeto em cada perna da armadura complementar deve ser calculado usando o modelo de bielas e tirantes. O diâmetro máximo da armadura complementar deve ser 16 mm e a distância entre o eixo do conector e a armadura complementar não deve ser maior que $0,5 \cdot h_{ef}$.

Quanto a resistência à tração de conectores com armadura complementar, deve-se fazer duas verificações, a primeira voltada ao escoamento das barras da armadura complementar e a segunda em relação falha de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto (ver Figura 2.20).

Este modelo admite que apenas a armadura complementar resistirá aos esforços de tração do conector após a total formação do cone de concreto, logo, a resistência à tração do conector será considerado como o esforço necessário para o escoamento da armadura complementar ($N_{u,aa}$), conforme a Equação 2.32.

$$N_{u,aa} = n \cdot A_{s,aa} \cdot f_{y,aa} \quad \text{Equação 2.32}$$

Onde:

$N_{u,aa}$ é a resistência de escoamento das barras da armadura complementar (N);

n é o número de barras (pernas) da armadura complementar;

$A_{s,aa}$ é a área da seção transversal da armadura complementar (mm²);

$f_{y,aa}$ é a tensão de escoamento da armadura complementar, não maior que 500 N/mm².

A resistência de projeto $N_{u,aa,b}$ da armadura complementar associado com a falha de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto é dado pela Equação 2.33. Este modelo considera que a armadura complementar estará suficientemente ancorada no elemento estrutural, contudo poderá ocorrer o deslizamento das barras da armadura complementar dentro do cone de concreto.

$$N_{u,aa,b} = \sum_n \left(\frac{l_1 \cdot u \cdot f_{bd}}{\alpha_{aa}} \right) \quad \text{Equação 2.33}$$

Onde:

l_1 é comprimento de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto (ver Figura 2.23), recomenda-se que este valor seja $\geq 4 \cdot d_s$;

u é a circunferência de uma barra da armadura complementar;

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

f_{bd}^0 é a resistência de aderência de projeto de acordo com CEB-FIP Model Code 1990 (1993), este valor pode ser obtido a partir da Tabela 2.1;

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;

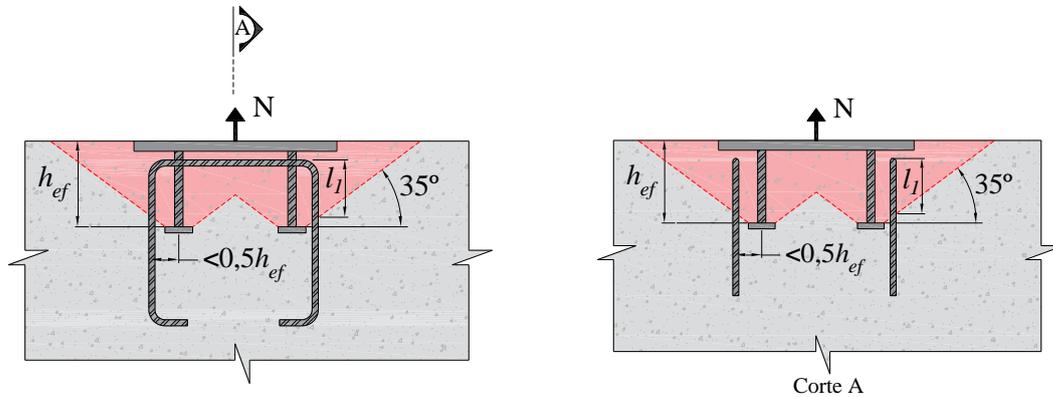
k_7 é um fator que considera o efeito do confinamento do concreto na resistência de aderência, com valor de 1,0 para cobrimento da armadura complementar $\leq 10 \cdot d_s$ e 1,5 para cobrimento $> 10 \cdot d_s$;

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

Tabela 2.1 – Tensão de aderência de projeto f_{bd}^0 para boas condições de aderência.

| | | | | | | | |
|------------------|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| f_c (MPa) | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| f_{bd}^0 (MPa) | 2,3 | 3 | 3,6 | 4,2 | 4,6 | 5,2 | 5,7 |

Figura 2.23 – detalhe construtivo da armadura complementar.



2.5.2. ACI 318-14

O modelo proposto pelo ACI 318 (2014), para conectores sem armadura complementar, assume um prisma de ruptura do concreto com ângulo de aproximadamente 35°, considerando conceitos da mecânica da fratura. A resistência de ancoragem à tração admitindo a ruptura do cone de concreto para um único conector pré-instalado sem influência de borda ou conectores adjacentes pode ser estimada pela Equação 2.34.

$$N_u = N_u^0 \cdot \psi_c \quad \text{Equação 2.34}$$

Onde:

ψ_c é um fator que considera a não fissuração do concreto, com valores de 1,0 e 1,25, para conectores em concreto fissurado e não fissurado, respectivamente. Salienta-se que este fator apenas deve ser considerado 1,25, se for feita uma análise que indique que no local não haverá fissuras;

N_u^0 é a resistência última de um conector considerando a ruptura do cone de concreto (N) e pode ser calculado a partir da Equação 2.35.

$$N_u^0 = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.35}$$

Onde:

k é um fator que considera o tipo de conector, com valor de 10 para conectores pré-instalados e com cabeça.

f_c é a resistência à compressão do concreto (N/mm²);

h_{ef} é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm).

Considerando as especificações acima, a Equação 2.35, para concreto não fissurado, torna-se:

$$N_u = 12,5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.36}$$

A Equação 2.36 se aplica a embutimentos de ancoragem menores que 280 mm e para valores entre 280 mm e 635 mm, a norma recomenda que a carga de ruptura do cone de concreto (N_u^0) não exceda:

$$N_u^0 = 3,9 \cdot \psi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{5/3} \quad \text{Equação 2.37}$$

Esta norma também possui recomendações para conectores com armadura complementar, sendo iguais as recomendações do FIB BULLETIN 58 (2011).

2.5.3. EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997)

Esta norma recomenda que para o cálculo da resistência característica de um conector, considerando a ruptura do cone de concreto, deve-se seguir a Equação 2.38.

$$N_u = N_u^0 \cdot \psi_{re} \quad \text{Equação 2.38}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência de um conector, podendo ser obtido a partir da Equação 2.39.

$$N_u = k_1 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.39}$$

Convertendo f_{cc} para f_c , obtém-se:

$$N_u = 1,118 \cdot k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.40}$$

Onde:

k_1 é igual a 7,2 e 10,1 para concreto fissurado e não fissurado, respectivamente;

f_{cc} é a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cúbico (N/mm²);

f_c é a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico (N/mm²);

h_{ef} é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm).

ψ_{re} é o fator que considera o efeito do espaçamento da armadura do elemento de concreto na resistência à tração do conector, sendo obtido a partir das Equação 2.41 e Equação 2.42.

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \begin{cases} s_r < 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r < 100 \text{ mm (para } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.41}$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \begin{cases} s_r \geq 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r \geq 100 \text{ mm (para } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.42}$$

Onde:

s_r é o espaçamento da armadura do elemento de concreto armado, tais como armadura de flexão (mm).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Considerações gerais

O programa experimental visou avaliar o comportamento na resistência à tração em conectores de aço pré-instalados em concreto armado. Com objetivos específicos de determinar os efeitos do nível de fissuração do concreto e adição de armadura complementar junto do conector, na capacidade resistente dos conectores de aço. Cabe salientar que, tanto os espécimes de concreto, como os conectores foram executados com dimensões onde fosse possível o ensaio de tração de conectores sem influência de borda e que, a ruptura fosse governada pela resistência do cone de concreto.

O estudo específico dos efeitos do nível de fissuração do concreto no comportamento de conectores teve como principal variável a taxa de armadura de flexão (ρ_f), onde o estudo foi feito com dois comprimentos diferentes embutimentos de ancoragem efetivo, sendo 60 mm e 110 mm. Para o estudo dos efeitos da adição de armadura complementar junto do conector, as principais variáveis foram o diâmetro da armadura complementar, o espaçamento entre a mesma e o conector, e a inclinação desta armadura.

Foram ensaiados à tração 16 conectores de aço do tipo pino pré-instalados em vigas de concreto armado. Os ensaios foram divididos em duas séries. A primeira série avaliou a influência do nível de fissuração do concreto no comportamento à tração dos conectores e a segunda série avaliou a influência da adição e do arranjo da armadura complementar no comportamento à tração.

3.2. Características dos espécimes ensaiados

3.2.1. Características da 1ª série de ensaios

Na primeira série de ensaios optou-se por variar a taxa de armadura de flexão dos espécimes, pois esta característica influencia no grau de fissuração do concreto. Foram realizados 9 ensaios à tração de conectores embutidos em vigas com dimensões iguais a 350 mm de largura, 200 mm de altura e 900 mm de comprimento. Os espécimes ensaiados possuíam dois diferentes valores de embutimento de ancoragem efetivo do conector, sendo 60 mm e 110 mm. A taxa de armadura de flexão variou de 0,13% a 1,24% para embutimento

efetivo com 60 mm e de 0,33% a 3,21% para embutimento com 110 mm. Para o embutimento de ancoragem efetivo igual a 60 mm o diâmetro do corpo e da cabeça do conector foram 10 mm e 30 mm, respectivamente. Para embutimento efetivo com 110 mm, o diâmetro do corpo e da cabeça do conector foram 16 mm e 51 mm, respectivamente. Ressalta-se que, quanto a dimensão da cabeça do conector, foram obedecidas as recomendações da ASTM A970 (2015), onde a mesma recomenda que a diâmetro da cabeça do conector seja pelo menos 3 vezes o diâmetro da haste do conector.

As características dos espécimes ensaiados são apresentadas na Tabela 3.1 e o detalhamento geral das armaduras é mostrado na Figura 3.1. Para a melhor visualização das características dos espécimes optou-se por utilizar uma nomenclatura que torna clara a compreensão das principais variáveis do espécime ensaiado, facilitando a comparação dos resultados experimentais. Esta nomenclatura é mostrada no rodapé da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características dos espécimes da 1ª série de ensaios.

| Espécime | Geometria | Conector | | | Armadura de flexão | | |
|------------|-------------|------------------|---------------|---------------|--------------------|------------------|-----------------|
| | d (mm) | h_{ef} (mm) | d_s (mm) | d_h (mm) | nº de barras | ϕ_f (mm) | ρ_f (%) |
| F-60-0,1 | 171 | 60 | 10 | 30 | 4 | 5 | 0,13 |
| F-60-0,3 | 172 | | | | 4 | 8 | 0,33 |
| F-60-0,5 | 170 | | | | 4 | 10 | 0,53 |
| F-60-1,2 | 170 | | | | 4 | 12,5 | 1,24 |
| F-110-0,3 | 175 | 110 | 16 | 51 | 4 | 8,0 | 0,33 |
| F-110-0,5 | 176 | | | | 4 | 10,0 | 0,51 |
| F-110- 0,8 | 176 | | | | 4 | 12,5 | 0,8 |
| F-10- 1,6 | 166 | | | | 8 | 12,5 | 1,69 |
| F-110- 3,2 | 168 | | | | 6 | 20,0 | 3,21 |

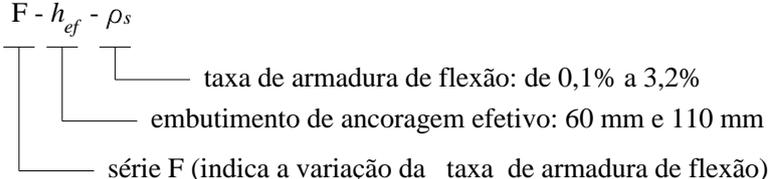
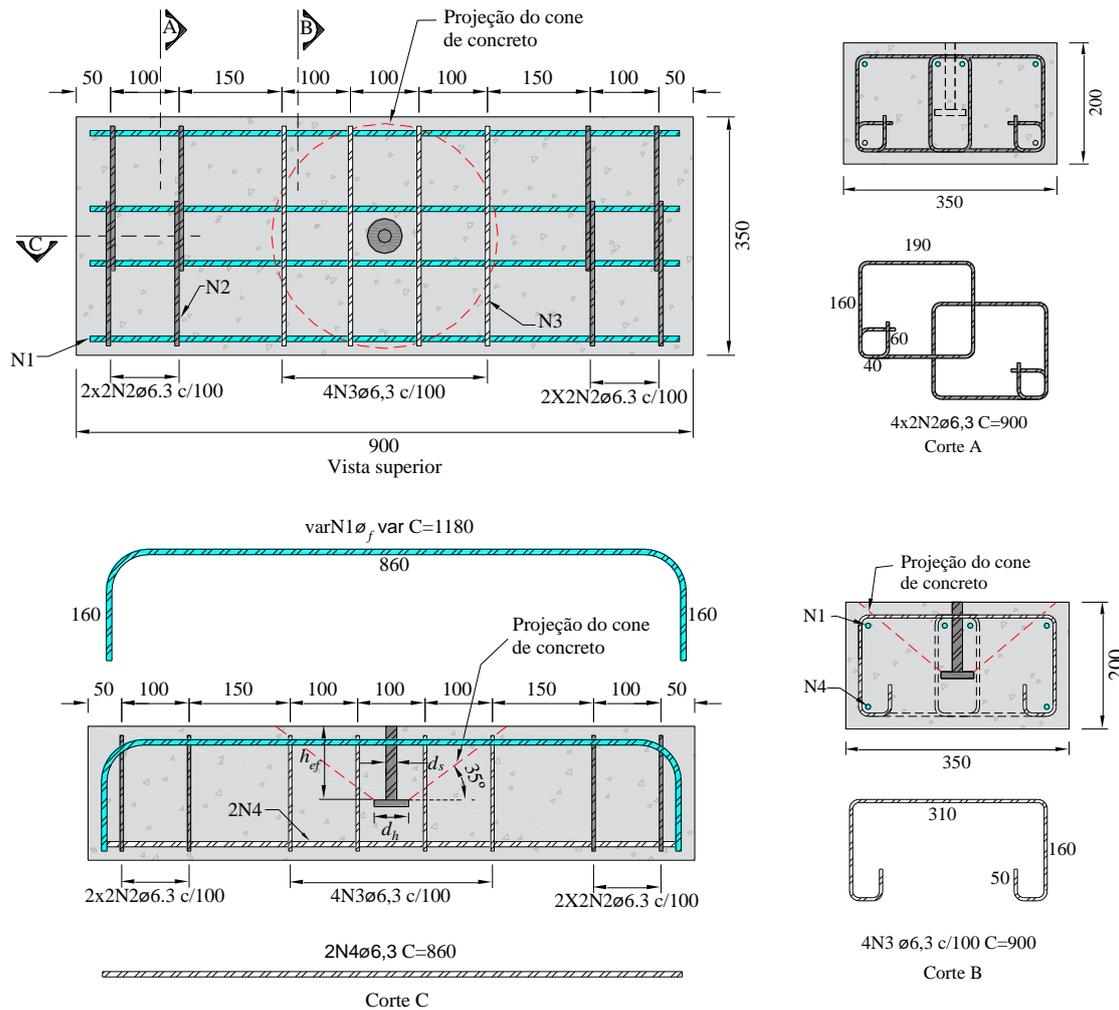
Obs.:
 $b_w = 350$ mm; $h = 200$ mm; $L = 900$ mm; $f_c = 30,0$ MPa.
 F - h_{ef} - ρ_s


Figura 3.1 – Detalhamento dos espécimes da 1ª série.



3.2.2. Características da 2ª série de ensaios

A segunda série de ensaios buscou avaliar a influência da adição de armadura complementar. Foram realizados 7 ensaios de arrancamento com diferentes configurações e disposições da armadura complementar, onde as principais variáveis foram o diâmetro da armadura complementar, o número de pernas dentro do cone de concreto, a distância do eixo do conector até o eixo da armadura complementar e a inclinação da armadura complementar. Cabe salientar que, a armadura complementar é composta de estribos disposto próximos do conector, na região que compreendia a formação do suposto cone de concreto.

As dimensões dos espécimes foram de 350 x 200 x 900 mm, iguais às dimensões da 1ª série de ensaios. As taxas de armadura de flexão permaneceram constantes para todos os espécimes, sendo adotado o mesmo valor usado no espécime F-110-0,5 da 1ª série de ensaios

(0,51%). Esta consideração foi feita visando a comparação dos resultados de espécimes com características semelhantes com e sem armadura complementar.

As características dos espécimes da 2ª série de ensaios são apresentadas na Tabela 3.2. Dentre os 7 espécimes, 5 possuíam características semelhantes (A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125), com apenas uma camada de armadura complementar, ou seja, apenas quatro pernas da armadura complementar estavam dispostas na área de projeção do cone de concreto e simetricamente espaçadas, onde a variável destes espécimes foram o diâmetro (Φ_{aa}) e o espaçamento da armadura complementar ao conector (s_0), o detalhamento deste espécimes é mostrado na Figura 3.2 e Figura 3.3. Um dos espécimes possuía armadura complementar com uma inclinação (α_{aa}) de 50° (Aw4-6-50-0), esta inclinação era proporcionada pela configuração do estribo utilizado, em formato de “w”, o detalhamento deste espécime é ilustrado na Figura 3.4 e Figura 3.5. Por final, um dos espécimes possuía duas camadas de armadura complementar (A8-6-45-35), com 8 pernas dentro do cone de concreto, onde o detalhamento do mesmo pode ser visto na Figura 3.6 e Figura 3.7.

Tabela 3.2 – Características dos espécimes da 2ª série de ensaios.

| Espécime | Geometria | Conector | Armadura complementar | | | | | |
|-------------|-------------|------------------|-----------------------|---------------------|---------------|---------------|--------------|----------------------|
| | d (mm) | h_{ef} (mm) | $n^{\circ} \Phi_{aa}$ | Φ_{aa} (mm) | S_0 (mm) | S_r (mm) | S_0/h_{ef} | α_{aa} (°) |
| A4-6,3-62-0 | 178 | 112 | 4 | 6,3 | 62,5 | - | 0,56 | 90° |
| A4-5-50-0 | 172 | 110 | 4 | 5 | 50 | - | 0,45 | 90° |
| A4-6-50-0 | 170 | 110 | 4 | 6,3 | 50 | - | 0,45 | 90° |
| A4-8-50-0 | 168 | 110 | 4 | 8 | 50 | - | 0,45 | 90° |
| A8-6-45-35 | 168 | 109 | 8 | 6,3 | 45 | 35 | 0,41 | 90° |
| A4-6-125 | 169 | 113 | 4 | 6,3 | 125 | - | 1,11 | 90° |
| Aw4-6-50-0 | 165 | 109 | 4 | 6,3 | 50 | - | 0,46 | 50° |

Obs.:
 $f_c = 30$ MPa; $b_w = 350$ mm; $h = 200$ mm; $L = 900$ mm $d_s = 20$ mm; $d_h = 60$ mm

Awn - Φ_{aa} - s_0 - s_r

distância entre a 1ª camada de armadura de ancoragem e 2ª camada (para conectores com 2 camadas de armadura de ancoragem)

distância entre a 1ª camada de armadura de ancoragem e o conector

Φ_{aa} indica o diâmetro da armadura de ancoragem

Série A (indica a utilização de armadura de ancoragem no espécime), com a indicação "w" para o conector com armadura de ancoragem do tipo "w" e "n" indica o número de pernas da armadura de ancoragem

Figura 3.2 - Detalhamento dos demais espécimes A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125.

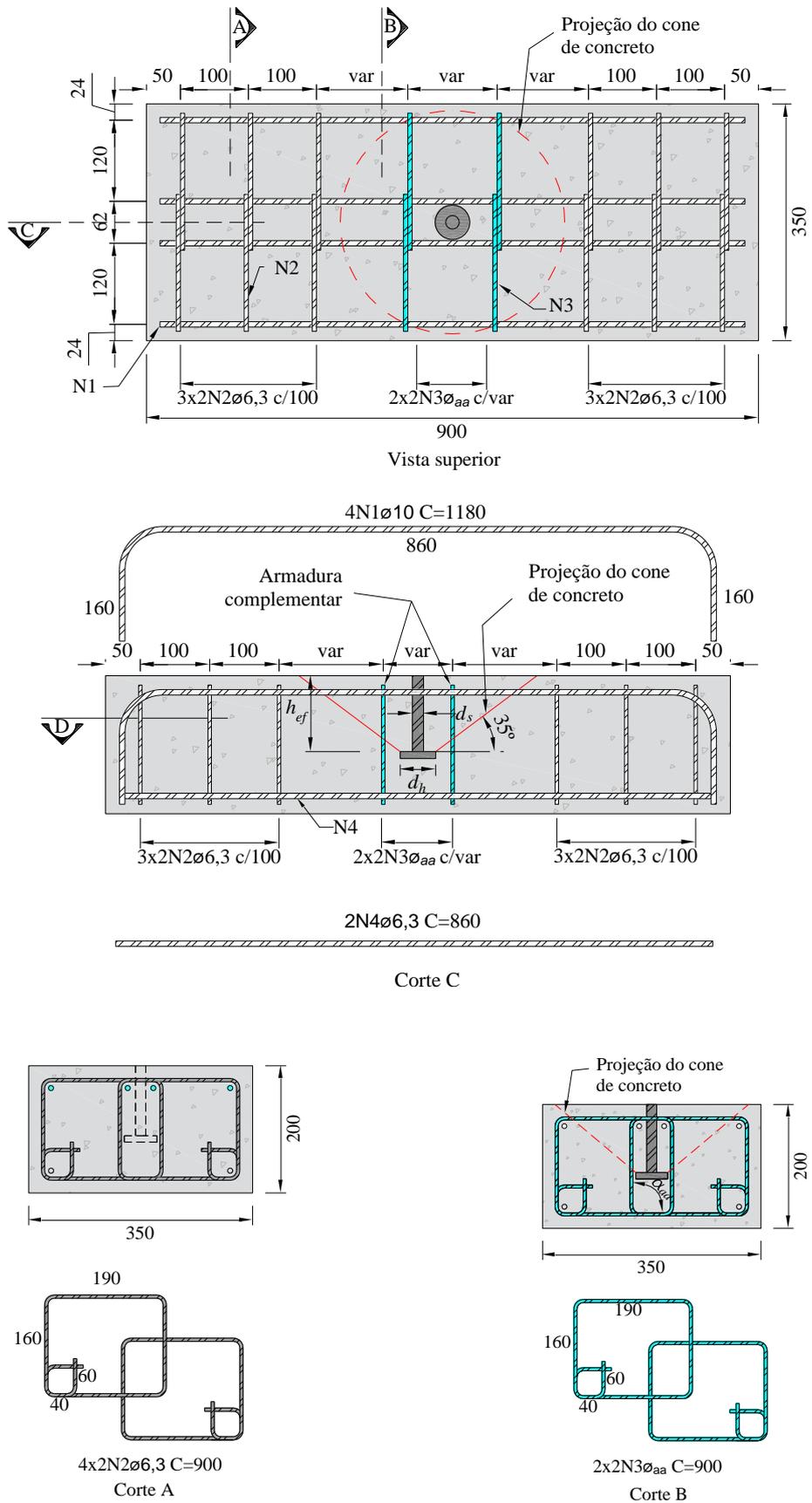


Figura 3.3 - Detalhamento dos demais espécimes A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125.

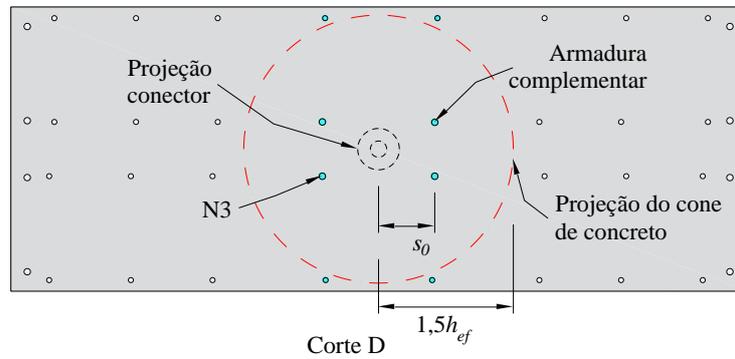


Figura 3.4 - Características do espécime Aw4-6-50-0.

