

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE
ANCORAGENS EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO
ARMADO**

PATRÍCIA CÂNDIDA SOUZA DA SILVA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE
ANCORAGENS EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO
ARMADO**

PATRÍCIA CÂNDIDA SOUZA DA SILVA

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

PUBLICAÇÃO:

BRASÍLIA/DF: JULHO – 2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE
ANCORAGENS EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO
ARMADO**

PATRÍCIA CÂNDIDA SOUZA DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc (PECC/ENC/UnB)
(Orientador)

Prof. Guilherme Sales S. A. Melo, Ph.D. (PECC/ENC/UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Mauricio De Pina Ferreira, D.Sc (UFPA)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 20 DE JULHO DE 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, PATRÍCIA CÂNDIDA SOUZA

Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado [Distrito Federal] 2018.

xxi, 128p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2018).
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Ensaaios de arrancamento

2. Ancoragem

3. Conectores

4. Concreto Armado

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, P. C. S (2018). Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 15A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Patrícia Cândida Souza da Silva

TÍTULO: Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado.

GRAU: Mestre

ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília 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.

Patrícia Cândida Souza da Silva

QC 5 conjunto 6 cond. 20 Bl F apt 102

71.882-206 Brasília - DF - Brasil.

e-mail: patriciacandida@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha mãe, ao amor da minha vida,

e às minhas avós de consideração: vovó Cici

e vó Lourdes (em memória).

Sem vocês esse sonho não seria possível.

*“A coisa mais bela
que podemos experimentar é o mistério.
Essa é a fonte de toda a arte e ciências verdadeiras.”*

(Albert Einstein)

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente à minha mãe, Marluce Cândida, por nunca ter desistido de um futuro melhor para mim e sempre ter lutado pela melhor educação possível que eu poderia ter. Minha guerreira, que começou a batalhar aos 13 anos e aos 18 anos saiu do interior do Nordeste em busca de uma vida melhor, tenhas certeza que nada foi em vão. Deus iluminou nossos caminhos para que tudo isso fosse possível. Essa conquista é nossa!

Ao meu orientador e brilhante professor Marcos Honorato de Oliveira, pela oportunidade de ser sua primeira aluna de Mestrado e por toda dedicação e conhecimento que me proporcionou. Sou muito grata por todos os ensinamentos e oportunidades; por lutar por mim, me apoiar e me incentivar. Obrigada pela confiança e amizade que construímos ao longo dessa jornada.

Ao meu amigo Doutorando, Manoel José Mangabeira Pereira Filho, por todos os conhecimentos que me proporcionou ao longo deste trabalho, por sempre ter paciência em aguentar minhas perguntas e por todas as noites que viramos no Laboratório de Estruturas. Sou eternamente grata pelos conhecimentos que você me proporcionou.

Ao professor Mauricio de Pina Ferreira pelas orientações, sugestões e contribuições durante todo processo.

Aos alunos e colegas do GETEC-UnB, PECC-UnB e NUMEA-UFA, ao Rafael Sobral, Renata Piazza, Idalmo Cardoso, Ana Paula Bona, Luiz Gustavo, Isabela Calasans, Hamilton Costa, Izabel, Nataniel Wontoon e Henrique Nery, obrigada pela ajuda, apoio e conselhos.

Às minhas amigas, Débora Guimarães, Katyucha Samantha, Paula Fernandes, Renata Carvalho, Monique Machado, Carolina Torma, Andrea Berto, Reggiane Alves e Ana Paula Carneiro, pela amizade de sempre, e por sempre estarem presentes nos momentos mais importantes da minha vida.

Ao meu amor, que aguentou todo esse tempo de loucura e correria. Pela amizade, companheirismo, paciência, motivação e incentivo que me destes ao longo desses anos. Obrigada por aguentar meus barulhos a noite estudando, a luz acesa, o estresse, e obrigada pelas garrafas de café. Obrigada pela inspiração e ajuda que me destes para finalizar esse trabalho.

À CONCRECON Ltda, pelo fornecimento do concreto da primeira concretagem. Ao CNPq e à CAPES pelo financiamento do trabalho.

Por fim, agradeço a Deus por ter guiado e protegido meu caminho até aqui.

RESUMO

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE ANCORAGENS EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Autor: Patrícia Cândida Souza da Silva

Orientador: Marcos Honorato de Oliveira

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 20 de julho de 2018

Este trabalho refere-se à análise do desempenho de diferentes ancoragens pré-instaladas em estruturas de concreto armado e submetidas à tração direta. Para isso, foram realizados 34 ensaios de arrancamento em blocos de concreto armado com dimensões 350 x 200 x 900 mm. Os tipos de ancoragem testados foram divididos em cinco grupos, contendo ancoragens com ganchos com 45°, ganchos com 180°, dobras com 90°, conectores com cabeça e barras retas com complementação de barras transversais complementares soldadas. O comprimento de embutimento variou em uma série com 60 mm e outro com 110 mm, sendo a primeira executada com barras de diâmetro nominal igual a 10 mm e a segunda, barras com 16 mm.

Os resultados obtidos com os ensaios possibilitaram avaliar comparativamente o comportamento dos modelos quanto às deformações nas armaduras de flexão e na barra ancorada, deslocamentos relativos da ancoragem, cargas últimas, modos de ruptura e geometrias de ruptura. Foi feita uma análise geral da influência do tipo de terminação mecânica da ancoragem na determinação da capacidade resistente quando submetidas à tração e com o modo de ruptura do concreto, e ainda foram realizadas análises dos modelos teóricos de estimativa de resistência das seguintes recomendações: ACI 318 (2014), *fib Bulletin* 58 (2011), EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997); Regan (2000) e Sperry *et. al* (2017). Foi possível observar que a ruptura com geometria cônica determinada para conectores com cabeça, acontecem com ancoragens com ganchos com 45° e 180°, dobras com 90° e barras retas com barras transversais complementares. A avaliação dos diferentes tipos de ancoragem, comprovou que esse parâmetro poderia ser levado em consideração na determinação da capacidade última resistente, assim como definido por Regan (2000). O modelo teórico que teve o melhor desempenho para os modelos avaliados foi o de Regan (2000).

Palavras-chave: *Ensaio de arrancamento, Concreto Armado, Conectores, Ancoragem.*

ABSTRACT

TENSILE BEHAVIOR OF DIFFERENTS TYPES OF ANCHORS EMBEDDED IN REINFORCED CONCRETE

Author: Patrícia Cândida Souza da Silva
Supervisor: Marcos Honorato de Oliveira
Postgraduate Program in Structures and Civil Construction
Brasília, 20 de July of 2018

This research was conducted to analyze the performance of different anchors pre-installed in reinforced concrete and subjected to tensile loading. For this, 34 pullout tests were performed on reinforced concrete blocks with dimensions 350 x 200 x 900 mm. The types of anchors tested were divided into five groups, containing anchors with hooks with 45 °, hooks with 180 °, bends with 90 °, headed studs and straight bars with complementation of complementary cross bars welded. The embedment lengths varied in a series with 60 mm and the other one with 110 mm, the first one executed with bars of nominal diameter equal to 10 mm and the second one, bars with 16 mm.

The results obtained with the tests allowed evaluating comparatively the behavior of the models for the deformations in the flexural reinforcement and in the anchored bar, relative displacements of the anchorage, ultimate loads, failure modes and the failure plane geometries. A general analysis of the influence of the k coefficient on the determination of the capacity of anchors subjected to tensile loading and with the failure mode of the concrete breakout, was made the analyzes of theoretical models of resistance estimation of the following recommendations were also performed: ACI 318 (2014), *fib* Bulletin 58 (2011), EOTA / ETAG No. 001 - Annex C (1997); Regan (2000) and Sperry et. al (2017). It was possible to observe that the failure with conical geometry determined for connectors with head, happen with anchors with hooks with 45 ° and 180 °, bends with 90 ° and straight bars with complementary cross bars. The evaluation of the different types of anchorage proved that this parameter could be considered in determining the ultimate resistant capacity, as defined by Regan (2000). The theoretical model that had the best performance for the models evaluated was that of Regan (2000).

Keywords: *Pullout tests, Reinforced concrete, Connectors, Anchors.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICATIVA	4
1.2	OBJETIVOS.....	6
1.3	CONTRIBUIÇÕES DA PESQUISA	8
1.3.1	Contribuição Experimental	8
1.3.2	Contribuições teóricas.....	8
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	9
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇA AÇO-CONCRETO ...	10
2.2	MODOS DE RUPTURA.....	13
2.3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MODELOS TEÓRICOS.....	16
2.3.1	ACI 318 (2014).....	16
2.3.1.1	Capacidade do cone de concreto.....	16
2.3.1.2	– Capacidade de resistência ao escorregamento	19
2.3.2	FIB <i>BULLETIN</i> 58 (2011)	19
2.3.3	EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997)	20
2.3.4	REGAN (2000).....	20
2.3.5	SPERRY <i>et. al</i> (2017).....	21
2.4	FATORES QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO	22
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	28
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	28
3.2	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	29
3.2.1	Modelos do tipo gancho com 45° - Grupo “J”	32
3.2.2	Modelos do tipo dobra com 90° - Grupo “L”	34
3.2.3	Modelos do tipo barra reta – Grupo “W”	37
3.2.4	Modelos do tipo gancho com 180° - Grupo “U”	39
3.2.5	Modelos do tipo conectores com cabeça – Grupo “H”	41
3.3	PROCESSO CONSTRUTIVO DOS MODELOS	43
3.3.1	Fôrmas.....	43
3.3.2	Concretagem.....	43
3.4	ENSAIOS DE MATERIAIS	45
3.4.1	Concreto	45
3.4.2	Aço.....	46
3.5	INSTRUMENTAÇÃO.....	47
3.5.1	Deslocamentos verticais.....	47
3.5.2	Deformações nas armaduras.....	48
3.6	SISTEMA DE ENSAIO	50
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	52
4.1	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	52

4.1.1	Concreto	52
4.1.2	Aço.....	53
4.2	CARGA ÚLTIMA	54
4.3	MODOS DE RUPTURA.....	61
4.4	ESCORREGAMENTO DA ANCORAGEM.....	72
4.4.1	Escorregamento das ancoragens com embutimento de 60 mm.....	72
4.4.2	Escorregamento das ancoragens com embutimento de 110 mm.....	76
4.5	DEFORMAÇÃO NA ARMADURA DE FLEXÃO	79
4.6	DEFORMAÇÃO NA BARRA ANCORADA	83
4.6.1	Deformação da ancoragem na região externa ao concreto (ϵ_s)	83
4.6.2	Comparação das deformações da ancoragem na região externa e interna ao concreto (ϵ_s x ϵ_{sh}).....	86
5	AVALIAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MODELOS TEÓRICOS.....	94
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	94
5.2	AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS POR TIPOS DE ANCORAGENS – RUPTURA DO CONCRETO	96
5.2.1	Conectores com cabeça – “Grupo H”	96
5.2.2	Dobras com 90° - “Grupo L”	98
5.2.3	Ganchos com 180° - Grupo “U”	100
5.2.4	Ganchos com 45° - Grupo “J”	102
5.2.5	Barras retas com armaduras transversais - Grupo “W”	104
5.3	CONTRIBUIÇÃO PARA A ANÁLISE DO COEFICIENTE <i>K</i> NA CAPACIDADE RESISTENTE À TRAÇÃO DIRETA DAS ANCORAGENS	106
5.4	AVALIAÇÃO DOS MODELOS QUE ROMPERAM POR ESCORREGAMENTO.....	109
6	CONCLUSÕES.....	111
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	111
6.2	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	111
6.2.1	Deformação e escorregamento	111
6.2.2	Carga última	113
6.2.3	Modos de ruptura.....	114
6.3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MÉTODOS TEÓRICOS DE CÁLCULO.....	115
6.3.1	Avaliação dos Métodos Teóricos – Ruptura do Concreto	115
6.3.2	Análise do coeficiente <i>k</i>	119
6.3.3	Análise da Recomendação Normativa do ACI 318 (2014) – Ruptura por Escorregamento	120
6.4	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Aplicação de ancoragens com barras de aço em ligações estruturais (Adaptado de EL DEBS, 2000)	2
Figura 1.2 – Exemplos de ancoragens pré-instalados existentes no mercado (<i>WILLIAMS FOR ENGINEERING CORP.</i> , 2017).....	2
Figura 1.3 – Colapso parcial do forro da laje de suporte do túnel em Boston, Massachusetts, EUA.	3
Figura 1.4 – Diagrama de tensão x escorregamento (BEUTEL e HEGGER, 2002).....	5
Figura 1.5 – Exemplos de armaduras ancoradas submetidas à tração	5
Figura 1.6 – Tipos de ancoragem (a) gancho com 45°; (b) dobras com 90°; (c) barra reta; (d) gancho com 180°; (e) conectores com cabeça (<i>Headed Studs</i>).....	6
Figura 2.1 – Mecanismos de transferência de força entre a interface do aço e concreto em conectores com cabeça; (a) Adesão química; (b) Atrito (com pressão externa); e... 10	
Figura 2.2 – Distribuição de tensões ao longo de uma barra de 22 mm ancorada em 90° quando submetida à tração (Adaptado de MARQUES e JIRSA, 1975 e MACGREGOR e WIGHT, 2012).....	12
Figura 2.3 - Diagrama de resistência por aderência x escorregamento	13
Figura 2.4 – Modos de ruptura para barras tracionadas - (Adaptado de ACI 318, 2014)	14
Figura 2.5 – Cone de concreto assumido para ganchos por TEK 12-3C (2013).....	15
Figura 2.6 – Idealização de curvas da carga-deformação axial.....	16
Figura 2.7 – Considerações para a determinação de A_{Nc} e A_{Nco} em ancoragens únicas. 18	
Figura 2.8 – Arrancamento de barras embutidas no concreto (PEREIRA FILHO, 2016)	21
Figura 2.9 – Modelo paramétrico dos ensaios experimentais dos autores.....	22
Figura 2.10 – Influência de f_c na resistência ao arrancamento de barras de aço.	23
Figura 2.11 – Influência de h_{ef} na resistência ao arrancamento de barras de aço.....	24
Figura 2.12 – Influência do ângulo do gancho das barras na carga última resistente. ...	24
Figura 2.13– Resultados do ensaio de arrancamento com $f_c = 30$ MPa (Adaptado de SOROUSHIAN e CHOI ,1989).....	25
Figura 2.14 – Conformação superficial em vergalhões de aço	26
Figura 3.1 – Disposição das armaduras dos modelos	30
Figura 3.2 – Direção de posicionamento das barras ancoradas.....	30
Figura 3.3 – Ilustração exemplo dos parâmetros adotados.	31
Figura 3.4 – Modelo J-60-5Ø	33
Figura 3.5 – Modelo J-60-5Ø-T	34
Figura 3.6 – Modelo J-110-5Ø	34
Figura 3.7 – Modelo J-110-5Ø-T.....	34
Figura 3.8 – Modelo L-60-5Ø	35
Figura 3.9 – Modelo L-60-5Ø-T.....	35
Figura 3.10 – Modelo L-110-5Ø	35
Figura 3.11 – Modelo L-110-5Ø-T.....	35
Figura 3.12 – Modelo L-60-10Ø	35

Figura 3.13 – Modelo L-60-10Ø-T.....	36
Figura 3.14 – Modelo L-110-10Ø.....	36
Figura 3.15 – Modelo L-110-10Ø-T.....	36
Figura 3.16 – Modelo W-60.....	37
Figura 3.17 – Modelo W-60-6.3T.....	38
Figura 3.18 – Modelo W-60-8.0TT.....	38
Figura 3.19 – Modelo W-60-16.0T.....	38
Figura 3.20 – Modelo W-110.....	38
Figura 3.21 – Modelo W-110-8.0T.....	38
Figura 3.22 – Modelo W-110-10.0TT.....	39
Figura 3.23 – Modelo W-110-25.0T.....	39
Figura 3.24 – Modelo U-60-5Ø.....	40
Figura 3.25 – Modelo U-60-5Ø-T.....	40
Figura 3.26 – Modelo U-110-5Ø.....	40
Figura 3.27 – Modelo U-110-5Ø-T.....	41
Figura 3.28 – Modelo H-60.....	41
Figura 3.29 – Modelo H-110.....	41
Figura 3.30 – Disposição das formas utilizadas.....	43
Figura 3.31 -Teste de abatimento do tronco de cone.....	44
Figura 3.32 – Primeira concretagem.....	44
Figura 3.33–Ensaio de resistência à tração e compressão do concreto.....	45
Figura 3.34–Ensaio de módulo de elasticidade do concreto.....	46
Figura 3.35– Ensaio realizado nos corpos de prova de aço.....	47
Figura 3.36 – Posicionamento dos LVDT’s.....	48
Figura 3.37 – Detalhe construtivo auxiliar para a medição de deslocamento do LVDT 1.	48
Figura 3.38 – Posição dos extensômetros nas armaduras.....	49
Figura 3.39 – Processo de aplicação dos extensômetros elétricos.....	50
Figura 3.40– Sistema de ensaio.....	51
Figura 4.1– Curvas tensão-deformação dos aços.....	54
Figura 4.2 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “J”.....	55
Figura 4.3 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “L”.....	56
Figura 4.4 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “W”.....	58
Figura 4.5 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “U”.....	59
Figura 4.6 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “H”.....	60
Figura 4.7 – Superfície de ruptura dos modelos com Gancho com 45°.....	62
Figura 4.8 – Superfície de ruptura dos modelos com Gancho com 45°.....	62
Figura 4.9– Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90°.....	64
Figura 4.10– Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90°.....	64
Figura 4.11 – Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90° e barra transversal	65
Figura 4.12 – Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90° e barra transversal	65
Figura 4.13– Superfície de ruptura dos modelos de barra reta.....	66

Figura 4.14– Superfície de ruptura dos modelos de barra reta com uma transversal de $0,6.Ø_s$	66
Figura 4.15 – Superfície de ruptura dos modelos de barra reta com duas transversais de $0,8.Ø_s$	67
Figura 4.16 – Superfície de ruptura dos modelos de barra reta com uma.....	67
Figura 4.17 – Superfície de ruptura dos modelos de ganchos com 180°	69
Figura 4.18 – Superfície de ruptura dos modelos de ganchos com 180° com barras transversais	70
Figura 4.19 – Superfície de ruptura dos modelos de conectores com cabeça	71
Figura 4.20 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “J” – $h_{ef} = 60$ mm.....	74
Figura 4.21 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “L” – $h_{ef} = 60$ mm.....	74
Figura 4.22 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “W” – $h_{ef} = 60$ mm.....	75
Figura 4.23 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “U” – $h_{ef} = 60$ mm.....	75
Figura 4.24 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “H” – $h_{ef} = 60$ mm.....	76
Figura 4.25 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “J” – $h_{ef} = 110$ mm.....	76
Figura 4.26 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “L” – $h_{ef} = 110$ mm.....	77
Figura 4.27 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “W” – $h_{ef} = 110$ mm.....	78
Figura 4.28 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “U” – $h_{ef} = 110$ mm.....	78
Figura 4.29 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “H” – $h_{ef} = 110$ mm.....	79
Figura 4.30– Deformações na armadura de flexão dos modelos com $h_{ef} = 60$ mm	81
Figura 4.31– Deformações na armadura de flexão dos modelos com $h_{ef} = 110$ mm	83
Figura 4.32 – Deformação da região externa ao concreto da barra ancorada ($h_{ef}=60$ mm)	84
Figura 4.33 – Deformação da região externa ao concreto da barra ancorada ($h_{ef} = 110$ mm)	86
Figura 4.34 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “J” – $h_{ef} = 60$ mm	87
Figura 4.35 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “L” – $h_{ef} = 60$ mm	88
Figura 4.36 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “W” – $h_{ef} = 60$ mm	88
Figura 4.37 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “U” – $h_{ef} = 60$ mm.....	89
Figura 4.38 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “H” – $h_{ef} = 60$ mm.....	89
Figura 4.39 – Desdobramento da barra com dobra com 90° - Modelo L-60-5Ø (2).....	90
Figura 4.40 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “L” – $h_{ef} = 110$ mm.....	91
Figura 4.41 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “W” – $h_{ef} = 110$ mm	92
Figura 4.42 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “U” – $h_{ef} = 110$ mm.....	93
Figura 4.43 – Comparação ε_s x ε_{sh} - Grupo “H” – $h_{ef} = 110$ mm.....	93
Figura 5.1 – Linha de tendência dos modelos teóricos.....	98
Figura 5.2 – Linha de tendência dos modelos teóricos.....	100
Figura 5.3 – Linha de tendência dos modelos teóricos.....	102
Figura 5.4 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função de h_{ef} para o Grupo “J”.	104
Figura 5.5 – Linha de tendência dos modelos teóricos.....	106
Figura 5.6 – Avaliação da variação do coeficiente k por tipos de ancoragem	108

Figura 5.7 – Avaliação da variação do coeficiente k para ganchos com 45° e barras retas com barras transversais	109
Figura 6.1 – Estádios de resistência ao arrancamento – Grupo “W”	112
Figura 6.2 – Comportamento carga-escorregamento pós carga última	112
Figura 6.3 – Comparação das cargas últimas de ensaio – $h_{ef}=60$ mm e $\varnothing_s = 10$ mm ..	113
Figura 6.4 – Comparação das cargas últimas de ensaio – $h_{ef}=110$ mm e $\varnothing_s = 16$ mm	113
Figura 6.5 – Relação entre os resultados experimentais e as previsões dos modelos teóricos	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo das características dos modelos.....	22
Tabela 3.1 – Características dos modelos do Grupo “J”	33
Tabela 3.2 – Características dos modelos do Grupo “L”	36
Tabela 3.3 – Características dos modelos do tipo barra reta	39
Tabela 3.4 – Características dos modelos do Grupo “U”	40
Tabela 3.5 – Características dos modelos Grupo “H”	42
Tabela 4.1 – Resistência à compressão e à tração do concreto	53
Tabela 4.2 – Módulo de elasticidade do concreto	53
Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas do aço	54
Tabela 4.4 – Resultados das cargas de últimas experimentais - Grupo “J”	55
Tabela 4.5 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “L”	57
Tabela 4.6 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “W”	58
Tabela 4.7 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “U”	59
Tabela 4.8 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “H”	60
Tabela 5.1 – Previsão da abertura de fissura dos modelos.....	95
Tabela 5.2 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “H”	97
Tabela 5.3 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “L”	99
Tabela 5.4 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “U”	101
Tabela 5.5 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “J”	103
Tabela 5.6 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “W”	105
Tabela 5.7 – Avaliação da precisão dos modelos que romperam por escorregamento	110
Tabela 6.1 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “J”	116
Tabela 6.2 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “L”	116
Tabela 6.3 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “W” ...	117
Tabela 6.4 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “U”	117
Tabela 6.5 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “H”	118

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Distância de eixo a eixo entre os as ancoragens;
A_{brg}	Área de contribuição da cabeça do conector;
A_{Nc}	Área de projeção da superfície de falha do concreto ajustada para efeitos de borda se o cobrimento lateral for menor que $1,5.h_{ef}$;
A_{Nco}	Área de projeção da superfície de falha do concreto sem a influência de borda, resultante da projeção de $1,5.h_{ef}$ das linhas centrais da ancoragem para cada borda;
A_s	Área da seção transversal da barra de aço;
c	Cobrimento lateral;
d	Altura útil;
e_h	Comprimento horizontal de projeção do prolongamento da cauda a partir da face da barra ancorada;
$e_{h90^\circ, ACI355}$	Comprimento horizontal de projeção do prolongamento da cauda para dobras de 90° , utilizando a formulação do ACI 355.3R (2011);
e_{h90°	Comprimento horizontal de projeção do prolongamento da cauda para dobras de 90° , utilizando a adaptação proposta;
e_{h180°	Comprimento horizontal de projeção do prolongamento da cauda ganchos com 180° , utilizando a interpretação proposta;
E_s	Módulo de elasticidade do aço;
h_{ef}	Comprimento de Embutimento;
f_c	Resistência à compressão do concreto;
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto;
f_{ct}	Resistência à tração do concreto;
f_u	Tensão última do aço;
f_{ys}	Tensão de escoamento do aço;
h_{ef}	Comprimento de embutimento;
k	Coefficiente de ajuste levando em consideração o tipo de ancoragem
k_c	Coefficiente de ajuste levando em o tipo de instalação (pré ou pós-instalado);
k_l	Coefficiente de ajuste levando em consideração o estado de fissuração do elemento de concreto armado (fissurado ou não fissurado);
M_r	Momento resistente;
M_s	Momento solicitante;
N_b	Capacidade de resistência básica de uma ancoragem quando ocorrer a ruptura do concreto e apresentar um estado de fissuração;
$N_{Cb,ACI}$	Capacidade de resistência da ancoragem para uma ruptura do concreto prevista pelo ACI 318 (2014);
$N_{Cb, fib}$	Capacidade de resistência da ancoragem para uma ruptura do concreto prevista pelo <i>fib Bulletin 58</i> (2011);
N_p	Capacidade de resistência básica ao escorregamento;
$N_{pn,ACI}$	Capacidade resistente ao escorregamento da ancoragem calculado pelo ACI 318 (2014);
$N_{Rk,c}^0$	Resistência característica para uma ancoragem única sem efeito de espaçamento e borda;

$N_{Rk,c}^0$	fib	Resistência característica para uma ancoragem única sem efeito de espaçamento e borda calculado pelo <i>fib Bulletin 58</i> (2011);
$N_{Rk,c}^0$	$EOTA/ETAG$	Resistência característica para uma ancoragem única sem efeito de espaçamento e borda calculado pelo EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997);
N_u		Carga última – Maior carga resistida no ensaio experimental;
$N_{u,REGAN}$		Carga última prevista pelo método de Regan (2000);
$N_{u,SPERRY}$		Carga última prevista pelo método de Sperry <i>et. al</i> (2017);
w		Previsão da abertura de fissura;
w_{k1}		Previsão da abertura de fissura calculada conforme a ABNT NBR 6118 (2014), em função da resistência média à tração do concreto;
w_{k2}		Previsão da abertura de fissura calculada conforme a ABNT NBR 6118 (2014), em função da taxa de armadura em relação à área da região de envolvimento protegida pela barra.