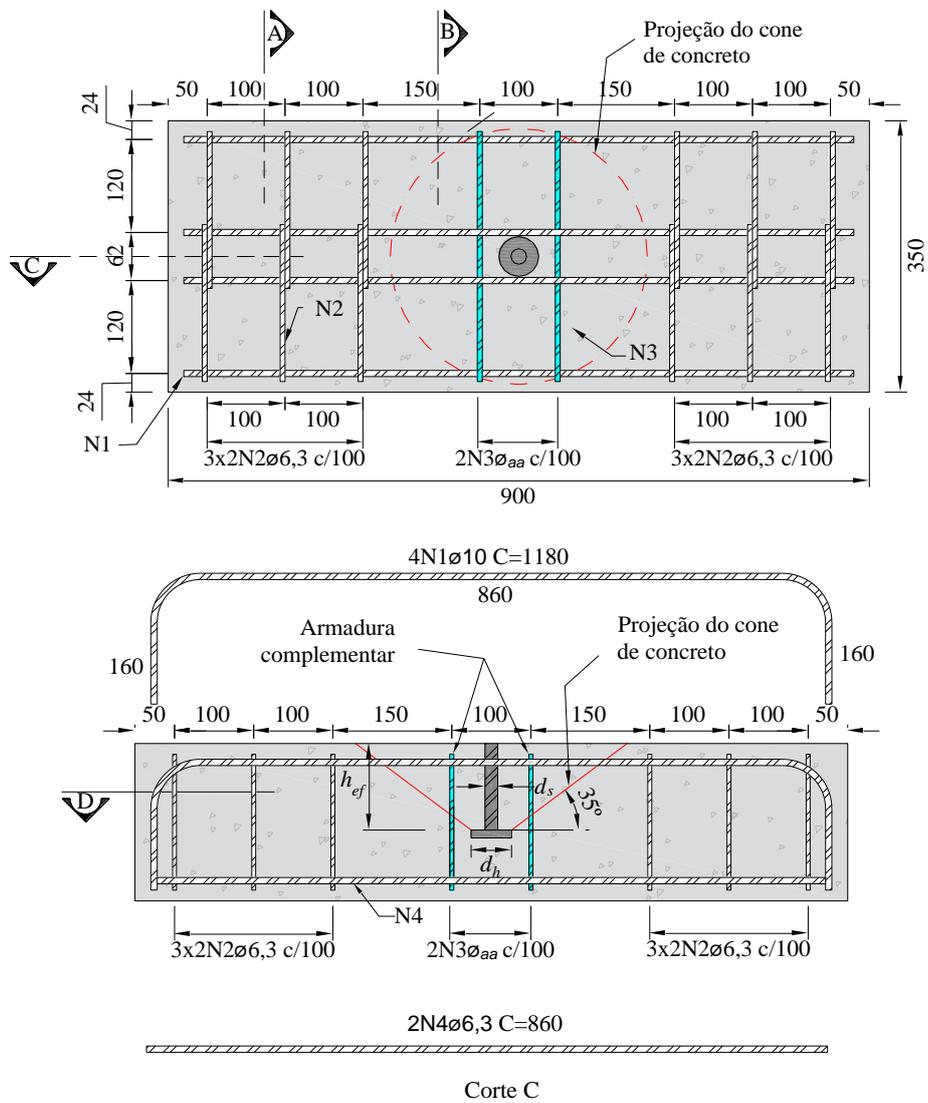


Figura 3.5 - Características do espécime Aw4-6-50-0.

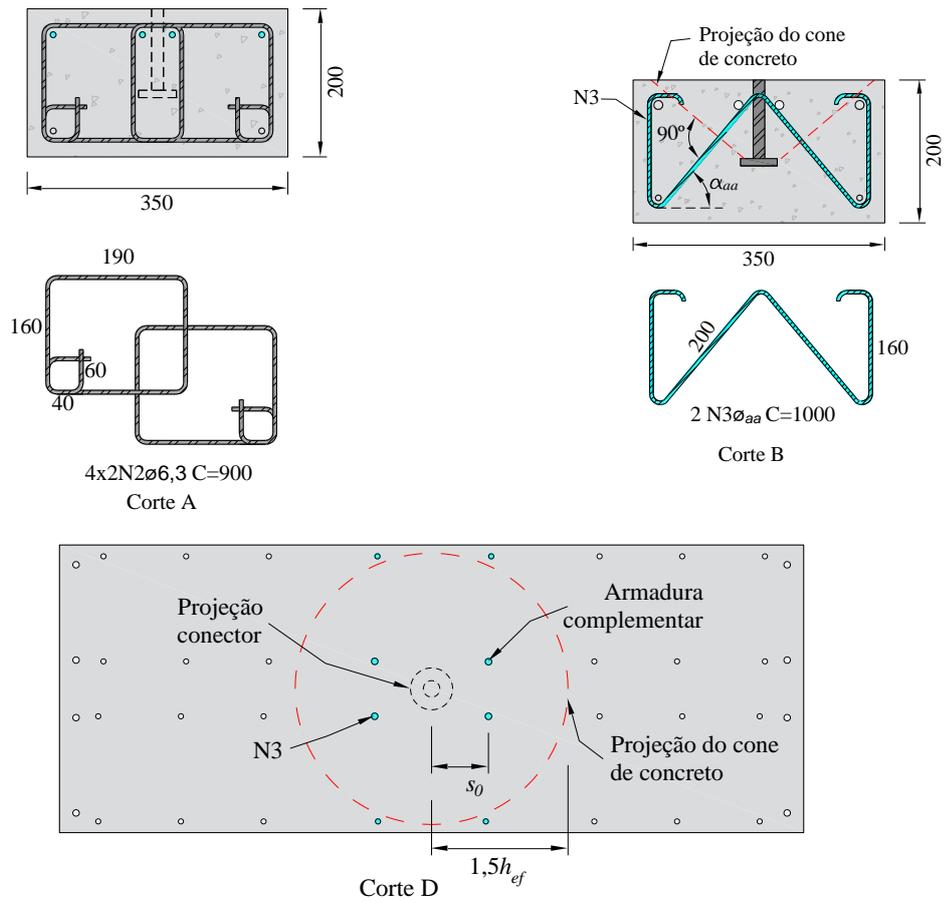


Figura 3.6– Detalhamento do espécime A8-6-45-35.

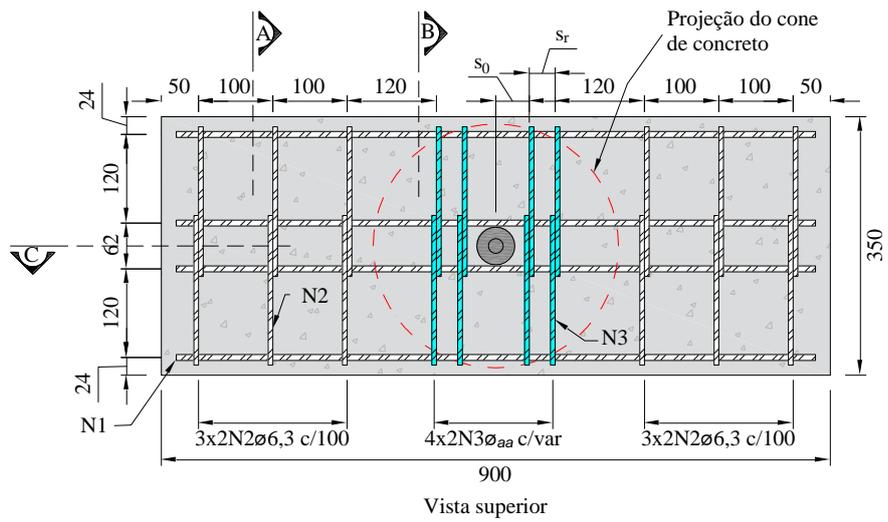
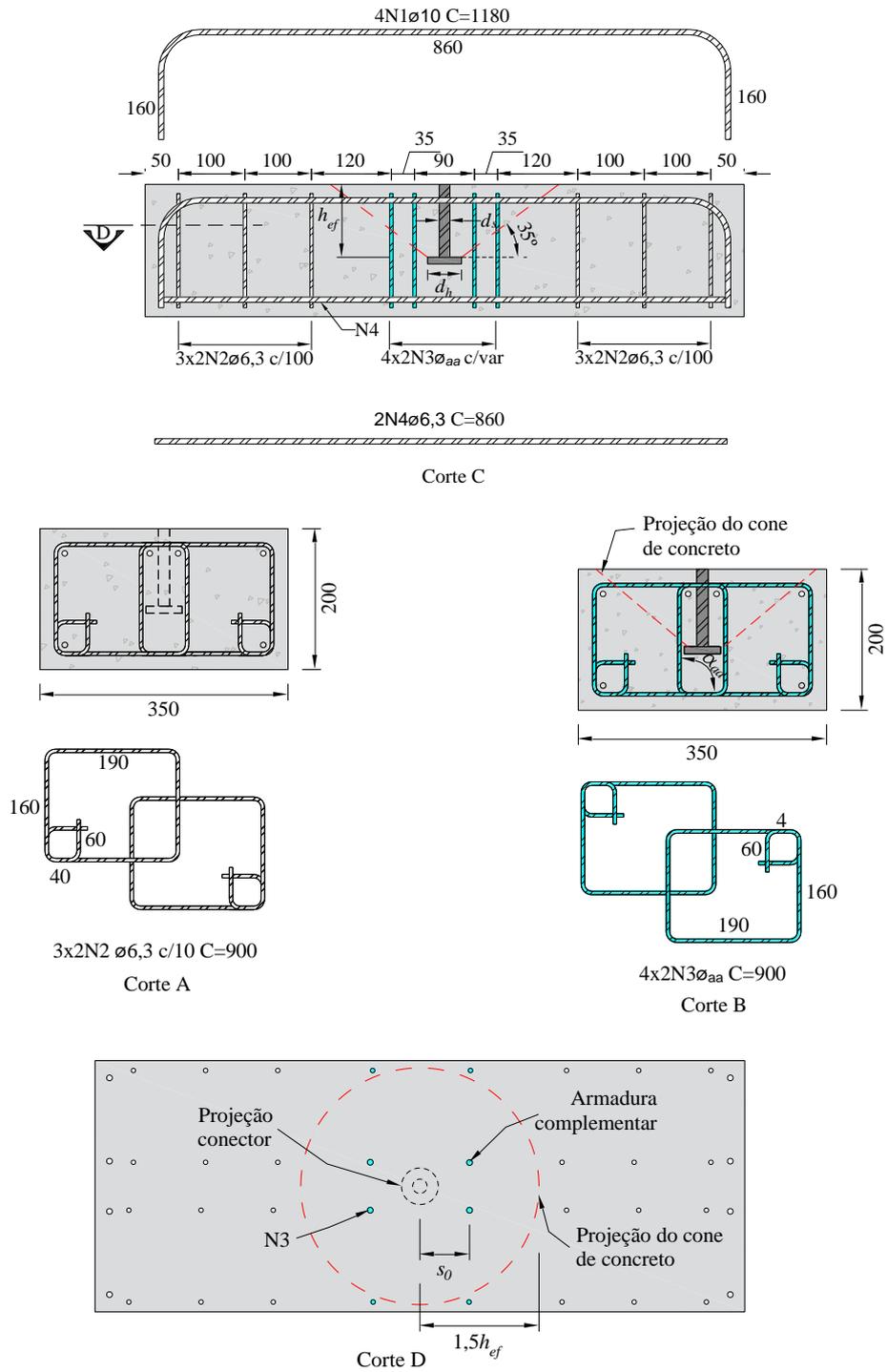


Figura 3.7– Detalhamento do espécime A8-6-45-35.



3.3. Materiais

3.3.1. Concreto

3.3.1.1. Composição

O concreto utilizado na confecção dos espécimes foi comprado junto a empresa Supermix Concreto S.A., com resistência à compressão aos 28 dias igual a 30 MPa e um abatimento de tronco de cone igual a 12 ± 2 cm. Na dosagem do concreto foi utilizado o cimento CP-IV (com pozolana), com agregado graúdo composto por seixo fino, com diâmetro máximo igual a 10 mm e agregado miúdo composto por areia média. Utilizou-se ainda como aditivos retardadores de pega e plastificante *Recover* e *Sikament 815*, produzidos pelas empresas *Grace Construction Products* e SIKA, respectivamente.

3.3.1.2. Concretagem e cura dos espécimes

Foi necessário cerca de 1 m³ de concreto para o processo de concretagem dos espécimes e corpos de prova. No dia da concretagem as formas foram preparadas já com os conectores devidamente instalados. A Figura 3.8 apresenta detalhes dos espécimes concretados. Por volta de 6 horas após a concretagem, foi iniciado o processo de cura do concreto, que consistiu em colocar mantas umedecidas sobre a superfície do concreto dos espécimes e corpos de prova, sendo molhados 2 vezes por dia, pelo período de 7 dias.

3.3.1.3. Propriedades mecânicas

Para a determinação da resistência à compressão do concreto foram moldados 3 corpos-de-prova cilíndricos para cada espécime, com dimensões de 100 mm de altura e 200 mm de diâmetro e estes foram ensaiados no dia do ensaio à tração dos conectores. Para a caracterização do concreto foram obedecidas as recomendações da NBR 5739 (2007).

3.3.2. Propriedades mecânicas do aço

Para a determinação das propriedades do aço foram retirados 3 corpos-de-prova, com comprimento de 60 mm, das armaduras de aço para cada diâmetro utilizado nos espécimes.

Os corpos-de-prova foram submetidos à ensaios de tração axial em uma máquina universal no laboratório de engenharia civil da Universidade Federal do Pará, *campus* Tucuruí, segundo as recomendações da NBR 6892 (2015).

Figura 3.8 – Concretagem dos espécimes.



3.4. Confeção dos espécimes

3.4.1. Forma

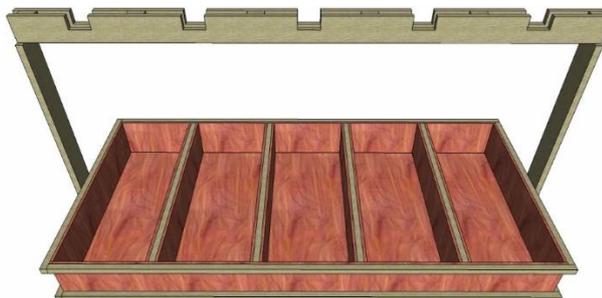
As formas foram confeccionadas lado a lado com chapas de compensado com espessura de 11 mm, travadas e enrijecidas com ripas de madeira em suas laterais. Foi confeccionado um pórtico sobre os espécimes que objetivava a fixação e estabilização dos conectores no momento da concretagem de modo que não ocorresse excentricidade de carregamento dos conectores no momento do ensaio de tração dos espécimes, como pode ser visto na Figura 3.9.

3.4.2. Armadura de flexão e cisalhamento

Na confecção da armadura de flexão foram utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetros iguais a 12,5 mm, 10 mm e 8 mm. Para as armaduras de cisalhamento e

complementar foram utilizadas barras de aço CA-60 e CA-50 com diâmetros iguais a 5,0, 6,3 e 8,0 mm de diâmetro.

Figura 3.9 – Modelo 3D dos detalhes da fôrma.



3.4.3. Características dos conectores

3.4.3.1. Fabricação

Os conectores possuíam dois componentes, a haste e a cabeça. As hastes dos conectores foram confeccionadas com barras de aço CA-50 com diâmetros iguais a 10 mm, 16 mm e 20 mm. A cabeça foi confeccionada usando-se barras lisas de aço CA-25 com diâmetros iguais a 30, 51 e 60 mm. Estas barras foram cortadas em fatias com espessura de 10 mm, furadas em seu centro de modo a permitir a soldagem das hastes em ambas as faces.

Com o intuito de manter um bom nível de controle tecnológico na fabricação dos conectores, verificou-se a eficiência deste conector produzido de forma manual em ensaio de tração em uma máquina universal, onde foram seguidas as recomendações da ASTM A370 (2015). Foram feitos dois ensaios com conectores com dimensão de haste (d_s) igual a 16 mm e a cabeça (d_h) com dimensão igual a 51 mm, onde travou-se a cabeça do conector e tracionou-se a haste afim de se avaliar resistência à tração da ligação soldada entre a cabeça e a haste do conector.

No primeiro ensaio do conector, ocorreu a falha da solda entre a haste e a cabeça do conector, que foi proveniente da má execução da soldagem. Para o segundo ensaio, aumentou-se os cuidados na confecção do conector, no que tange a execução da solda da cabeça com a haste. Feito isto, verificou-se novamente a resistência da ligação da cabeça do conector em ensaio de tração axial. A partir de um novo ensaio, obteve-se a resistência necessária do conector, em que a haste do conector escoou sem ocorrer a falha da solda na região da cabeça. A Figura 3.10, apresenta o conector do segundo teste antes e depois do ensaio à tração e a Figura 3.11 mostra o detalhamento dos conectores.

3.4.3.2. Instalação

Com o intuito de se manter o comprimento de embutimento do conector em 110 mm e de se realizar a leitura do escorregamento do conector no concreto por meio de defletômetros digitais foi confeccionado e posicionado um tubo de PVC na região que compreenderia a posição de instalação do conector, conforme ilustrado na Figura 3.12.

Figura 3.10 – Verificação da resistência à tração dos conectores.



a) Conector utilizado no trabalho



b) Ruptura do conector no 2ª ensaio de teste.

Figura 3.11 – Detalhe dos conectores.

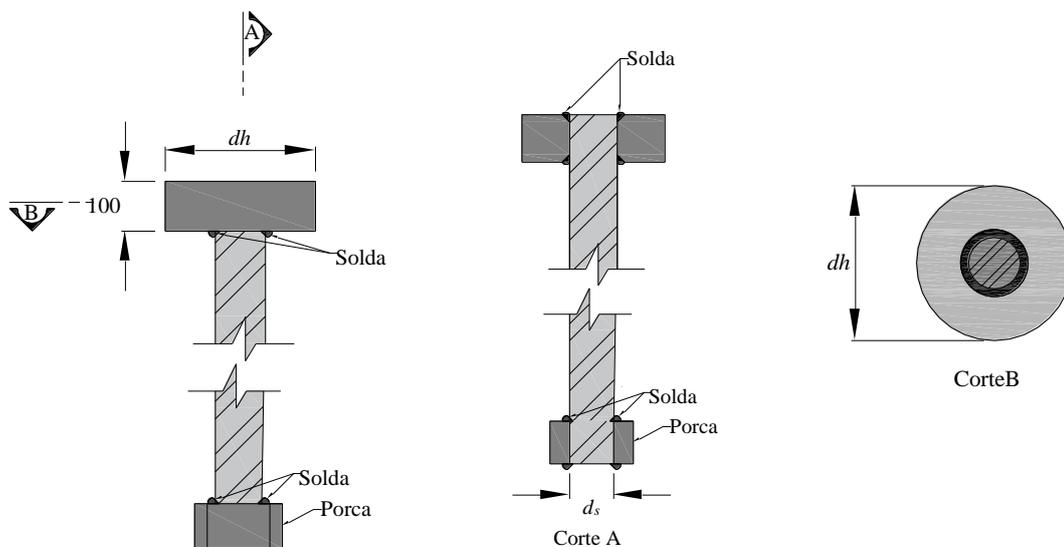


Figura 3.12 – Detalhe da alocação do conector sobre tubo PVC



3.5. Instrumentação

3.5.1. Deslocamento vertical

Para a determinação dos deslocamentos verticais foram utilizados defletômetros digitais com precisão de 0,01 mm da marca DIGIMESS, com capacidade máxima de 50 mm, como mostrados na Figura 3.13 e Figura 3.14. O defletômetro digital *DG1* estava disposto na superfície superior do concreto, próximo do conector, e o defletômetro digital *DG2* estava disposto na parte inferior, de modo que ficasse em contato com a cabeça do conector através de um vazio feito por um tubo PVC que foi instalado antes da concretagem dos espécimes, técnica semelhante ao realizado no estudo de COOK *et al.* (1992); SHIRVANI (1998) e COLLINS (1988).

Com a medição dos defletômetros foi possível determinar o deslizamento do conector no concreto, que foi determinado através da diferença das medições de ambos os relógios. Esta configuração se manteve para ambas as séries de ensaio.

3.5.2. Deformação nas armaduras

Extensômetros elétricos de resistência da marca EXCEL SENSORES do tipo PA-06-201BA-12L foram utilizados para monitorar as deformações nos conectores, armaduras de flexão e armadura complementar dos espécimes. Em ambas as séries de ensaios foram instalados três extensômetros no conector, onde dois estavam dispostos próximos à sua cabeça em posição diametralmente oposta (E_{sh1} e E_{sh2}) e o terceiro foi instalado imediatamente fora do concreto (E_s). Isto foi feito com o objetivo de avaliar a influência da

aderência entre o conector e o concreto na carga de ruptura do cone de concreto, onde esta análise foi feita a partir da comparação das medições das deformações no conector na área interna e externa do concreto.

Figura 3.13 - Disposição dos defletômetros digitais para determinação dos deslocamentos verticais do espécime.

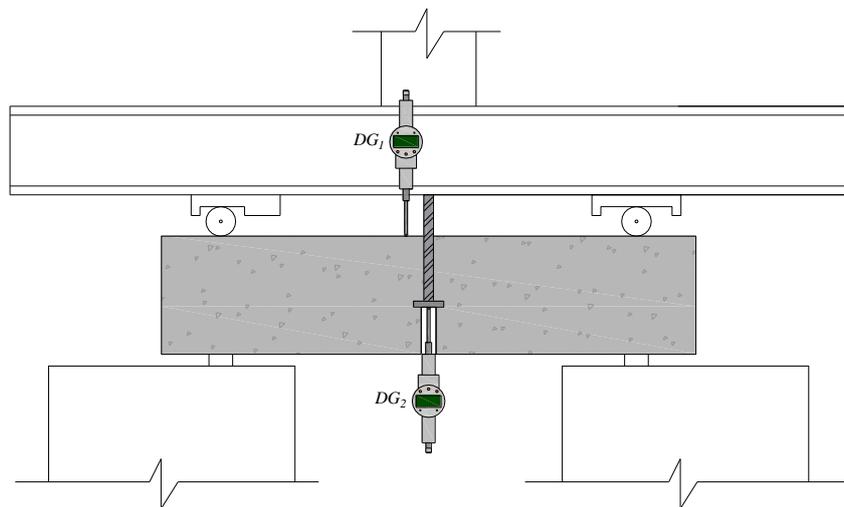
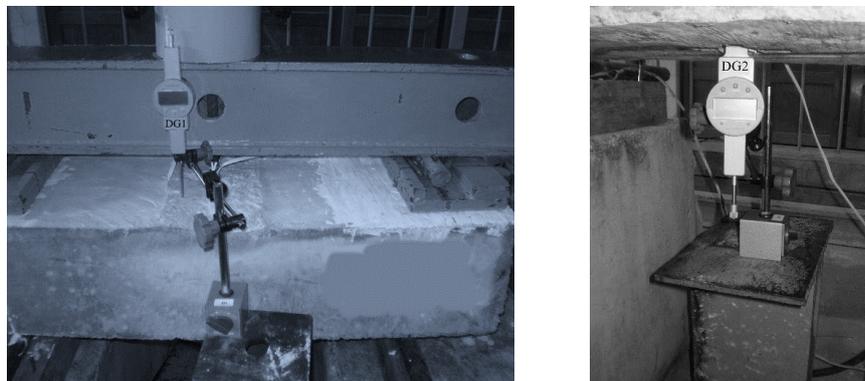
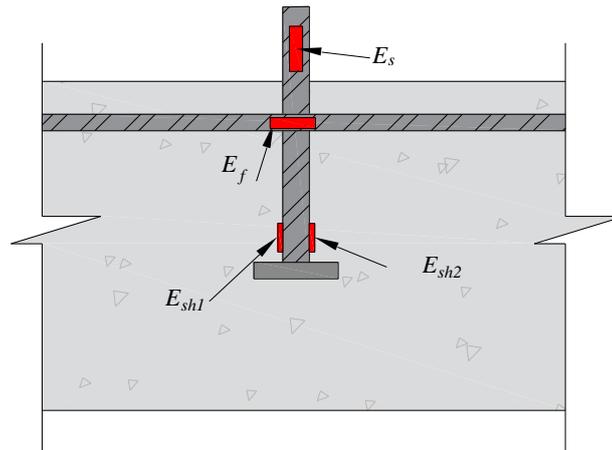


Figura 3.14 - Detalhe dos defletômetros digitais.



Para mensurar as deformações devido à flexão dos espécimes foram dispostos extensômetros nas armaduras de flexão (E_f), em uma única barra, de modo que a barra escolhida foi aquela mais próxima do conector, a fim de monitorar o comportamento à flexão dos espécimes testados. A Figura 3.15 apresenta a disposição da instrumentação das armaduras dos espécimes da 1ª e 2ª série de ensaios.

Figura 3.15 - Instrumentação dos espécimes da 1ª e 2ª série de ensaios.



Para a 2ª série de ensaios, além da instrumentação apresentada, também foram monitoradas as armaduras complementares, afim de mensurar as deformações, para tanto, foram instalados extensômetros elétricos de resistência. Os extensômetros foram dispostos onde teoricamente a fissura do cone de ruptura cruzaria as armaduras, onde a inclinação da fissura teria uma angulação de 35° (ACI 318, 2014), buscando-se medir os valores máximos de deformação, conforme indicado na Figura 3.16 e Figura 3.17.

Figura 3.16 - Disposição dos extensômetros na armadura complementar dos espécimes com uma camada de armadura complementar.

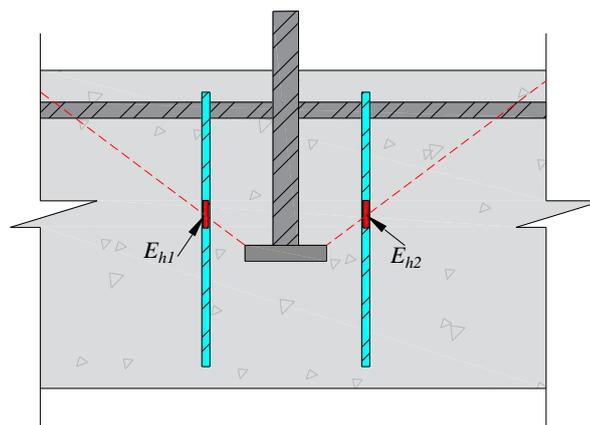
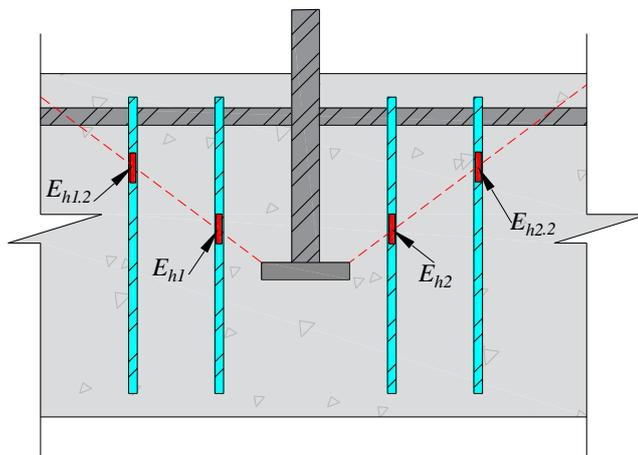


Figura 3.17 - Disposição dos extensômetros na armadura complementar dos espécimes com duas camadas de armadura complementar.



3.6. Sistema de ensaio

Para a construção do sistema de ensaio foi necessário a utilização de um bloco de concreto, para elevação do prisma. Para se gerar dois apoios de 1º e 2º gênero alocou-se dois roletes e chapas de aço sobrepostos a uma distância de 350 mm do conector com o intuito de não gerar influência dos apoios na superfície do cone de concreto. Sobre os apoios, alocou-se uma viga metálica de dimensões com 120 mm x 150 mm x 1420mm e por seguinte, acima da viga metálica foi instalado um cilindro hidráulico vazado da marca ENERPAC com capacidade máxima de 1000 kN, que era acionada através de uma bomba hidráulica manual, e acima do cilindro hidráulico alocou-se a célula de carga vazada para a leitura do carregamento, como é mostrado na Figura 3.18 até a Figura 3.21.

Utilizou-se um sistema de aquisição de dados da marca ALMEMO, para registrar as deformações, geradas nas armaduras instrumentadas, ocasionadas pelo carregamento do conector. Primeiramente executou-se um pré-carregamento no prisma para estabilizá-lo. Para o ensaio adotou-se um incremento de carga de 4 kN e a cada incremento de carga eram feitas leitura das deformações das armaduras instrumentadas. O detalhamento dos equipamentos necessários para a realização dos ensaios experimentais é apresentado no ANEXO A.

Figura 3.18 - Sistema de ensaio: vista superior.

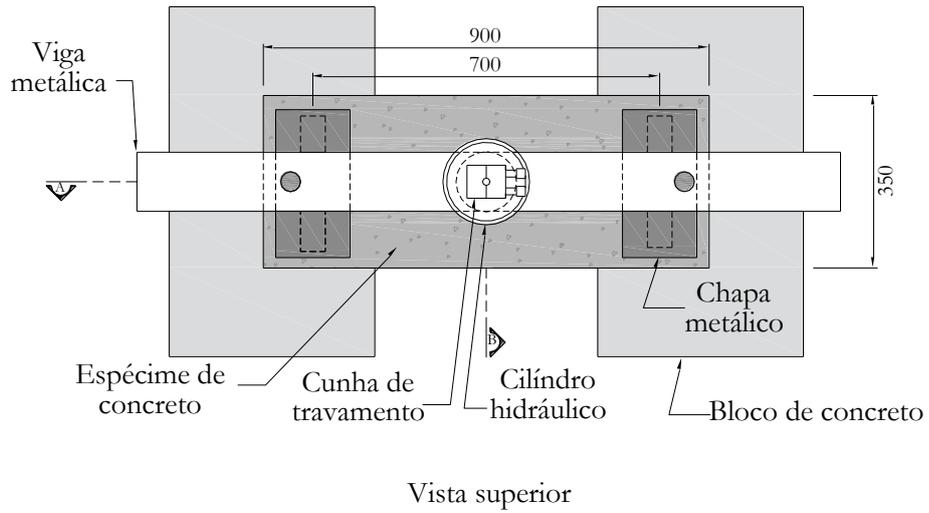


Figura 3.19 - Sistema de ensaio: corte A.

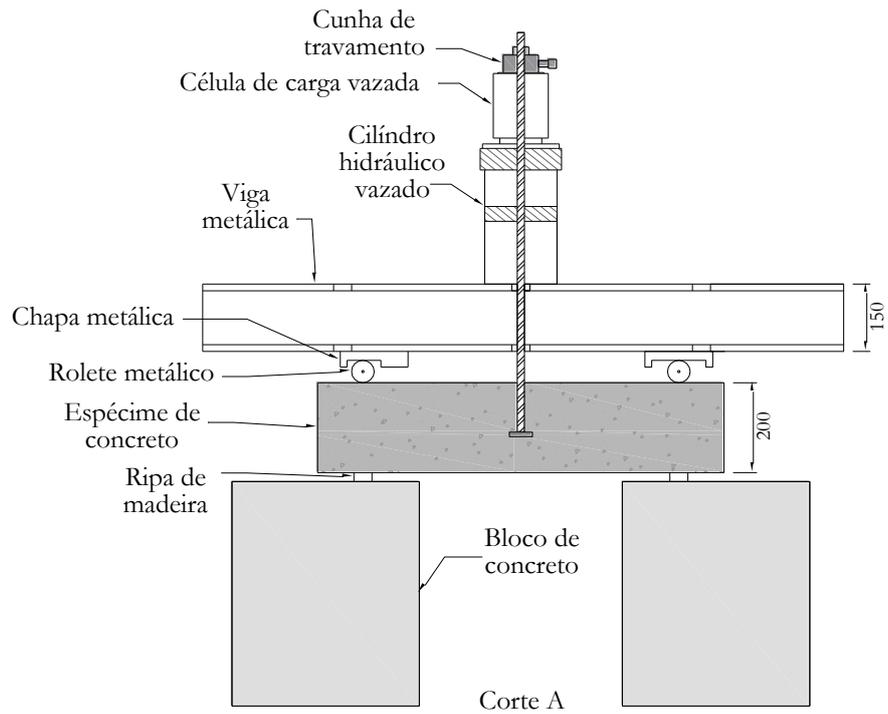


Figura 3.20 – Sistema de ensaio: corte B.

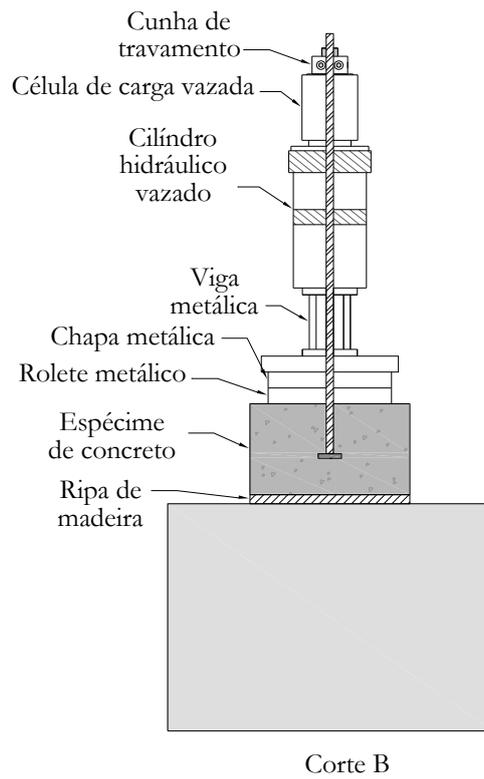
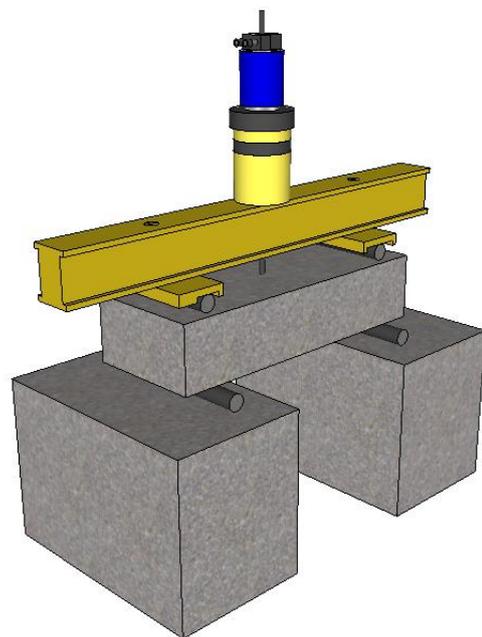


Figura 3.21 – Sistema de ensaio real e 3D.



a) Foto do sistema de ensaio



b) Vista 3D do sistema de ensaio.

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. Propriedades mecânicas dos materiais

Os resultados dos ensaios de caracterização do aço utilizado na confecção da armadura de flexão e cisalhamento, bem como, das armaduras utilizadas como armadura complementar junto do conector, são mostrados na Tabela 4.1, onde é exposta a tensão de escoamento do aço (f_{ys}), a deformação de escoamento do aço (ε_{ys}) e o módulo de elasticidade do aço (E). Como pode ser notado, na Tabela 4.1, a caracterização do aço para o diâmetro igual a 5,0 mm não foi computada, pois, os resultados da caracterização do material foram incoerentes. As propriedades mecânicas do aço utilizado na confecção da barra do conector são mostradas na Tabela 4.2. Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados nos dias do ensaio experimental dos espécimes, onde o resultado médio da resistência à compressão foi de 35 MPa.

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do aço utilizado como armadura dos espécimes

| \varnothing (mm) | f_{ys} (MPa) | ε_{ys} (‰) | E (GPa) |
|-----------------------|-------------------|---------------------------|--------------|
| 5,0 | --- | --- | --- |
| 6,3 | 544 | 2,75 | 198 |
| 8,0 | 580 | 2,97 | 196 |
| 10,0 | 504 | 2,65 | 190 |
| 12,5 | 515 | 2,69 | 191 |
| 16,0 | 545 | 2,87 | 190 |
| 20,0 | 546 | 2,80 | 194 |

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço utilizado para a fabricação dos conectores.

| \varnothing (mm) | f_{ys} (MPa) | ε_{ys} (‰) | E (GPa) |
|-----------------------|-------------------|---------------------------|--------------|
| 10,0 | 504 | 2,65 | 190 |
| 16,0 | 545 | 2,87 | 190 |
| 20,0 | 546 | 2,80 | 194 |

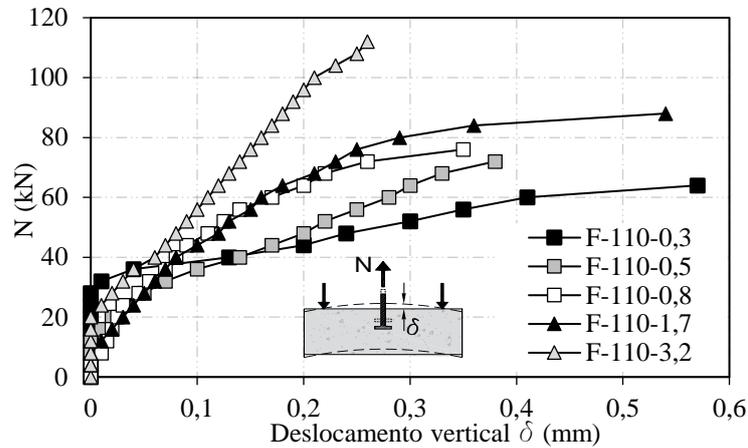
4.2. 1ª série de ensaios

4.2.1. Deslocamentos verticais

A Figura 4.1 demonstra a deflexão dos espécimes (δ) para embutimento de 110 mm, que foi medido por meio de defletômetros digitais dispostos na superfície superior do

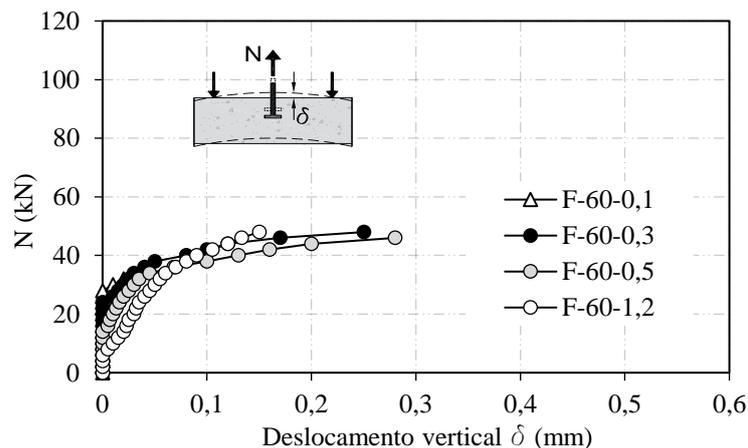
concreto, próximo do conector. Observou-se que, quanto menor a taxa de armadura maior a deflexão dos espécimes, uma vez que a geometria dos espécimes permaneceu constante, então a taxa de armadura de flexão governou a rigidez à deflexão dos espécimes, o que era esperado.

Figura 4.1 – Deslocamento vertical dos espécimes da série F-110.



A Figura 4.2, mostra a deflexão dos espécimes com 60 mm de embutimento. Notou-se que os 4 espécimes se comportaram similarmente, com pouca diferença nas leituras das deflexões. Isto pode ter ocorrido devido aos espécimes que obtiveram cargas de ruptura do conector muito próximas da carga de fissuração do espécime de concreto.

Figura 4.2 – Deslocamento vertical dos espécimes da série F-60.

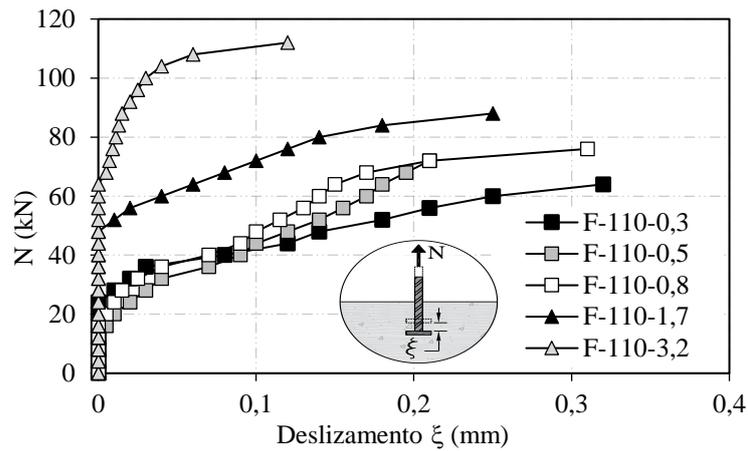


4.2.2. Deslizamento do conector

A Figura 4.3 demonstra os dados da medição do deslizamento do conector dentro do concreto (ξ), para a série F-110, onde o mesmo foi medido através da diferença das medições

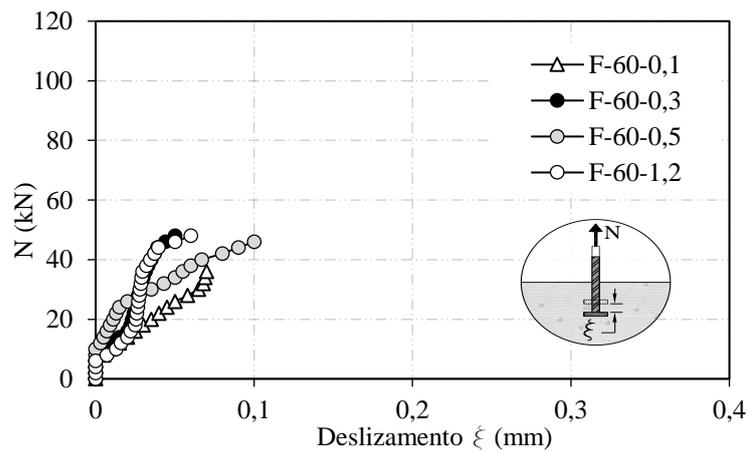
de defletômetros digitais dispostos (Figura 3.15). Notou-se que conectores instalados em espécimes com menores taxas de armadura de flexão (ρ_f), foram os que menos deslizaram no concreto. Os espécimes com menores valores de ρ_f (F-110-0,3; F-110-0,5 e F-110-0,8) obtiveram deslizamentos similares até um nível de carga de 40 kN, que é a carga de fissuração dos espécimes, e se diferenciaram a partir deste valor.

Figura 4.3 - Deslizamento do conector da série F-110.



A Figura 4.4 mostra o deslizamento do conector da série F-60, os dados obtidos não obtiveram um padrão de comportamento em função da taxa de armadura. Pôde ser constatado que a técnica de medição do deslizamento para este embutimento não foi eficaz.

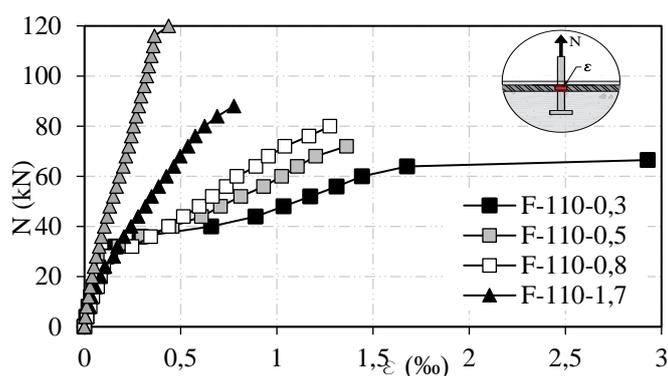
Figura 4.4 - Deslizamento do conector da série F-60.



4.2.3. Deformações na armadura de flexão

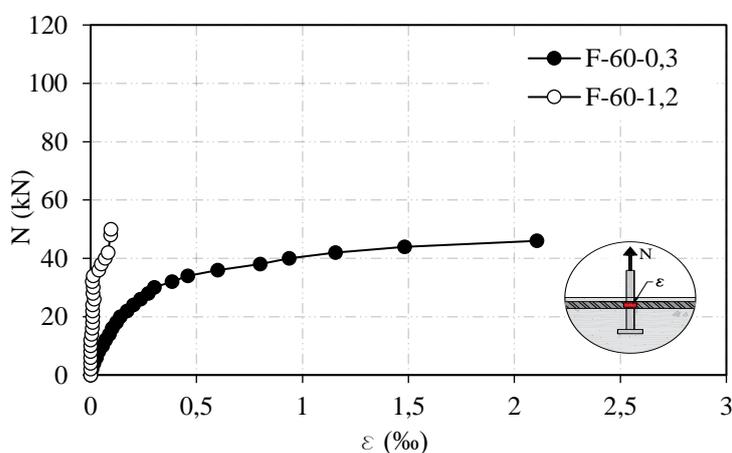
A Figura 4.5 e a Figura 4.6 demonstram a deformação da armadura de flexão dos espécimes. Verificou-se que em todos os espécimes a deformação da armadura de flexão trabalhou em regime elástico, onde apenas a armadura de flexão do espécime F-110-0,3 alcançou o escoamento da armadura.

Figura 4.5 – Deformação na armadura de flexão da série F-110.



A Figura 4.6 mostra a deformação da armadura de flexão da série F-60. Como pôde ser observado, a deformação da armadura de flexão do espécime F-60-0,3 apresentou um comportamento não-linear após um nível de carregamento em torno de 20 kN e o espécime F-110-1,2 em durante todo o carregamento em regime elástico, onde em ambos os espécimes, não houve o escoamento da armadura de flexão. Cabe frisar que, em dois espécimes da série F-60 não foi possível obter leituras das deformações de flexão devido a perda dos extensômetros durante a concretagem dos espécimes.

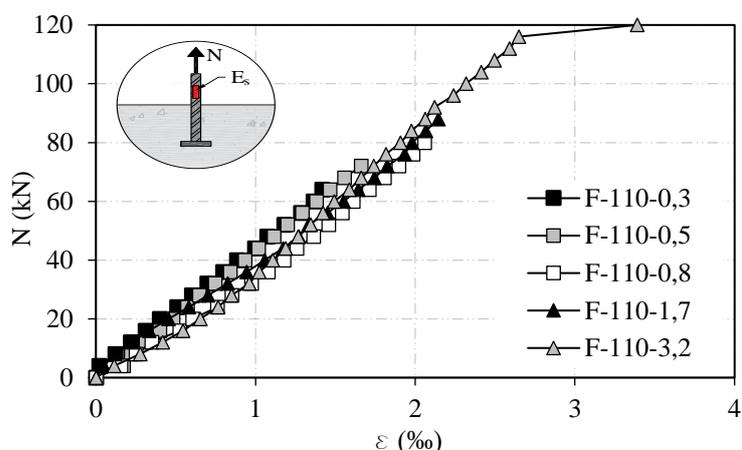
Figura 4.6 – Deformação na armadura de flexão da série F-60.



4.2.4. Deformações no conector na área externa do concreto

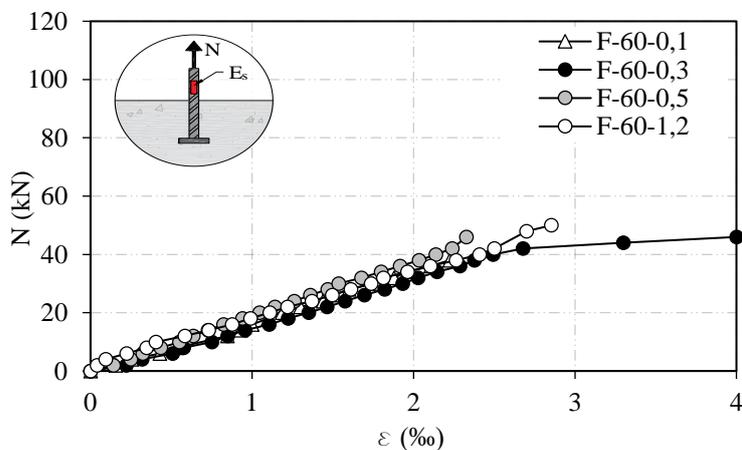
A Figura 4.7 apresenta as deformações dos conectores da série F-110. De modo geral, os conectores se comportaram de maneira semelhante, em regime linear elástico. Pode-se observar que apenas o conector do espécime F-110-3,2 alcançou o escoamento do aço, e há de se deixar claro, que mesmo com o escoamento do conector, a ruptura do espécime se deu pela ruptura do cone de concreto, que ocorreu após o escoamento do aço do conector.

Figura 4.7 - Deformações no conector fora do concreto da série F-110.



A Figura 4.8 mostra as deformações dos conectores da série F-60, como observado, os conectores trabalharam em regime elástico durante todo o carregamento e apenas os espécimes F-60-1,2 e F-60-0,3 alcançaram o escoamento do conector, contudo a ruptura dos espécimes se deu pela total formação do cone de concreto.

Figura 4.8 - Deformações no conector fora do concreto da série F-60.



4.2.5. Comparação das deformações no conector

A Figura 4.9 e Figura 4.10, demonstram a comparação das deformações dos conectores dentro e fora do concreto. Como pôde ser observado, as deformações dentro e fora do concreto foram praticamente as mesmas para todo quase todos os espécimes, com exceção do espécime F-110-3,2 que obteve diferenças de deformações consideráveis. Contudo, de modo geral, a partir da comparação destas medições, pode ser concluído que, para embutimentos de 110 e 60 mm a aderência não possui grande influência na carga de ruptura do conector.