LISTA DE LETRAS GREGAS

ε_s	Deformação na região externa da barra ancorada
ε_f	Deformação na armadura de flexão
ε_{sh}	Deformação na barra ancorada, dentro do bloco de concreto armado
ε_{ys}	Deformação de escoamento do aço
λ_a	Fator de modificação que reflete as propriedades do mecânicas reduzidas do concreto leve
ρ_f	Taxa de armadura de flexão
ρ_{cri}	Taxa de armadura em relação à área da região de envolvimento
σ_{si}	Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.
\emptyset_s	Diâmetro nominal da barra ancorada
\emptyset_i	Diâmetro interno do pino de dobramento
\emptyset_h	Diâmetro da cabeça do conector
\emptyset_t	Comprimento de prolongamento da cauda dos ganchos ou dobras
φ	Coefficiente de ajuste para a resistência à compressão desejada
$\psi_{ed,N}$	Fator de modificação para efeitos de borda para ancoragem simples ou grupos de ancoragem
$\psi_{c,N}$	Coefficiente de modificação para concreto não fissurado sob carga de serviço quando realizada a verificação para a ruptura do concreto
$\psi_{c,p}$	Coefficiente de modificação para concreto não fissurado sob carga de serviço quando realizada a verificação para a ruptura por escorregamento
Ω	Unidade de medida da resistência elétrica

LISTA DE ABREVIACOES

<i>CCD</i>	<i>Concrete Cone Design</i>
<i>CCM</i>	<i>Concrete Cone Method</i>
<i>C.V.</i>	Coeficiente de variação
<i>D.P.</i>	Desvio padrão
<i>E_f</i>	Extensmetro na barra de flexão
<i>E_s</i>	Extensmetro na barra de aço posicionado fora do bloco de concreto
<i>E_{sh}</i>	Extensmetro na barra de aço posicionado dentro do bloco de concreto
<i>F</i>	Fissurado
<i>LVDT</i>	Transdutores de variação de deslocamento linear
<i>NF</i>	Não fissurado
<i>R.C.S</i>	Resultados contra a segurança

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção civil no Brasil. O bom desempenho dele é uma consequência da ação conjunta existente entre o concreto e o aço, comumente garantida pela aderência que faz com que os dois materiais de resistências diferentes tenham a mesma deformação e trabalhem juntos. Dessa forma, os esforços resistidos pela barra de aço são transmitidos para o concreto e vice-versa.

O processo de detalhamento das armaduras em estruturas de concreto armado requer atenção para manter a compatibilidade entre as tensões solicitantes desenvolvidas no interior da estrutura e o posicionamento das armaduras de modo a resistir da maneira mais eficiente possível os efeitos dessas tensões. Em algumas situações por não se conhecer bem a real distribuição das tensões solicitantes, a eficiência da ancoragem da armadura pode ser bastante reduzida ou até mesmo anulada, como por exemplo, ligações entre elementos pré-moldados ou ligações entre estruturas mistas de aço e concreto. Dessa forma, ao se fazer uso de recursos de ancoragem como ganchos, conectores com cabeça, ligações com barras transversais, traspases, ancoragem reta e outras possibilidades de ancoragem, deve-se tentar garantir a maior eficiência possível entre o tipo de ancoragem e o estado de tensões da região da estrutura onde a ancoragem foi instalada.

No caso de ligações entre elementos pré-moldados ou ligações entre estruturas mistas de aço e concreto, uma das formas de executar a ligação desses elementos estruturais é a utilização da ancoragem mecânica, como pode ser visto na Figura 1.1. Pela imagem é possível observar exemplos de aplicação das ancoragens pré-instaladas para ligações semirrígidas entre um pilar de concreto armado e uma viga metálica, ou até mesmo na interligação de um pilar pré-moldado com blocos de fundação. De acordo com El Debs (2000), esta ligação pode ser realizada por meio de barras ancoradas no concreto, posteriormente soldadas em chapas de aço (Figura 1.1a) ou parafusadas em sua extremidade (Figura 1.1b). A empresa *Williams For Engeneering Corp* (2011), além de oferecer ancoragens pós-instaladas, fornece também diversos tipos de ancoragens adaptados para este tipo de aplicação, como pode ser visto na Figura 1.2.

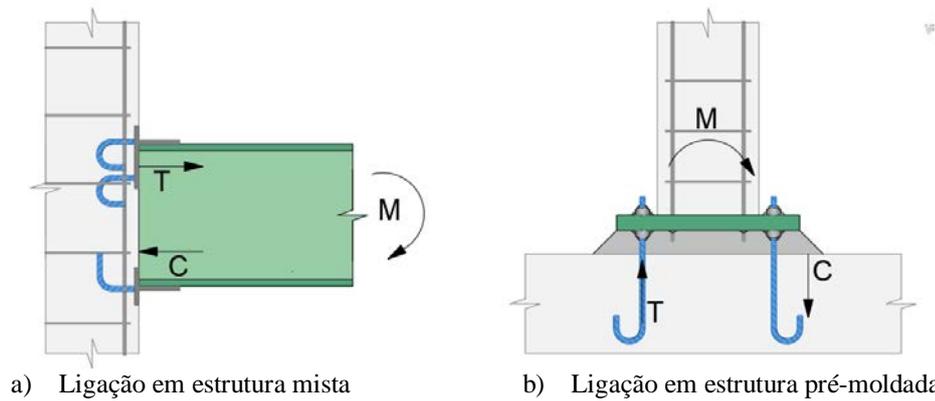


Figura 1.1 – Aplicação de ancoragens com barras de aço em ligações estruturais (Adaptado de EL DEBS, 2000)



Figura 1.2 – Exemplos de ancoragens pré-instalados existentes no mercado (WILLIAMS FOR ENGINEERING CORP., 2017)

A aplicação e análise do comportamento local de ancoragens com barras de aço embutidas em concreto armado sujeitos à tração direta, não se restringe apenas a ligações de estruturas pré-moldadas ou mistas, também pode ser ampliada ao estudo da ancoragem de estribos o qual contém sua parcela de contribuição resistente dada pela tração, ou até mesmo na determinação da capacidade resistente da ancoragem de forros suspensos por tirantes em lajes. Uma ancoragem pouco eficiente pode prejudicar o desempenho do sistema estrutural.

No caso de estribos mal ancorados, os esforços de tração diagonal podem provocar o escorregamento ou arrancamento da ancoragem em questão, conduzindo o elemento estrutural à uma ruptura frágil por cisalhamento. Para o caso de ligações pré-moldadas, como por exemplo, ligação viga-pilar, pode acontecer a diminuição do momento negativo da ligação e um aumento significativo do momento positivo no meio do vão da viga, o que pode acarretar rupturas prematuras ou desempenho reduzido da estrutura em condições de serviço.

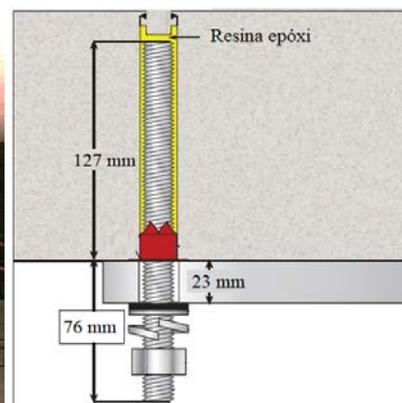
Um exemplo desse tipo de ruptura pode ser visto no caso do desabamento do forro em um túnel na cidade de Boston, Estados Unidos, no dia 10 de julho de 2006. O forro contendo 26

toneladas de concreto pré-moldado caiu sobre um veículo matando uma pessoa e ferindo outra. O forro era suspenso por um sistema de ancoragem química composto por chapas contendo quatro barras retas rosqueáveis (Figura 1.3c) fixados com resina epóxi. De acordo com o laudo técnico emitido pelo *National Transportation Safety Board* (2007), a principal causa do acidente foi a perda de ancoragem das barras rosqueáveis instaladas na laje de suporte do túnel. O laudo apresentou que a resina utilizada e o comprimento de embutimento adotados para a fixação das barras rosqueáveis foram insuficientes para produzir adequada ancoragem e aderência entre os materiais. A Figura 1.3 mostra algumas imagens do acidente.



a) Desabamento do forro
(*THE NEW YORK TIMES*, 2006)

b) Veículo danificado
(*TUNNEL TALK*, 2006)



c) Condições dos demais elementos de ancoragens após o desabamento e detalhamento do sistema de ancoragem (*NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD*, 2007)

Figura 1.3 – Colapso parcial do forro da laje de suporte do túnel em Boston, Massachusetts, EUA.

A ligação entre o aço e o concreto pode ser garantida por meio da instalação da ancoragem com comprimento de embutimento suficiente para garantir que esta atinja sua força de escoamento quando submetida às forças máximas através da combinação de engrenamento

mecânico e o atrito com o concreto circundante (SEARLE *ET. AL*, 2014). No entanto, a própria geometria ou dimensões do elemento pode às vezes não permitir o embutimento necessário da barra. Neste caso, é necessário alterar a forma de ancorar a armadura naquela região. Uma boa alternativa seria o uso de barras com ganchos, conectores com cabeça ou até mesmo melhorar a ancoragem da barra inserindo uma barra transversal.

Recomendações normativas, tal como o ACI 318 (2014), apresentam formulações mais detalhadas para determinar a resistência da ancoragem quando submetida à tração por meio de uma verificação pelo modo de ruptura. Entretanto, com exceção da formulação proposta por Regan (2000), não há uma diferenciação da estimativa da capacidade resistente em relação ao tipo de ancoragem, ou seja, não levam em consideração as diferenças dos mecanismos de ancoragem entre, por exemplo, uma ancoragem com gancho ou conector com cabeça. Trabalhos realizados por Furche e Bauermeister (2014), Searle *et. al.* (2014); Sperry *et. al.* (2015); Brantschen (2016); Nilforoush *et. al.* (2017), mostram que diferentes terminações de ancoragem influenciam no comportamento carga-escorregamento em situações de tração direta, atingindo assim, resistências diferentes.

1.1 JUSTIFICATIVA

A partir de uma análise computacional modelada por elementos finitos, Beutel e Hegger (2002) realizaram em seus trabalhos, a relação de escorregamento com a tensão para diferentes tipos de ancoragens. Ficou evidente que os tipos de ancoragem influenciam diretamente na intensidade do escorregamento relativo da armadura dentro do concreto. Os resultados obtidos por estes pesquisadores são apresentados na Figura 1.4, onde a variação da capacidade resistente é relacionada diretamente ao tipo de ancoragem, que é consequentemente proporcional à rigidez de cada alteração da geometria das ancoragens mecânicas. Vale ressaltar que uma análise computacional não exclui a necessidade de uma investigação experimental, pois a partir desta é possível obter o comportamento real do fenômeno.

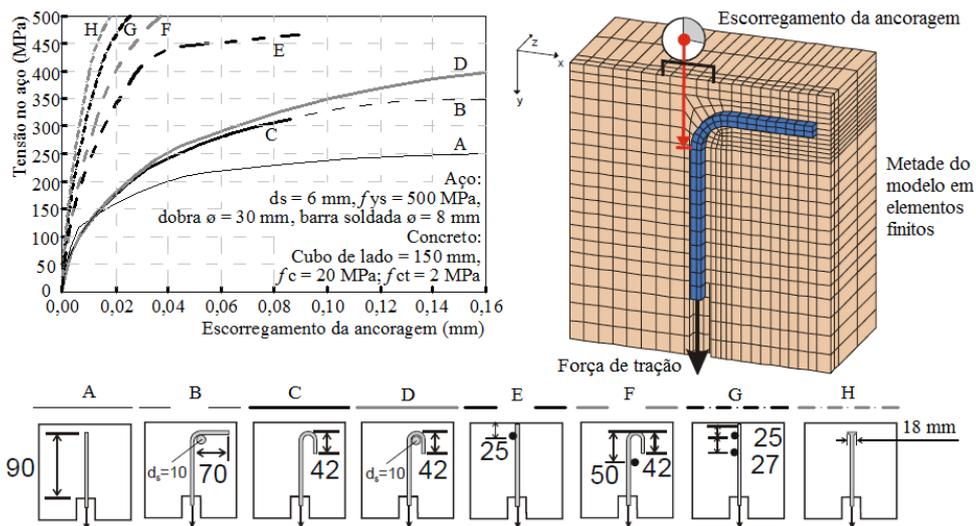
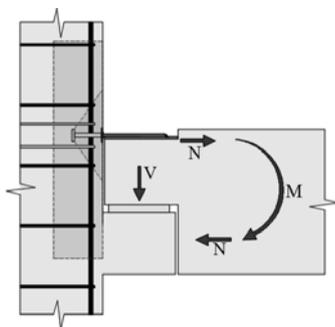
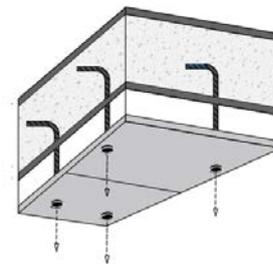


Figura 1.4 – Diagrama de tensão x escorregamento (BEUTEL e HEGGER, 2002)

Admitindo a variação de resistência proporcionada pelos diversos tipos de ancoragem, pretende-se aqui realizar a análise do desempenho mecânico de ligações entre barras de aço embutidas em elementos de concreto armado, com diferentes ancoragens pré-instaladas submetidas à tração direta. Considera-se que este tema de aplicabilidade diversificada, pois este recai sobre várias situações de uso de ancoragem mecânica por meio de barras embutidas em elementos de concreto armado. Pode-se citar como exemplos de aplicação, ligações entre elementos pré-moldados (ligação viga-pilar, Figura 1.5a) onde a estrutura ao ser submetida a momentos fletores, pode ter uma região totalmente comprimida e outra tracionada; instalação de forros suspensos em lajes de concreto armado submetida à tração direta (Figura 1.5b); ligações entre estruturas mistas de aço e concreto, ligações entre pilares e blocos de fundação, entre outras aplicações.



a) Ancoragem entre vigas e pilares pré - moldados antes da concretagem da laje



b) Instalação de forros suspensos em lajes de concreto armado

Figura 1.5 – Exemplos de armaduras ancoradas submetidas à tração

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho será avaliar a capacidade resistente de diferentes tipos de ancoragem embutidas em elementos de concreto armado quando submetidos à tração direta, sem efeito de borda. Os tipos de ancoragem avaliados foram: tipo gancho com 45° e 180° , dobra com 90° , barras retas e conectores com cabeça (*Headed Studs*). Estes tipos de ancoragem são mostrados na Figura 1.6.

As quatro variáveis principais de investigação foram: a influência do comprimento de embutimento efetivo da barra ancorada ($h_{ef} = 60 \text{ mm}$ e 110 mm); o diâmetro da seção transversal da barra ancorada ($\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ e 16 mm); a influência da adição de barras transversais na armadura ancorada; e a influência do comprimento de prolongamento nos modelos tipo dobra com 90° ($\varnothing_t = 5.\varnothing_s$ e $10.\varnothing_s$).

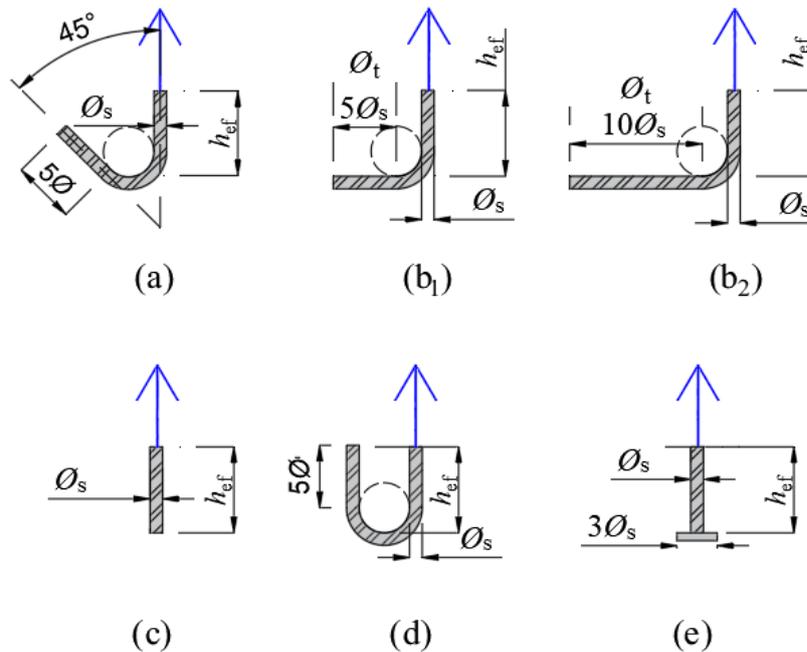


Figura 1.6 – Tipos de ancoragem (a) gancho com 45° ; (b) dobras com 90° ; (c) barra reta; (d) gancho com 180° ; (e) conectores com cabeça (*Headed Studs*).

Como objetivos específicos, compreende-se os seguintes tópicos:

- Executar um programa experimental com 34 modelos com barras de aço embutidas em elementos de concreto armado com diferentes tipos de ancoragem;
- Elaborar um banco de dados de resultados experimentais disponíveis na literatura científica para avaliar os principais fatores que influenciam na capacidade resistente e no mecanismo de ancoragem de barras de aço embutidas em elementos de concreto armado com diferentes tipos de ancoragem;
- Avaliar a influência na carga última do comprimento de embutimento, do tipo de ancoragem e do diâmetro da barra ancorada;
- Avaliar a influência do uso de armaduras complementares (barras transversais) na melhoria da ancoragem em elementos estruturais;
- Classificar os modos de rupturas dos ensaios experimentais provocadas pelos tipos de ancoragens ensaiados, baseado na definição do ACI 318 (2014), e comparar com as estimativas dos modos de ruptura definidos pelos modelos teóricos de cálculo;
- Avaliar o desempenho das formulações propostas por algumas normas de projeto e modelos teóricos, na verificação da resistência à tração de barras ancoradas, com foco principal para os modos de ruptura do concreto;
- Fazer uma análise da variabilidade do coeficiente de ajuste (k) para a resistência da ancoragem à ruptura do cone de concreto para os diferentes tipos de ancoragens estudados.

1.3 CONTRIBUIÇÕES DA PESQUISA

1.3.1 Contribuição Experimental

- Execução de ensaios de arrancamento com ancoragens do tipo ganchos com 45° e 180°, dobras com 90°, barras retas e conectores com cabeça, submetidas à tração direta;
- Execução de ensaios de arrancamento com ancoragens contendo barras transversais armadas ou soldadas em ganchos com 45° e 180°, dobras com 90° e barras retas, submetidas à tração direta;
- Caracterização das superfícies de rupturas das 34 ancoragens executadas experimentalmente;

1.3.2 Contribuições teóricas

- Adaptação e avaliação das recomendações normativas e modelos teóricos da capacidade resistente para ancoragens executadas do tipo dobras com 90°, barras retas com armaduras transversais soldadas, ganchos com 45° e 180°, submetidos à tração direta com o modo de ruptura caracterizado como ruptura do concreto;
- Adaptação e avaliação das recomendações normativas e modelos teóricos da capacidade resistente para os modelos contendo barras transversais armadas em torno das ancoragens do tipo dobras com 90°, ganchos com 45° e 180°, submetidos à tração direta com o modo de ruptura caracterizado como ruptura do concreto;
- Adequação da consideração do comprimento horizontal de projeção do prolongamento da cauda (e_h) para as dobras com 90° e ganchos com 180° na determinação da capacidade de resistência ao escorregamento prevista pela recomendação normativa do ACI 318 (2014) quando submetidos à tração direta;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação divide-se em seis capítulos. O capítulo um trata-se de uma introdução geral do problema e objetivos a serem alcançados com a pesquisa.

No capítulo dois apresenta-se a revisão bibliográfica sobre o assunto, expondo os mecanismos de ancoragem de barras de aço embutidas em elementos de concreto armado, os tipos de ancoragem mais utilizados, como se propaga a distribuição de tensões dentro do concreto quando a ancoragem for submetida à tração direta, quais os parâmetros que influenciam na resistência ao arrancamento de armaduras ancoradas, quais são os modos de ruptura, bem como uma apresentação dos modelos teóricos que estimam a resistência ao arrancamento e também as recomendações normativas que preveem a resistência baseadas na ruptura do concreto.