Figura 4.9 – Deformações nos conectores, dentro e fora do concreto da série F-110.

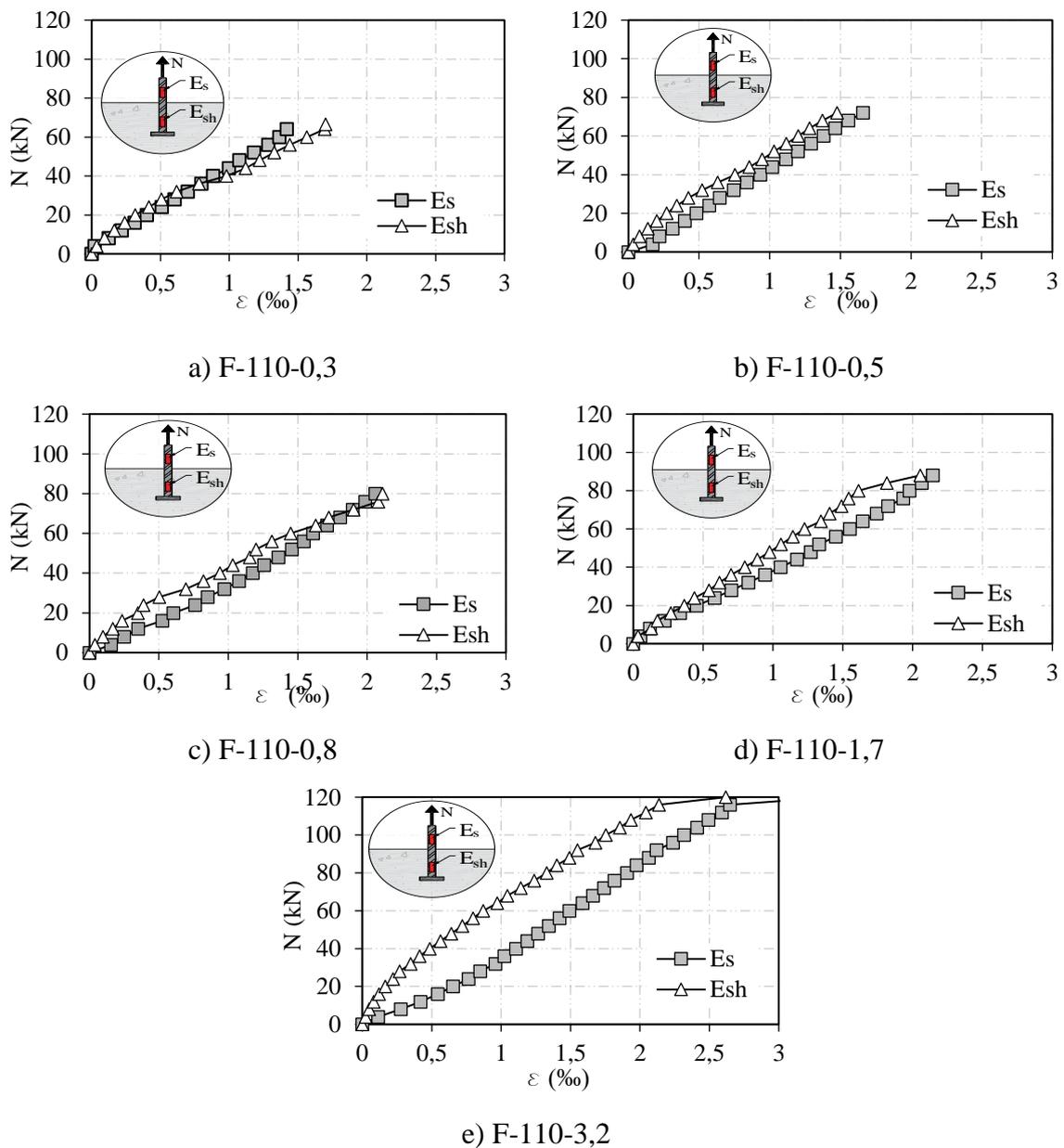
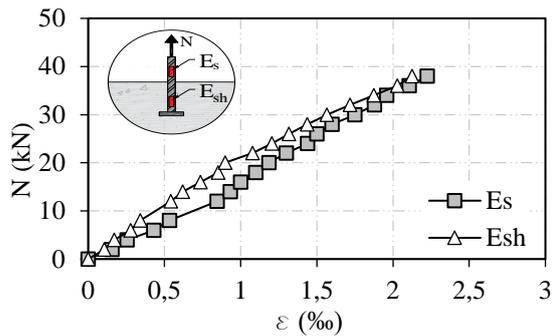
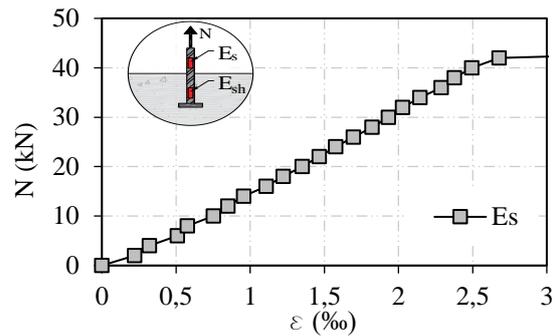


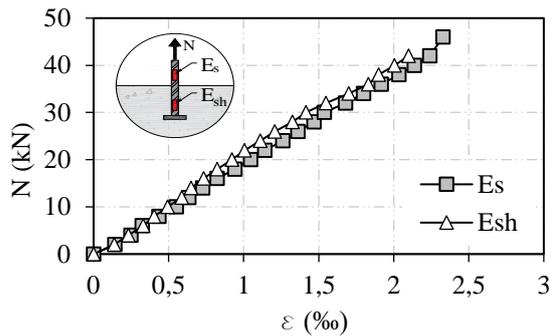
Figura 4.10 – Deformações nos conectores, dentro e fora do concreto da série F-60.



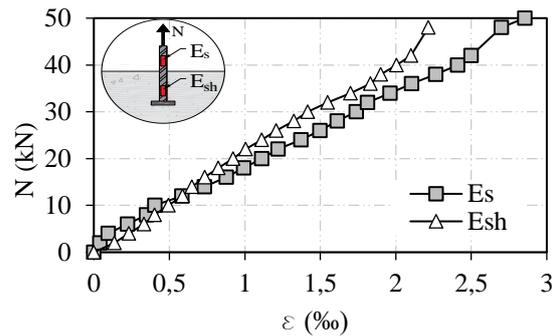
a) F-60-0,1



b) F-60-0,3



c) F-60-0,5



c) F-60-1,2

Uma das discussões a respeito desta análise seria que o perímetro da barra de aço, que compunha o conector, na parte de dentro do concreto, possuía uma fita isolante para proteção do extensômetro, isto poderia acarretar na perda de aderência do aço com o concreto. Contudo, em ensaios feitos por SOARES (2007), onde as características dos conectores eram semelhantes aos do presente trabalho, com variação do comprimento aderente do conector no concreto, os resultados dos ensaios mostraram resultados similares aos do presente trabalho, onde a aderência teve influência desprezível na carga última de tração, para embutimentos de até 110 mm, de modo que a diferença de carga última dos espécimes com diferentes comprimentos aderentes do conector foi no máximo de 8%.

4.2.6. Cargas de ruptura

A Tabela 4.3, demonstra os resultados experimentais e teóricos dos ensaios realizados, bem como o modo de ruptura dos espécimes da 1ª série de ensaios. Cabe salientar que, apesar de ter ocorrido o escoamento da barra do conector, o modo de ruptura ocorreu pela ruptura do cone de concreto, pois nos ensaios experimentais foi observado que após o escoamento do conector, houve um ganho de rigidez do aço e em seguida ocorreu a ruptura pelo cone de concreto sem haver a ruptura do aço do conector. Os valores de h_{ef} informados na Tabela

4.3, são os valores medidos após a instalação do conector na forma de madeira antes da concretagem.

Quanto as cargas últimas teóricas do cone de concreto, prescritas pelo FIB BULLETIN (2011) e ACI 318 (2014), para embutimentos de 60 mm os resultados foram conservadores, e para embutimentos de 110 mm os resultados foram consideravelmente precisos para menores valores de taxa de armadura de flexão (ρ_f) de 0,33 e 0,51 e para taxas acima destes valores os resultados tenderam a ser conservadores.

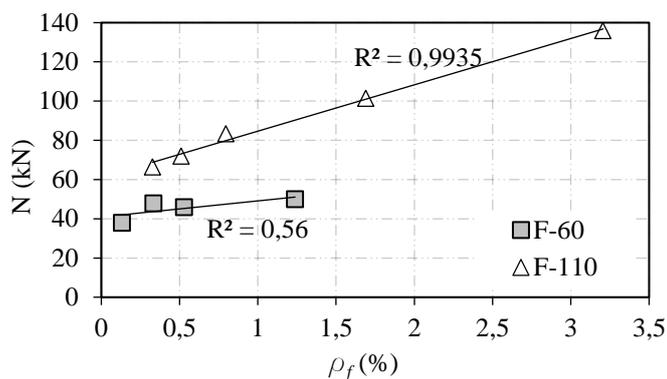
A partir da análise dos resultados experimentais em função de ρ_f , mostrados na Tabela 4.3, e da análise da Figura 4.11, que mostra a carga última do cone de concreto dos espécimes em função de ρ_f , pôde ser constatado que houve um aumento considerável da carga de ruptura do cone de concreto, conforme aumentou-se o valor de ρ_f dos espécimes, isto ocorreu principalmente pelo fato de que, com o aumento de ρ_f , o nível de fissuração dos espécimes, compreendendo a quantidade e abertura de fissuras, diminuiu consideravelmente.

Tabela 4.3 – Cargas de ruptura de ruptura do cone de concreto.

| Espécime | h_{ef} (mm) | ρ_f (%) | N_{fiss} (kN) | N_u (kN) | $N_{u,FIB}$ (kN) | $N_{u,exp}/$ $N_{u,FIB}$ | $N_{u,ACI}$ (kN) | $N_{u,exp}/$ $N_{u,ACI}$ | Modo de ruptura |
|-----------|------------------|-----------------|--------------------|---------------|---------------------|-----------------------------|---------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| F-60-0,1 | 61 | 0,13 | 38 | 38 | 28 | 1,36 | 28,2 | 1,35 | Ruptura do cone de concreto |
| F-60-0,3 | 63 | 0,33 | 38 | 48 | 29,4 | 1,63 | 29,6 | 1,62 | |
| F-60-0,5 | 62 | 0,53 | 36 | 46 | 28,7 | 1,60 | 28,9 | 1,59 | |
| F-60-1,2 | 60 | 1,24 | 50 | 50 | 27,3 | 1,83 | 27,5 | 1,82 | |
| F-110-0,3 | 116 | 0,33 | 40 | 67 | 73,4 | 0,91 | 73,9 | 0,90 | |
| F-110-0,5 | 114 | 0,51 | 40 | 72 | 71,5 | 1,01 | 72,0 | 1,00 | |
| F-110-0,8 | 115 | 0,8 | 60 | 84 | 72,4 | 1,15 | 73,0 | 1,14 | |
| F-110-1,7 | 116 | 1,69 | 60 | 102 | 73,4 | 1,38 | 73,9 | 1,37 | |
| F-110-3,2 | 113 | 3,21 | 72 | 136 | 70,6 | 1,93 | 71,1 | 1,91 | |

A Figura 4.12, demonstra a relação entre o fator k_{exp} experimental e a taxa de armadura de flexão, onde o k_{exp} foi obtido pela Equação 4.1, que é igual a formulação proposta pelo ACI 318 (2014) e FIB BULLETIN 58 (2011). Os valores de $k_{ACI,un-cr}$ e $k_{ACI,cr}$, correspondem aos fatores k para concreto não fissurado e fissurado do ACI 318 (2014), respectivamente, assim como os valores de $k_{FIB,un-cr}$ e $k_{FIB,cr}$, correspondem aos fatores k para concreto não fissurado e fissurado do FIB BULLETIN 58 (2011), respectivamente.

Figura 4.11 – Curva carga x taxa de armadura de flexão.

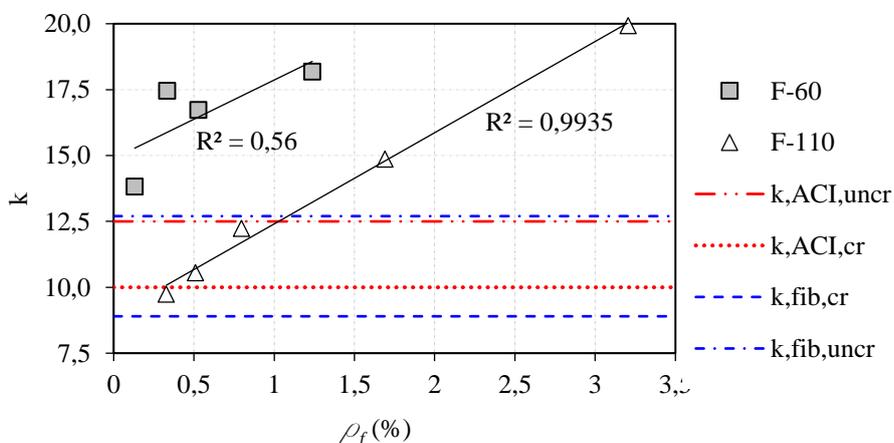


Observou-se que, para h_{ef} de 110 mm, para ρ_f de 0,3% e 0,53%, o fator k experimental se aproxima dos valores de k propostos pelas recomendações normativas de concreto fissurado e acima destas taxas de armadura, os valores de k experimentais se aproximam dos valores das recomendações normativas para concreto não fissurado.

Para embutimentos de 60 mm todos os resultados de k experimental foram superiores dos valores de propostos pelo ACI 318 (2014) e FIB BULLETIN 58 (2011), para concreto não fissurado. Isto pode ter ocorrido porque as cargas de ruptura do cone de concreto para embutimentos de 60 mm, foram muito próximas da carga de fissuração de flexão do concreto, ou seja, os espécimes se comportaram similarmente como espécimes não fissurados.

$$k = \frac{N_u}{\sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Figura 4.12 – Curva fator k x taxa de armadura de flexão.

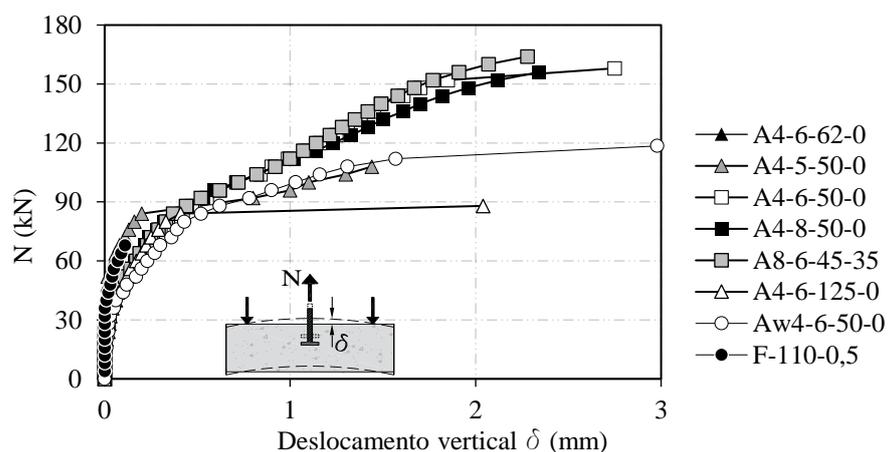


4.3. 2ª Série de ensaios

4.3.1. Deslocamentos verticais

A Figura 4.13 demonstra a deflexão dos espécimes (δ) em função do carregamento à tração do conector. Notou-se que, os espécimes obtiveram comportamento semelhante até um nível de carregamento em torno de 50 kN, que foi a carga de fissuração por flexão dos espécimes, após este estágio de carregamento, os espécimes A4-6-62-0, A-4-6-50-0, A-4-8-50-0, A8-6-45-35 obtiveram comportamento igual, em contrapartida os espécimes Aw-4-6-50-0, A-4-50-50-0 e A4-6-125-0, que obtiveram maiores deformações para mesmos níveis de carregamento.

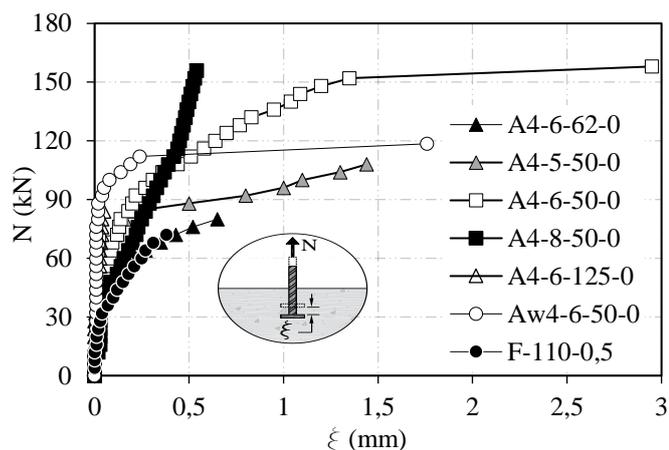
Figura 4.13 - Deslocamento vertical.



4.3.2. Deslizamento do conector

A Figura 4.14 ilustra o deslizamento do conector dentro do concreto (ξ), em que o mesmo foi medido pela diferença de medições feitas na superfície do concreto e exatamente abaixo da cabeça do conector através um furo no espécime, que foi executado antes da concretagem. Quando analisado o deslizamento do conector, observou-se que para maiores diâmetros e menores distâncias da armadura complementar ao conector houve menores deslizamentos dos conectores no concreto. Ressalta-se que, os dados do espécime A8-6-45-35 não foi exposto na figura, pois, ocorreram erros de aquisição de dados pelos defletômetros digitais no momento do ensaio experimental.

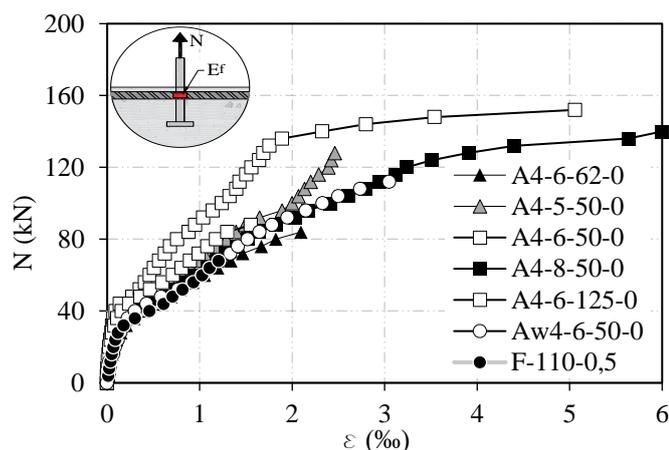
Figura 4.14 – Deslizamentos dos conectores.



4.3.3. Deformações na armadura de flexão

A Figura 4.15, demonstra a deformação da armadura de flexão dos espécimes. De modo geral, a deformação da armadura de flexão obteve um comportamento elástico para todos os espécimes, com exceção da armadura dos espécimes A4-6-50-0 e A4-8-50-0, pois alcançaram suas deformações de escoamento do aço. A carga de ruptura dos espécimes A4-6-50-0 e A4-8-50-0 foram umas das maiores observadas dentro os ensaios realizados, com valores iguais a 158 kN e 160 kN, respectivamente, este nível de carregamento conduziu a maiores momentos fletores e conseqüentemente levando ao escoamento das armaduras de flexão.

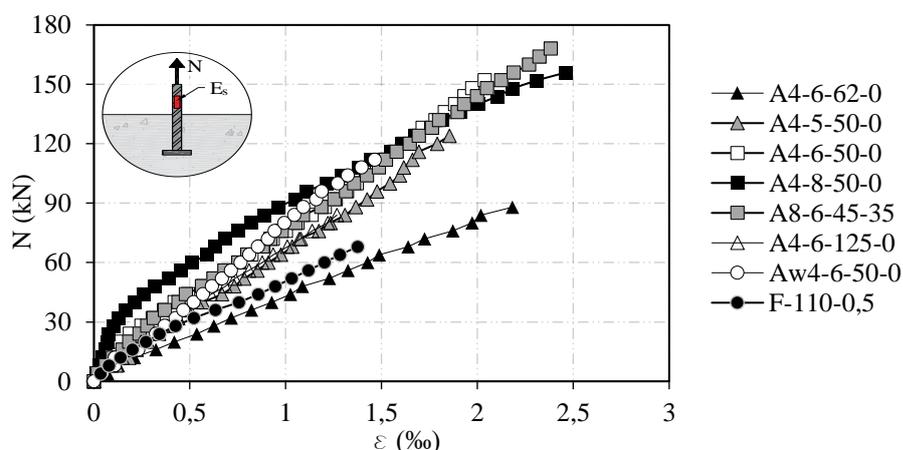
Figura 4.15 – Deformações na armadura de flexão.



4.3.4. Deformações no conector na área externa do concreto

A Figura 4.16, expressa a deformação do conector em função do carregamento de tração. Esta leitura foi necessária para verificar se o conector alcançaria o escoamento antes da ruptura do cone de concreto dos espécimes. De modo geral, o conector teve deformação linear elástica durante todo o carregamento, este comportamento foi semelhante para todos os espécimes, sem alcançar o escoamento do aço.

Figura 4.16 – Deformações do conector na região externa do concreto.



4.3.5. Comparações das deformações do conector

A Figura 4.17 mostra as comparações das deformações dos conectores na região interna e externa do concreto. Observou-se que, as deformações dentro e fora do concreto dos espécimes A4-5-50-0 e A4-6-50-0, foram similares, foram similares, as deformações dos demais espécimes tiveram certo nível de diferença, com variações de até 0,5‰.

Figura 4.17 – Comparação das deformações no conector dentro e fora do concreto.

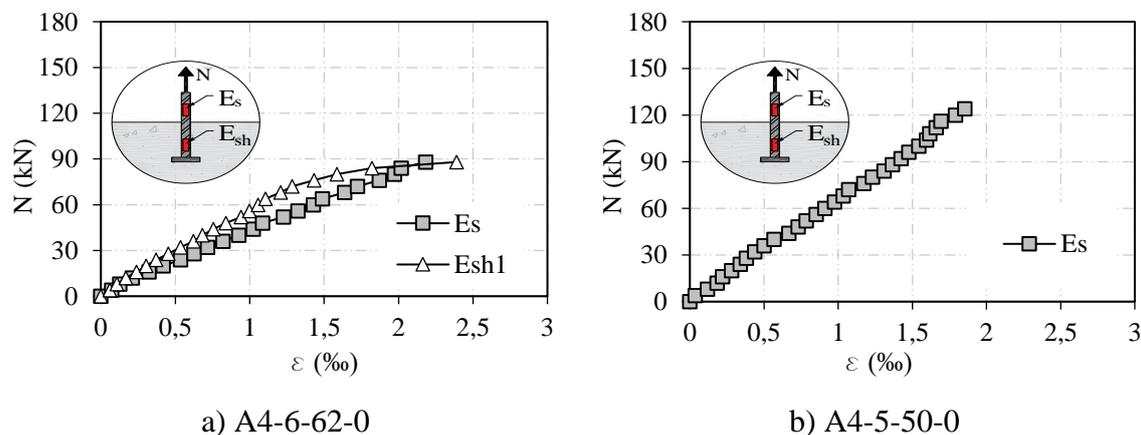
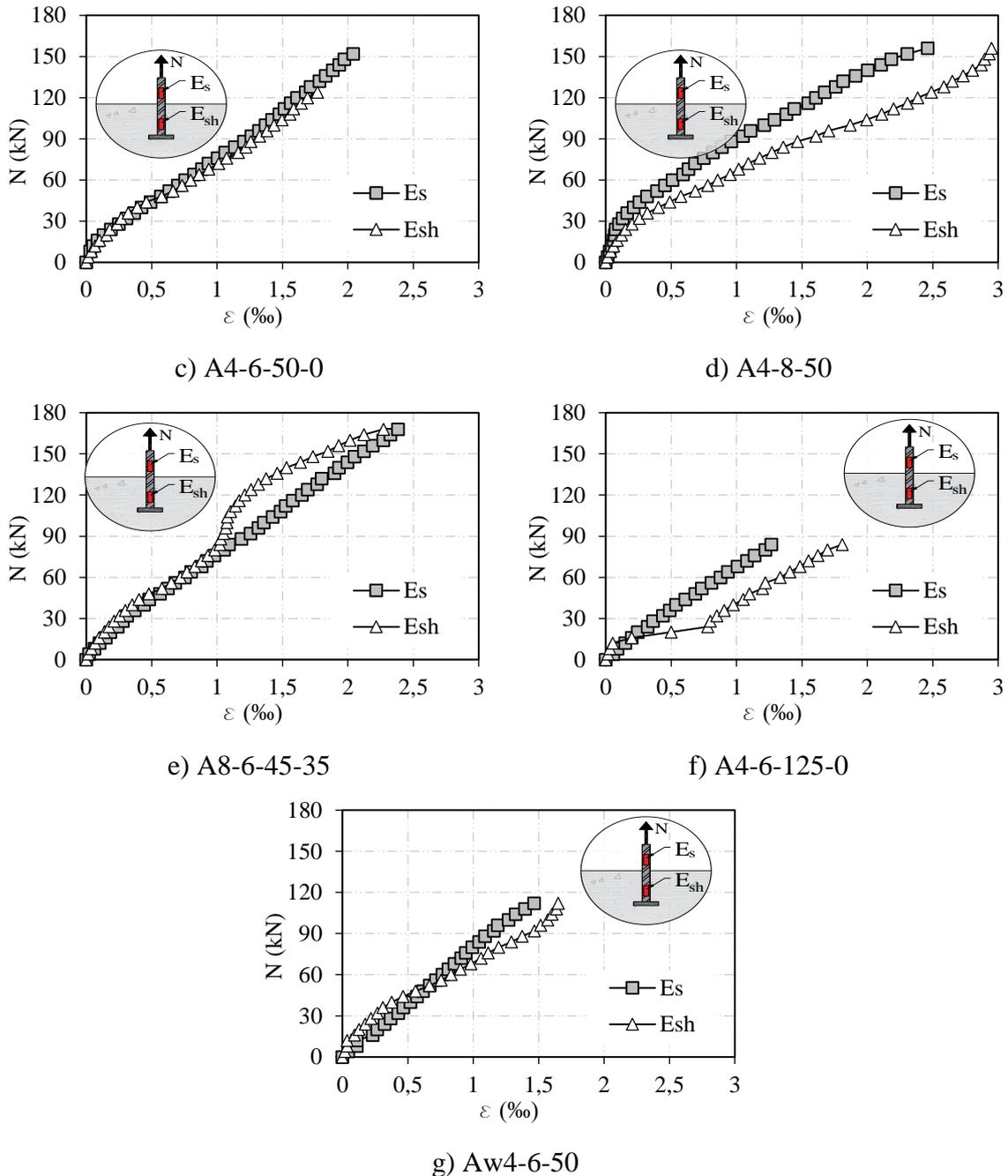


Figura 4.18 – Comparação das deformações no conector dentro e fora do concreto.



4.3.6. Deformações na armadura complementar

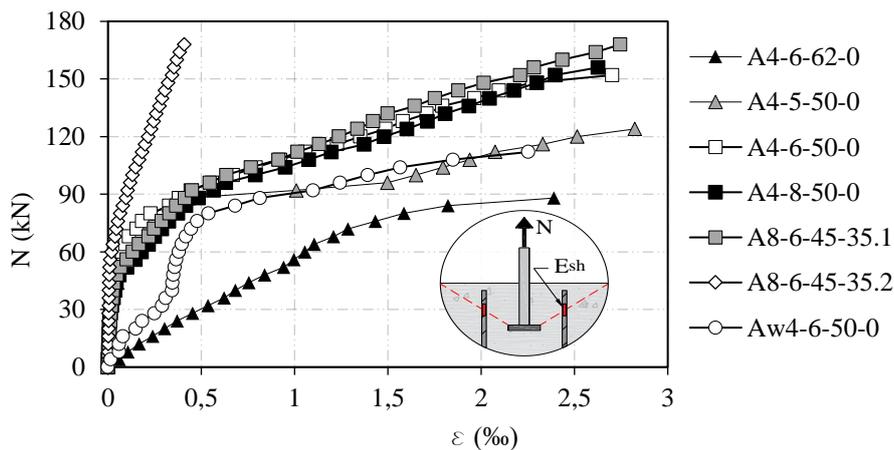
A Figura 4.19, demonstra a deformação média das armaduras complementares. Verificou-se que os espécimes com diferentes diâmetros (A4-5-50-0, A4-6-50-0 e A4-8-50-0) e mesmos espaçamentos entre a armadura complementar e o conector, tiveram comportamento idênticos, com exceção do espécime A4-5-50-0. Contudo, não tiveram a mesma eficiência quanto ao acréscimo de resistência ao conector, haja vista que, para

diâmetros com 6,3 mm e 8,0 mm o acréscimo de resistência foi consideravelmente maior. Os espécimes A4-5-50-0 e Aw4-6-50-0 obtiveram deformações similares a partir de um nível de carregamento em torno de 90 kN. A armadura complementar do espécime A4-6-62-0, deformou consideravelmente mesmo no início do estágio de carregamento, uma vez que o comportamento desta armadura complementar vai de encontro ao comportamento esperado, isto pode ter ocorrido devido a erros de leitura das deformações por parte dos extensômetros elétricos.

No espécime A8-6-45-35-0, com duas camadas de armadura complementar, a primeira camada de armadura complementar disposta a 45 mm do conector, foi simbolizada por A8-6-45-35.1 e a segunda camada disposta a 35 mm da primeira camada, foi simbolizada por A8-6-45-35.2, conforme a Figura 4.19. Notou-se que a armadura complementar mais próxima do conector (A8-6-45-35.1), foi a que mais absorveu os esforços de tração, haja vista que obteve maiores deformações, se comparada com as deformações da armadura complementar da segunda camada (A8-6-45-35.2), que pouco deformou.

Em todos os espécimes não houve o escoamento da armadura complementar, salienta-se que as deformações da armadura complementar se aproximaram das deformações de escoamento do aço. Com base nestas informações, pôde ser concluído que os espécimes obtiveram como modo de ruptura o cone de concreto seguido da falha de ancoragem da armadura complementar dentro do cone de concreto.

Figura 4.19 – Curva carga x deformação média da armadura complementar.



4.3.7. Cargas de ruptura

Na Tabela 4.4 são demonstradas as cargas de ruptura dos ensaios experimentais, bem como as cargas de ruptura teóricas, obtidas pelos modelos teóricos de INFASO (2012) e FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI 318 (2014), ressalta-se que ambas as normas FIB BULLETIN 58(2011) e ACI 318 (2014) foram tratados como um único modelo teórico, pois ambas possuem as mesmas recomendações para conectores com armadura complementar, desconsiderando o concreto como parcela resistente na carga de ruptura, e considerando apenas a armadura complementar como a única parcela resistente na carga de ruptura do conector. Cabe salientar que a carga de fissuração ($N_{fiss,flex}$), apresentada na 3ª coluna da Tabela 4.4, é a carga que ocorreu a fissuração do espécime devido a flexão.

Dentre todos os ensaios, somente o espécime de referência (F-110-0,5) obteve como modo de ruptura o cone de concreto e todos os espécimes com armadura complementar foi observado como modo de ruptura a ruptura do cone de concreto seguido da falha de ancoragem da armadura complementar, haja vista que nenhuma das barras que compunham a armadura complementar alcançou o escoamento.

Tabela 4.4 – Resultados das cargas de rupturas experimentais e teóricas.

| Espécime | h_{ef} (mm) | S_0/h_{ef} | $N_{fiss,flex}$ (kN) | N_u (kN) | Acréscimo de resistência | $N_{u,ACI/fib}$ (kN) | $N_{u,exp}/$ $N_{u,ACI/fib}$ | $N_{u,INFASO}$ (kN) | $N_{u,exp}/$ $N_{u,INFASO}$ | Modo de ruptura |
|------------|------------------|--------------|-------------------------|---------------|--------------------------------|-------------------------|---------------------------------|------------------------|--------------------------------|-----------------------|
| F-110-0,5 | 110 | - | 52 | 72 | - | - | - | - | - | CC |
| A4-6-62-0 | 112 | 0,56 | 52 | 115 | 60% | 62 | 1,84 | 125 | 0,92 | CFA |
| A4-5-50-0 | 110 | 0,45 | 52 | 128 | 78% | 39 | 3,26 | 100 | 1,28 | CFA |
| A4-6-50-0 | 110 | 0,45 | 52 | 158 | 119% | 62 | 2,53 | 123 | 1,28 | CFA |
| A4-8-50-0 | 110 | 0,45 | 48 | 160 | 122% | 101 | 1,59 | 161 | 0,99 | CFA |
| A8-6-45-35 | 109 | 0,41 | 52 | 168 | 133% | 125 | 1,35 | 185 | 0,91 | CFA |
| A4-6-125 | 113 | 1,11 | 52 | 88 | 22% | 62 | 1,41 | 126 | 0,70 | CFA |
| Aw4-6-50-0 | 109 | 0,46 | 52 | 119 | 65% | 62 | 1,90 | 122 | 0,97 | CFA |

Obs.:
 CC = ruptura do cone de concreto;
 CFA = ruptura do cone de concreto seguido da falha de ancoragem da armadura complementar no cone de concreto

Como pode ser observado na Tabela 4.4, com o acréscimo de armadura complementar junto do conector, houve um aumento considerável na carga de ruptura do conector, do mesmo modo que a ductilidade, obtendo um aumento de até 133% na carga de ruptura do conector.

Quando avaliado o incremento de resistência proporcionado pela armadura complementar, notou-se que duas características podem influenciar diretamente no

incremento de resistência, o diâmetro e a distância da armadura complementar ao conector. O diâmetro pode ser observado na comparação dos espécimes A4-5-50-0, A4-6-50-0 e A4-8-50-0, que possuem como característica variante o diâmetro da armadura complementar (\varnothing_{aa}), observou-se ganhos de 78%, 119% e 122%, respectivamente. Salienta-se que, ambos, os espécimes A4-6-50-0 e A4-8-50-0 obtiveram praticamente o mesmo comportamento, com deformações iguais no mesmo nível de carregamento e com incremento de resistência muito próximos, de 119% e 122%. Isto pode ser um indício de que há um diâmetro máximo que poderá gerar incremento de resistência ao conector, assim, pode-se chegar à conclusão de que para os ensaios experimentais realizados, com embutimento de 110 mm, este diâmetro máximo é de 6 mm e para valores de diâmetros acima deste valor o incremento será constante com valor médio de 120,5%.

Para a análise da distância entre o conector e a armadura complementar, expresso pela razão entre s_0/h_{ef} , foram avaliados os resultados dos espécimes A4-6-50-0 e A4-6-62, com razões s_0/h_{ef} de 0,45 e 0,56, respectivamente, com ganhos de resistência de 60% e 119%, logo, para o incremento de resistência ao conector é mais eficiente instalar a armadura complementar mais próxima possível do conector.

Quando analisado a eficiência da inclinação da armadura complementar, comparando os espécimes A4-6-50-0, que tinha a armadura complementar reta, e Aw4-6-50-0, com armadura complementar inclinada em 50°, observou-se que o espécime com armadura complementar inclinada obteve um ganho de resistência muito inferior ao espécime com armadura complementar reta. Foi constatado que isto ocorreu devido à má execução da armadura complementar inclinada, ocasionando em um pequeno comprimento aderente da armadura complementar no cone de concreto, l_1 (ver Figura 2.19).

Quando avaliado os resultados do espécime A8-6-45-35, que possuía duas camadas de armadura complementar, notou-se um incremento de resistência maior em relação aos outros espécimes, contudo, não houve um ganho de resistência proporcional ao aumento da área da seção transversal da armadura complementar. Também pôde ser observado que as barras da segunda camada foram pouco solicitadas (Figura 4.19), então, o aumento de resistência não ocorreu devido ao acréscimo de uma segunda camada, isto pode ser justificado por dois fatos, o primeiro é que, como pode ser verificado na Figura 4.19, a armadura complementar da segunda camada pouco deformou do início ao fim do ensaio (A8-6-45-35.2), isto indica que esta armadura pouco absorveu os esforços de tração do conector, o segundo fato é que, a armadura complementar da primeira camada estava disposta a 45 mm do conector, este espaçamento foi o menor entre todos os espécimes, como a eficiência da armadura está

diretamente ligada a este espaçamento, conclui-se que o acréscimo de resistência adquirido no espécime A8-6-45-35-0, foi devido a praticamente apenas a primeira camada da armadura complementar. Isto mostra que é mais eficiente adicionar apenas uma camada com mais de 4 pernas de armadura complementar à uma distância menor que $0,5.h_{ef}$ do conector.

Quanto à previsão da carga de ruptura teórica propostas pelas recomendações do FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI 318 (2014) e INFASO (2012), considerando apenas os espécimes com razão de S_0/h_{ef} de no máximo 0,56, valor próximo do que os códigos normativos recomendam utilizar para a disposição da armadura complementar e com apenas uma camada de armadura complementar, o modelo do INFASO (2012) foi mais satisfatório, quando analisado pela razão entre a carga última experimental e teórica, com valores variando de 0,91 a 1,28, com média, desvio padrão e coeficiente de variação de 1,06, 0,18 e 16,5%, respectivamente, denotando que o modelo teórico possui um bom nível de precisão e segurança adequada.

Em contrapartida o modelo do FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI 318 (2014) obtiveram valores muito conservadores, superestimando os resultados teóricos, com valores da razão entre a carga de ruptura experimental e teórica variando de 1,35 a 3,26 possuindo média, desvio padrão e coeficiente de variação de 2,08, 0,70 e 33,8%.

O conservadorismo das normas é devido ao fato de que, as mesmas, consideram apenas a armadura complementar como parcela resistente na carga de ruptura do conector, ignorando a parcela resistente proporcionada pelo concreto, indo de encontro ao proposto pelo modelo do INFASO (2012) que considera ambas as parcelas resistentes, fato este, que conduz a resultados teóricos mais precisos.

5. AVALIAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS

5.1. Considerações gerais

Além dos ensaios experimentais realizados, também foram realizadas análises de 8 modelos teóricos apresentados neste trabalho, são eles: ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011), ETAG/EOTA 001 Anexo C (2010), Efeito de Escala, Rigidez da Fratura, Método CCD, OZBOLT *et al.* (2007) e ELIGEHAUSEN *et al.* (1992).

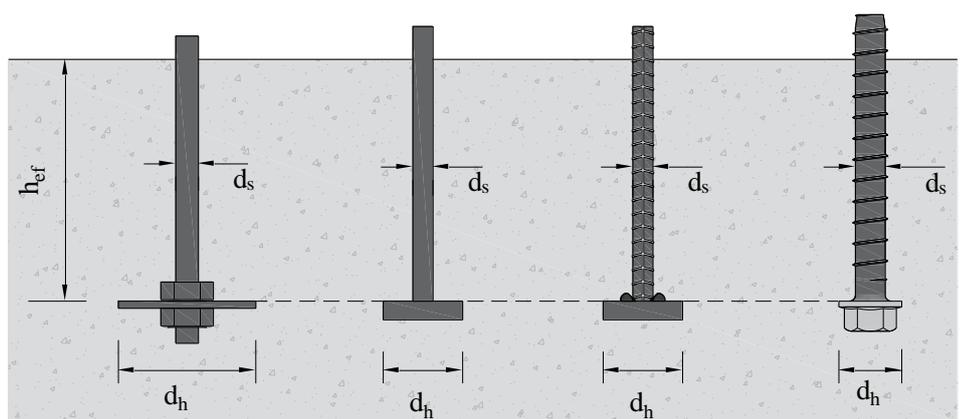
As análises foram feitas a partir de um banco de dados composto de resultados experimentais de diversos autores. O banco de dados possuía 500 resultados experimentais de conectores com cabeça pré-instalados em elementos de concreto, sendo submetidos à tração com carregamento estático, tendo como modo de ruptura o cone de concreto.

Para se obter análises mais refinadas, optou-se por não trabalhar com espécimes que possuíam alguma característica que pudesse induzir a ruptura prematura do cone de concreto, conforme discriminados abaixo:

- Conectores com influência de borda, pois conectores instalados a uma distância menor que $1,5.h_{ef}$ da borda do elemento de concreto chegam a ruptura prematuramente com uma formação parcial do cone de concreto, por destacamento lateral do concreto ou por fendilhamento do concreto.
- Conectores instalados próximos de conectores adjacentes, com distância entre conectores menor que $3.h_{ef}$, por causa da sobreposição dos cones de concreto de ambos os conectores, levando à uma ruptura prematura.

O banco de dados foi dividido em duas partes. A primeira é composta de conectores pré-instalados em concreto não fissurado sem armadura complementar e a segunda é composta de resultados de conectores pré-instalados em concreto, reforçados com armadura complementar. Os conectores utilizados pelos autores consistiam de dispositivos aos quais possuíam ancoragem mecânica como principal modo de ancoragem, proporcionada pela cabeça do conector, a Figura 5.1 demonstra de modo geral os tipos de conectores utilizados pelos autores.

Figura 5.1 – Tipos de conectores utilizados no banco de dados.



a) barra parafusada b) barra lisa com cabeça fundida c) armadura com cabeça soldada d) parafuso de ancoragem

5.2. Conectores instalados sem armadura complementar

5.2.1. Banco de dados

Este banco de dados é composto de 476 ensaios experimentais de conectores de aço instalados em elementos de concreto não fissurado, não possuindo armadura complementar. Dentre as principais variáveis analisadas encontram-se a resistência à compressão do concreto (f_c) e o embutimento de ancoragem efetivo (h_{ef}). O valor de f_c variou de 22,9 a 80 MPa e o embutimento h_{ef} de 50 a 1200 mm. Todos os espécimes ensaiados eram compostos de conectores instalados em blocos ou lajes rígidas de concreto. A decisão da escolha de optar por apenas coletar dados de conectores instalados em blocos ou lajes rígidas é justificado pelo fato de que, quando o conector é instalado em lajes ou blocos flexíveis, estes podem gerar fissuras de flexão devido ao esforço de tração do conector. O banco de dados resumido é mostrado na Tabela 5.1 e as características coletadas dos espécimes estão ilustradas na Figura 5.2.

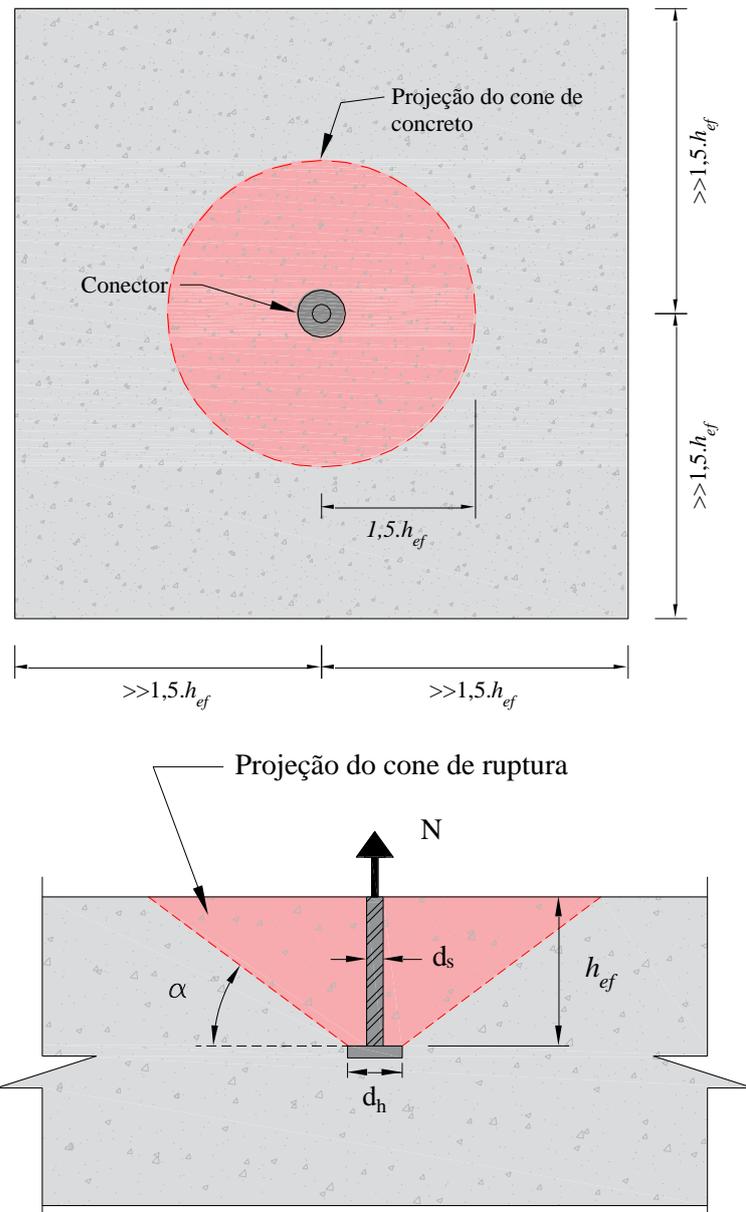
Tabela 5.1 - Características dos conectores do banco de dados resumido.

| Autor | Nº de espécimes | h_{ef} (mm) | f_c (MPa) | d_s (mm) | d_h (mm) | N_u (kN) |
|-------|-----------------|------------------|----------------|---------------|---------------|---------------|
| [1] | 15 | 19-69 | 23-32 | 13 | 25 | 4,7-41,3 |
| [2] | 15 | 64-104 | 23-47 | 12-20 | 25-60 | 59,4-128,8 |
| [3] | 5 | 400-450 | 21-23 | 19 | 56 | 726,9-1128,5 |
| [4] | 12 | 635-1143 | 36-39 | 70-108 | 152-254 | 2104-5722 |
| [5] | 24 | 45-101 | 35-40 | 13-20 | 56 | 32-106 |
| [6] | 5 | 76-102 | 32 | 12-16 | 20-25 | 43,8-81,6 |
| [7] | 5 | 102 | 25 | 19 | 29 | 42-52 |
| [8] | 5 | 160 | 34 | 19 | 80 | 42-52 |
| [9] | 5 | 114 | 22-23 | 16 | 31 | 92-94 |
| [10] | 15 | 35-65 | 32-34 | 8 | 24 | 16-34,5 |
| [11] | 8 | 112-348 | 27-36 | 16-29 | 32-56 | 73-392 |
| [12] | 3 | 102 | 28 | 22 | 35 | 74,8-76,2 |
| [13] | 16 | 355-525 | 18-21 | - | 40-50 | 393-919 |
| [14] | 45 | 102-203 | 50-83 | 19-25 | 31-50 | 102,6-415,5 |
| [15] | 5 | 100 | 30,2 | 19 | 32 | 108 |
| [16] | 5 | 178-279 | 19-22 | 25-34 | 32-55 | 239,3-489,3 |
| [17] | 7 | 121-178 | 34,5 | 16 | 24-27 | 70-166 |
| [18] | 26 | 50-450 | 22-27 | 8-72 | 12-88 | 21,5-1221 |
| [19] | 20 | 25-76 | 8-17 | 16 | 30 | 9,6-37,4 |
| [20] | 3 | 130-520 | 23 | 22-50 | 35-80 | 97-885 |
| [21] | 12 | 76-178 | 21-23 | 25 | 50-150 | 62-143 |
| [22] | 108 | 51-152 | 9-39 | 9-22 | 19-35 | 15-100 |
| [23] | 51 | 254-533 | 18-20 | 30-50 | 49-83 | 262-919 |
| [24] | 11 | 254 | 28-60 | 30 | 49 | 411-624 |
| [25] | 26 | 178 | 13-28 | 22 | 35 | 28-109 |
| [26] | 3 | 76-254 | 29 | 19-25 | 30-40 | 71-435 |
| [27] | 3 | 92 | 35,7 | 19 | 31,75 | 77-82 |
| [28] | 19 | 76-102 | 29 | 16-25 | 25-40 | 52-108 |
| [29] | 3 | 92-97 | 20,7 | 19 | 32 | 48,9-62,3 |

Obs.:

[1] PICCININ, CATTANEO e BIOLZI (2013); [2] PITRAKKOS e TIZANI (2013); [3] PARK *et al.* (2011); [4] LEE *et al.* (2007); [5] SOARES (2007); [6] SOLOMOS e BERRA (2006); [7] HOEHLER (2006); [8] MARTINS (2006); [9] OLIVEIRA (2003); [10] HAUFE e GHALI (2002); [11] CHOI *et al.* (2001); [12] YONG, KIM e KIM (2001); [13] KLINGNER, MURATLI e SHIRVANI (1999); [14] PRIMAVERA, PINELLI e KALAJIAN (1996); [15] HALLOWELL (1996); [16] CARRATO, KRAUSS e KIM (1996); [17] COOK *et al.* (1992); [18] ELIGEHAUSEN *et al.* (1992); [19] BALOUGH, KOVACSHAZY e FRIGEY (1992); [20] ELIGEHAUSEN *et al.* (1989); [21] HAWKINS (1987); [22] BODE e HANENKAMP (1985); [23] durchgeführt von Hochtief und der VA der Universität Karlsruhe (1985); [24] durchgeführt an der Universität Bochum (1985); [25] durchgeführt von Hochtief und der VA der Universität Karlsruhe (1983); [26] CANNON, BURDETTE e FUNK (1975); [27] McMACKIN, SLUTTER E FISHER (1973); [28] NORDIN, AMES E POST (1968); [29] Nelson Stud Project No. 802 (1966).