No capítulo três, apresenta-se o programa experimental, detalhando os modelos confeccionados, materiais utilizados, instrumentação utilizada para medição dos deslocamentos e deformações, assim como a apresentação da metodologia de ensaio para obtenção dos resultados experimentais.

No capítulo quatro são apresentados e comentados todos os resultados experimentais obtidos.

No capítulo cinco é apresentado uma análise das recomendações normativas e dos modelos teóricos encontrados na literatura que determinam a resistência à tração direta com foco na previsão da ruptura do concreto. Em seguida foi realizada uma análise da variação do coeficiente k , que é um dos coeficientes importantes na determinação da capacidade resistente da ancoragem submetida à tração direta, em função dos tipos de ancoragem a fim de se contribuir para um estudo mais aprofundado desse parâmetro. Por fim, utilizando a recomendação normativa do ACI 318 (2014) para estimar a capacidade resistente da ancoragem com modo de ruptura por escorregamento para avaliar os modelos experimentais que apresentaram este tipo de ruptura.

No capítulo seis, são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros. E, por fim, são apresentadas as referências bibliográficas

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇA AÇO-CONCRETO

De acordo com Thompson *et. al* (2002), a aderência refere-se à interação entre a interface do aço e do concreto, que permite a transferência dos esforços de tração do aço para o concreto. Este mecanismo de transferência das forças divide-se em adesão química, atrito (fricção) e resistência mecânica, conforme mostrado na Figura 2.1.

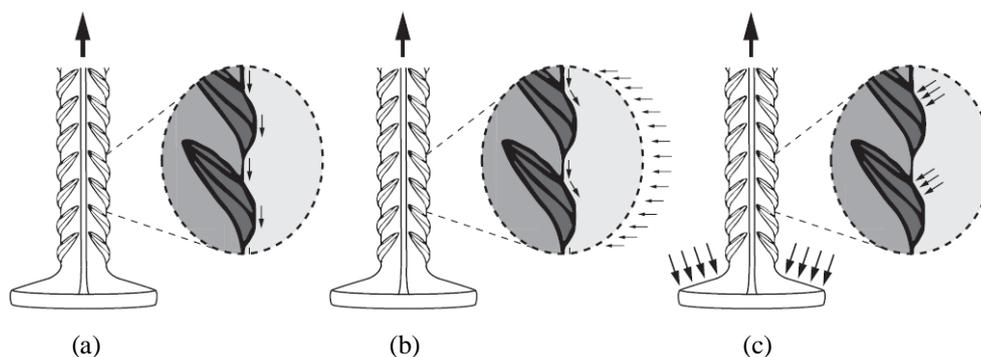


Figura 2.1 – Mecanismos de transferência de força entre a interface do aço e concreto em conectores com cabeça; (a) Adesão química; (b) Atrito (com pressão externa); e (c) Ação mecânica - (BRANTSCHEN, 2016).

A adesão é a ligação físico-química da interface entre o aço e o concreto originada durante as reações de hidratação do cimento. Pode ser descrita como a “colagem” entre a nata de cimento e a armadura, oriunda de forças capilares. Essa aderência representa uma pequena parcela da aderência total, pois não resiste bem a grandes sollicitações. Além disso, a aderência por adesão é cessada após qualquer deslocamento da barra em relação ao concreto. Sendo assim, é a parcela de menor contribuição de aderência quando comparada aos demais mecanismos, segundo Eligehausen *et. al* (1983), a ordem de grandeza é entre 0,5 e 1 MPa. Sua importância é relativamente maior nos casos em que a barra não possui nervuras, ou seja, em barras lisas.

A aderência por atrito manifesta-se apenas depois de rompida a aderência por adesão. Ela depende principalmente da rugosidade da zona de contato entre a barra de aço e o concreto, das tensões de cisalhamento na superfície da barra de aço, das tensões de compressão transversal gerada pelas cargas externas, da retração ou ainda, da expansão do concreto. Superfícies mais ásperas e rugosas terão um maior coeficiente de atrito e, conseqüentemente, maior será a aderência por atrito, segundo Eligehausen *et. al* (1983), para concretos de

30 MPa os valores de tensão de atrito mobilizada é da ordem de grandeza entre 0,4 e 10 MPa. Caso as superfícies sejam mais lisas, o coeficiente de atrito e a aderência por atrito serão menores. Outro fator que também aumenta a aderência por atrito é o aumento das forças de confinamento, geradas por tensões de compressão transversal sobre a barra de aço, que dificultam o deslocamento da armadura.

A aderência mecânica é a parcela mais importante por ser a de maior intensidade resistente. Logo, ela é a que mais gera resistência ao escorregamento relativo entre o aço e o concreto. A interação mecânica entre o aço e o concreto é proveniente da presença de nervuras, mossas ou entalhes na superfície da barra. Antes que as barras possam deslizar em relação ao concreto, essas nervuras servem de restrição ao escorregamento. Em algumas condições específicas, como a limitação do espaço disponível para a ancoragem reta, o uso de armaduras com ancoragem mecânica, como ganchos ou conectores com cabeça, é necessário para melhor transferência das forças entre a barra de aço e o concreto.

Segundo Fusco (1995), nas ancoragens com ganchos, parte das forças é transmitida por solicitações normais que comprimem o concreto e não apenas por solicitações tangenciais, como é o caso das barras retas. Essas tensões são acompanhadas por tensões transversais de tração, que tendem a provocar o fendilhamento do concreto. Nos trechos curvos, há o aumento da capacidade de ancoragem por atrito. Marques e Jirsa (1975) demonstraram que a pressão de compressão dentro do plano da curva não aumenta significativamente a capacidade de ancoragem do gancho. Minor e Jirsa (1975), mostraram também, que para um mesmo valor de carga aplicada, os ganchos com 180° deslizam relativamente mais que barras com dobras com 90°.

Para as dobras com 90°, o concreto dentro do plano da curva do gancho é tipicamente esmagado pela força de contato entre o concreto e a barra de aço. Quando as dobras com 90° são submetidos a esforços de tração, o trecho de prolongamento da cauda tende a provocar tensões opostas as tensões de reações normais do concreto, e passam a deslizar ao redor da curva, tendendo a desdobrar e voltar ao seu estado natural de barra reta, podendo provocar o escorregamento total da ancoragem. Assim, é importante que a extensão do prolongamento da cauda seja bem confinada em dobras com 90°. Curvas de 180° tendem a deslocar em conjunto a ancoragem com o concreto na direção da aplicação de carga, sem que aconteça o deslizar ao redor da curva do gancho (THOMPSON *et. al*, 2002).

A distribuição de tensões em ancoragens do tipo gancho com 180° e dobras com 90° variam ao longo da barra, como comprovado por Marques e Jirsa (1975). Em seu estudo, Marques e Jirsa (1975), realizaram 22 ensaios experimentais com barras de 22 mm e 35 mm de diâmetro nominal, ancoradas em pilares de concreto por gancho com 180° e dobras com 90°. Na Figura 2.2, pode-se perceber que a tensão aplicada na barra vai diminuindo ao longo do desenvolvimento da ancoragem com 90°, como Macgregor e Wight (2012) ressaltam.

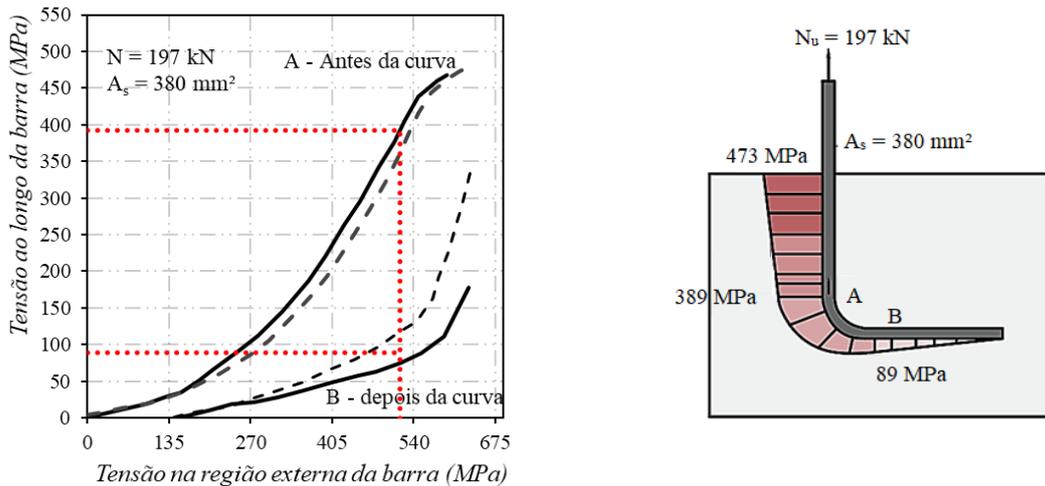


Figura 2.2 – Distribuição de tensões ao longo de uma barra de 22 mm ancorada em 90° quando submetida à tração (Adaptado de MARQUES e JIRSA, 1975 e MACGREGOR e WIGHT, 2012)

Vale ressaltar que, apesar dessa classificação das parcelas de contribuição de aderência existirem, ainda não é possível determinar exatamente a contribuição de cada uma delas individualmente. Entretanto, o *fib Recommendations* (1999) adota que o resultado entre a resistência pelo escorregamento pode ser dividido em estágios. A Figura 2.3 ilustra essa divisão que foi baseada em ensaios experimentais de arrancamento.

O estágio I representa a aderência por adesão, onde os deslocamentos iniciais são praticamente inexistentes, o que comprova que essa parcela da aderência é uma pequena parte de contribuição para a resistência de aderência total. Após a superação da adesão, o estágio II é iniciado, no qual os esforços na barra são transferidos ao concreto pela ação do atrito entre os dois materiais e os esforços gerados na região de contato formam as microfissuras internas. Os deslocamentos relativos começam a aumentar e são geradas as deformações iniciais e esmagamento direto do concreto nas nervuras da barra de aço. Já no estágio III é iniciada a formação das primeiras fissuras radiais, onde começa a falha da

resistência por aderência do elemento estrutural e no estágio IV o elemento é levado a ruptura ou escorregamento total da ancoragem.

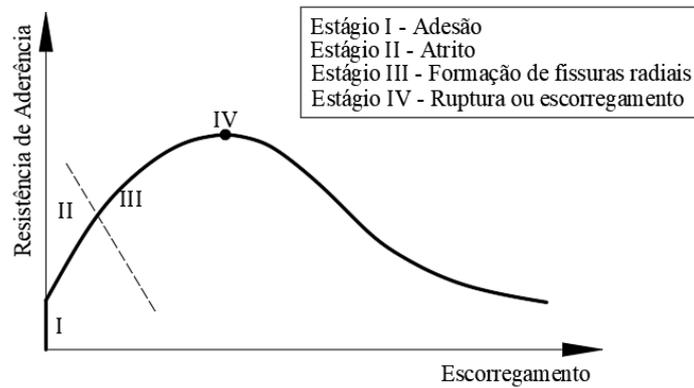


Figura 2.3 - Diagrama de resistência por aderência x escorregamento
(Adaptado de *fib RECOMMENDATIONS*,1999)

2.2 MODOS DE RUPTURA

Segundo ACI 318(2014), quando a barra de ancoragem é submetida à tração, existem seis modos de ruptura (Figura 2.4), sendo eles: ruptura da seção transversal da armadura ancorada, escorregamento da ancoragem, ruptura do concreto, fendilhamento do concreto, deslocamento lateral e falha por aderência. De acordo com CEN/TS 1992-4 (2009), a capacidade de carga da barra ancorada é governada por sua geometria, posição em elementos de concreto e propriedades dos materiais concreto e aço.

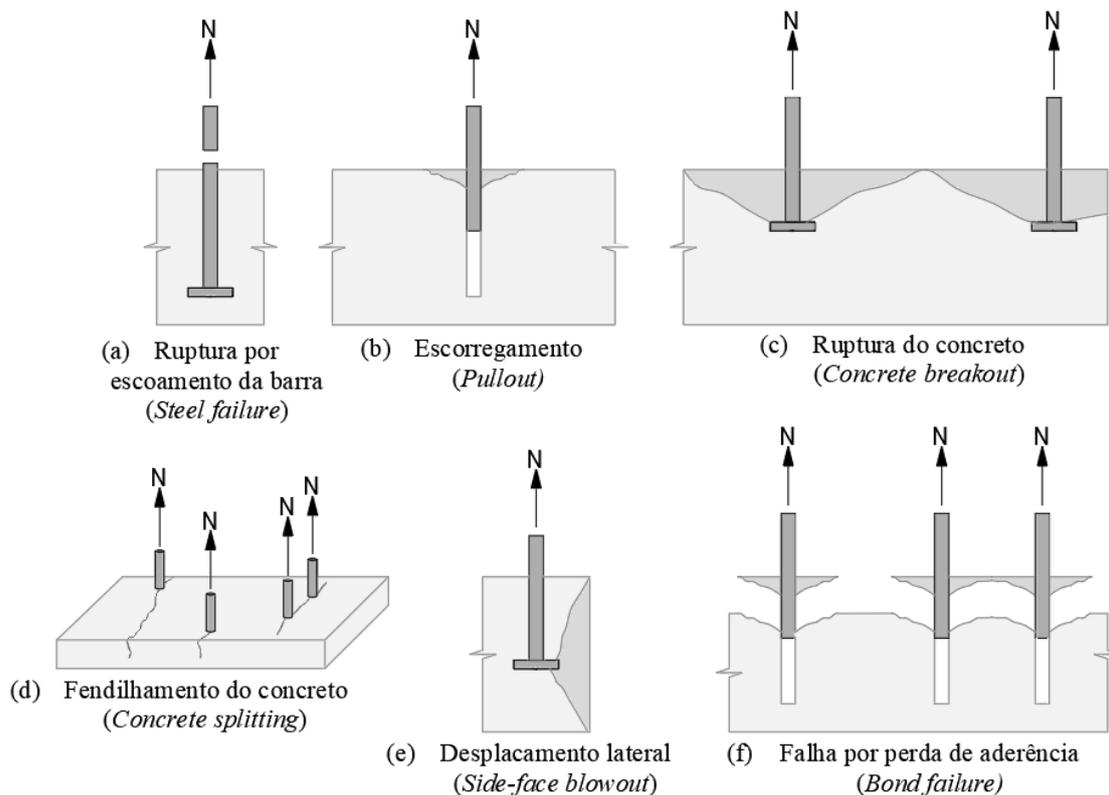


Figura 2.4 – Modos de ruptura para barras tracionadas - (Adaptado de ACI 318, 2014)

O primeiro modo de ruptura, representado pela Figura 2.4a, consiste numa ruptura por escoamento da barra que é provocado quando há um esforço de tração maior ou igual a carga de escoamento, calculado pela Equação 2.1.

$$N_{sa} = A_s \times f_y \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

N_{sa} é a carga última 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 [mm²];

De acordo com Fuchs *et. al.* (1995), o caso de uma falha por escorregamento do conector ou, também conhecido como escorregamento (Figura 2.4b), acontece quando a proporção entre a carga e os deslocamentos aumentam consideravelmente rápido em relação aos primeiros estágios de carregamento.

Segundo Eligehausen *et. al* (2006), a ruptura do concreto (Figura 2.4c) é caracterizada pela formação de fissura circunferencial ou semicircunferencial decorrentes da relação entre a tensão de tração solicitante no concreto e sua resistência à tração. Os cálculos da tração

diagonal desenvolvida são baseados no Método Kappa desenvolvido por Eligehausen *et. al* (2006) e Eligehausen e Fuchs (1988). O modelo considera que o ângulo de ruptura em formato de cone, acontece pela tração diagonal em uma inclinação com aproximadamente 35° . Quando se trata de conectores com cabeça, a formação da fissura interna parte da ponta da cabeça do conector, formando assim um cone de concreto.

Outros autores, consideram que a formação deste cone de concreto acontece com aproximadamente 45° . Segundo TEK 12-3C (2013), este efeito de ruptura pode ser considerado também para ancoragens do tipo dobras com 90° , quando submetidos à tração, como pode ser visto na Figura 2.5.

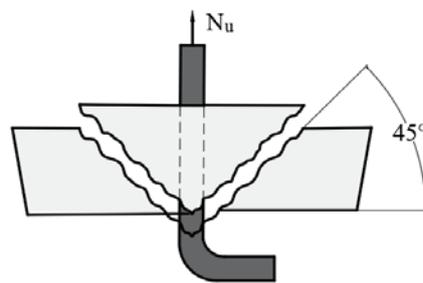


Figura 2.5 – Cone de concreto assumido para ganchos por TEK 12-3C (2013)
(Adaptado de TEK 12-3C, 2013)

De acordo com o ACI 318 (2014), quando este cone de concreto é expulso da região juntamente com a barra ancorada, trata-se de uma ruptura mista, conhecida como falha por perda de aderência, como pode ser visto na Figura 2.4f.

A ruptura por fendilhamento (Figura 2.4d) ocorre geralmente em regiões em que as barras são ancoradas próximas da borda, ou em situação em que existam barras de ancoragens muito próximas (distâncias menores que $1,5.h_{ef}$), e são provocadas pelas forças transversais à força de arrancamento que é caracterizada pela formação de fissuras paralelas à barra ancorada. A ruptura por deslocamento lateral (Figura 2.4e) acontece de forma semelhante ao fendilhamento, no qual ocorre geralmente quando a armadura se encontra próxima da borda e as tensões de tração transmitidas ao concreto pela armadura geram o deslocamento do concreto na lateral do elemento estrutural.

De acordo com Fuchs *et. al* (1995), os modos de ruptura por escoamento da barra, ruptura do concreto ou por escorregamento, possuem padrões diferentes de carga-deformação como pode ser visto na Figura 2.6. No caso da ruptura por escorregamento, a ruptura acontece

quando acontecem os escorregamentos de forma conjunta com a carga aplicada (linha a_1 , Figura 2.6) ou quando a barra sofre deslocamentos crescentes para um mesmo valor de carga aplicada (linhas a_2 e a_3 na Figura 2.6), que é um comportamento mais comum em ancoragens pós-instaladas. Nos casos onde a capacidade resistente do concreto é atingida, ocorre a ruptura do conjunto ancoragem-concreto (linha b na Figura 2.6). Sob condições em que o aço da ancoragem é suficientemente dúctil e assumindo que não ocorrerá a ruptura do concreto, ocorrerá uma ruptura dúctil da armadura como mostra a linha c na Figura 2.6, no qual ao chegar próximo da carga última, haverá um aumento constante de deformações para um mesmo valor de carga aplicada.

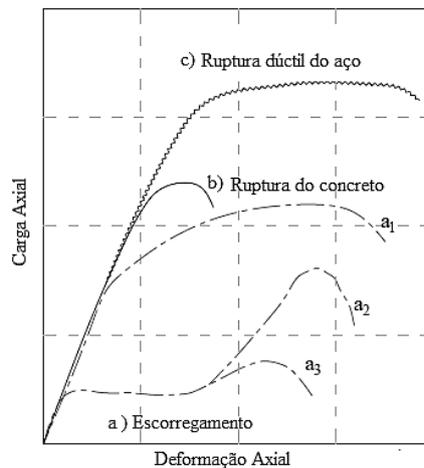


Figura 2.6 – Idealização de curvas da carga-deformação axial
(Adaptado de FUCHS *et. al*, 1995)

2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MODELOS TEÓRICOS

2.3.1 ACI 318 (2014)

2.3.1.1 Capacidade do cone de concreto

A prescrição normativa do ACI 318 (2014) determina a verificação pelos modos de rupturas possíveis para cada tipo de solicitação. Para verificar a possibilidade da ruptura no concreto quando a ancoragem for submetida à tração, foi desenvolvido a partir do modelo da capacidade do cone de concreto (CCD - *Concrete Cone Design*), desenvolvido por Fuchs *et. al* (1995); Eligehausen e Balogh (1995) com a adaptação do método Kappa (ELIGEHAUSEN e FUCHS, 1988).

Este método considera que a ruptura do cone de concreto acontece com um ângulo aproximadamente igual a 35°, diferentemente do método CCM (*Concrete Cone Method*), que consiste na determinação da capacidade resistente da ancoragem para uma ruptura no concreto a partir de um cone com inclinação igual a 45°. Baseado nisso, o método CCD prevê que a força de uma ou um Grupo de barras ancoradas pode ser calculada a partir de uma equação básica de resistência de uma delas, multiplicado por fatores que representam a influência do número de barras ancoradas no sistema, a influência do cobrimento lateral, do espaçamento entre as barras, a excentricidade e a ausência de fissuração. Portanto, para uma solitação de tração regida pela ruptura no concreto, a carga última resistente à tração quando a ancoragem for pré-instalada e conter apenas uma barra ancorada é calculada conforme Equação 2.2.

$$N_{cb,ACI} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot N_b \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

A_{Nc} é a área de projeção da superfície de falha do concreto ajustada para efeitos de borda se o cobrimento lateral for menor que $1,5 h_{ef}$. Senão, A_{Nc} é igual à A_{Nco} . A determinação dessa área pode ser vista na Figura 2.7

A_{Nco} é a área de projeção da superfície de falha do concreto sem a influência de borda, resultante da projeção de $1,5 h_{ef}$ das linhas centrais da ancoragem para cada borda (Figura 2.7);

$\psi_{ed,N}$ é o fator de modificação para efeitos de borda para âncoras simples ou Grupos de âncora carregados sob tração. Se o cobrimento for maior que $1,5 h_{ef}$, então este fator é igual a um, senão deve ser calculado de acordo com o item 17.4.2.5b do ACI 318 (2014);

$\psi_{c,N}$ é a modificação para concreto não fissurado sob carga de serviço. Igual a 1,25 para ancoragem pré-instalada e 1,40 para pós instalada;

N_b é a capacidade básica resistente de uma ancoragem quando ocorrer a ruptura do concreto e apresentar um estado de fissuração. Calculado pela Equação 2.3.