Figura 5.2 – Esquema dos espécimes do banco de dados



5.2.2. Metodologia de análise

Os modelos teóricos foram avaliados a partir da análise da precisão e nível de dispersão dos resultados teóricos, bem como o conservadorismo ou o baixo nível de segurança dos modelos propostos por normas ou autores citados neste trabalho. Para tanto, comparou-se os resultados experimentais e teóricos a partir do fator λ , mostrado na Equação 5.1, que é a razão entre os resultados experimentais e teóricos.

$$\lambda = \frac{N_{u,exp}}{N_{u,teo}} \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde:

$N_{u,exp}$ é carga de ruptura experimental (kN);

$N_{u,teo}$ é a carga de ruptura teórica (kN).

O nível de segurança dos modelos teóricos e normativos foi avaliado considerando uma adaptação, proposta por MORAES NETO (2013), com base no critério de penalidade proposto por COLLINS (2001), o *Demerit Points Classification* – DPC, que penaliza resultados (λ) abaixo da segurança por possuir risco à vida e muito conservadores por serem antieconômicos. Esta análise é feita pela soma das penalidades de cada modelo teórico, de forma que a Tabela 5.1 demonstra o critério de penalidade dos resultados.

Tabela 5.2 – Classificação segundo critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES NETO (2013) .

| $\lambda = N_{u,exp}/N_{u,teo}$ | Classificação | Penalidade |
|---------------------------------|--------------------------|------------|
| <0,5 | Extremamente perigoso | 10 |
| [0,5-0,85[| Perigoso | 5 |
| [0,85-1,15[| Segurança apropriada | 0 |
| [1,15-2,00[| Conservador | 1 |
| $\geq 2,00$ | Extremamente conservador | 2 |

5.2.3. Resultados analíticos

O nível de precisão dos modelos teóricos e normativos foi avaliado confrontando os resultados teóricos com os resultados experimentais, como mostra a Figura 5.3 e o nível de dispersão dos resultados dos modelos teóricos foi avaliado através da curva “*box and whiskers*”, como exposto na Figura 5.4, que demonstra os valores máximos, mínimos, primeiro, segundo e terceiro quartil de resultados de λ . A análise da segurança dos modelos teóricos é feita considerando a classificação da adaptação, proposta por MORAES NETO (2013) do critério de COLLINS (2001).

Conforme a Figura 5.3, Figura 5.4 e Tabela 5.3, pode ser observado que os modelos teóricos das recomendações normativas do ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 Anexo C (2010), foram os que obtiveram resultados mais satisfatórios, apesar de possuírem resultados com um grande nível de dispersão, foram os modelos com

maior exatidão para cargas últimas do cone de concreto de até 400 kN, bem como obtiveram resultados predominantemente com segurança apropriada ou conservadores, isto demonstra que os modelos possuem um bom nível de segurança. Ainda, os códigos normativos se tornam poucos precisos para cargas últimas acima de 400 kN, possuindo valores muito conservadores. Isto indica que os modelos podem não estar considerando alguma suposição teórica que pode influenciar na carga de ruptura do cone de concreto, como por exemplo o efeito de escala. De modo geral, os outros modelos teóricos possuíam pouca precisão dos resultados, com exceção ao Método CCD, que obteve valores satisfatórios até para cargas altas de cerca de 600 kN, contudo obteve muitos resultados abaixo da segurança.

Figura 5.3 - Avaliação dos resultados quanto à precisão e exatidão.

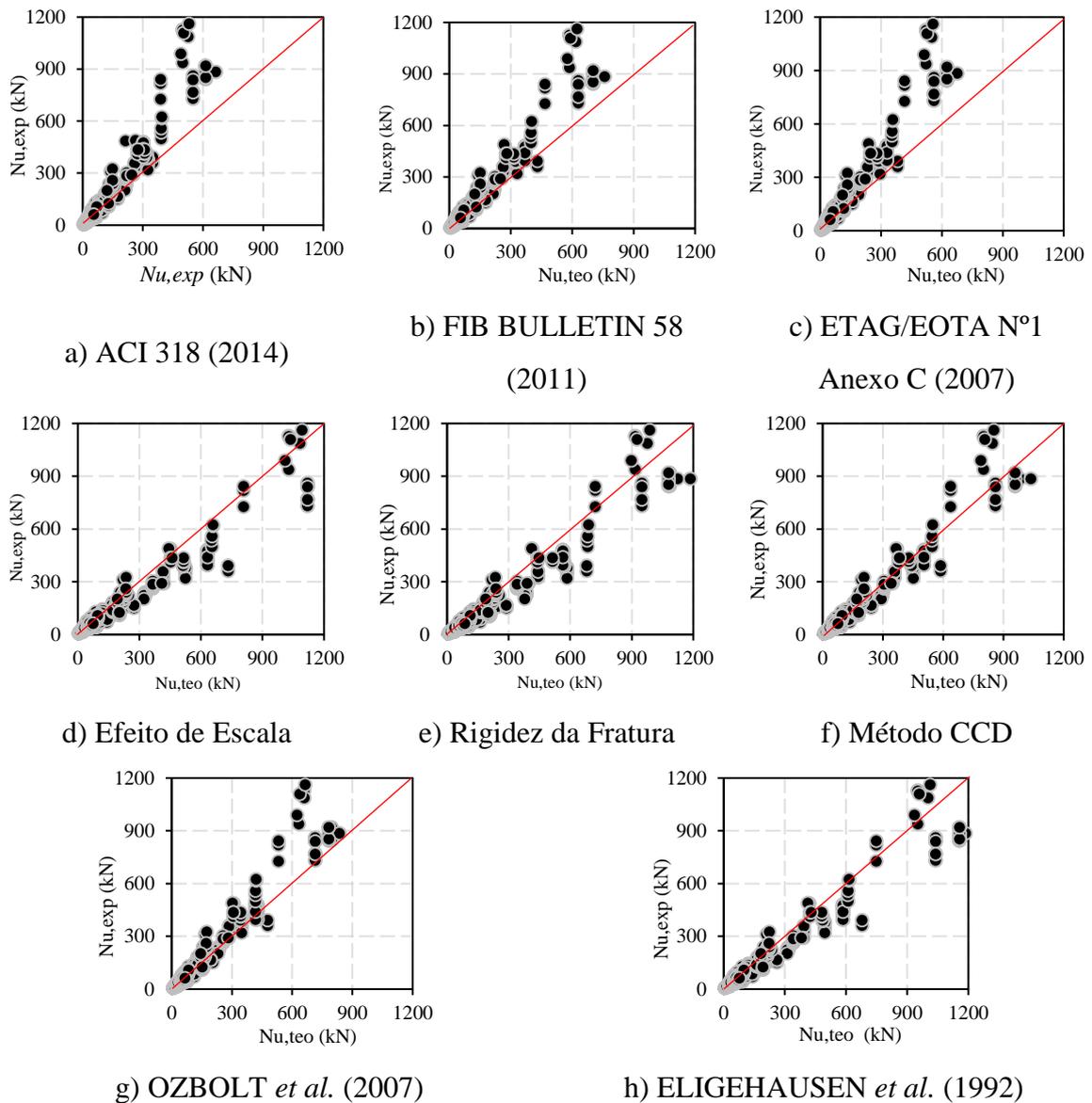


Figura 5.4 –Análise quanto a dispersão dos resultados, curva “*box and whyskers*”.

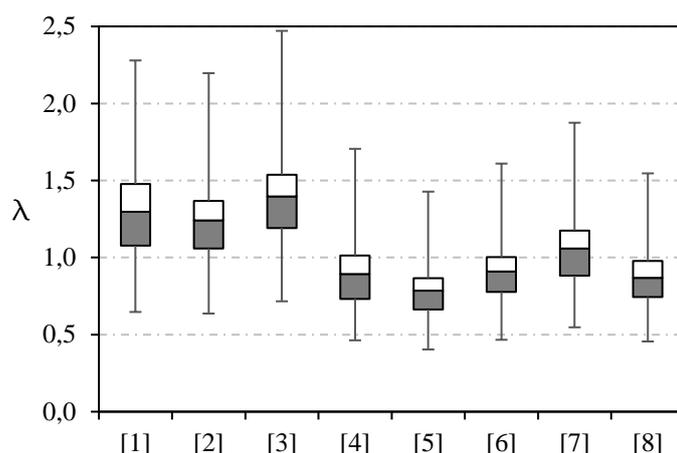


Tabela 5.3 – Classificação segundo critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES NETO (2013).

| $\lambda = N_{u,exp}/N_{u,teo}$ | penal. | [1] | [2] | [3] | [4] | [5] | [6] | [7] | [8] |
|--|--------|----------------------------|-----|-----|------|------|------|-----|------|
| | | nº de peças por penalidade | | | | | | | |
| <0,5 | 10 | 0 | 0 | 0 | 4 | 11 | 3 | 0 | 3 |
| [0,5-0,85[| 5 | 11 | 13 | 6 | 233 | 334 | 194 | 79 | 260 |
| [0,85-1,15[| 0 | 159 | 180 | 82 | 182 | 113 | 226 | 263 | 177 |
| [1,15-2,00[| 1 | 290 | 280 | 361 | 57 | 18 | 53 | 134 | 36 |
| $\leq 2,00$ | 2 | 16 | 3 | 27 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Penalidade total | | 377 | 351 | 445 | 1262 | 1798 | 1053 | 529 | 1366 |
| Obs: [1] ACI 318 (2014); [2] FIB BULLETIN 58 (2011); [3] ETAG/EOTA N°1 Anexo C (2010); [4] Efeito de Escala; [5] Rigidez da Fratura; [6] Método CCD; [7] OZBOLT <i>et al.</i> (2007); [8] ELIGEHAUSEN <i>et al.</i> (1992). | | | | | | | | | |

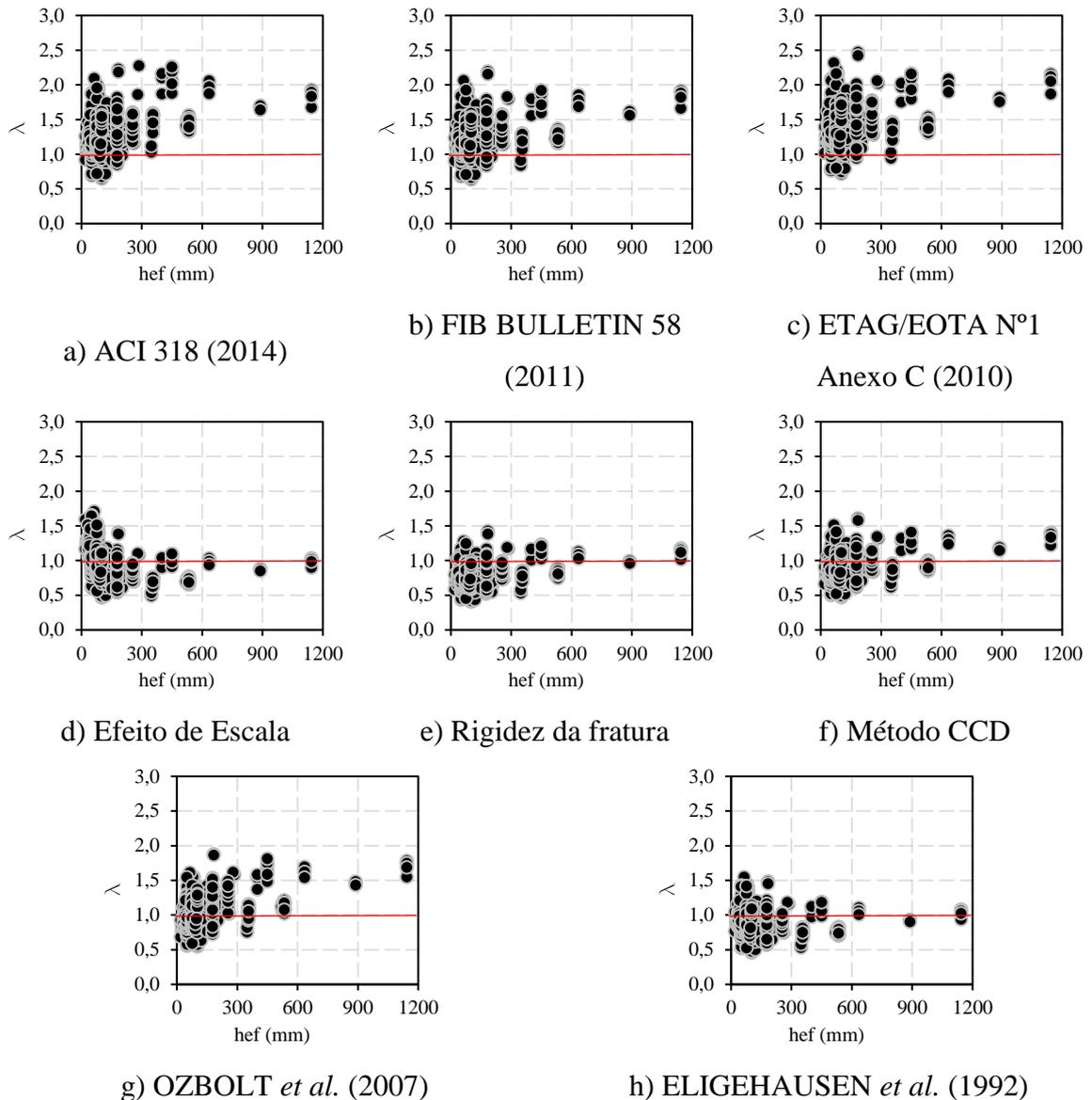
Como pôde ser visto nas análises dos modelos teóricos, tanto houve grande dispersão, como também pouca precisão por parte de alguns modelos. Isto pode ser ocasionado por uma série de fatores. Um dos fatores é a variabilidade dos materiais base, constituintes do concreto, como por exemplo tipo e diâmetro dos agregados utilizados na confecção dos espécimes ensaiados por cada autor, esta variabilidade de material pode influenciar diretamente nas características do concreto, como na energia da fratura ou módulo de elasticidade, que como pôde ser visto na revisão bibliográfica, têm influência considerável na carga última do cone de concreto. Outro fator que pode influenciar na precisão do modelo teórico é a própria suposição teórica considerada por cada modelo, tais como a teoria da elasticidade, plasticidade, viscoplasticidade ou mecânica da fratura do concreto. Este último

possui influência direta na carga de ruptura, quando se considera o efeito de escala como fator influente na carga de ruptura do cone de concreto (OZBOLT *et al.*, 2007). Uma vez que o efeito de escala poderia influenciar na própria precisão dos modelos teóricos, foram feitas análises para se conhecer de que forma, ou em qual amplitude, este fator pode influenciar na precisão e segurança dos modelos teóricos. Cabe salientar que este efeito de escala foi avaliado a partir do estudo da influência do embutimento do conector na precisão dos modelos teóricos.

A Figura 5.5 avalia a precisão dos modelos teóricos em função do embutimento de ancoragem do conector (h_{ef}), confrontando o fator λ com h_{ef} . A Figura 5.6 representa um resumo estatístico dos resultados do fator λ , de modo que é mostrado a média, o desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV) do parâmetro λ para faixas de embutimento de ancoragem. A Figura 5.7 demonstra a linha de tendência de cada modelo teórico em função do embutimento de ancoragem.

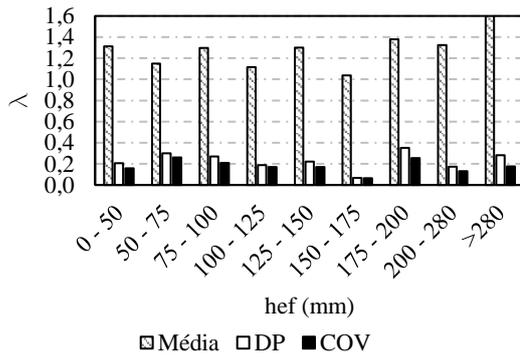
As análises da Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7, mostram que há uma perda considerável de precisão dos resultados teóricos com o embutimento de ancoragem para valores acima de 300 mm. Com exceção do modelo do Efeito de Escala e Rigidez da Fratura, que quanto maior o embutimento maior foram suas precisões. A precisão satisfatória destes modelos teóricos para embutimentos acima de 600 mm, ocorreu devido suas suposições teóricas que consideravam ambas o efeito de escala, como também a energia da fratura na carga de ruptura do cone de concreto. Também pôde ser notado que, conforme a Figura 5.7b, o modelo de ELIGEHAUSEN *et al.* (1992) também possuía uma boa precisão para embutimentos acima de 600 mm, isto se dá pelo fato de que este é um modelo empírico e os valores descritos na Figura 5.7 para grandes embutimentos foram os mesmo utilizados para a concepção do modelo teórico, ao contrário do modelo do Efeito de Escala que obteve uma boa precisão para grandes embutimentos, considerando apenas suposições teóricas.

Figura 5.5 - Avaliação dos resultados quanto à precisão, em função de h_{ef} .

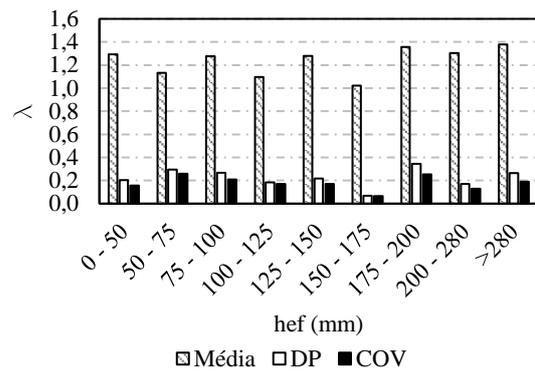


A Figura 5.8 e Figura 5.9, mostram a porcentagem de resultados abaixo da segurança, com valores de λ menores que 1, para faixas de embutimento de ancoragem de cada modelo teórico. Como pode ser observado na Figura 5.8, os modelos das recomendações normativas do ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) ETAG/EOTA 001 Anexo C (2010) foram os que obtiveram menores resultados abaixo da segurança. Dentre os demais modelos teóricos, grande parte possui muitos valores abaixo da segurança para todas as faixas de h_{ef} , contudo, é de se destacar o sensível decréscimo de resultados abaixo da segurança do modelo teórico de OZBOLT *et al.* (2007), conforme maior a faixa de embutimento de ancoragem, chegando a valores próximos das recomendações normativas.

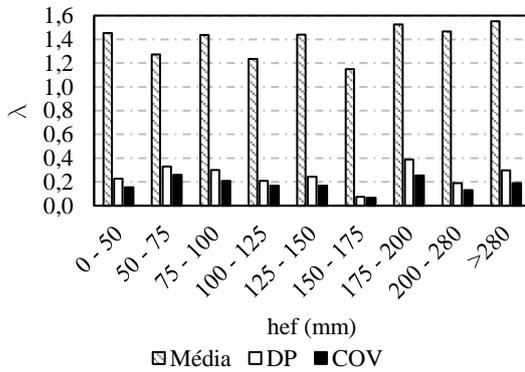
Figura 5.6 – Resumo estatístico dos modelos teóricos para faixas de h_{ef} .



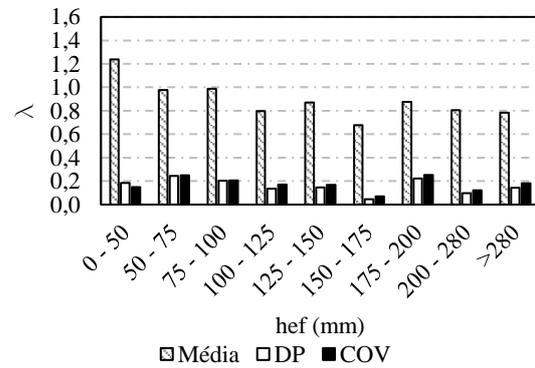
a) ACI 318 (2014)



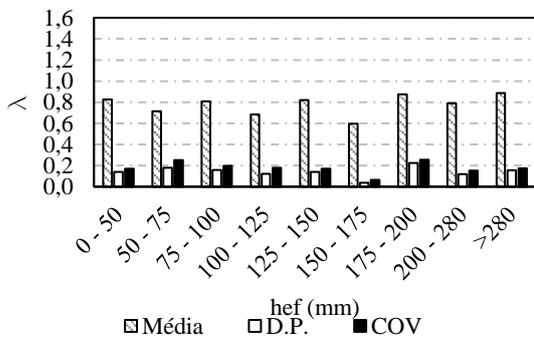
b) FIB BULLETIN 58 (2011)



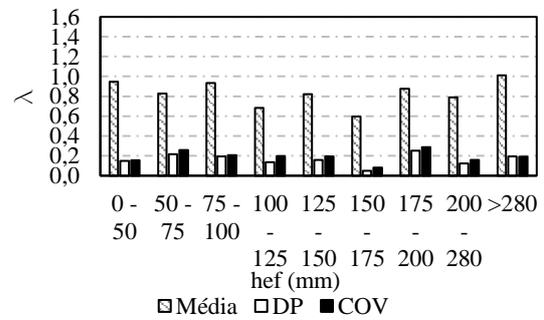
c) ETAG/EOTA N° 001 – Anexo C (2010)



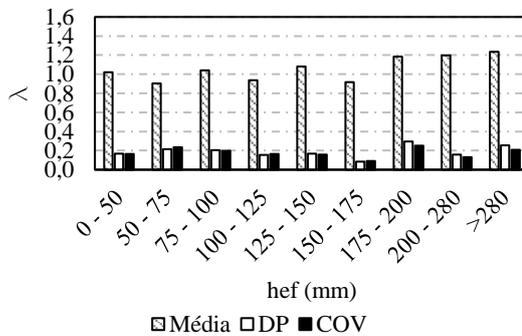
d) Método do Efeito de Escala



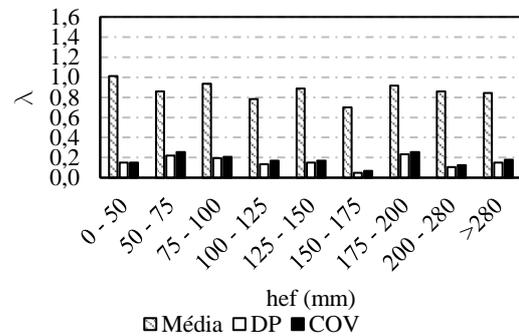
e) Rigidez da Fratura



f) Método CCD

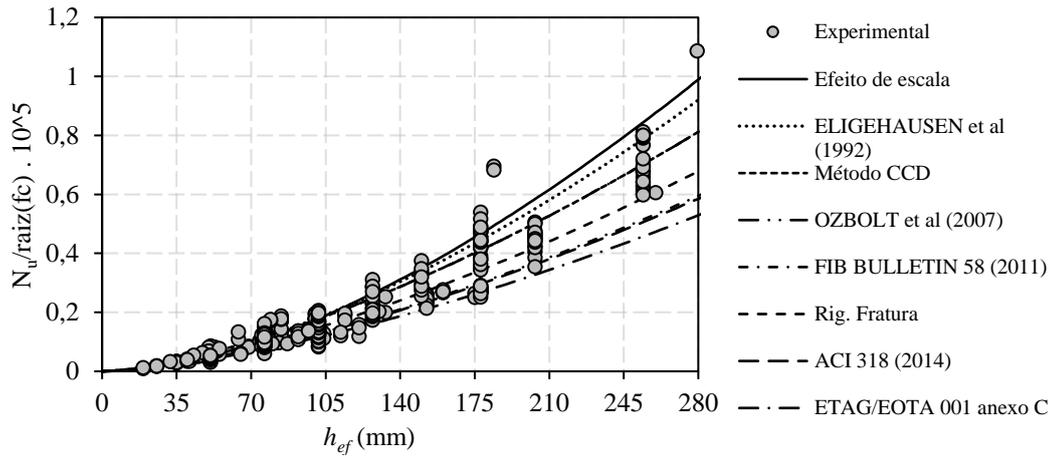


g) OZBOLT *et al.* (2007)

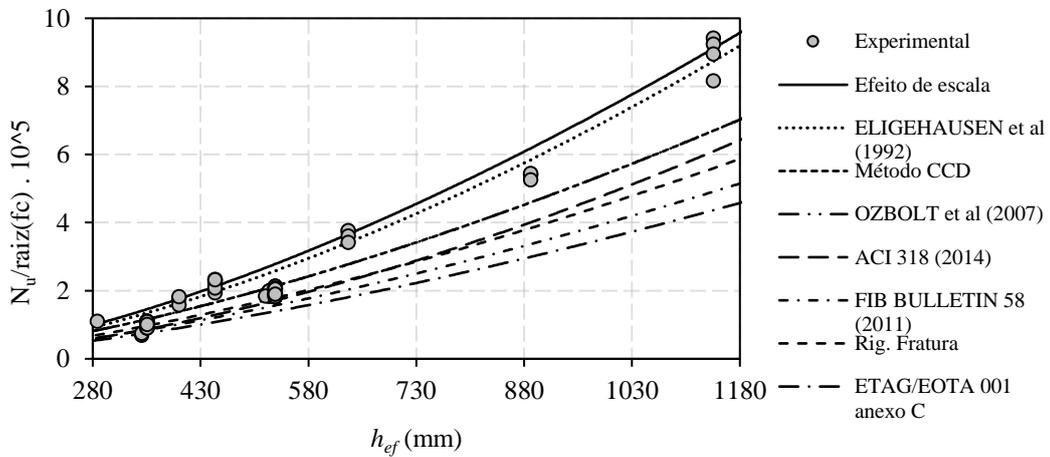


h) ELIGEHAUSEN *et al.* (1992)

Figura 5.7 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função de h_{ef} .



a) Resultados de espécimes com embutimentos até 280mm



b) Resultados de espécimes com embutimentos entre 280 e 1180mm

Figura 5.8 – Resultados abaixo da segurança para faixas de embutimento de ancoragem.

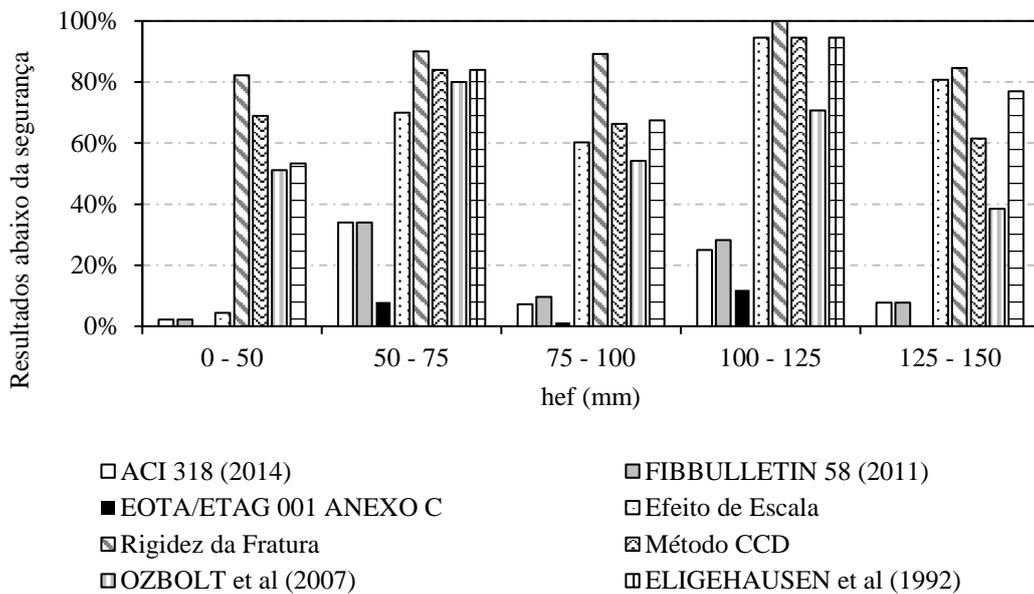
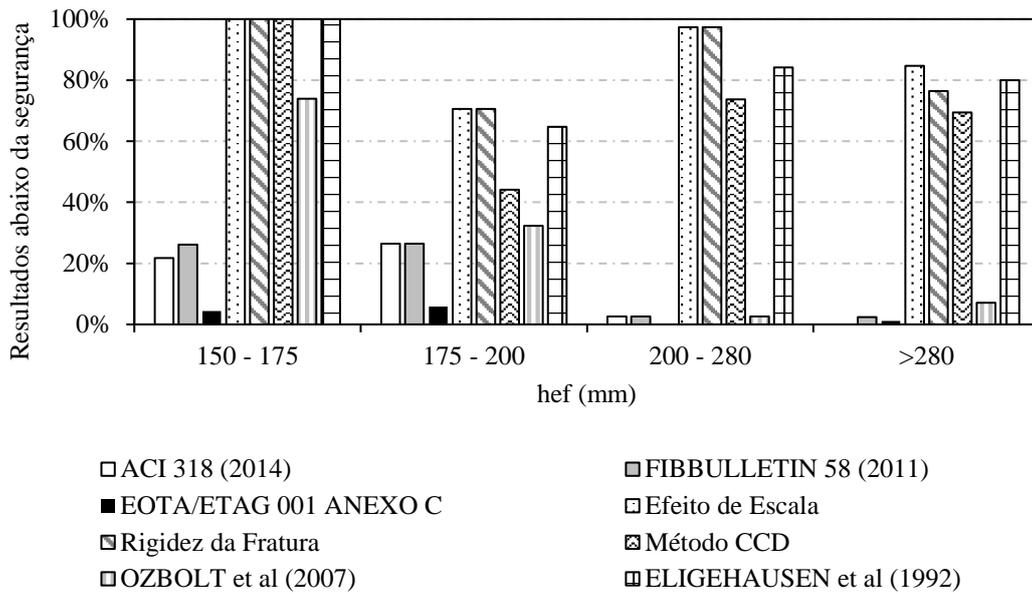


Figura 5.9 – Resultados abaixo da segurança para faixas de embutimento de ancoragem.



5.3. Conectores instalados com armadura complementar

5.3.1. Banco de dados

Este banco de dados foi feito visando avaliar os modelos teóricos que estimam a capacidade resistente de conectores de aço reforçados com armadura complementar. As análises foram feitas a partir de um banco de dados originalmente composto de 24 resultados experimentais de conectores reforçados com armadura complementar submetidos à tração axial com carregamento estático. Foram reunidos resultados experimentais de 3 autores, além dos resultados experimentais do presente trabalho. Cabe ressaltar que há relativamente poucos resultados experimentais neste banco de dados, devido aos poucos trabalhos que estudam a armadura complementar como método de reforço de conectores pré-instalados em concreto armado, fato este, que, é uma das motivações para o desenvolvimento deste trabalho.

Para se obter análises mais refinadas, optou-se por excluir espécimes que possuíam alguma característica que pudessem influenciar na carga de ruptura dos espécimes induzindo à ruptura prematura do conjunto conector-concreto, ou mesmo espécimes que tivessem alguma característica que não se enquadrasse nas características recomendadas pelos modelos a serem avaliados. Espécimes que possuíam as seguintes características discriminadas abaixo não foram considerados no banco de dados:

- Conectores com armadura complementar inclinada, ou seja, que não estavam dispostos paralelamente ao conector, pois somente há recomendações normativas para armadura complementar paralela ao conector;
- Conectores que possuíam duas camadas de armadura complementar, ou seja, pernas da armadura complementar dispostas a diferentes distâncias do conector, pois os modelos teóricos apenas possuem recomendações para apenas uma camada.
- Conectores com grandes embutimentos de ancoragem, acima de 300 mm, pois a efeito de escala poderia influenciar consideravelmente nos resultados teóricos.

As características necessárias consideradas no banco de dados estão esquematicamente ilustradas na Figura 5.10, bem como o próprio banco de dados resumido é exposto na Tabela 5.4.

Figura 5.10 - Características dos espécimes ensaiados pelos autores.

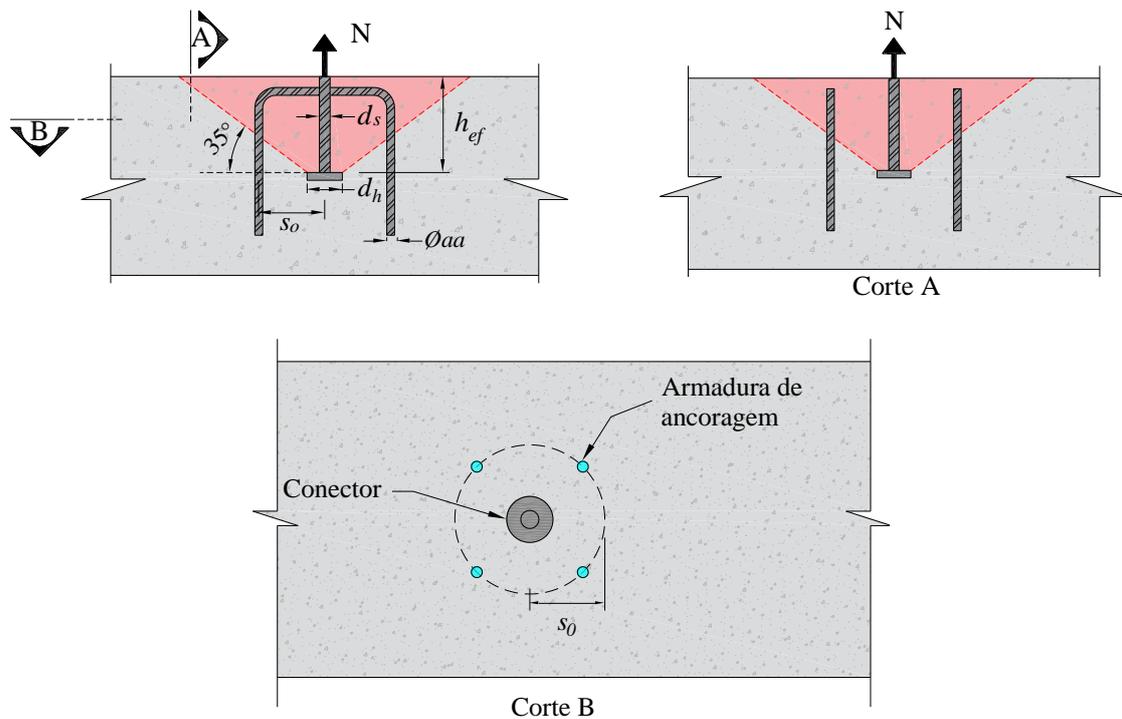


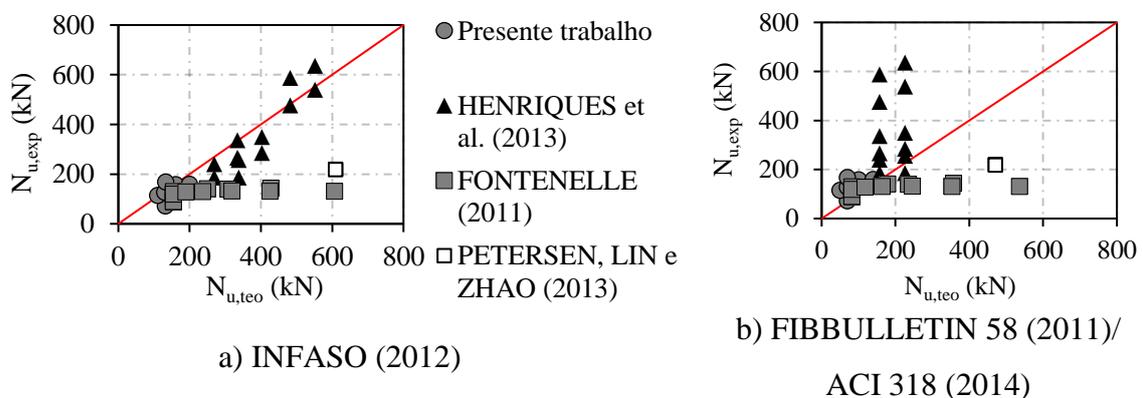
Tabela 5.4 – Banco de dados resumido de conectores com armadura complementar.

| Autores | Nº de ensaios | h_{ef} (mm) | d_s (mm) | d_h (mm) | f_c (MPa) | Nº de pernas | ϕ_{aa} | s_0/h_{ef} | N_u (kN) |
|--------------------------------|---------------|---------------|------------|------------|-------------|--------------|-------------|--------------|------------|
| Presente trabalho | 7 | 110 | 20 | 51 | 35 | 4-8 | 5,0-8,0 | 0,45-1,11 | 115-168 |
| HENRIQUES <i>et al.</i> (2013) | 15 | 100 | 20 | 50 | 29-33 | 4-12 | 6,3-10 | 0,2-0,43 | 173-636 |
| FONTENELLE (2011) | 18 | 100 | 20 | 50 | 33 | 4-12 | 6,3-10 | 0,55-1,2 | 85-144 |
| PETERSEN, LIN e ZHAO (2013) | 2 | 152 | 25 | 45 | 37 | 4 | 19,05 | 0,59 | 218-221 |

5.3.2. Resultados analíticos

Para a determinação de quais resultados experimentais do banco de dados eram válidos para a análise dos modelos teóricos, foi feita uma análise prévia. Esta análise fez-se necessária para eliminar os dados que poderiam influenciar na interpretação dos resultados e que não seguiam as recomendações normativas e teóricas, referentes ao espaçamento que não deve possuir valores da relação s_0/h_{ef} maiores que 0,5. Nesse aspecto, a Figura 5.11, avalia a performance dos modelos teóricos, onde a figura expõe os resultados teóricos confrontados com todos os resultados experimentais do banco de dados. Observou-se que grande parte dos resultados estavam ou muito a favor da segurança ou muito abaixo e com grande dispersão.

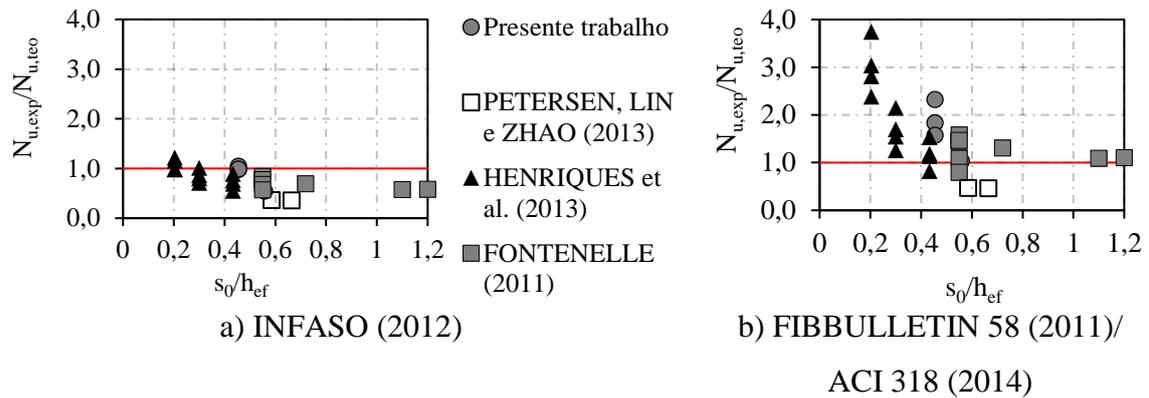
Figura 5.11 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos.



Tendo em vista que os modelos teóricos recomendam que a relação s_0/h_{ef} seja por volta de 0,5, a Figura 5.12, avalia a influência deste fator na precisão dos modelos teóricos. Como

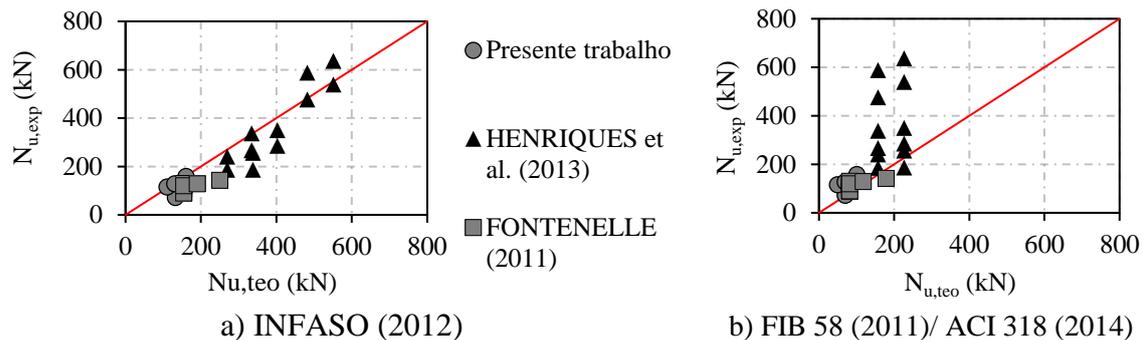
pode ser observado, para os modelos teóricos, torna-se claro que quanto maior a razão s_0/h_{ef} , menor a precisão dos modelos. Com base nisto, foram feitas análises da precisão e dispersão dos resultados dos modelos teóricos apenas para espécimes com $s_0/h_{ef} < 0,56$, que é um valor que se aproxima do valor recomendado por norma.

Figura 5.12 - Análise da precisão dos modelos teóricos em função de s_0/h_{ef} .



A Figura 5.13 demonstra a precisão dos resultados teóricos confrontando a carga experimental com a teórica de cada modelo. A dispersão dos resultados é avaliada através da curva “*box and whiskers*”, ilustrada na Figura 5.14, que demonstra os valores máximos, mínimos, primeiro, segundo e terceiro quartil de resultados do parâmetro λ .

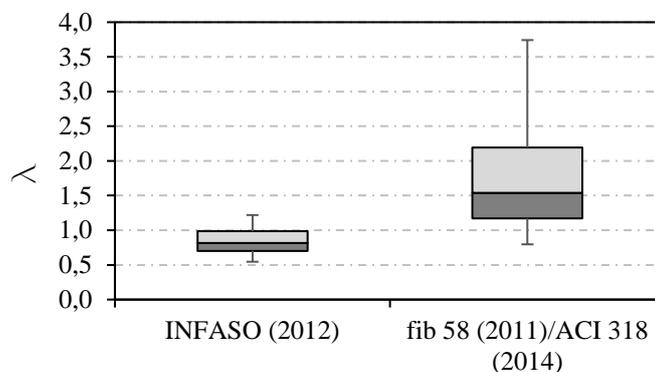
Figura 5.13 - Avaliação da precisão dos modelos teóricos.



Quanto a análise da exatidão e dispersão dos resultados, conforme a Figura 5.13 e a Figura 5.14, o método do INFASO (2012), foi o mais satisfatório, pois obteve resultados com maior exatidão e com baixo nível de dispersão dos resultados teóricos, apesar de possuir muitos resultados abaixo da segurança, o que poderia facilmente ser melhorado com um fator adicional de segurança. Em contrapartida, o método da FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI

318 (2014) mostrou ser pouco preciso e com valores muito conservadores, isto ocorre devido ao modelo teórico considerar apenas a parcela resistente do aço que compõe a armadura complementar na resistência à tração do conector, negligenciando a parcela resistente do concreto.

Figura 5.14 - Análise quanto a dispersão.



Também foi feita a análise da segurança dos modelos teóricos a partir da adaptação do método de classificação de COLLINS (2001), conforme exposto na Tabela 5.5, que considera o fator λ na determinação da classificação. A Tabela 5.7 demonstra um resumo estatístico dos resultados teóricos.

A Tabela 5.6 e a Figura 5.15, demonstram os resultados da classificação do critério de COLLINS (2001) adaptado. Quando considerado a penalidade total, conforme critérios de COLLINS (2001), o modelos do FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI 318 (2014) foram os menos penalizados, contudo a diferença entre as penalidade dos modelos foi relativamente pequena. Também pode ser notado que, a maioria dos resultados do modelo de INFASO (2012) se encontram com penalidade de baixa ou segurança apropriada, enquanto que o modelo do FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI 318 (2014) possuem a maioria dos valores sendo classificados como conservador ou extremamente conservador. Haja vista que, conforme a Tabela 5.7, a média dos resultados do INFASO (2012) se deu em cerca de 0,84, muito próximo do valor classificado como segurança apropriada, e com um relativo baixo desvio padrão de 0,19, quando comparado ao valor do desvio padrão do FIB BULLETIN 58 (2011)/ACI 318 (2014) com valor de 0,75.

Tabela 5.5 – Critério de COLLINS (2001), adaptado.

| $\lambda = N_{u,exp}/N_{u,teo}$ | Classificação | Penalidade |
|---------------------------------|--------------------------|------------|
| <0,5 | Extremamente perigoso | 10 |
| [0,5-0,65[| Perigoso | 5 |
| [0,65-0,85[| Baixa segurança | 2 |
| [0,85-1,15[| Segurança apropriada | 0 |
| [1,15-2,00[| Conservador | 1 |
| $\leq 2,00$ | Extremamente conservador | 2 |

Tabela 5.6 – Classificação segundo critério de Collins (2001).

| $\lambda=N_{u,exp}/N_{u,teo}$ | Penalidade | INFASO (2012) n° de peças | FIB 58 (2011)/ACI 318 (2014) n° de peças |
|-------------------------------|------------|------------------------------|---|
| <0,5 | 10 | 0 | 0 |
| [0,5-0,65[| 5 | 3 | 0 |
| [0,5-0,85[| 2 | 9 | 2 |
| [0,85-1,15[| 0 | 8 | 3 |
| [1,15-2,00[| 1 | 2 | 11 |
| $\leq 2,00$ | 2 | 0 | 6 |
| Penalidade Total | | 35 | 27 |

Figura 5.15 - Classificação segundo critério de COLLINS (2001).

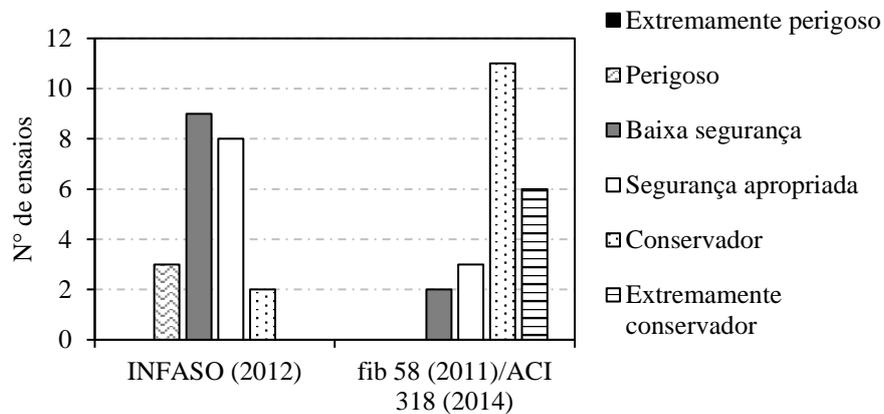


Tabela 5.7 – Resumo estatístico da precisão dos modelos teóricos.

| Modelo teórico | INFASO (2012) | fib 58 (2011)/ ACI 318 (2014) |
|----------------|---------------|-------------------------------|
| Média | 0,84 | 1,72 |
| D.P | 0,19 | 0,75 |
| COV | 22% | 43% |

6. CONCLUSÕES

6.1. Considerações gerais

Neste capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho, feitas a partir das análises dos ensaios experimentais realizados, bem como a avaliação dos modelos teóricos de estimativas da carga de ruptura do conector admitindo a ruptura do cone de concreto ou da armadura complementar.

6.2. Resultados experimentais

6.2.1. 1ª série de ensaios

Nesta série de ensaios foram feitos 9 ensaios experimentais de conectores instalados em concreto armado submetido à tração axial, onde a principal variável foi o nível de fissuração dos espécimes de concreto, que foi variado através da alteração da taxa de armadura de flexão dos espécimes de concreto armado. Dos 9 espécimes, 5 possuíam 110 mm de embutimento de ancoragem efetivo, enquanto os restantes possuíam 60 mm.

A nível de fissuração do concreto é uma característica que possui influência considerável na carga de ruptura do conector, tendo como modo de ruptura o cone de concreto, onde para maior nível de fissura, maior é a perda de resistência proporcionada pelas fissuras, isto foi verificado experimentalmente.

A fissuração também influenciou diretamente no deslizamento do conector, isto pôde ser concluído, pois, para espécimes cujo a fissuração era maior, o deslocamento do conector no concreto também era maior.