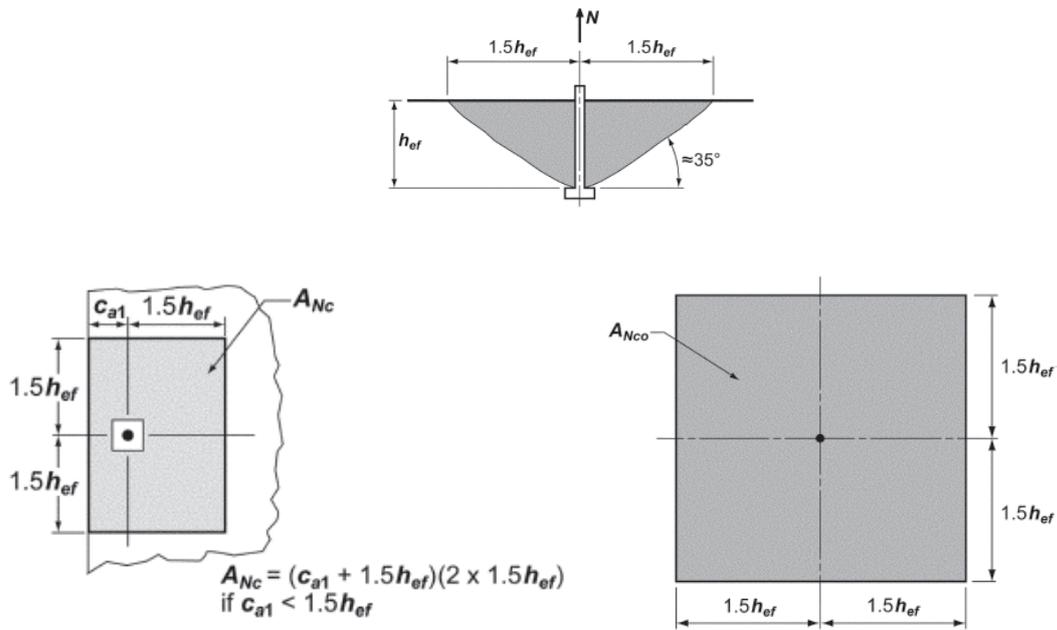


Figura 2.7 – Considerações para a determinação de A_{Nc} e A_{Nco} em ancoragens únicas (ACI 318, 2014)

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{3/2} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

k_c é um fator que considera o tipo de conector, com valor de 10 para conectores pré-instalados e 7 para pós instalados;

λ_a é o fator de modificação que reflete as propriedades do mecânicas reduzidas do concreto leve em determinadas aplicações das ancoragens. Para concreto normal moldado *in loco* este valor é igual a um;

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

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

2.3.1.2 – Capacidade de resistência ao escorregamento

De acordo com o ACI 318 (2014), o cálculo da verificação da capacidade resistente ao escorregamento da ancoragem é indicado pela Equação 2.4. Onde, $\psi_{c,p}$ é igual a 1,40 para concreto não fissurado em serviço e igual a 1,00 para concreto fissurado em serviço; e N_p é a resistência última da barra considerando o tipo de ancoragem. A Equação 2.5 é indicada quando a ancoragem for realizada por conector com cabeça, já a Equação 2.6 quando for com gancho ou dobra, na qual $3 \cdot \phi_s \leq e_h \leq 4,5 \cdot \phi_s$.

$$N_{pn,ACI} = \psi_{c,p} \cdot N_p \quad \text{Equação 2.4}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c \quad \text{Equação 2.5}$$

$$N_p = 0,9 \cdot f_c \cdot e_h \cdot \phi_s \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde:

A_{brg} é a área de contribuição da cabeça do conector dada por: $\pi \cdot \frac{(\phi_h^2 - \phi_s^2)}{4}$. Onde ϕ_h é o diâmetro da cabeça do conector e ϕ_s é o diâmetro da barra ancorada.

e_h é o comprimento horizontal de projeção do prolongamento da cauda a partir da face da barra ancorada. De acordo com o ACI 355.3R (2011), para dobras com 90° esse valor é igual

$$a: e_{h,90^\circ} = \phi_t + \frac{\phi_i}{2}.$$

2.3.2 FIB BULLETIN 58 (2011)

2.3.2.1 – Capacidade do cone de concreto

O modelo de cálculo apresentado no *fib Bulletin 58* (2011), abrange conectores com cabeça, moldados *in loco* e ancoragens pós-instaladas. Para a resistência característica de uma ancoragem instalada a uma distância superior a $1,5 \cdot h_{ef}$, com uma ruptura do cone de concreto, é obtida pela Equação 2.7

$$N_{cb, fib} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{re,N} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde:

$N_{Rk,c}^0$ é a resistência característica para uma ancoragem única sem efeito de espaçamento e borda, obtida pela Equação 2.8, no qual k_1 é igual a 8,9 para concreto fissurado e 12,7 para concreto não fissurado. Quando esta ancoragem for do tipo pós - instalada, estes valores serão iguais a 7,7 e 11,0 respectivamente.

$\psi_{re,N}$ é um coeficiente de redução de força, para quando a ancoragem tiver comprimento de embutimento menor que 100 mm, inseridas em elementos de concreto armado com armaduras estreitamente espaçados do menor cobrimento lateral do concreto. Quando a distância da barra ancorada para a face do concreto for maior que 150 mm, este coeficiente se torna igual a 1. Senão, deve ser calculado, conforme Equação 10-1-2e do *fib Bulletin 58* (2011).

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{3/2} \quad \text{Equação 2.8}$$

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

2.3.3.1 – Capacidade do cone de concreto

Esta norma recomenda que, para o cálculo da resistência característica de um conector, considerando este modo de ruptura é semelhante a Equação 2.7 referente ao cálculo pelo *fib Bulletin 58* (2011). Sendo $N_{Rk,c}^0$ calculado pela Equação 2.9, que leva em consideração que o k_1 é igual a 7,2 para concreto fissurado e 10,1 para concreto não fissurado.

$$N_{Rk,c}^0 = 1,118 \cdot k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{3/2} \quad \text{Equação 2.9}$$

2.3.4 REGAN (2000)

Para observar a diferença da eficiência entre vários mecanismos de ancoragem, Regan (2000) fez ensaios de arrancamento em seis diferentes sistemas de ancoragem em concreto não fissurado com comprimentos de embutimento (h_{ef}) menores que 100 mm, simulando armaduras em lajes delgadas. A Figura 2.8 mostra que os resultados de carga última seguem a mesma tendência para as condições de conectores com cabeça em superfícies inclinadas ou retas e barras dobradas à 90° e 180° envolvendo ou não armaduras longitudinais.

Regan (2000) também apresentou sua equação como uma adaptação do CEB 90 (1993), apresentada aqui pela Equação 2.10, em que afirmou se encaixar perfeitamente na resistência de ancoragens no concreto. Onde k é um coeficiente dado igual a 14 quando a barra de ancoragem for do tipo conectores com cabeça, ganchos com 180° e dobras com 90°, feita em torno de barras horizontais com tamanhos iguais para cada lado e com uma extensão para além da curva de seis vezes o diâmetro nominal da barra ancorada, e igual a 10 para os demais tipos de ancoragens.

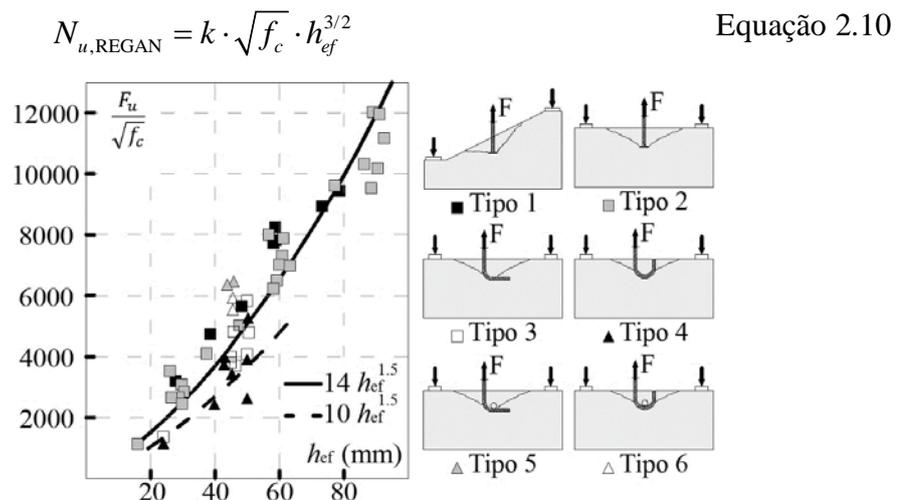


Figura 2.8 – Arrancamento de barras embutidas no concreto (PEREIRA FILHO, 2016)

2.3.5 SPERRY *et. al* (2017)

Equações empíricas foram desenvolvidas no trabalho de Sperry *et. al* (2017), a partir da análise por regressão linear de 245 ensaios experimentais com ganchos com 180° e barras dobradas em 90°, que foram retirados da literatura. Destes 245 ensaios, 146 foram realizados com armadura de confinamento e 99 sem, propondo assim, dois modelos para o cálculo da resistência à tração direta da ancoragem.

O modelo que não considera a influência da armadura de confinamento é apresentado na Equação 2.11. No qual, de acordo com o autor, a resistência da ancoragem do tipo gancho depende da resistência à compressão do concreto, do comprimento de embutimento e do diâmetro nominal da armadura ancorada.

$$N_{u,SPERRY} = 35,4 \cdot f_c^{0,29} \cdot h_{ef}^{1,06} \cdot \phi_s^{0,54} \quad \text{Equação 2.11}$$

2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

Para avaliar a influência do comprimento de ancoragem (h_{ef}), da resistência à compressão do concreto (f_c) e da importância do formato do ângulo de dobra da ancoragem no arrancamento de ancoragens de barras de aço em elementos de concreto, foram selecionados resultados de 83 ensaios experimentais realizadas por Sperry *et. al.* (2015), Lee e Park (2010), Ramirez e Russel (2008), Hamad *et. al.* (1993), Pinc *et. al.* (1977), Marques e Jirsa (1975). Os ensaios selecionados tinham como critério seleção a relação entre ancoragens com dobras de 90° e ganchos com 180°, posicionados em regiões de boa aderência, sem armadura de confinamento (grampos) e sem efeito de borda ou grupo de ancoragens. A Tabela 2.1 e a Figura 2.9 apresentam um resumo das principais características dos modelos.

Tabela 2.1 – Resumo das características dos modelos

Autor	Nº Ensaios	Ângulo de dobra	\varnothing_s (mm)	h_{ef} (mm)	a (mm)	c (mm)	f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	N_u (kN)
Sperry <i>et. al.</i> (2015)	46	180° e 90°	15,88 – 25,40	124 – 417	160 – 257	41 – 107	30,5 – 113,8	606,7 – 841,2	62,6 – 400
Marques e Jirsa (1975)	10	180° e 90°	22,35 – 35,81	254 – 333	86 – 114	73	27,6 – 34,8	441,3 – 468,8	162,8 – 360,8
Pinc <i>et. al.</i> (1977)	6	90°	28,70 – 35,81	254 – 561	83 – 102	73	29,0 – 37,2	413,7	209,1 – 534,3
Hamad <i>et. al.</i> (1993)	7	180° e 90°	22,35 – 35,8	254 – 330	80 – 108	76	17,7 – 49,6	413,7	115,6 – 333,6
Ramirez e Russel (2008)	11	90°	19,05 – 35,81	165 – 394	182 – 216	64	61,4 – 113,7	435,06 – 564,68	133,4 – 533,8
Lee e Park (2010)	3	90°	22,35	302 – 475	178	76	30,7 – 57,0	599,8	239,1 – 384,1

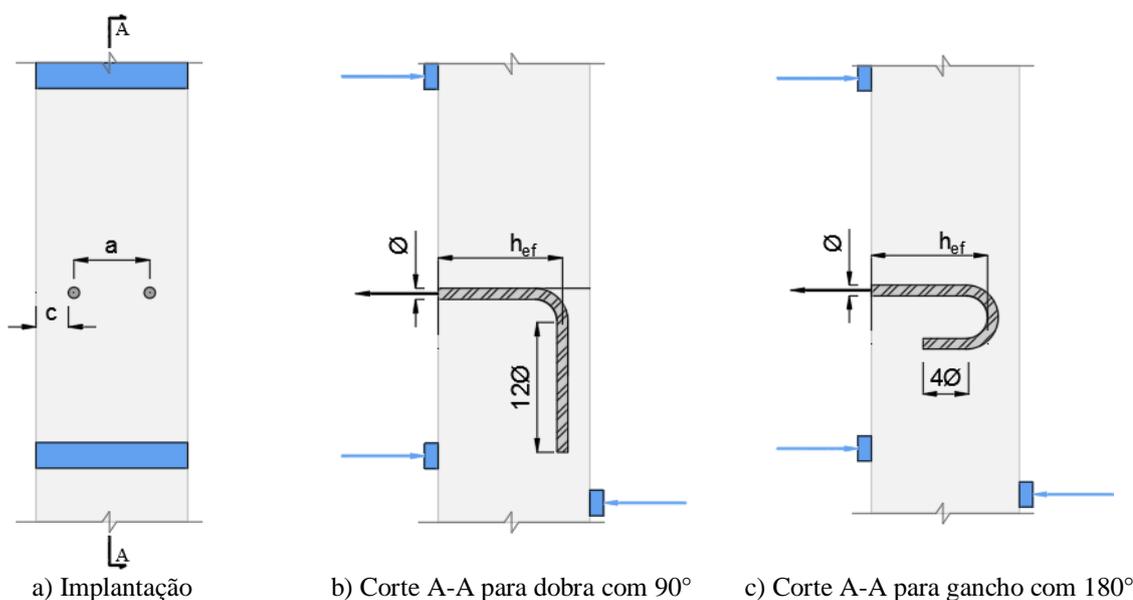
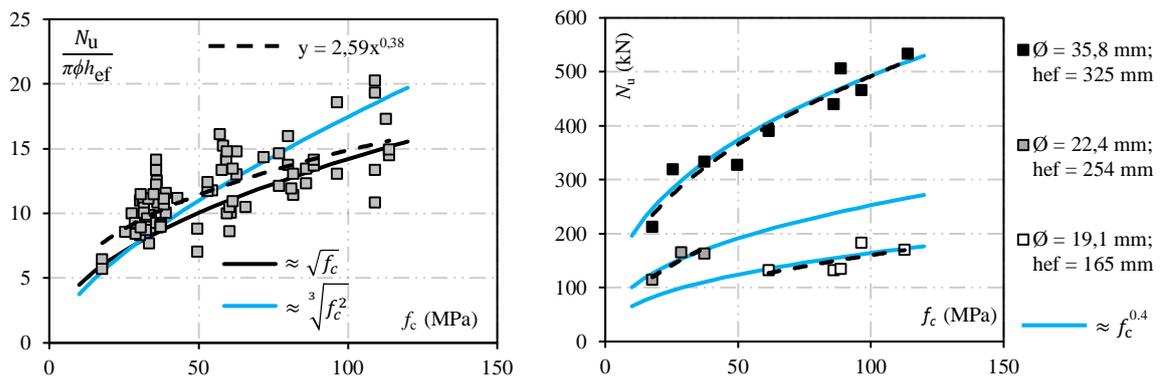


Figura 2.9 – Modelo paramétrico dos ensaios experimentais dos autores

Um dos principais parâmetros definidos em um projeto de estruturas em concreto armado é a resistência à compressão do concreto. A Figura 2.10a apresenta os resultados de carga última (N_u) divididos pelo produto entre o perímetro da seção transversal da barra e o comprimento de ancoragem (h_{ef}) de todos os modelos do banco de dados, confrontados por curvas proporcionais das tendências normativas e experimentais para a resistência à compressão do concreto. Tais curvas são resultantes da raiz de f_c , equivalente ao recomendado pelo ACI 318 (2014); f_c elevado a dois terços, recomendação dada pela ABNT NBR 6118 (2014) e AC Eurocode 2 (2010); assim como pela tendência dos resultados experimentais (linha preta tracejada) proporcional à f_c elevado à 0,38. Na Figura 2.10b, foram separados os resultados de N_u e f_c apenas dos modelos do banco de dados com características geométricas similares e foram confrontados com tendências proporcionais à um valor aproximado ao encontrado na tendência dos resultados experimentais.

A partir da Figura 2.10a, ao isolar os demais parâmetros, nota-se a importante influência da resistência à compressão na tensão última resistente de forma crescente. Observa-se ainda que as tendências adotadas pelas principais recomendações, não se assemelham à tendência dos resultados experimentais. Avaliando a tendência dos resultados experimentais com relação à resistência à compressão do concreto, fica evidente que o acréscimo de resistência ao arrancamento, devido ao aumento da resistência do concreto do banco de dados analisado, assemelhasse a uma proporção de resistência do concreto elevado à aproximadamente 0,40 como pode ser visto na Figura 2.10b.



a) Tendências normativas e experimentais

b) Avaliação da tendência de f_c elevado a 0,4 no banco de dados dos resultados experimentais

Figura 2.10 – Influência de f_c na resistência ao arrancamento de barras de aço.

Outro parâmetro importante para a resistência ao arrancamento é o comprimento de embutimento da ancoragem (h_{ef}). A Figura 2.11, apresenta a influência de h_{ef} na resistência

por meio de resultados de ensaios com características geométricas e materiais semelhantes extraídos do banco de dados. No gráfico, observa-se uma tendência linear crescente da influência de h_{ef} , indicando que o fenômeno seja pouco influenciado pelo *size effect* para embutimentos de até 600mm.

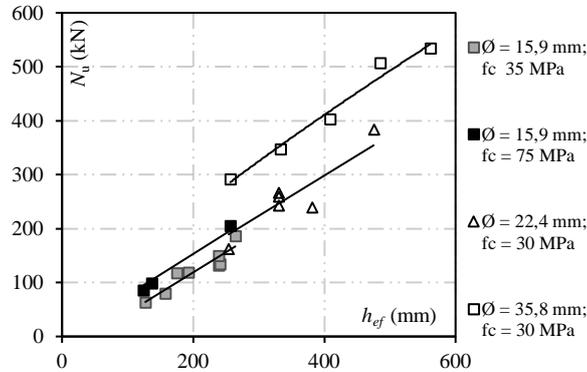


Figura 2.11 – Influência de h_{ef} na resistência ao arrancamento de barras de aço.

Comparando a influência do ângulo de dobra das barras em N_u , observa-se na Figura 2.12 que nos modelos com diâmetro nominal igual a 22,4 mm, comprimento de embutimento igual a 254 mm e f_c igual a 30 MPa a diferença foi considerada desprezível. Quando se aumenta o h_{ef} de 254 mm para 330 mm, essa diferença torna-se mais evidente, embora essa variação seja pequena. Variando apenas o diâmetro em relação à segunda série de barras, com 22,4 mm para 35,8 mm, nota-se que a divergência dos resultados permanece praticamente a mesma. Por fim, observa-se que no acréscimo da resistência do concreto com 30 MPa para 50 MPa houve uma diferença maior entre cargas últimas, da ordem de 20%.

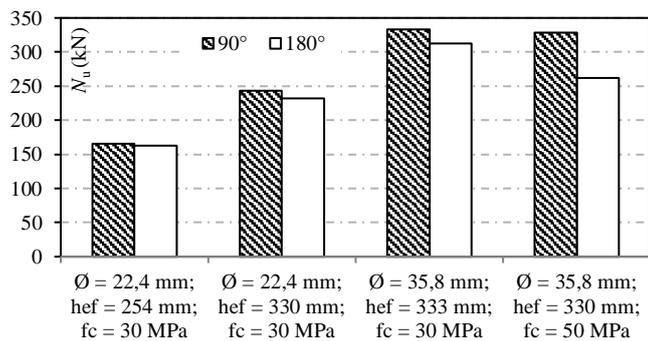


Figura 2.12 – Influência do ângulo do gancho das barras na carga última resistente.

Soroushian e Choi (1989), ao analisarem os resultados dos ensaios de arrancamento, detectaram o efeito de tamanho (*size effect*) nas respostas de tensão de aderência pelo escorregamento para barras com diâmetros relativamente pequenos (de 6,0 a 10 mm). Nos

ensaios realizados, apresentados na Figura 2.13, percebe-se que, com o aumento do diâmetro destas barras, a tensão máxima de aderência tende a diminuir.

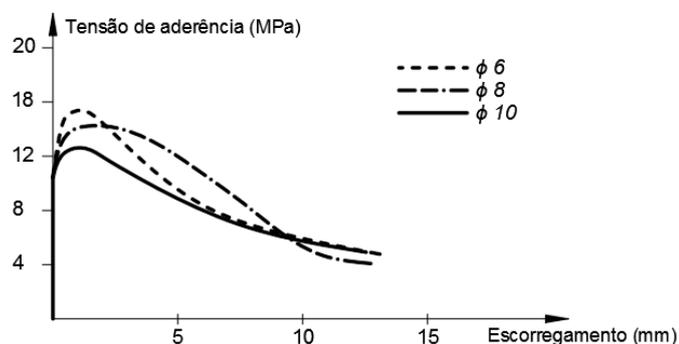


Figura 2.13– Resultados do ensaio de arrancamento com $f_c = 30$ MPa (Adaptado de SOROUSHIAN e CHOI ,1989).

Leonhardt e Mönnig (1977) mencionam que mesmo uma barra lisa pode apresentar aderência mecânica em função da rugosidade superficial, assim como a corrosão e o processo de fabricação, gerando uma superfície mais rugosa. A rugosidade nesse tipo de barra é o que poderá aumentar a sua aderência, pois impedirá que os deslocamentos entre os materiais constituintes do concreto aconteçam. Além disso, a oxidação de barras lisas deixa a superfície mais áspera, proporcionando um aumento significativo na tensão de aderência.

Parâmetros conhecidos como ângulo, espaçamento, geometria e forma das nervuras são fatores importantes no fenômeno de aderência. Assim, surgiram normas, tais como ASTM (2004) e CEN (2005), para garantir que a produção de vergalhões fosse satisfatória aos consumidores. O parâmetro composto de área relativa da nervura é um dos mais utilizados e associado ao aumento de aderência com o aumento da área relativa da nervura. Dois tipos de superfícies adicionados às barras podem ser vistos na Figura 2.14, onde o processo de produção pode ser realizado por meio de nervuras em forma de “foice”, acrescentadas na camada acima da barra ou ainda pela execução de entalhes na região interna da barra, conhecido como nervuras anulares. Tais acréscimos de superfície de contato, melhoram a ligação por aderência entre o aço e concreto e de acordo com Brantschen (2016), nervuras com forma de “foice” apresentam maior resistência à fadiga.

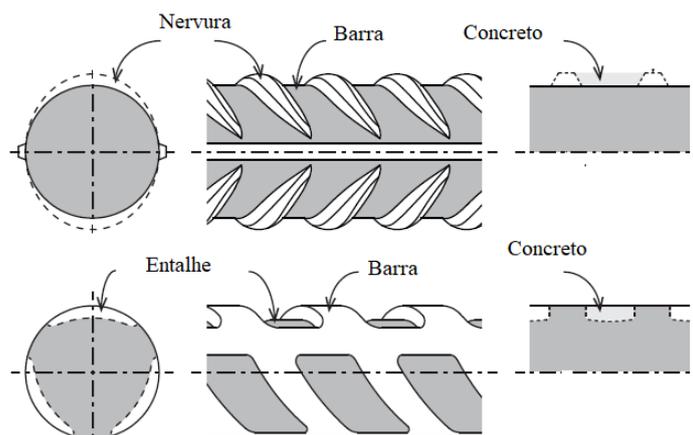


Figura 2.14 – Conformação superficial em vergalhões de aço
(Adaptado de BRANTSCHEN, 2016)

Outro fator que influencia, mas de forma indireta, é o adensamento do concreto, pois ele pode interferir na resistência à compressão do concreto. Um adensamento mal feito pode gerar bolhas de ar no concreto ou aumentar a porosidade deste diminuindo a resistência à compressão do concreto e prejudicando a aderência.

Na concretagem de um elemento estrutural, como, por exemplo, uma viga contendo armaduras horizontais na camada mais tracionada e na mais comprimida, a barra horizontal no fundo da forma terá uma melhor aderência quando comparada com uma barra horizontal na parte superior da forma, pois esta, estará em uma região em que o adensamento é mais acentuado, a porosidade é reduzida e pela própria ação da gravidade a compressão transversal torna-se mais intensa. Durante o adensamento e o endurecimento do concreto, a sedimentação do cimento e, principalmente, o fenômeno de exsudação, tornaram o concreto da camada superior mais poroso, podendo diminuir a aderência à metade da aderência das barras verticais. Outra consequência de uma vibração mal executada é quando o vibrador toca a região da armadura, fazendo com que se perca a interface aderente entre o aço e o concreto.

A abertura de fissuras (w), pode mudar o comportamento e a resistência da ancoragem na carga última. De acordo com Rehm *et. al* (1988), a perda de resistência provocada pela abertura de fissuras é atribuída ao distúrbio por elas provocado no estado de tensões no concreto. Eligehausen (1984), estudou a variação da resistência à tração de conectores com cabeça, com comprimento de embutimento de 80 mm e resistência à compressão do concreto variando entre 20 MPa e 50 MPa. Ele comprovou que a abertura de fissura influencia

diretamente na carga última, principalmente a partir de fissuras com abertura entre 0,2 e 0,4 mm.

Outro fator importante para a determinação da resistência à tração de uma ancoragem, é a posição em que essa ancoragem é instalada. É recomendável que a barra ancorada seja instalada distante da borda para que não ocorra a redução da carga provocada pelo distúrbio de tensões. De acordo com Ozbolt e Eligehausen (1990), essa distância deve ser igual a pelo menos $1,5.h_{ef}$. Esta distância é a mesma indicada pelo ACI 318 (2014).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A solicitação em uma armadura ancorada pode ser por esforços de tração, cortante, flexão, ou ainda uma combinação entre estes esforços. Dado o grau de complexidade de cada situação, há a necessidade de investigação de dados fornecidos a partir de ensaios experimentais que simulem o desempenho estrutural da ancoragem. O programa experimental definido para este trabalho foi limitado às ancoragens pré-instaladas em concreto armado, submetidas à tração direta. Com objetivos específicos de determinar a influência do tipo de ancoragem na resistência última à tração, e avaliando também a influência da variação do comprimento de embutimento e do diâmetro da barra ancorada.

O sistema de ensaio utilizado foi o mesmo utilizado por Costa (2016), no qual o autor realizou 16 ensaios com ancoragens do tipo conector com cabeça, avaliando a influência do nível de fissuração no concreto e o uso de armaduras suplementares na capacidade última resistente dos conectores.

Para investigar a resistência à tração direta dos diferentes tipos de ancoragens, foram realizados 34 ensaios experimentais de arrancamento, com 12 tipos de ancoragens distintas. A resistência à tração do aço foi projetada para ser maior que a força no concreto, garantindo que a falha ocorresse pela ruptura do concreto. Foi definido o bloco de concreto armado com dimensões de 350 x 200 x 900 mm, para que fosse possível realizar o ensaio de arrancamento sob tração das barras em uma condição de boa aderência e sem a influência de borda. Um dos principais enfoques é a similaridade da ruptura do cone de concreto no uso de conectores com cabeça, para diferentes tipos de ancoragem.

Os mecanismos de ancoragem testados foram dobras com 90°, ganchos com 45°, ganchos com 180°, barras retas e conectores com cabeça, sendo que alguns modelos possuíam ainda uma barra transversal armada ou soldada à ancoragem. Os comprimentos de embutimento estabelecidos foram iguais a 60 e 110 mm, e a resistência à compressão característica estabelecida para o concreto foi igual a 30 MPa. As barras de ancoragens estabelecidas possuíam diâmetros nominais iguais a 10 e 16 mm.

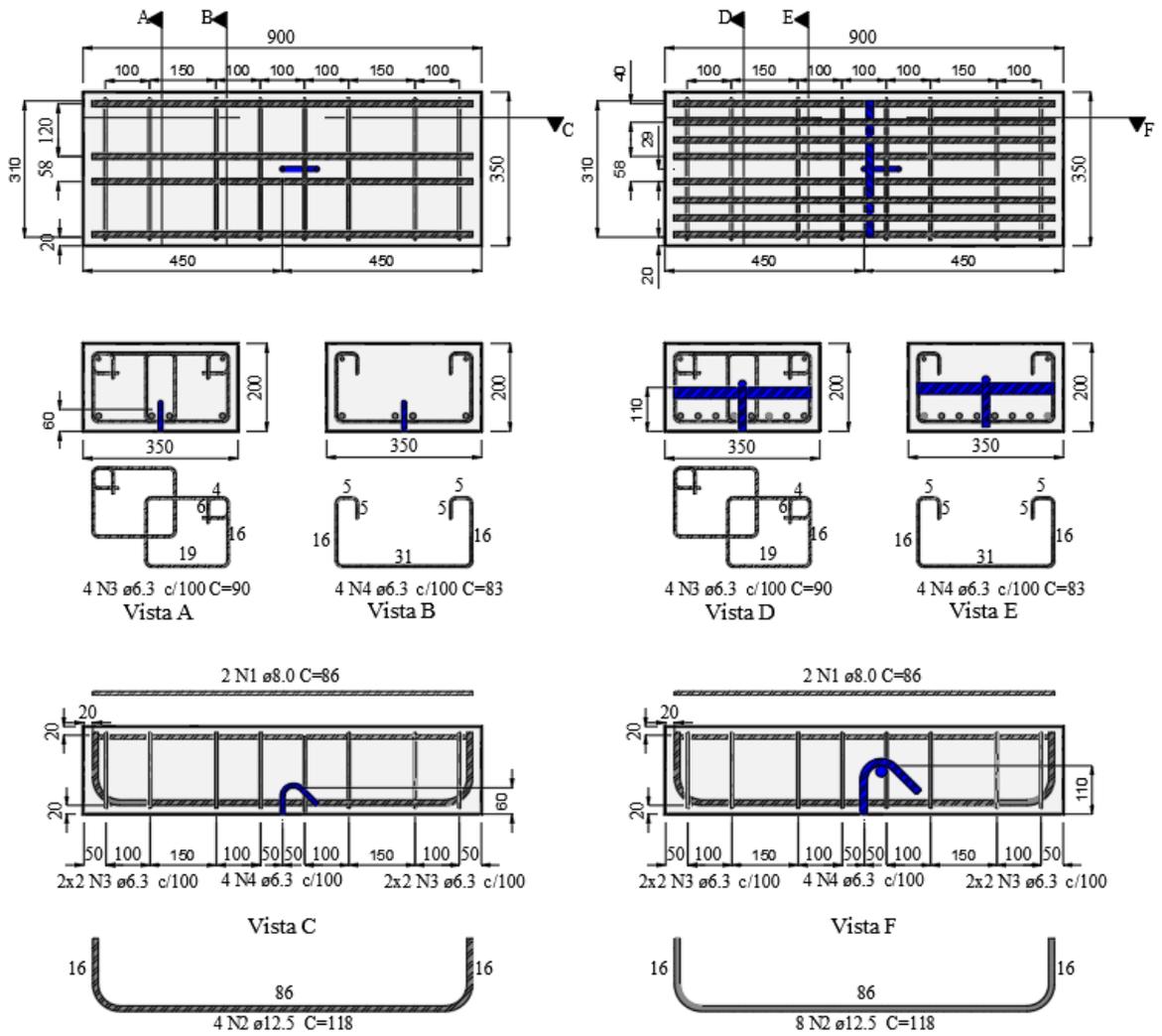
Além da carga última, foram coletados dados dos deslocamentos verticais no bloco de concreto, escorregamento relativo da barra de ancoragem e deformação na barra ancorada e

na armadura de flexão dos blocos. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas (LABEST-UnB) da Universidade de Brasília.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

As barras ancoradas foram embutidas em blocos armados com dimensões iguais a 350 mm de largura, 200 mm de altura e 900 mm de comprimento. Os modelos ensaiados possuíam dois valores de comprimento de embutimento efetivo (h_{ef}), sendo 60 mm executados com barras de seção transversal igual a 10 mm e os com embutimento de 110 mm com barras de 16 mm, mantendo uma relação para o comprimento de embutimento entre 6,0 e 6,8 vezes o diâmetro nominal da barra ancorada.

Os modelos com comprimento de embutimento iguais a 60 mm possuíam uma taxa de armadura de flexão (ρ_f) igual a 1,24%, e para os embutimentos com 110 mm igual a 1,69%. O detalhamento geométrico das armaduras do bloco de concreto é mostrado na Figura 3.1, no qual as armaduras de cisalhamento foram as mesmas para ambos os comprimentos de embutimentos, e a armadura de flexão aumentou de quatro para oito barras com diâmetro igual a 12,5 mm. Os estribos centrais foram compostos por quatro estribos abertos, como pode ser observado no corte com vistas B e E da Figura 3.1. Nas bordas, foram utilizados estribos de dois ramos detalhados pelo corte A e D, para que a região do apoio do sistema de ensaio fosse mais rígida. Foi utilizado ainda dois porta-estribos com comprimento igual a 860 mm e diâmetro igual a 8 mm. A direção das barras ancoradas dos modelos pode ser observada na Figura 3.2.



a) Modelos com h_{ef} de 60 mm

b) Modelos com h_{ef} de 110 mm

Figura 3.1 – Disposição das armaduras dos modelos



a) Modelo J-60-5Ø



b) Modelo J-60-5Ø-T

Figura 3.2 – Direção de posicionamento das barras ancoradas

A fabricação dos modelos dos tipos ganchos e dobras, respeitaram as recomendações do AC Eurocode 2 (2010), no que diz respeito ao comprimento mínimo de prolongamento reto dos ganchos (\varnothing_t), e o valor do diâmetro interno do pino de dobramento (\varnothing_i). No qual esta prescrição normativa define que para ganchos e dobras, o \varnothing_t deve ser de pelo menos $5\varnothing_s$.

A definição do comprimento de embutimento (h_{ef}) adotado por este trabalho, foi baseada na ACI 318 (2014), como é ilustrado na Figura 3.3. Apesar de ambas as normas apresentarem as mesmas definições para as outras características, o AC Eurocode 2 (2010) apresenta uma definição de comprimento de embutimento (h_{ef}) diferente para barras com ganchos ou dobras. Esse comprimento efetivo da ancoragem definido por eles é o comprimento total da barra embutida dentro do concreto mais o prolongamento da cauda composto pelo trecho curvo e pelo trecho reto. Sendo então, a definição utilizada neste trabalho a definida pelo ACI 318 (2014) que é a mesma definida pelas prescrições normativas do *fib* Model Code 2010 (2013) e ABNT NBR 6118 (2014), com relação à definição de comprimento de embutimento (h_{ef}) e prolongamento de cauda (\varnothing_t).

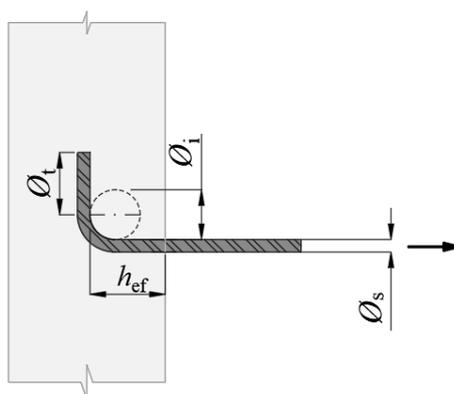


Figura 3.3 – Ilustração exemplo dos parâmetros adotados.

Na fabricação dos modelos de conectores com cabeça, a dimensão da cabeça do conector, foi definida a partir das recomendações da ASTM A970 (2015), onde a mesma recomenda que a diâmetro da cabeça do conector seja pelo menos 3 vezes o diâmetro nominal da barra do conector.

As características dos modelos ensaiados são apresentadas nas seções a seguir, onde foram definidos quatro modelos do tipo gancho com 45° , oito modelos de dobras com 90° , oito com barras retas contendo variações das armaduras transversais complementares, quatro do tipo gancho com 180° e dois do tipo conector com cabeça, formando os 26 modelos diferentes de ancoragem ensaiados. Oito deste conjunto de modelos foram repetidos, pois na

primeira execução destes modelos, o concreto usinado atingiu uma característica de resistência à compressão inferior ao solicitado. Portanto, optou-se em fazer uma nova concretagem destes oito modelos, totalizando os 34 ensaios de arrancamento realizados.

Para a melhor visualização das características dos modelos, optou-se por utilizar uma nomenclatura que torna clara a compreensão das principais variáveis do modelo ensaiado, facilitando a comparação dos resultados experimentais. A nomenclatura é mostrada no rodapé das Tabelas a seguir, onde “J” refere-se à ancoragem do tipo gancho com 45°, “L” à dobra com 90°, “W” à barra reta, “U” à gancho com 180° e “H” à conectores com cabeça. Por exemplo, o modelo J-60-5Ø-T indica que é uma ancoragem do Grupo “J” (gancho com 45°), comprimento de embutimento igual a 60 mm, prolongamento da cauda igual a 5 vezes o diâmetro da barra e por fim, a letra “T” indica a adição de uma barra transversal complementar à ancoragem.

Todos os tipos de ancoragem tiveram como variáveis principais o comprimento de embutimento (h_{ef}) igual a 60 mm ($6.Ø_s$) com o diâmetro nominal da barra ancorada ($Ø_s$) igual a 10 mm e h_{ef} igual a 110 mm ($6,8.Ø_s$) com $Ø_s$ igual a 16 mm. Os modelos do tipo “J”, “L” e “U”, além da variação do comprimento de embutimento e do diâmetro da seção transversal da barra ancorada, apresentavam ou não barras transversais complementares amarradas (ligadas com arame recozido), com comprimento de 310 mm e diâmetro em torno de $1,6.Ø_s$. Já nos modelos do tipo “W”, acrescentou-se à ancoragem barras transversais soldadas com comprimento de 310 mm e diâmetros nominais das barras transversais variando em torno de $0,6.Ø_s$, $1,6.Ø_s$ e outro modelo contendo duas barras transversais com diâmetro igual a $0,8.Ø_s$. O Grupo de modelos do tipo “L” apresentaram ainda o comprimento de prolongamento reto da cauda ($Ø_t$) variando entre cinco vezes o diâmetro da barra ancorada ($5.Ø_s$) e dez vezes ($10.Ø_s$).

3.2.1 Modelos do tipo gancho com 45° - Grupo “J”

Foram executados quatro modelos do tipo gancho com 45° na primeira concretagem, divididos em dois com comprimento de embutimento igual a 60 mm e dois com 110 mm. Cada elemento foi composto por um comprimento de cauda igual a $5.Ø_s$ seguido pela indicação do AC Eurocode 2 (2010), no qual satisfaz a necessidade mínima igual a $4.Ø_s$ indicada para ganchos com 45° das armaduras longitudinais de tração prescritos pela ABNT NBR 6118 (2014). O diâmetro interno de dobramento ($Ø_i$) foram iguais a quatro

vezes o diâmetro da barra ancorada ($4.\varnothing_s$), equivalentes à um diâmetro igual a 40 mm para modelos com h_{ef} igual a 60 mm e com 64 mm para os com h_{ef} igual a 110 mm.

A Tabela 3.1 apresenta as principais características dos modelos, onde f_c refere-se ao valor da resistência à compressão média do concreto na data do ensaio de arrancamento. Os valores da altura útil (d) e do comprimento de embutimento (h_{ef}) aos valores medidos *in loco* antes da concretagem dos modelos.

As configurações geométricas das barras de ancoragem são apresentadas nas Figura 3.4 à Figura 3.7, com detalhamento frontal e lateral dos elementos de ancoragem embutidos no bloco de concreto armado ensaiado. Os modelos J-60-5 \varnothing -T e J-110-5 \varnothing -T diferentemente dos modelos de ancoragem única (J-60-5 \varnothing e J-110-5 \varnothing), tiveram o acréscimo de uma barra transversal complementar com comprimento igual a 310 mm e diâmetro nominal com aproximadamente $1,6.\varnothing_s$. Portanto, para os modelos com \varnothing_s igual a 10 mm receberam barras transversais complementares com diâmetro igual a 16 mm e as barras com diâmetro igual a 16 mm receberam barras com diâmetro nominal igual a 25 mm.

Tabela 3.1 – Características dos modelos do Grupo “J”

Nº	Modelo	d (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	\varnothing_s (mm)	Nº barras de Flexão	ρ_f (%)
1	J-60-5 \varnothing	175	63	34,7	10	4	1,24
2	J-60-5 \varnothing -T	180	62	34,7	10	4	1,24
3	J-110-5 \varnothing	177	112	36,8	16	8	1,69
4	J-110-5 \varnothing -T	177	110	36,8	16	8	1,69

J - h_{ef} - \varnothing_t - T*

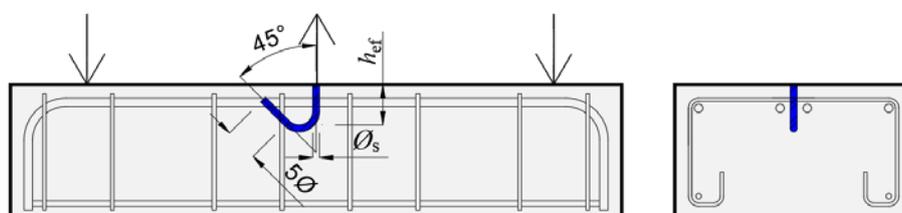


Figura 3.4 – Modelo J-60-5 \varnothing

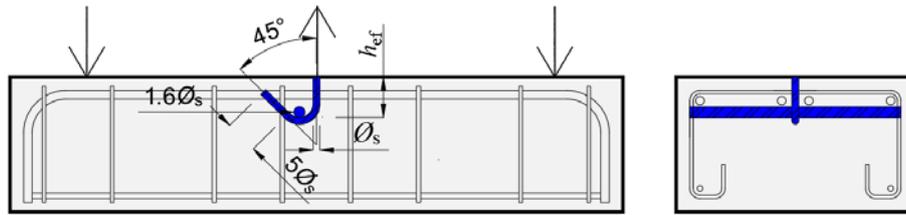


Figura 3.5 – Modelo J-60-5Ø-T

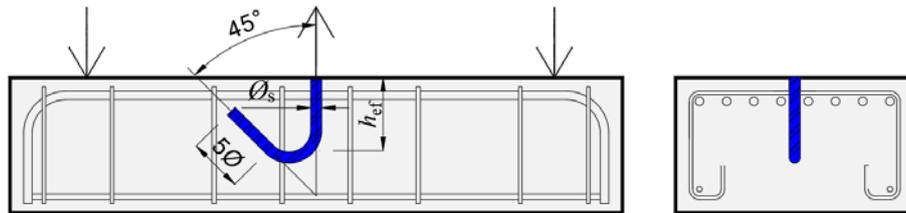


Figura 3.6 – Modelo J-110-5Ø

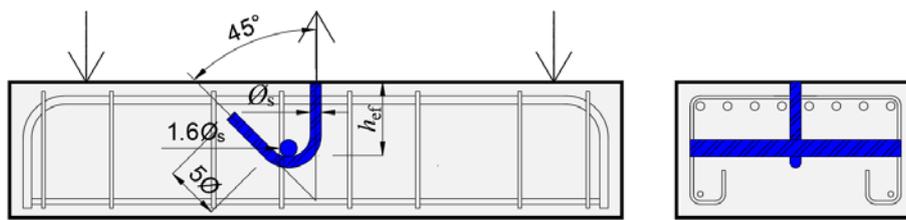


Figura 3.7 – Modelo J-110-5Ø-T

3.2.2 Modelos do tipo dobra com 90° - Grupo “L”

Oito modelos de barras ancoragem com dobra com 90° foram definidos para este estudo. Eles foram divididos em quatro modelos com comprimento de embutimento com 60 mm e quatro com 110 mm. O comprimento de prolongamento da cauda (\varnothing_t) teve duas variações: a primeira com \varnothing_t igual a $5.\varnothing_s$, tornando possível a comparação com os modelos dos tipos gancho com 45° e 180° e a segunda com $10.\varnothing_s$, atendendo à prescrição da ABNT NBR 6118 (2014) de pelo menos $8.\varnothing_s$. Variou-se ainda a presença ou não de armadura transversal complementar à ancoragem com o mesmo comprimento e indicação de diâmetro dos modelos com gancho com 45°, como pode ser visto nas Figura 3.8 à Figura 3.15.

As características dos modelos do Grupo “L” são apresentadas na Tabela 3.2. O diâmetro interno de dobramento adotado para as ancoragens com dobra com 90°, foram iguais a 20 e 32 mm para h_{ef} igual a 60 e 110 mm, respectivamente. O que equivale à $2.\varnothing_s$.

O modelo L-60-5Ø foi o único deste Grupo que foi confeccionado novamente com uma resistência à compressão média do concreto diferente, pois o concreto da segunda concretagem atingiu uma resistência inferior à esperada aos 28 dias, então optou-se por fazer uma nova concretagem para manter a faixa de variação da resistência à compressão característica entre 30 MPa e 40 MPa. No entanto, este modelo, foi utilizado como forma comparativa para verificar a influência da variação da resistência do concreto.