Vale ressaltar que para conectores com embutimento de ancoragem de 60 mm, houve espécimes que não se comportaram como esperado, no que diz respeito ao deslocamento e carga de ruptura, isto pode ter ocorrido por causa da influência negativa que conectores com embutimentos menores que 100 mm sofrem por estarem dispostos próximos de armadura de flexão.

6.2.2. 2ª série de ensaios

Nesta série de ensaios, foram feitos 7 ensaios experimentais de conectores instalados em concreto armado reforçados com armadura complementar com diferentes disposições, inclinações e números de pernas da armadura complementar que foram instalados na região de formação do cone de concreto.

Das análises feitas dos resultados experimentais de conectores da 2ª série de ensaios, pôde-se concluir que, no que diz respeito ao ganho de resistência, as armaduras complementares dispostas próximas do conector são mais eficientes, bem como armaduras com maiores diâmetros.

Relacionando o diâmetro da armadura complementar com o incremento de resistência proporcionado pela armadura complementar, concluiu-se que para embutimentos máximos de 110 mm, o diâmetro máximo que proporciona um maior incremento de resistência é de 6,3 mm, uma vez que para armaduras complementares de diâmetros de 8,0 mm, o incremento de resistência foi praticamente o mesmo da armadura com 6,3 mm.

É mais eficiente dispor várias pernas de armadura complementar na mesma distância do conector, compondo uma única camada, do que utilizar com mais de uma camada, haja vista que as armaduras complementares da segunda camada são menos solicitadas e a maior parte dos esforços são absorvidos pela primeira camada de armadura complementar e principalmente, a armadura complementar deve estar a uma distância não maior que $0,5.h_{ef}$, pois, como foi verificado experimentalmente, o ganho de resistência de conectores com armadura complementar disposta a uma distância menor que esta, é consideravelmente maior para disposições acima deste valor. Esta é a razão pela qual as recomendações normativas limitam este valor a $0,5.h_{ef}$.

Outro ponto importante a ser destacado pelo uso de armadura complementar junto do conector, é o ganho considerável de ductilidade à ruptura, sendo caracterizado pela ruptura do cone de concreto seguido do escoamento ou da falha de ancoragem da armadura complementar.

Ressalta-se que devido a armadura complementar não alcançar as deformações relativas ao escoamento do aço, o modo de ruptura dos conectores com adição de armadura complementar foi caracterizado como ruptura do cone de concreto seguido da falha de ancoragem da armadura complementar dentro do cone de concreto.

6.3. Análise dos modelos teóricos

Buscou-se avaliar modelos teóricos que pressupõem a capacidade portante de conectores instalados em concreto sem armadura complementar e de conectores instalados em concreto reforçados com armadura complementar. Para a análise dos modelos teóricos que preveem a capacidade portante de conectores instalados em concreto não fissurado, sem armadura complementar, foram avaliadas as recomendações das normas ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 Anexo C (2010), bem como o Método CCD, o método da Teoria do Efeito de Escala, Rigidez da Fratura, o método proposto por ELIGEHAUSEN *et al.* (1992), assim como também o de OZBOLT *et al.* (2007). Para a análise dos modelos que consideram a adição de armadura complementar ao conector, foram analisadas as recomendações normativas do ACI 318 (2014) e FIB BULLETIN 58 (2011), assim como o método proposto no documento do INFASO (2012). Análises visaram estudar a precisão, exatidão e dispersão dos resultados, igualmente verificar quais características poderiam influenciar na eficiência dos modelos teóricos em prever a carga de ruptura dos conectores.

6.3.1. Conectores instalados sem armadura complementar

Na avaliação dos métodos de previsão da carga de ruptura do cone de concreto, foi utilizado um banco de dados com resultados experimentais de conectores pré-instalados em concreto não fissurado, obtendo como modo de ruptura o cone de concreto. Dentre os modelos teóricos avaliados, destacaram-se os modelos prescritos pelas recomendações normativas do ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 Anexo C (2010), que foram os que obtiveram resultados mais satisfatórios, no que diz respeito à segurança, apesar de possuírem resultados muito conservadores para grandes embutimentos de ancoragem, acima de 300 mm. Análises posteriores mostraram que o principal fator que induzia o conservadorismo dos códigos normativos era o efeito de escala. Fato este, que se tornou claro, quando o método do Efeito de Escala concebido por ELIGEHAUSEN *et al.* (1992), onde os autores se basearam na lei do Efeito de Escala de BAZANT (1984), foram mais precisos que os códigos normativos para embutimentos de ancoragem acima de 600 mm.

6.3.2. Conectores instalados com armadura complementar

A análise dos modelos teóricos que pressupõem a capacidade portante de conectores com armadura complementar foi feita através de um banco de dados composto de conectores instalados em concreto fissurado e não fissurado com adição de armadura complementar. Dentre os modelos analisados neste trabalho encontram-se as recomendações normativas do ACI 318 (2014) e FIB BULLETIN 58 (2011), em que ambas as normas foram consideradas como um único modelo teórico por possuírem praticamente as mesmas recomendações. O segundo modelo teórico analisado foi o INFASO (2012).

As análises denotaram que, o modelo INFASO (2012), apesar de possuir uma quantidade considerável de resultados abaixo da segurança, mostrou ser mais exato, com resultados menos dispersos que o modelo do ACI 318 (2014)/FIB BULLETIN 58 (2011). Isto pode ser devido ao modelo do INFASO (2012) considerar, na ruptura do conector, uma interação do cone de concreto com o escoamento da armadura complementar na carga de ruptura do conector, ou seja, o modelo do INFASO (2012), considera como ruptura o cone de concreto juntamente com o escoamento da armadura complementar, em contrapartida, o modelo de ACI 318 (2014)/FIB BULLETIN 58 (2011), considera apenas a parcela resistente da armadura complementar, o que conduz a resultados extremamente conservadores e muito dispersos.

6.4. Sugestões para trabalhos futuros

A pesquisa realizada contribuiu para alguns aspectos relevantes sobre o comportamento e fatores que podem contribuir na resistência à tração de conectores de aço embutidos em elementos de concreto armado. Para dar continuidade ao trabalho outras pesquisas poderiam ser feitas:

- Realização de ensaios de conectores em concreto fissurado, no entanto com novos métodos de abertura e controle de fissuras, visando avaliar qual método de ensaio seria o mais recomendado para práticas de ensaios experimentais.
- Realização de ensaios de conectores com grandes embutimentos, para melhor compreender, de que forma o efeito de escala pode influenciar na carga de ruptura do cone de concreto.

- Realização de ensaios de conectores com armadura complementar com as mesmas características do presente trabalho, no entanto, com conectores instalados em blocos ou lajes rígidas, ao qual a fissuração não poderia influenciar na carga de ruptura.
- Realização de ensaios de conectores com armadura complementar, com disposições diferentes aos do presente trabalho, com a distância da armadura complementar ao conector mais próximos.
- Estudo mais aprofundado sobre o efeito do diâmetro da cabeça do conector, verificando experimentalmente, através de ensaios de conectores instalados em concreto, com diferentes diâmetros de cabeça ou mesmo por via de análise numérica, ou ainda por meio da análise do banco de dados do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 349-01. Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures. Reported by ACI Committee 349, Farmington Hill, Michigan, 1985.

ACI Commite 318, Bulding Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, 2014.

ASHOUR, A. F. e ALQEDRA, M. A. Concrete breakout strength of single anchors in tension using neural networks. *Advances in Engineering Software* 36, p.87–97, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892 – Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2015.

ASTM A370-15. Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement. American Society for Testing and Materials. 2015.

ASTM A970. Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement. 2015.

BALOUGH,T.; KOVACSHAZY, G.; FRIGEY, A. Pull-out Tests on Steel Embedments in Concrete. *ACI Special Publication*, V.130, pp. 221-234. 1992.

BAZANT, Z. P. Size effect in blunt fracture: Concrete, Rock, Metal. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 110, No. 4, pp.518-535, 1984.

BODE, H.; HANENKAMP, W. Zur tragfähigkeit von kopfbolzen bei zugbeanspruchung. Bauingenieur., 361–367. Tirado da dissertação de SHIRVANI (1998).

BUJNAK, J.; BAHLEDA, FARBAK, M. Headed fastenings acting in cooperation with supplementary steel reinforcement. Procedia Engineering 91, p.250-255. 2014.

CANNON, R. W.; BURDETTE, E. G.; FUNK, R. R. Anchorage to Concrete. Tennessee Valley Authority, KNoxville, Dec. 1975.

CARRATO, P. J., KRAUSS, K. W.; KIM, J. B. Tension Tests of Heavy-Duty Anchors with Embedments of 8 to 19 Inches , ACI Structural Journal, V. 93, No. 3, May-June. 1996.

CHOI, D.; HONG, S.; LEE, C. Test of headed reinforcement. KCI CONCRETE JOURNAL. V.14, no3, p.102-110. 2002.

COLLINS, M.P. (2001). Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.

COLLINS, D. M. Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchor subjected to static, fatigue and impact tensile loads. Master of Science in engineering, The University of Texas at Austin. 1988.

Comité Euro-International du Béton (CEB): CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'informa-tion No. 231/214, 1993.

COOK, R. A.; COLLINS, D. M.; KLINGNER, R. E.; POLYZOIS, D. Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchors. ACI Structural Journal, V. 89, No.6, pp. 639-649. 1992.

DELHOMME, F. e DEBICKI, G. Numerical modelling of anchor bolts under pullout and relaxation tests. Construction and Building Materials, v.24, p.1232–1238, 2010.

ELIGEHAUSEN, R. e BALOGH, T. Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. ACI Structural Journal, V. 92, No.3, May-June, 1995.

ELIGEHAUSEN, R. e OZBOLT, J. Influence of crack width on the concrete cone failure load (Z. P. Bazant ed.). Elsevier Applied Science, pp. 876–881. 1992.

ELIGEHAUSEN, R. e SAWADE, G. A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete. Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications. Editors: Elfgren, L., Chapman and Hall, London, New York,. pp. 281-299, 1989.

ELIGEHAUSEN, R. Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise, (Interactions of Fastenings and Reinforced Concrete Constructions), in Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin, 1984.

ELIGEHAUSEN, R.; BOUSKA, P.; CERVENKA, V.; PUKL, R. Size effect of the concrete cone failure load of anchor bolts. In: Bazant, Z. P. (Editor), Fracture Mechanics of Concrete Structures, pp. 517–525, Elsevier Applied Science, London, New York, 1992.

ELIGEHAUSEN, R.; BOUSKA, P.; CERVENKA, V.; PUKL, R. Size Effect on the Concrete Failure Load of Anchor Bolts. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Elsevier Applied Science, pp. 517-525. 1992.

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

ELIGEHAUSEN, R.; MARTINS, L.; WOLLMERSHAUSER, R.; HOEHLER, M. Testing anchor in cracked concrete. Guidance for testing laboratories: how to generate cracks. Concrete International. 2004.

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.

ELIGEHAUSEN, R.; SAWADE, G. Analysis of anchoring behavior. Fracture Mechanics of Concrete Structures – Rilem Report, pp.263-280. 1989.

EOTA, ETAG No 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, Brussels, 2010.

fib Bulletin 58. Fédération Internationale du Béton. Design of Anchorages in Concrete., Lausanne, Switzerland, 2011.

FONTENELLE, E. G. Resistência à tração de pinos de ancoragem isolados pré-instalados – influência da armadura de flexão e cisalhamento. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Goiás, 2011.

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. e ELIGEHAUSEN, R. Lateral Blow out Failure of Headed Studs Near a Free Edge. ACI Structural Journal, v.130, pp.235-252, Jan, 1992.

HALLOWELL, J. Tensile and Shear Behavior of Anchors in Uncracked and Cracked Concrete Under Static and Dynamic Loading. M.S. Thesis, The University of Texas at Austin, December, 1996.

HAUFE, A.; GHALI, A. Mechanical anchorage of studs in concrete: experiments and numerical analyses. 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering. 2002.

HAWKINS, N. M. Strength in shear and tension of cast-in-place anchor bolts. Publicação Especial, ACI. v.103, p.233-255. 1987.

HENRIQUES, J.; RAPOSO, J. M.; SILVA, L. S.; NEVES, L. C. Tensile resistance of steel-reinforced anchorages: experimental evaluation. ACI Structural Journal, V. 110, No. 2, March-April. 2013.

HOEHLER, M. S. Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for Use in Seismic Applications, PhD dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany. 2006.

INFASO. New market chances for steel structures by innovative fastening solutions. Stuttgart University, Final report of the RFCS project N° RFS-PR-05062, 2012.

KLINGNER, R.E.; MURATLI, H.; SHIRVANI, M. A. Technical Basis for Revision to Anchorage Criteria, NUREG CR-5563, U.S. Nuclear Regulatory Commission. 1999.

LEE, N. H.; KIM, K. S.; BANG, C. J.; PARK, K. R. Tensile-headed anchors with large diameter and deep embedment in concrete. ACI Structural Journal, V. 104, No. 4, 2007.

MARTIN, J. D. Resistência à tração de chumbadores com placa de ancoragem instalados em concreto. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. 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.

MORAES NETO, B. N. Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. 2013.

Nelson Stud Project No. 802, Report No. 1966-5: Concrete Anchor Tests No.7, Nelson Stud Welding Company, Lorain, 1966.

NILSSON, M. e ELFGREN, L. Fastnenings (Anchor Bolts) in Concrete Structres - Effect of Surface Reinforcement on. Nordic Symp osium on Nuclear Technology. 2009.

NORDIN, E.F.; AMES, W.H.; POST, E.R. Evaluation of Concrete Anchor Bolts, Caltrans Report 19601- 762500- 36390. 1968.

OLIVEIRA, W. E. Estudo experimental da resistência à tração de placas de ancoragem embutidas em concreto. Dissertação (mestrado) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. 2003.

OZBOLT, J. e ELIGEHAUSEN, R. Fastening elements in concrete structures numerical simulatrons. Fracture and Damage of Concrete and Rock - FDCR-2, edited by H.P. Rossmanith, p.527-547, 1993.

OZBOLT, J. e ELIGEHAUSEN, R. Numerical analysis of headed studs embedded in large plain concrete blocks. Proceedings of the 2nd International Conference of Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, pp.465-656, 1990.

OZBOLT, J. Smearred fracture fe-analysis of reinforced concrete structures – theory and examples. Rilem, International Symposium, Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, Germany, v1. p.609-624, 2001.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; PERISKIC, G.; MAYER, U. 3D FE analysi s of anchor bolts with large embedment depths. Engineering Fracture Mechanics 74, p.168–178, 2007.

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.

PARK, Y. M.; JEON, M. H.; LEE, K. J.; KIM, C. H. A Study on the Concrete Breakout Capacity Evaluation of Medium-to-Large size CIP Anchor Bolts under Tension Loading. Journal of Korean Society of Steel Construction. 2011.

PETERSEN, D.; LIN, Z.; ZHAO, J.. Behavior and Design of Cast-in-Place Anchors under Simulated Seismic Loading. DRAFT Final Report (Volume I), National Science Foundation for the NEESR Project Funded under Grant. No. CMMI-990712342, Jul, 2013.

PICCININ, R.; CATTANEO, S.; BIOLZI, L. Breakout Capacity of Headed Anchors in Confied Concrete: Experimental Evidence. ACI Structural Journal, V. 110, No. 3, May-June 2013.

PITRAKKOS, T.; TIZANI, W. Experimental behaviour of a novel anchored blind-bolt in tension. Engineering Structures. V.49, P.905–919. 2013.

PRIMAVERA, E.J., J.P. PINELLI AND E.H. KALAJIAN. Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High Strength Concrete. ACI Structures Journal. V.94, no.5. 1997.

RAPOSO, J. M.; NEVES, L. C.; SILVA, L. S. Avaliação experimental do comportamento de chumbadouros à tracção ancorados em peças de betão. V Congresso de Construção Metálica e Mista. Lisboa. 2005.

REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R. Befestigungstechnik (Fixing technology). Betonkalender 1988, Part II, Ernst & Sohn, Berlin, 1988, pp. 569–663, 1988.

Rehm, G.; Schlaich, J.; Schäfer, K.; Eligehausen, R. Fritz-Leonhardt-Kolloquium. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beton und Stahlbetonbau, No. 6 and 7, pp. 156-161 and 190-194. 1985.

ROLLE, L. Konzentrierte Lasteinleitung mittels Kopfbolzendübel in Stahlbetonstützen. Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany, 137 pp. (in German). 2003.

SEGLE, P.; STROMBO, J.; WULFF, A.; KOLFORS, J.; LARSSON, A.; PERSSON, R. Numerical simulations of headed anchors break in reinforced and non-reinforced concrete structures. Inspecta Nuclear AB, Scanscot Technology AB, Report number: 2013:27, Swedish, 2013.

SHIRVANI, M. Behavior of tensile anchors in concrete: statistical analysis and design recommendations. Master of Science in Engineering, The University of Texas at Austin. 1998.

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

SOARES, M. P. S. Influência da proximidade de borda, da altura efetiva, do comprimento aderente e do diâmetro da haste na resistência de pinos de ancoragem. Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, Dissertação, 2007.

SOLOMOS, G.; BERRA, M. Testing of Anchorages in Concrete Under Dynamic Tensile Loading. MATERIALS AND STRUCTURES. V.39, p. 695-706. 2006.

Versuche mit Kopfbolzen, durchgeführt am IBS, München und der FMFA Stuttgart, unpublished. Tirado da dissertação de SHIRVANI (1985). 1985.

Versuche mit Kopfbolzen, durchgeführt an der Universität Bochum, 1, unpublished. Tirado da dissertação de SHIRVANI (1998). 1998.

Versuche mit Kopfbolzen, durchgeführt von Hochtief und der VA der Universität Karlsruhe, unpublished. Tirado da dissertação de SHIRVANI (1998). 1998.

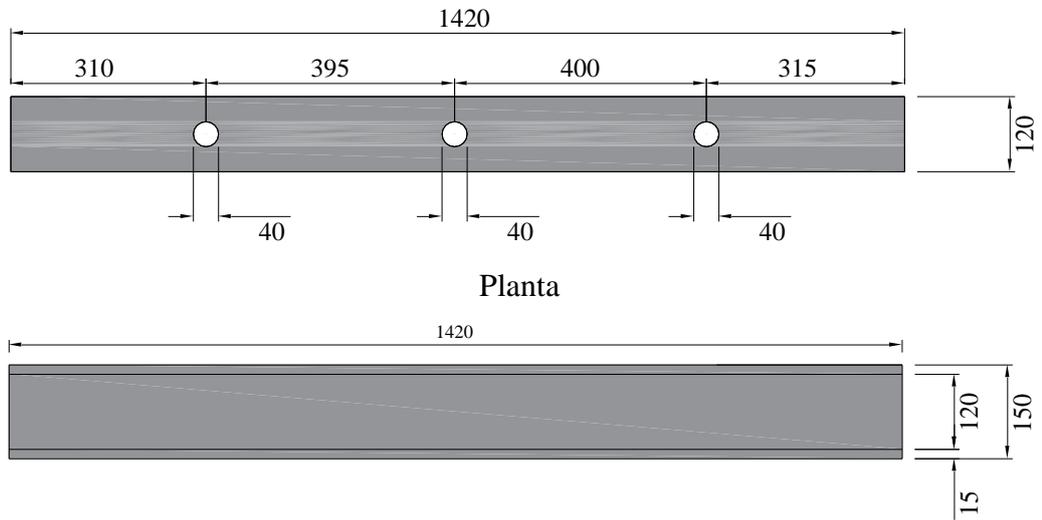
WALLACE e MCCONNELL. Use of headed reinforcement in beam - column joints. ASCE, 2001.

www.omrannosazi.com/index.aspx?siteid=1&siteid=1&pageid=140. Acessado em Maio de 2015.

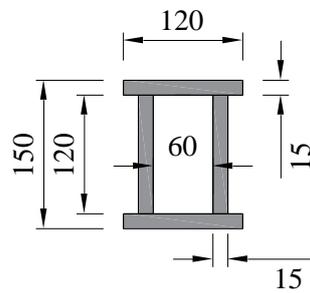
YONG, Y., KIM, H., AND KIM, S. Assessment of Fracture Behaviors for CIP Anchors Fastened to Cracked and Uncracked Concretes KCI Concrete Journal. Vol 13 No. 2 pp. 33-41. 2001.

Anexo A – SISTEMA DE ENSAIO: EQUIPAMENTOS

1. Viga metálica



Vista lateral



Secção transversal

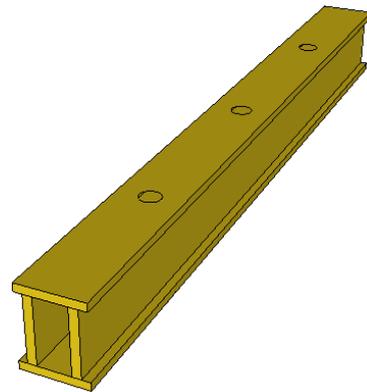
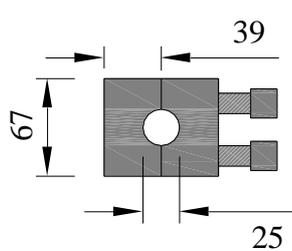
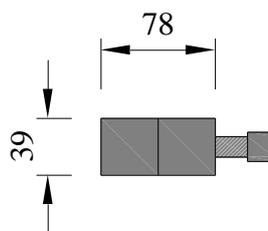


Imagem 3D

2. Cunha de travamento



Planta



Vista lateral

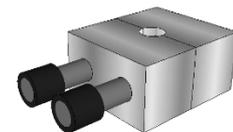
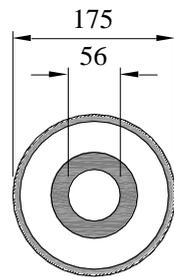
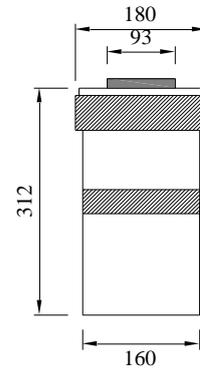


Imagem 3D

3. Cilindro hidráulico



Planta



Vista lateral

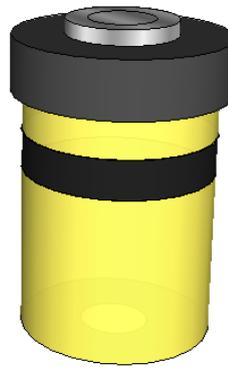
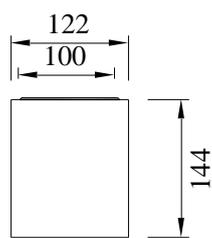
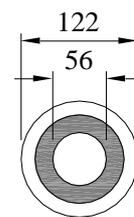


Imagem 3D

4. Célula de carga



Planta

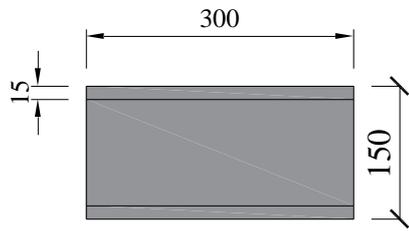


Vista lateral

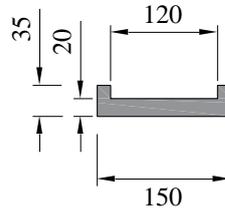


Imagem 3D

5. Chapa metálica de apoio de 1ª ordem



Planta



Vista lateral

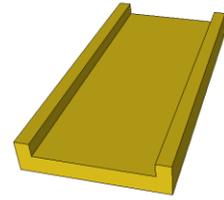
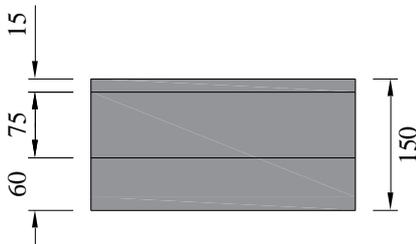
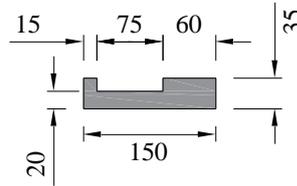


Imagem 3D

6. Chapa metálica de apoio de 2ª ordem



Planta



Vista lateral

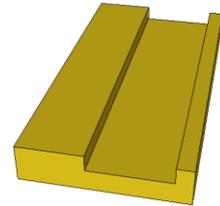
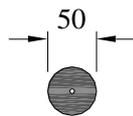


Imagem 3D

7. Rolete de apoio



Seção transversal



Vista lateral



Imagem 3D