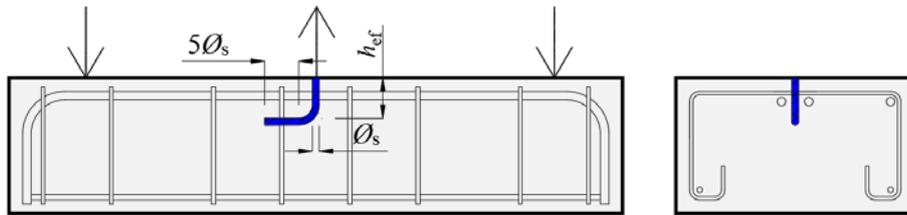


Figura 3.8 – Modelo L-60-5Ø

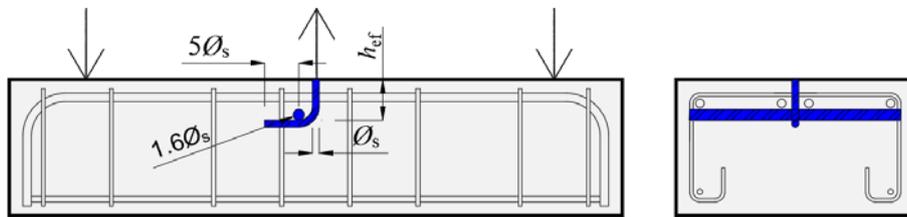


Figura 3.9 – Modelo L-60-5Ø-T

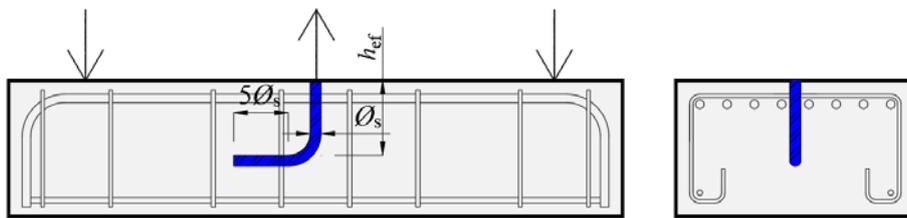


Figura 3.10 – Modelo L-110-5Ø

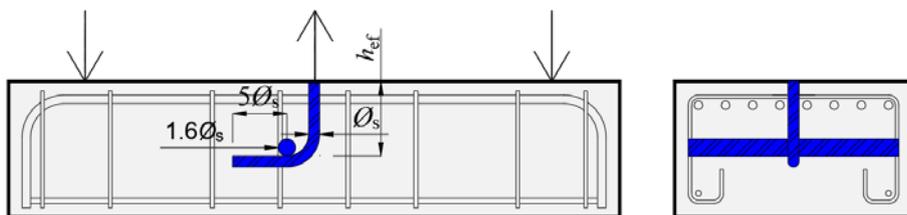


Figura 3.11 – Modelo L-110-5Ø-T

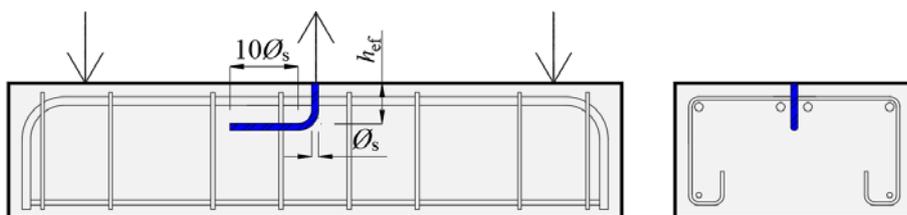


Figura 3.12 – Modelo L-60-10Ø

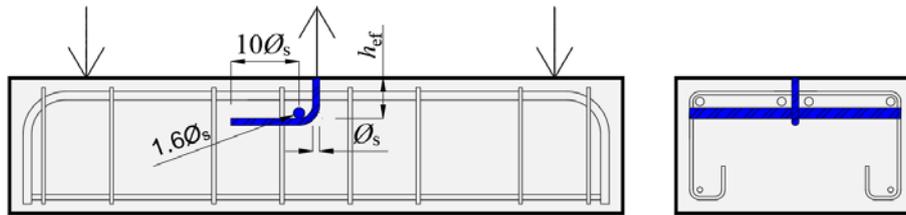


Figura 3.13 – Modelo L-60-10Ø-T

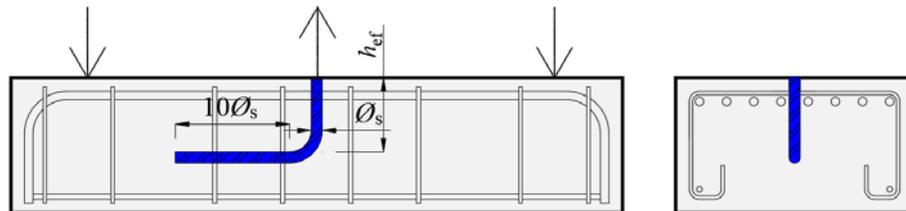


Figura 3.14 – Modelo L-110-10Ø

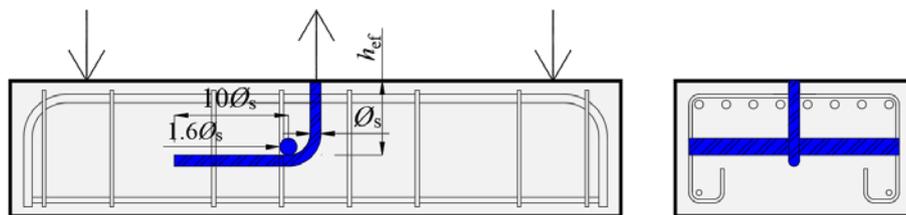


Figura 3.15 – Modelo L-110-10Ø-T

Tabela 3.2 – Características dos modelos do Grupo “L”

Nº	Modelo	d (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	\varnothing_s (mm)	Nº barras de Flexão	ρ_f (%)
5.1	L-60-5Ø (1)	175	66	21,5	10	4	1,24
5.2	L-60-5Ø (2)	178	65	30,1	10	4	1,24
6	L-60-5Ø-T	175	64	34,7	10	4	1,24
7	L-60-10Ø	180	68	41,0	10	4	1,24
8	L-60-10Ø-T	183	66	41,0	10	4	1,24
9	L-110-5Ø	180	114	34,7	16	8	1,69
10	L-110-5Ø-T	179	114	34,7	16	8	1,69
11	L-110-10Ø	182	116	41,0	16	8	1,69
12	L-110-10Ø-T	172	108	41,0	16	8	1,69

L - h_{ef} - \varnothing_t - T*

Existência ou não de uma barra transversal
 Comprimento de prolongamento da cauda (\varnothing_t)
 Comprimento de embutimento: 60 mm ou 110 mm
 Identificação para Dobra com 90°

3.2.3 Modelos do tipo barra reta – Grupo “W”

Os modelos do Grupo “W” foram compostos de uma barra reta de referência para cada tipo de comprimento de embutimento e mais três tipos de variações das barras retas com armaduras transversais complementares soldadas, caracterizadas por variações iguais a $0,6.\varnothing_s$, $0,8.\varnothing_s$ e $1,6.\varnothing_s$. Em que, para os modelos com \varnothing_s igual a 10 mm, foram executados com barras com diâmetros iguais a 6,3, 8,0 e 16,0 mm, respectivamente. Sendo que o modelo com barra transversal indicado com 8,0 mm era composto por duas barras transversais soldadas, que equivalem à mesma área de aço do modelo com a barra transversal com diâmetro igual a 16 mm. Da mesma forma, os modelos com \varnothing_s igual a 16 mm foram executados com barras com diâmetros iguais a 10,0, 12,5 e 25,0 mm, respectivamente. Da Figura 3.16 à Figura 3.23 e a Tabela 3.3 apresentam as principais características e variações dos nove modelos. Sendo que, os modelos do tipo barra reta de referência foram executados duas vezes, no entanto os resultados da repetição do modelo W-60 foram descartados por erro na execução do ensaio, sendo então o modelo W-110, o único deste Grupo que obteve resultados experimentais plausíveis para serem comparados.

A nomenclatura destes modelos diferencia-se quanto às últimas indicações dadas para os modelos com gancho com 45° e dobra com 90° . Nesse caso, a última indicação refere-se ao diâmetro da barra transversal soldada no modelo, seguida da identificação da existência de apenas uma barra transversal complementar ou duas, “T” ou “TT”, respectivamente. A direção dessa armadura transversal complementar segue a mesma direção de posicionamento dos ganchos, que era a direção longitudinal de maior comprimento do bloco de concreto, como pode ser visto na Figura 3.16 à Figura 3.23.

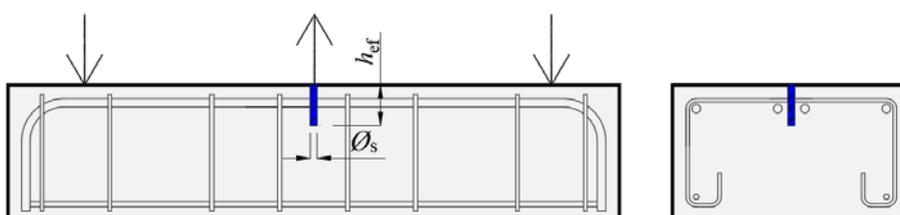


Figura 3.16 – Modelo W-60

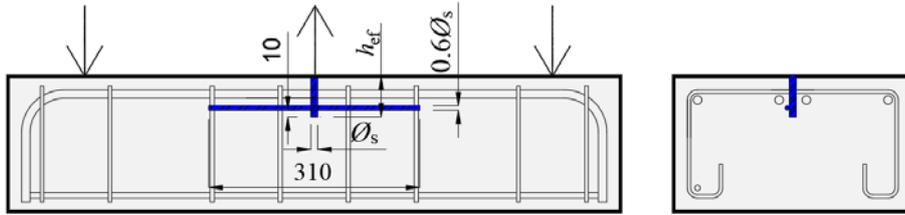


Figura 3.17 – Modelo W-60-6.3T

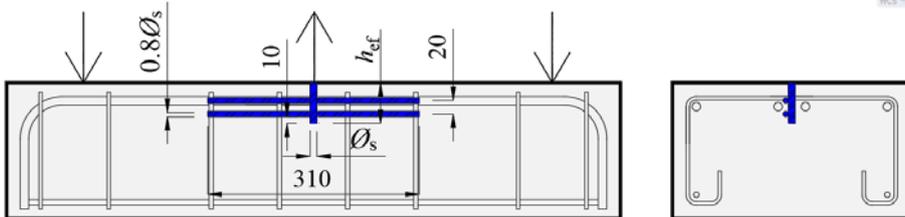


Figura 3.18 – Modelo W-60-8.0TT

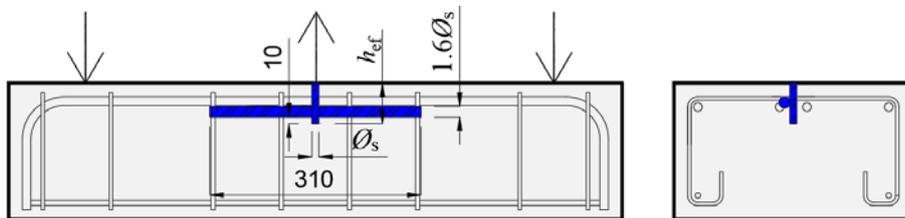


Figura 3.19 – Modelo W-60-16.0T

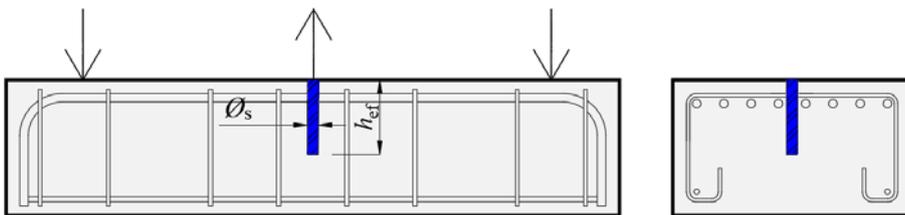


Figura 3.20 – Modelo W-110

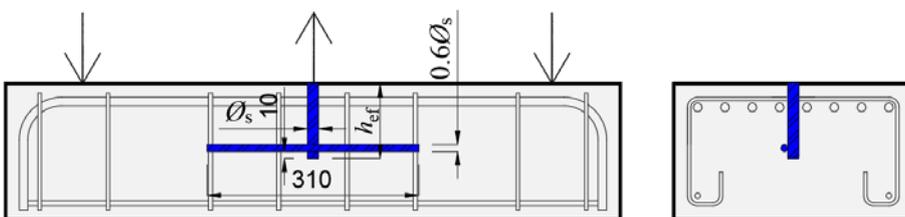


Figura 3.21 – Modelo W-110-8.0T

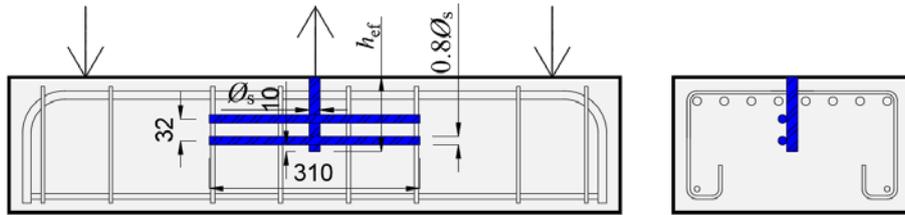


Figura 3.22 – Modelo W-110-10.0TT

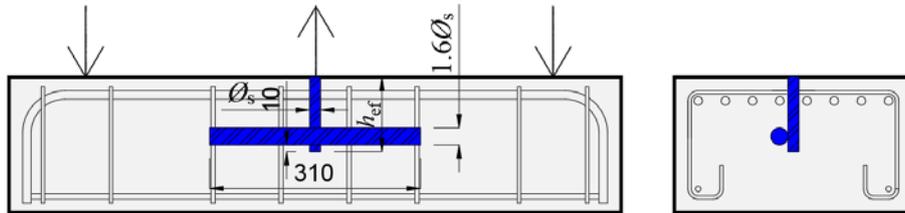


Figura 3.23 – Modelo W-110-25.0T

Tabela 3.3 – Características dos modelos do tipo barra reta

Nº	Modelo	d (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	ϕ_s (mm)	Nº barras de Flexão	ρ_f (%)
13	W-60	178	60	21,5	10	4	1,24
14	W-60-6.3T	181	66	34,7	10	4	1,24
15	W-60-8.0TT	180	64	34,7	10	4	1,24
16	W-60-16.0T	178	61	34,7	10	4	1,24
17.1	W-110 (1)	183	118	21,5	16	8	1,69
17.2	W-110 (2)	175	115	30,1	16	8	1,69
18	W-110-8.0TT	182	118	41	16	8	1,69
19	W-110-10.0T	180	114	41	16	8	1,69
20	W-110-25.0T	177	112	41	16	8	1,69

W - h_{ef} - ϕ_t TT*

Existência ou não de uma ou duas barras transversais

Diâmetro da armadura transversal (ϕ_t)

Comprimento de embutimento: 60 mm ou 110 mm

Identificação para barra reta

3.2.4 Modelos do tipo gancho com 180° - Grupo “U”

Os modelos do tipo gancho com 180° seguiram a mesma ideia de fabricação dos modelos do tipo gancho com 45°, com um prolongamento de cauda (ϕ_t) igual a $5.\phi_s$ e diâmetros do pino de dobramento com $4.\phi_s$, correspondentes a 40 mm para as barras de 10 mm e 64 mm para as barras de 16 mm. Foram definidos portanto dois modelos do tipo gancho com 180° e dois modelos análogos, só que com o acréscimo das barras transversais complementares

amarradas. As características iniciais destes modelos são apresentadas na Tabela 3.4, e suas proporções dimensionais na Figura 3.24 à Figura 3.27.

Tabela 3.4 – Características dos modelos do Grupo “U”

Nº	Modelo	d (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	ϕ_s (mm)	Nº barras de Flexão	ρ_f (%)
21.1	U-60-5 ϕ (1)	178	67	21,5	10	4	1,24
21.2	U-60-5 ϕ (2)	176	61	30,1	10	4	1,24
22.1	U-60-5 ϕ -T (1)	181	68	21,5	10	4	1,24
22.2	U-60-5 ϕ -T (2)	175	61	30,1	10	4	1,24
23.1	U-110-5 ϕ (1)	176	118	21,5	16	8	1,69
23.2	U-110-5 ϕ (2)	180	111	30,1	16	8	1,69
24.1	U-110-5 ϕ -T (1)	175	113	21,5	16	8	1,69
24.2	U-110-5 ϕ -T (2)	171	109	30,1	16	8	1,69

U - h_{ef} - ϕ_t - T*

Existência ou não de uma barra transversal
Comprimento de prolongamento da cauda (ϕ_t)
Comprimento de embutimento: 60 mm ou 110 mm
Identificação para Gancho com 180°

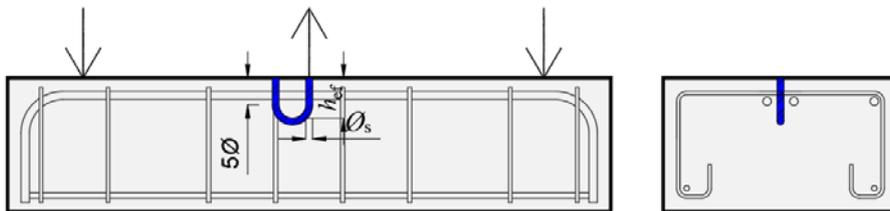


figura 3.24 – Modelo U-60-5 ϕ

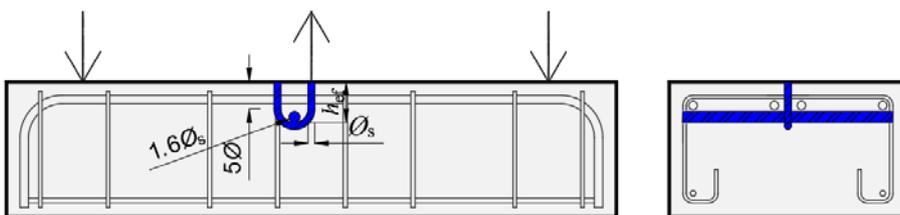


Figura 3.25 – Modelo U-60-5 ϕ -T

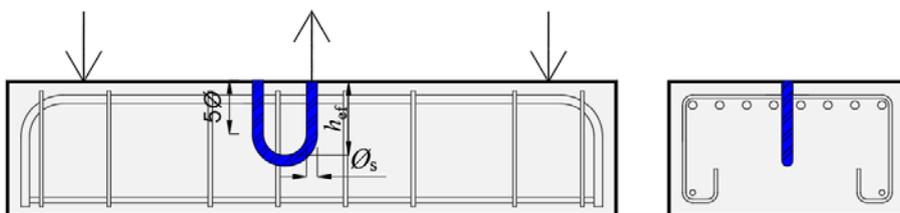


Figura 3.26 – Modelo U-110-5 ϕ

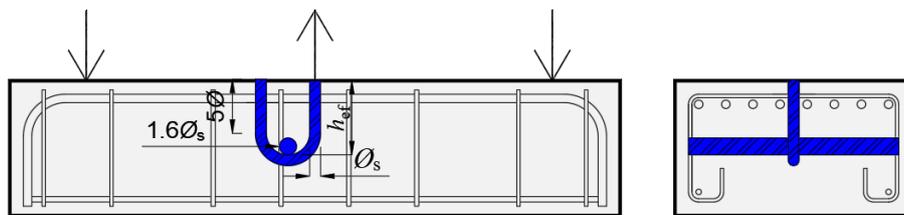


Figura 3.27 – Modelo U-110-5Ø-T

3.2.5 Modelos do tipo conectores com cabeça – Grupo “H”

Para complementar a série de ensaios, foram realizados quatro ensaios com conectores com cabeça, como pode ser visto na Tabela 3.5, sendo dois deles, do modelo apresentado na Figura 3.28 e outros dois do modelo apresentado na Figura 3.29. A dimensão da cabeça do conector, seguiu as orientações indicadas pela recomendação normativa da ASTM A970 (2015). Portanto, para o comprimento de embutimento igual a 60 mm o diâmetro nominal da barra foi igual a 10 mm e o diâmetro da cabeça (\varnothing_h) foi igual a 30 mm. Já para os modelos com h_{ef} igual a 10 mm, possuíam \varnothing_s igual a 16 mm e \varnothing_h igual a 51 mm.

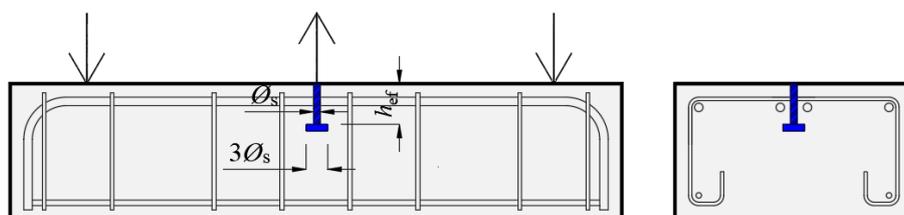


Figura 3.28 – Modelo H-60

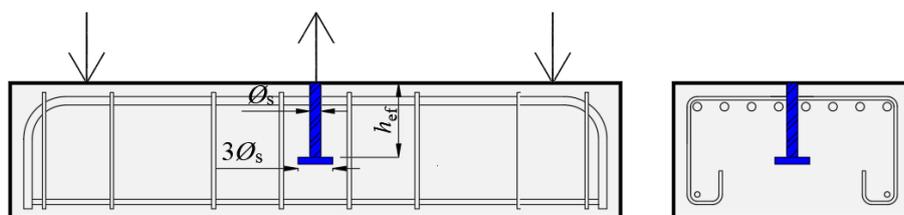
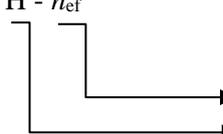


Figura 3.29 – Modelo H-110

Tabela 3.5 – Características dos modelos Grupo “H”

Nº	Modelo	d (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	ϕ_s (mm)	Nº barras de Flexão	ρ_f (%)	ϕ_h (mm)
25.1	H-60	183	66	21,5	10	4	1,24	30
25.2	H-60	180	58	30,1	10	4	1,24	30
26.1	H-110	181	114	21,5	16	8	1,69	48
26.2	H-110	180	109	30,1	16	8	1,69	48

H - h_{ef}



Comprimento de embutimento: 60 mm ou 110 mm
 Identificação para Conector com cabeça

3.3 PROCESSO CONSTRUTIVO DOS MODELOS

3.3.1 Fôrmas

A confecção dos modelos foi dividida em três concretagens, em que ambas as fôrmas foram executadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Na primeira concretagem as fôrmas foram executadas com chapas de *madeirit* enrijecidas com ripas de 25 mm de espessura por 45 mm de largura (Figura 3.30a). Já para a segunda concretagem foram utilizadas fôrmas de madeira compensada com 17 mm de espessura (Figura 3.30b), no qual foram reaproveitadas para a terceira concretagem.

Sobre as fôrmas, foi confeccionado um pórtico de madeira para a fixação das barras de ancoragem posicionadas no eixo central dos blocos de concreto, garantindo que no momento da concretagem as barras ancoradas não fossem movimentadas e ficassem centralizadas para os ensaios.



a) Fôrmas da primeira
concretagem

b) Fôrmas da segunda e terceira
concretagem

Figura 3.30 – Disposição das formas utilizadas

3.3.2 Concretagem

Os modelos foram concretados em três etapas, divididas em Grupos de dezessete, nove e oito modelos. Para a concretagem de todos os modelos foi empregado concreto usinado com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 35 MPa. Em cada processo de

concretagem foram necessários, em média, 0,6 m³ de concreto para cada modelo confeccionado, consumindo-se ao todo 2,5 m³.

A primeira concretagem foi realizada no dia 06 de setembro de 2016, no período da manhã. A empresa forneceu um concreto com f_{ck} especificado igual a 35MPa, com consumo de 350 kg de cimento por metro cúbico. O abatimento definido foi de 12 +/- 2 cm e brita 0. Durante o recebimento do concreto, foi realizado o teste de abatimento do tronco de cone (*slump test*) que apresentou consistência do concreto em conformidade. A Figura 3.31, mostra a execução do teste e na Figura 3.32 os detalhes de atividades da primeira concretagem, que consistiu na elaboração dos modelos “J”, “L” e “W”.



Figura 3.31 -Teste de abatimento do tronco de cone



Figura 3.32 – Primeira concretagem

A segunda concretagem aconteceu no dia 12 de dezembro de 2017, com f_{ck} igual a 30 MPa. No entanto, o resultado dos ensaios de resistência à compressão do concreto aos 31 dias, foi igual a 21,5 MPa. Por fim a terceira concretagem, aconteceu no dia 28 de março de 2018, para repetir os modelos concretados na segunda concretagem.

Para os ensaios de caracterização do concreto foram moldados cerca de 30 corpos de prova em cada concretagem, com dimensões iguais a 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

Essa quantidade foi definida para assegurar que na proximidade dos ensaios de arrancamento, houvessem corpos de prova suficientes para caracterizar a resistência à tração e compressão do concreto.

Ao iniciar o tempo de pega do concreto de cada concretagem foram colocados panos umedecidos sobre a superfície do concreto e dos corpos de prova, que foram irrigados com o auxílio de uma mangueira. Logo em seguida, estes elementos foram cobertos ainda por uma lona plástica, que auxiliou na retenção da umidade em torno das peças de concreto, com o intuito de reduzir a fissuração por retração do concreto. Este processo se repetiu num período de 5h durante os três primeiros dias e depois de 12h em 12h até o sétimo dia da concretagem.

3.4 ENSAIOS DE MATERIAIS

3.4.1 Concreto

Para determinar as propriedades mecânicas do concreto utilizado para a produção dos modelos foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral (*Brazilian test*) e resistência à compressão (Figura 3.33), de acordo com a ABNT NBR 7222 (2011) e a ABNT NBR 5739 (2007), respectivamente, nas datas de realização dos ensaios de arrancamento.



Figura 3.33–Ensaio de resistência à tração e compressão do concreto

Já o ensaio de módulo de elasticidade do concreto (Figura 3.34), atendeu as exigências da ABNT NBR 8522 (2008). Para este tipo de ensaio, retirando-se uma média de três amostras para cada concretagem. Todos ensaios de módulo foram realizados na prensa EMIC modelo

DL 30000, com capacidade de 2000 kN, localizada no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília. Para a determinação das deformações médias de alongamento, foi utilizado o extensômetro duplo da EMIC.

Todos os corpos de prova utilizados para os três ensaios de caracterização do concreto, foram moldados no formato cilíndrico com dimensões 100 mm x 200mm, e foram previamente retificados com disco de corte diamantado.



Figura 3.34—Ensaio de módulo de elasticidade do concreto

3.4.2 Aço

Para as barras utilizadas na confecção das ancoragens (barras com diâmetro iguais a 10 e 16 mm), e para a armadura de flexão (barra com diâmetro igual a 12,5 mm) foram retiradas três amostras de cada lote para a série de ensaios realizados de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6892 (2013). Para realizar a confecção de todos os modelos, foi necessário utilizar dois lotes de aço, portanto, foram caracterizados seis tipos de barras de aço

Os corpos de prova tinham um comprimento total igual 600 mm, sendo que 50 mm de cada lado ficava inserido na garra da prensa. Portanto, o comprimento livre era igual a 500 mm. Todos os ensaios foram realizados na prensa EMIC modelo DL 30000 do Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. A máquina tinha capacidade de 300 kN e foi utilizado o extensômetro eletrônico EMIC modelo EE09 que é indicado para as medições de deformação de médio alongamento. Na Figura 3.35 é possível observar alguns dos procedimentos realizados no ensaio de tração do aço.



Figura 3.35– Ensaio realizado nos corpos de prova de aço

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

3.5.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais foram medidos em dois pontos selecionados previamente como pode ser visto na Figura 3.36. Para a medição dos deslocamentos nestes pontos foram utilizados LVDT's (transdutores de variação de deslocamento linear) fabricados pela empresa HBM com capacidade de medição de até 50 mm e precisão de 0,01 mm.

O LVDT 1 foi posicionado diretamente na barra de ancoragem com o objetivo de medir o escorregamento direto da ancoragem quando fosse submetido à tração. Para isso, todos os modelos concretados continham uma barra de aço CA 60 soldadas na face barra oposta a região da ancoragem, como pode ser visto na Figura 3.37. Estas barras soldadas foram protegidas com EPS para que após a concretagem fosse fácil identificar sua posição e remover a camada de isopor ao redor. Assim a região ao redor ficaria livre até o ponto de deslocamento da armadura ancorada. Para um melhor posicionamento da ponta do LVDT 1, foi acrescentado na ponta do aço uma arruela fixada com resina epóxi.

A medição do deslocamento do bloco de concreto armado ensaiado foi realizada por meio do LVDT 2, que foi posicionado sobre uma pequena chapa de aço em formato de cantoneira fixado no eixo do bloco com silicone e resina epóxi.

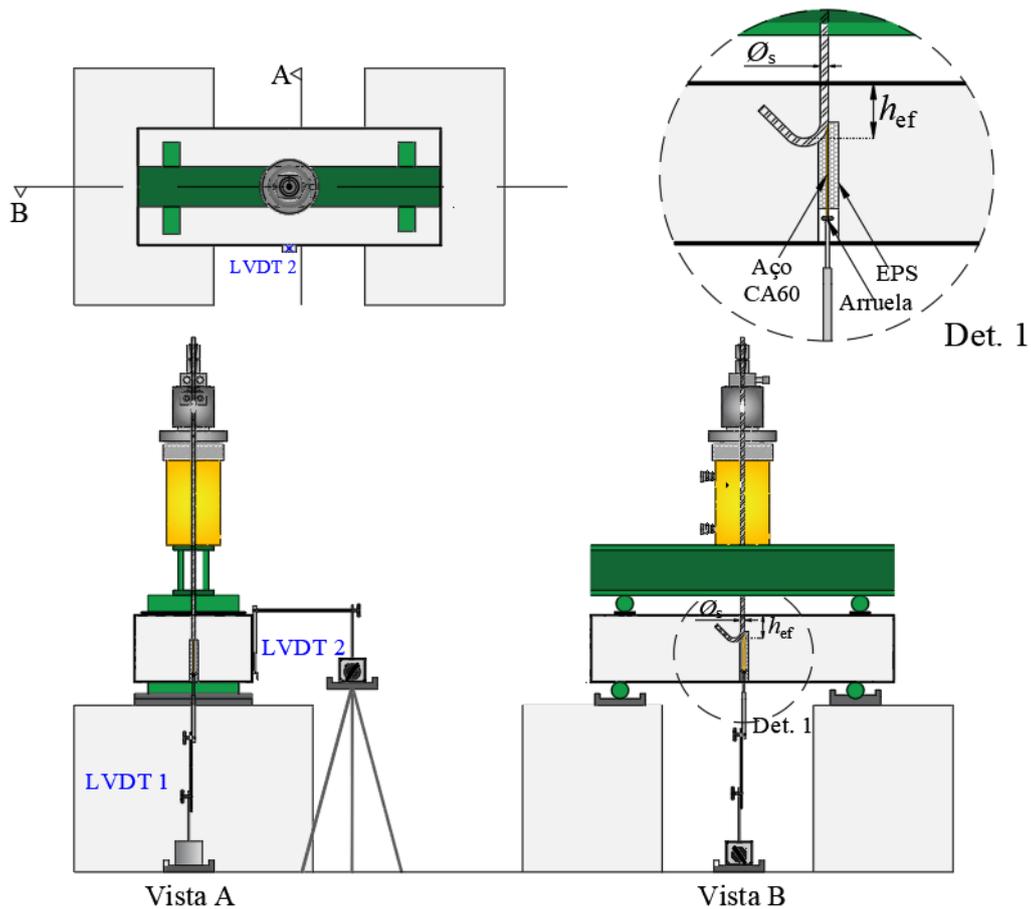


Figura 3.36 – Posicionamento dos LVDT's



Figura 3.37 – Detalhe construtivo auxiliar para a medição de deslocamento do LVDT 1.

3.5.2 Deformações nas armaduras

Durante a execução dos ensaios foram monitoradas as deformações na armadura de flexão e da barra de ancoragem (Figura 3.38), através da utilização de extensômetros elétricos com resistência igual a $120 \pm 0,2 \Omega$, do tipo KFG-5-120-C1-11, fabricados pela empresa *Kyowa Electronic Instruments* e dos extensômetros da empresa *Excel Sensores* do tipo PA - 06 - 201BA - 12L. Em alguns modelos, foram utilizados dois extensômetros na mesma posição, colados em posição diametralmente oposta, a fim de se eliminar possíveis efeitos localizados nas barras sob ação dos esforços.

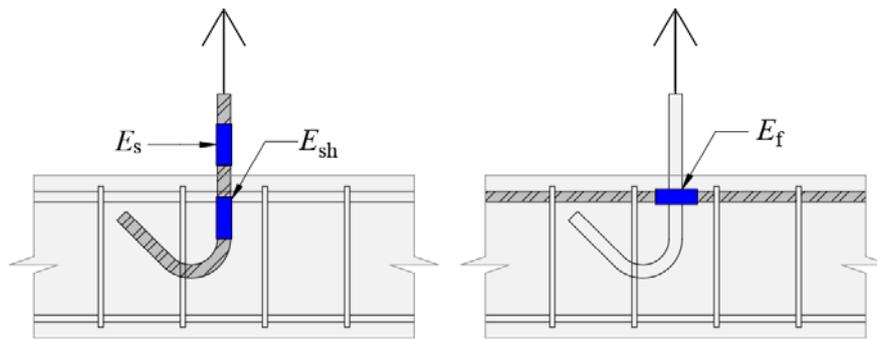


Figura 3.38 – Posição dos extensômetros nas armaduras

O processo de aplicação do extensômetro “ E_{sh} ” na região interna da barra ancorada pode ser visto na Figura 3.39. Para a fixação dos extensômetros nas barras foi necessário primeiramente limá-las e lixá-las com o objetivo de deixar a superfície lisa eliminando toda a nervura e imperfeições na região sem que o diâmetro nominal da barra fosse reduzido. Com a superfície lisa foi realizada uma limpeza com álcool isopropílico para retirar todos os resíduos presentes na superfície da barra. Em seguida os extensômetros foram colados um a um com cola instantânea à base de cianoacrilato.

Após a fixação dos extensômetros, cada terminal foi soldado na ponta de um condutor elétrico paralelo e flexível com diâmetro igual a 1,5 mm, que por sua vez foi preso à barra por abraçadeiras plásticas. Para os extensômetros que ficaram dentro do bloco de concreto, depois de soldados os terminais, a região da solda e dos extensômetros, foram protegidos por uma camada de cola epóxi com tempo de secagem inicial de 10 min. Essa camada de resina epóxi serve para proteger contra a umidade e serve também, como um isolamento elétrico. Em seguida, foi adicionada uma proteção mecânica com uma camada de silicone e após 24h foi feita uma proteção com fita isolante de auto fusão.



a) Preparação da superfície



b) Limpeza



c) Colagem



d) Soldagem



e) Verificação da resistência



f) Proteção mecânica com resina epóxi



g) Proteção mecânica com silicone



h) Proteção com fita de alta fusão

Figura 3.39 – Processo de aplicação dos extensômetros elétricos na superfície das barras de aço

3.6 SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio adotado foi similar ao realizado por Costa (2016), em que o modelo de ensaio foi posicionado sobre apoios de primeiro e segundo gênero afastados a uma distância igual a 350 mm. Acima do modelo, colocou-se tiras de *neopreme* e roletes metálicos com comprimento igual a 350 mm. Em seguida, foi posicionada uma viga metálica com dimensões iguais a 150 x 150 x 90 mm que possuía um furo central vazado possibilitando a passagem da barra ancorada no modelo ensaiado. Sobre esta viga metálica foi instalado um cilindro hidráulico vazado da marca ENERPAC com capacidade máxima de 500 kN, que era acionado por uma bomba hidráulica elétrica de controle manual da ENERPAC. Posteriormente, duas chapas metálicas com furo central foram posicionadas entre a célula de carga vazada fabricada pela empresa *HBM* com capacidade de 500 kN. Por fim, a barra de ancoragem foi travada ao sistema de ensaio com duas cunhas metálicas no qual pode ser vista na Figura 3.40.

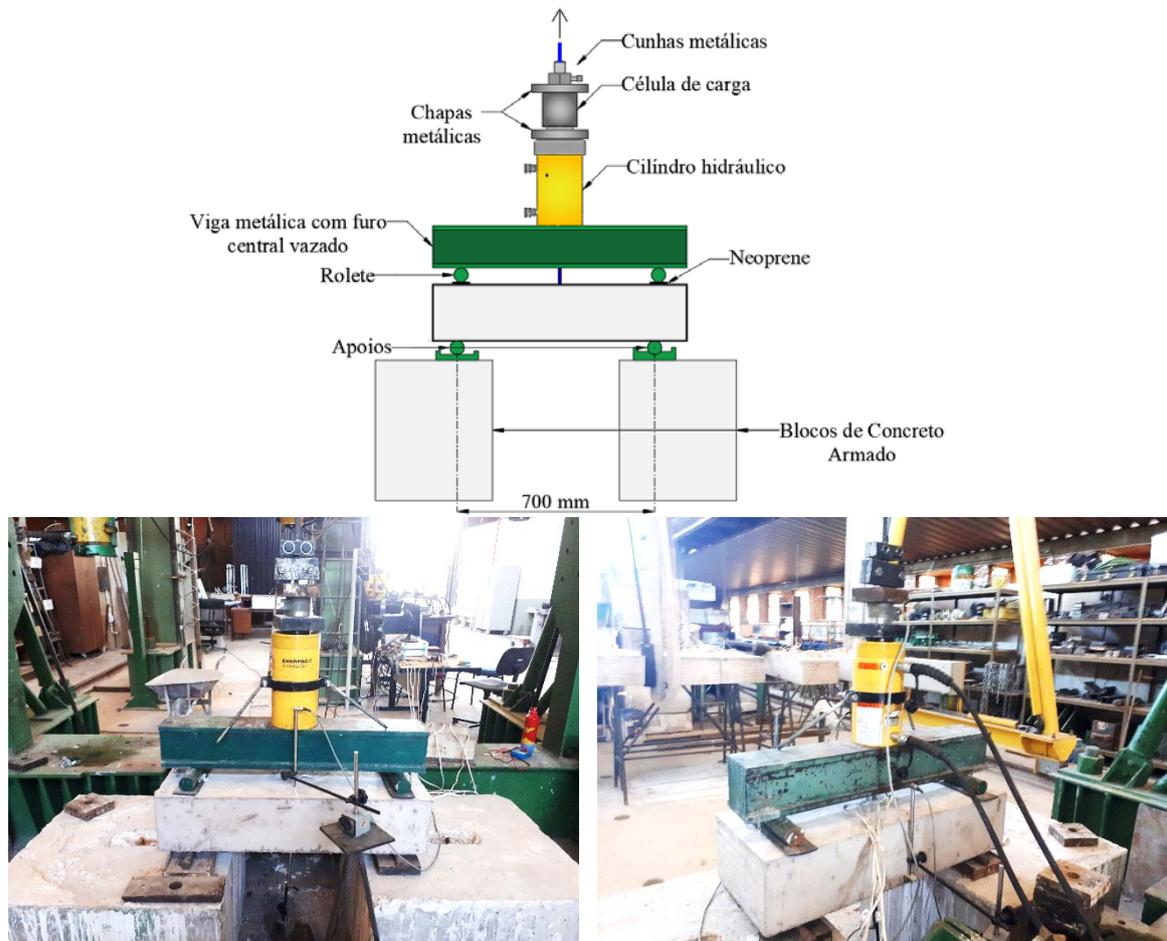


Figura 3.40– Sistema de ensaio

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o sistema composto pelo módulo *Spider 8* (modelos SR30) e o *software CATMAN 4.1* fornecidos pela empresa HBM. As ligações feitas no módulo foram tanto dos extensômetros e LVDT's, quanto da célula de carga, onde através de uma configuração de leitura de carga periódica com uma frequência de leitura igual a 5 Hz foi possível obter todos os dados de forma contínua num período constante. O ensaio foi controlado pela aplicação de força, onde a velocidade média de aplicação da carga foi de 2,5 kN/min.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nesta seção são apresentados os resultados de caracterização dos materiais e os resultados decorrentes dos 34 ensaios de arrancamento dos cinco Grupos de ancoragens abordados neste trabalho. Os resultados serão mostrados de acordo com o comprimento de embutimento e subdivididos entre os tipos de ancoragem.

É importante ressaltar que, o modelo L-60-5Ø, W-110 e os modelos dos Grupos “U” e “H”, foram confeccionados com duas amostras de cada modelo. Um com resistência à compressão média na data dos ensaios de arrancamento igual a 21,5 MPa e a segunda amostra destes modelos com resistência à compressão média na data dos ensaios de arrancamento igual a 30,1 MPa. Portanto, a apresentação dos resultados destes modelos possui a simbologia (1) e (2) no final da nomenclatura referentes à primeira e segunda amostra de cada modelo, por exemplo L-60-5Ø (1) e L-60-5Ø (2).

Dessa forma, são exibidos os resultados de deslocamentos, deformações, carga última e os modos de ruptura dos modelos ensaiados.

4.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

4.1.1 Concreto

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. Os ensaios de resistência à compressão e à tração por compressão diametral do concreto foram realizados nas datas próximas à execução dos ensaios de arrancamento. Já os ensaios de módulo de elasticidade, por limitações no cronograma do Laboratório de Materiais, foram realizados uma única vez para cada concretagem. Os resultados dos ensaios realizados são apresentados na Tabela 4.1 e Tabela 4.2, no qual para cada ensaio realizado, a média foi obtida a partir dos resultados experimentais de três corpos de prova.

Tabela 4.1 – Resistência à compressão e à tração do concreto

Concretagem	Idade * (Dias)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)
1 ^a (06/09/2016)	92	34,7	3,3
	262	36,8	3,5
	307	41,0	3,5
2 ^a (12/12/2017)	31	21,5	2,3
3 ^a (28/03/2018)	40	30,1	2,4

*Na data do ensaio

Tabela 4.2 – Módulo de elasticidade do concreto

Concretagem	Idade * (Dias)	E_c (GPa)
1 ^a (06/09/2016)	47	33,6
2 ^a (12/12/2017)	157	21,8
3 ^a (28/03/2018)	51	26,9

*Na data do ensaio

4.1.2 Aço

Os dados de caracterização do aço são apresentados na Tabela 4.3 e Figura 4.1, no qual os resultados são referentes à uma média de três amostras para cada diâmetro nominal. As barras de aço com diâmetro igual a 10 e 16 mm foram utilizadas na confecção das barras ancoradas nos blocos de concreto, e as com diâmetro igual a 12,5 mm foram utilizadas para a confecção da armadura de flexão. Na primeira concretagem foram utilizados apenas os aços do primeiro lote, já na segunda concretagem foi necessário complementar com uma nova compra de aço para a armadura de flexão. A terceira concretagem, utilizou-se apenas os aços do segundo lote. Na Tabela A.1 do Anexo A é possível ver com detalhes quais os modelos que utilizaram cada tipo de aço caracterizado.

As barras de aço ensaiadas do segundo lote, não apresentaram patamar de escoamento bem definido, como pode ser visto na Figura 4.1. Vale ressaltar que as barras de aço deste segundo fabricante possuíam nervuras transversais oblíquas de altura longitudinal inferior aos aços do primeiro fabricante.

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas do aço

Lote	\varnothing_s (mm)	f_{ys} (MPa)	E_s (GPa)	ε_{ys} (‰)
1	10,0	563	205	2,75
2	10,0	599	179	3,35
1	12,5	639	181	3,53
2	12,5	577	183	3,16
1	16,0	544	187	2,91
2	16,0	576	171	3,37

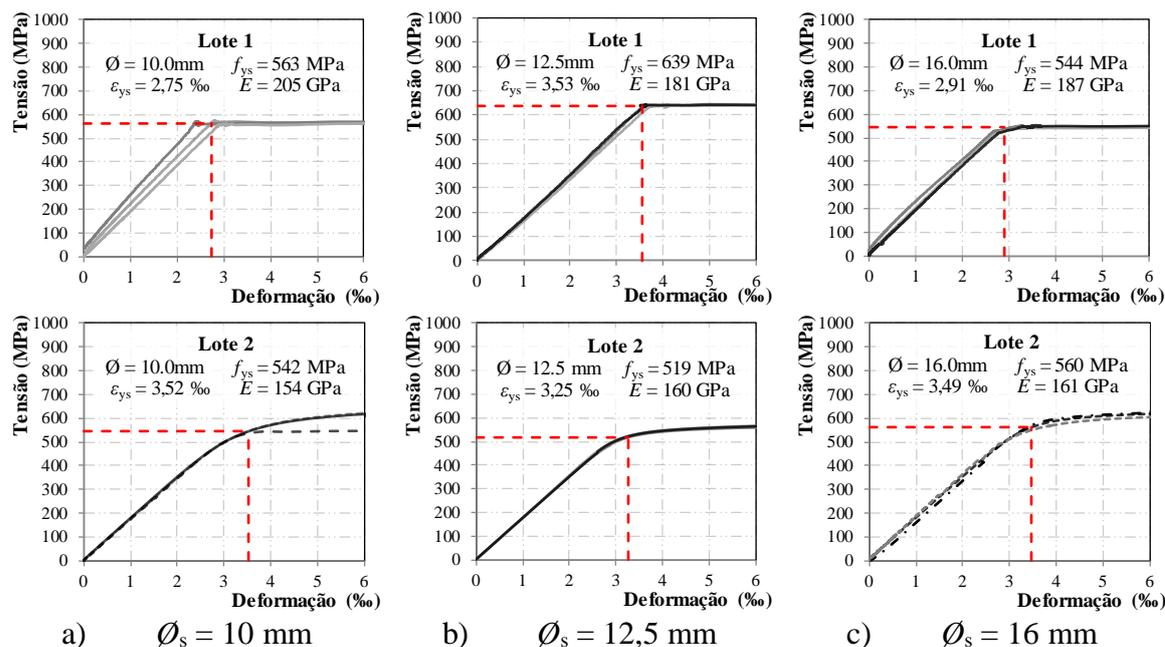


Figura 4.1– Curvas tensão-deformação dos aços

4.2 CARGA ÚLTIMA

Aqui são apresentadas as cargas últimas de ensaio (N_u) e a carga normalizada que visa corrigir a influência da variação da resistência à compressão do concreto, devido às diferenças entre as séries de concretagem. Essa correção foi feita por meio de um fator de multiplicação (φ) resultante da relação entre a resistência à compressão média de todos os modelos ensaiados (igual a 31,5 MPa) pela resistência à compressão média de cada um dos modelos, elevados a 0,5. Como mostrado na Equação 4.1.

$$\varphi = \sqrt{\frac{31,5}{f_{c,\text{modelo}}}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Comparando as cargas últimas dos modelos com e sem armadura transversal complementar, como por exemplo, os modelos J-60-5 \varnothing -T e L-60-10 \varnothing -T com os modelos J-60-5 \varnothing e L-60-10 \varnothing (Figura 4.2 e Figura 4.3), percebe-se que envolver essas barras transversais

complementares proporcionam um acréscimo de resistência, como observado por REGAN (2000). Também é possível observar, comparando os resultados L-60-5Ø-T e L-60-10Ø-T, que o comprimento da dobra influencia na resistência com um acréscimo de 11,5 kN (35%) aumentando esse comprimento de $5.\varnothing_s$ para $10.\varnothing_s$. Ainda, para os modelos com uma barra transversal soldada, apresentados na Figura 4.4 (Grupo “W”), observou-se que o acréscimo da área de aço das barras transversais proporcionou um acréscimo de resistência ao arrancamento.

Na Tabela 4.4 e Figura 4.2 são apresentadas as cargas últimas de ensaio (N_u) e a carga normalizada para os modelos do Grupo “J”. Percebe-se que com a barra com diâmetro nominal igual a 10 mm, quando se adicionou a barra transversal complementar, houve um aumento de resistência de 32%, enquanto que, quando a ancoragem foi realizada com um \varnothing_s igual à 16 mm, esse aumento de resistência foi maior (57%). Comparando o aumento do diâmetro e do comprimento de embutimento, percebe-se que os ganchos com 45° sem a barra transversal complementar apresentaram um aumento de resistência igual a 94% e com barra transversal complementar igual a 130%.

Tabela 4.4 – Resultados das cargas de últimas experimentais - Grupo “J”

Modelo	Nomenclatura	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_u (kN)	N_u (corrigido) (kN)
1	J-60-5Ø	63	34,7	32,6	30,3
2	J-60-5Ø-T	62	34,7	43,2	40,2
3	J-110-5Ø	112	36,8	65,2	58,9
4	J-110-5Ø-T	110	36,8	102,2	92,3

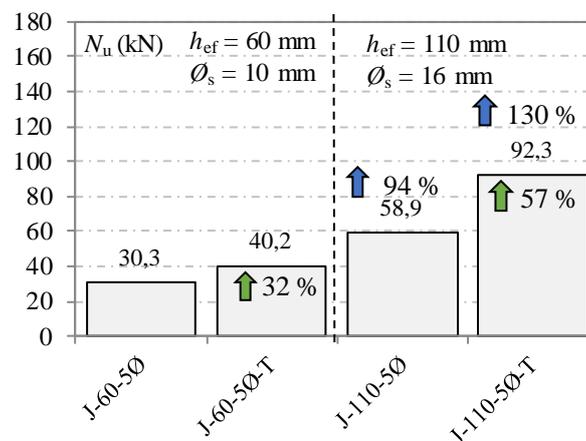


Figura 4.2 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “J”

O aumento de resistência com o acréscimo das barras transversais complementares foi menor para as ancoragens com 90° do que para as ancoragens com 45° como pode ser visto na

Figura 4.3. Em contrapartida, com relação ao aumento de resistência dos modelos com barras com 10 mm para os modelos com barra com 16 mm, foi maior. O maior aumento com relação a isso, foi percebido no modelo com dobra com 90° com prolongamento de $5.\varnothing_s$ e barra transversal complementar (modelos L-60-5 \varnothing -T e L-110-5 \varnothing -T), passando de 31 kN para 91 kN (aproximadamente 197 % de acréscimo).

O gancho com 45° e a dobra com 90° com prolongamento de cauda igual a $5.\varnothing_s$ e diâmetro nominal igual a 10 mm apresentaram resultados de carga última semelhantes. Já os modelos com 16 mm, a dobra com 90° obteve uma resistência última consideravelmente maior (aproximadamente 24% de acréscimo). Quando foi adicionada a barra transversal complementar, os resultados foram semelhantes entre a dobra com 90° e o gancho com 45° com diâmetro nominal igual a 16 mm.

Analisando os resultados L-110-5 \varnothing , L-110-5 \varnothing -T, L-110-10 \varnothing e L-110-10 \varnothing -T, percebe-se que a influência do acréscimo da barra transversal complementar foi maior que a relação entre o aumento do prolongamento de cauda (\varnothing_t).

Percebe-se que para ambas as variáveis (h_{ef} com 60 mm e \varnothing_s com 10 mm; h_{ef} com 110 mm e \varnothing_s com 16 mm), a ancoragem mecânica com melhor desempenho em relação a resistência à tração submetida, foram os modelos do tipo dobra com 90° com barra complementar transversal e prolongamento de cauda de $10.\varnothing_s$.

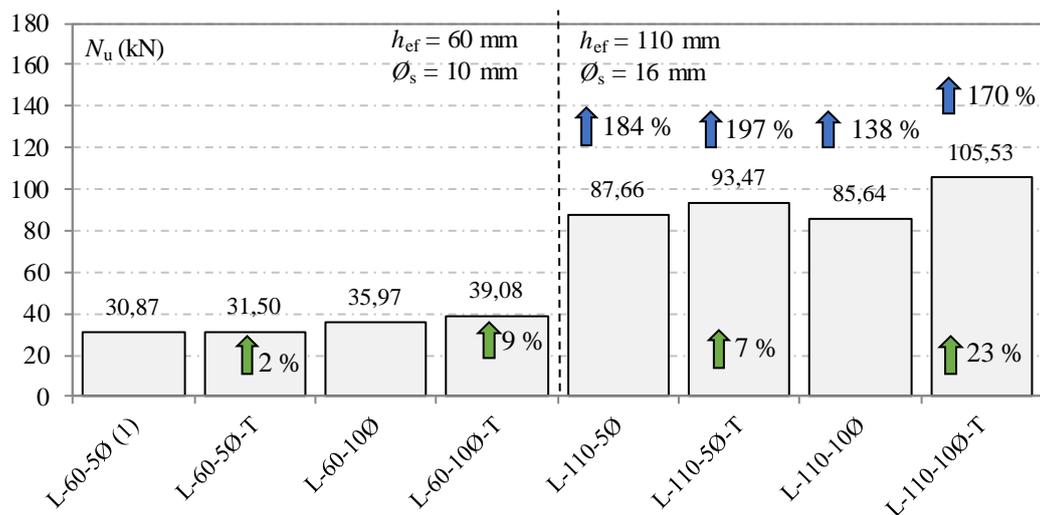


Figura 4.3 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “L”

Tabela 4.5 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “L”

Modelo	Nomenclatura	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_u (kN)	N_u (corrigido) (kN)
5.1	L-60-5 \emptyset (1)	66	21,5	25,5	30,1
5.2	L-60-5 \emptyset (2)	65	30,1	36,2	36,1
6	L-60-5 \emptyset -T	64	34,7	33,1	30,7
7	L-60-10 \emptyset	68	41,0	41,0	35,1
8	L-60-10 \emptyset -T	66	41,0	44,6	38,1
9	L-110-5 \emptyset	114	34,7	92,0	85,5
10	L-110-5 \emptyset -T	114	34,7	98,1	91,2
11	L-110-10 \emptyset	116	41,0	97,7	83,6
12	L-110-10 \emptyset -T	108	41,0	120,4	103,0

No Grupo “W” apresentado na Figura 4.4 e na Tabela 4.6, fica explícito que ao adicionar barras transversais complementares soldadas à barra reta aumentaram consideravelmente a resistência. Uma vez que, as barras retas não possuem a contribuição da resistência mecânica, dependendo apenas da aderência por atrito e da adesão química. Aumentando o diâmetro nominal e o comprimento de embutimento essa contribuição da aderência por atrito e da adesão química aumentou cerca de 414% entre os modelos W-60 e W-110.

Em relação às barras retas com barras transversais complementares e a barra reta de referência (W-60 ou W-110), todas apresentaram aumento de resistência superior a 100%. Já analisando entre os pares de modelos com barras transversais complementares equivalentes à uma com diâmetro igual a $0,6.\emptyset_s$, duas com $0,8.\emptyset_s$ ou uma com $1,6.\emptyset_s$ entre os diâmetros com 10 mm para 16 mm, o aumento de resistência foi de 127%, 116% e 135%, respectivamente. Percebe-se ainda que utilizar barra transversal complementar com diâmetro nominal igual a $1,6.\emptyset_s$ é melhor do que utilizar duas barras com diâmetros iguais a $0,8.\emptyset_s$, pois o aumento da rigidez da barra transversal, faz com que a ancoragem resista mais à solicitação de tração.

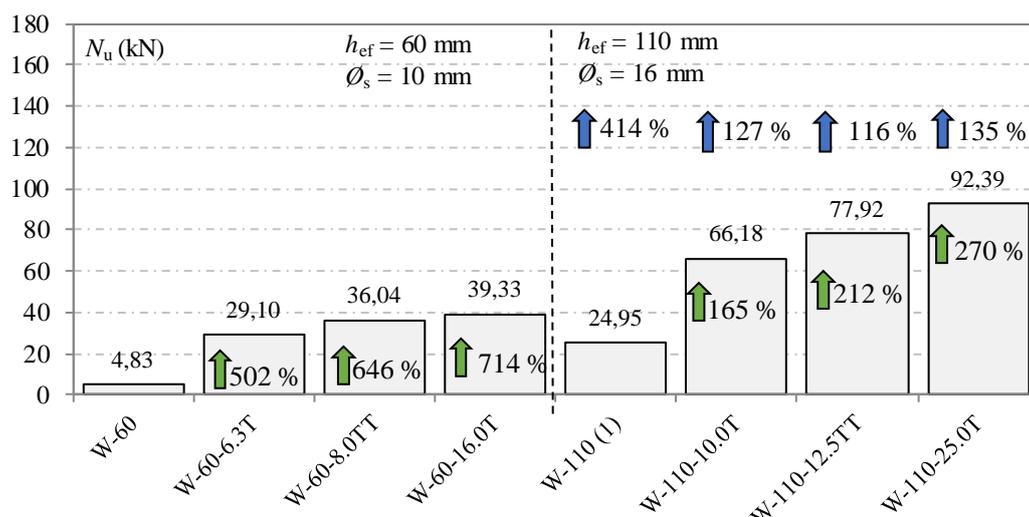


Figura 4.4 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “W”

Tabela 4.6 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “W”

Modelo	Nomenclatura	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_u (kN)	N_u (corrigido) (kN)
13	W-60	60	21,5	3,99	4,71
14	W-60-6.3T	66	34,7	30,54	28,40
15	W-60-8.0TT	61	34,4	37,66	35,17
16	W-60-16.0T	64	34,7	41,28	38,38
17.1	W-110 (1)	110	21,5	20,61	24,35
17.2	W-110 (2)	115	30,1	37,2	37,17
18	W-110-10.0T	118	41	75,5	64,58
19	W-110-12.5TT	112	41	88,9	76,04
20	W-110-25.0T	114	41	105,4	90,16

Os resultados da carga última de ensaio dos modelos com ganchos com 180° são apresentados na Tabela 4.7 e, na Figura 4.5 são apresentadas as cargas últimas e as cargas normalizadas. Todos os resultados entre os modelos que foram repetidos ficaram próximos, com exceção do modelo U-110-5 ϕ -T, o qual o primeiro modelo possuía um comprimento de embutimento medido *in loco* um pouco maior que o segundo e uma resistência à compressão menor, o que gerou um fator de correção (ϕ) maior.

Comparando a carga última de ensaio dos modelos com gancho com 45° e 180° com a dobra com 90° com comprimento de embutimento igual a 60 mm e prolongamento de cauda igual a $5.\phi_s$, o modelo mais resistente entre eles foi o dobrado com 90° . Já os mesmos modelos com adição da barra transversal complementar, o modelo que atingiu carga última maior foi o com gancho com 45° , o mesmo aconteceu para os modelos com barras transversais complementar com comprimento de embutimento igual a 110 mm e ϕ_t igual a $5.\phi_s$.

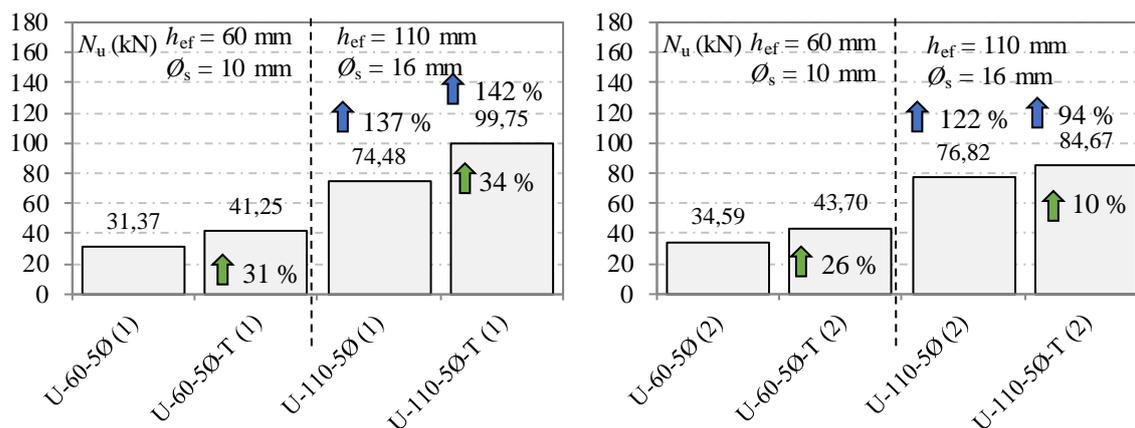


Figura 4.5 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “U”

Tabela 4.7 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “U”

Modelo	Nomenclatura	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_u (kN)	N_u (corrigido) (kN)
21.1	U-60-5O (1)	67	21,5	25,9	30,62
21.2	U-60-5O (2)	61	30,1	33,8	33,75
22.1	U-60-5O-T (1)	68	21,5	34,1	40,26
22.2	U-60-5O-T (2)	61	30,1	42,7	42,65
23.1	U-110-5O (1)	118	21,5	61,5	72,68
23.2	U-110-5O (2)	111	30,1	75,1	74,97
24.1	U-110-5O-T (1)	113	21,5	82,4	97,35
24.2	U-110-5O-T (2)	109	30,1	82,8	82,63

Com relação aos conectores com cabeça, os modelos repetidos entre eles, apresentaram resultados de carga normalizada semelhantes. O aumento de resistência com o aumento do comprimento de embutimento da ancoragem, o diâmetro da barra e da cabeça do conector, proporcionaram aumentos de 105 % para o primeiro modelo e de 151 % para o segundo, como pode ser visto na Figura 4.28.

A carga última de ensaio dos conectores com cabeça, como pode ser visto na Tabela 4.8, se aproximou das cargas últimas dos modelos com ganchos com 180° com barras transversais complementares, como pode ser visto por exemplo, entre os modelos H-110 e U-110-5O-T ou H-60 com U-60-5O-T. Comparando os conectores com cabeça e as dobras com 90° referentes ao embutimento de 110 mm, percebe-se que a eficiência da resistência ao esforço de tração submetido do conector com cabeça, foi inferior aos modelos com dobras com 90° do Grupo “L”.

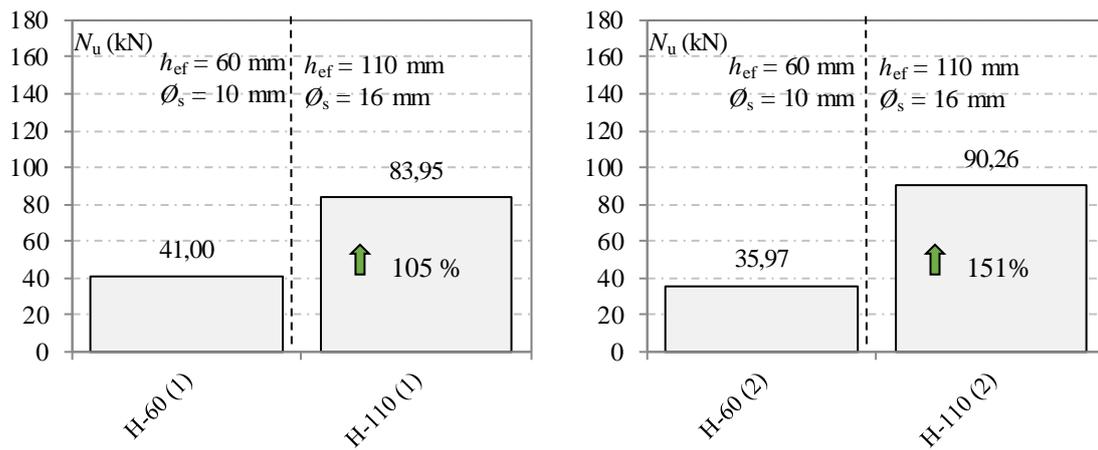


Figura 4.6 – Comparativo de cargas últimas - Grupo “H”

Tabela 4.8 – Resultados das cargas de rupturas experimentais - Grupo “H”

Modelo	Nomenclatura	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_u (kN)	N_u (corrigido) (kN)
25.1	H-60	66	21,5	33,9	40,01
25.2	H-60	58	30,1	35,2	35,10
26.1	H-110	114	21,5	69,4	81,93
26.2	H-110	109	30,1	88,2	88,08

4.3 MODOS DE RUPTURA

A partir da definição dos modos de ruptura pelo ACI 318 (2014), são apresentados os modos de ruptura na Figura 4.7 à Figura 4.19, onde em sua grande maioria aconteceu pela ruptura do concreto. Após os ensaios, as ancoragens que não sofreram ruptura por escorregamento foram cortadas próximas a superfície do concreto para dar visibilidade à projeção da superfície de ruptura em vista superior.

Dessa forma, cada modelo é apresentado com a superfície de ruptura após o ensaio e ao lado a superfície com as camadas de concreto superficiais removidas posteriormente para uma melhor análise dos modos de ruptura. O mesmo não pôde ser realizado com os modelos repetidos na última concretagem, pois alguns modelos foram selecionados para cortar a seção transversal do bloco e visualizar a geometria da superfície de ruptura.

Para melhor compreensão dos modos de ruptura, definiu-se as legendas “RC” para ruptura do concreto, “ES” para escorregamento e “RS” para ruptura da seção transversal da barra ancorada. Acrescentou-se também às Figuras, imagens dos tipos de ancoragem com a mesma direção situados nos blocos ensaiados e apresentados.

Os modelos do tipo gancho com 45° , mostrados na Figura 4.7 e Figura 4.8, romperam todos pela ruptura do concreto pela formação de cones simétricos ou assimétricos. Entretanto, o modelo J-110-5Ø-T após romper, continuou sendo aplicado carga para verificar o comportamento pós ruptura, o que conduziu a ancoragem a atingir a ruptura da seção transversal logo abaixo da região reta embutida no concreto como pode ser visto na Figura 4.8b. Este tipo de ruptura pode ter sido provocado pela concentração de tensões naquela região por conta do acréscimo da barra transversal com 25 mm.

O modelo J-110-5Ø, apresentado na Figura 4.7b, teve a ruptura do concreto em ambas os sentidos laterais justificados pelo processo de desdobramento do gancho proporcionado com o comprimento de embutimento maior que o do modelo J-60-5Ø, no qual apresentou apenas o deslocamento de uma das suas laterais. O mesmo aconteceu para os modelos com barras transversais complementares apresentados na Figura 4.30.

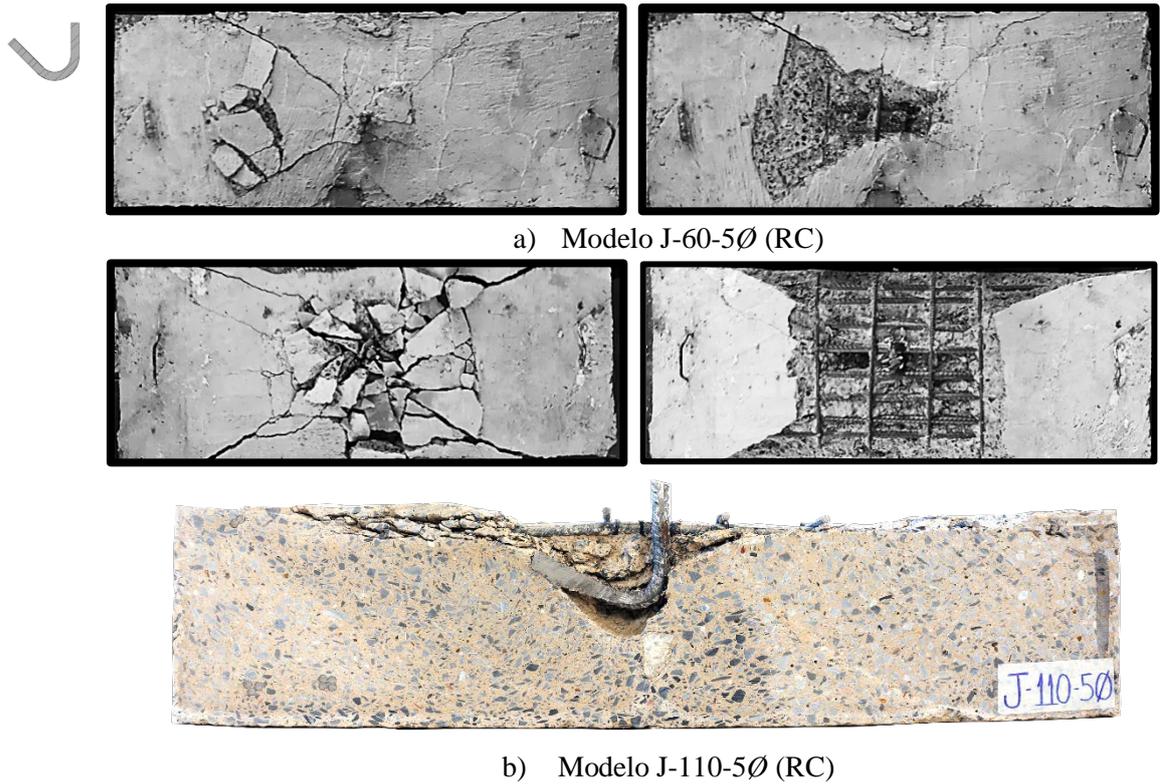


Figura 4.7 – Superfície de ruptura dos modelos com Gancho com 45°

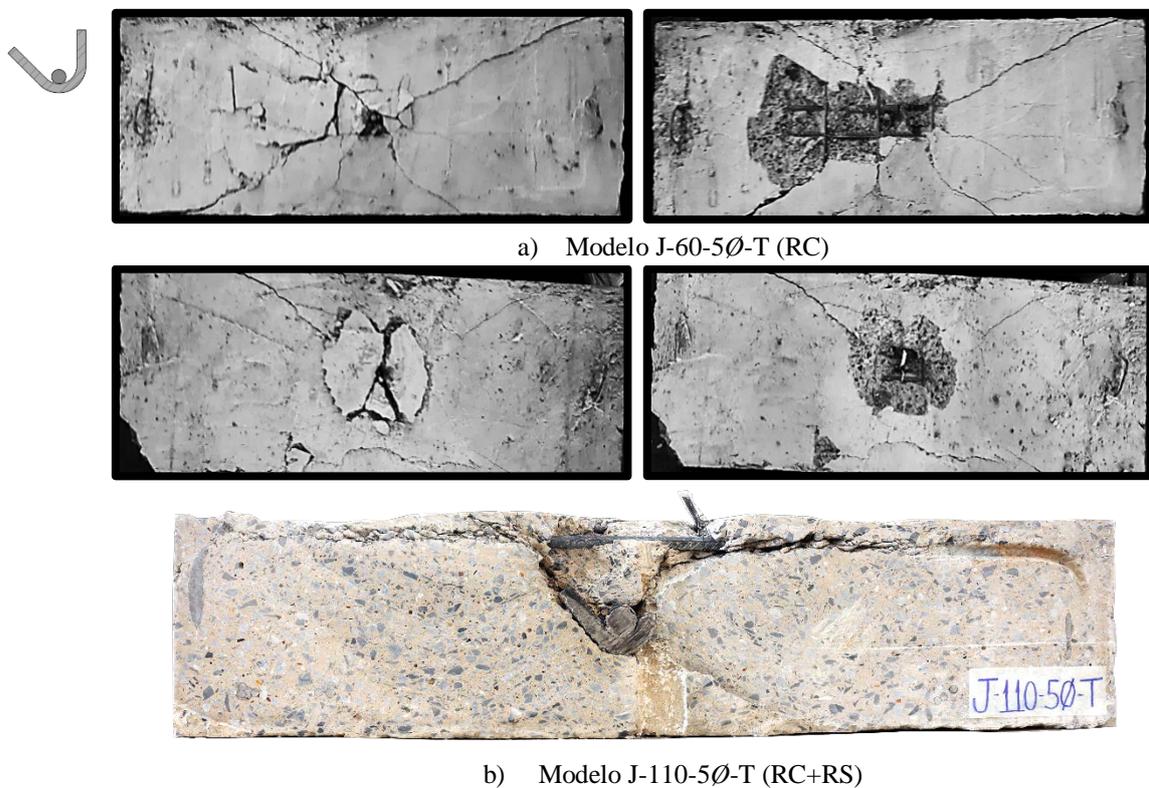
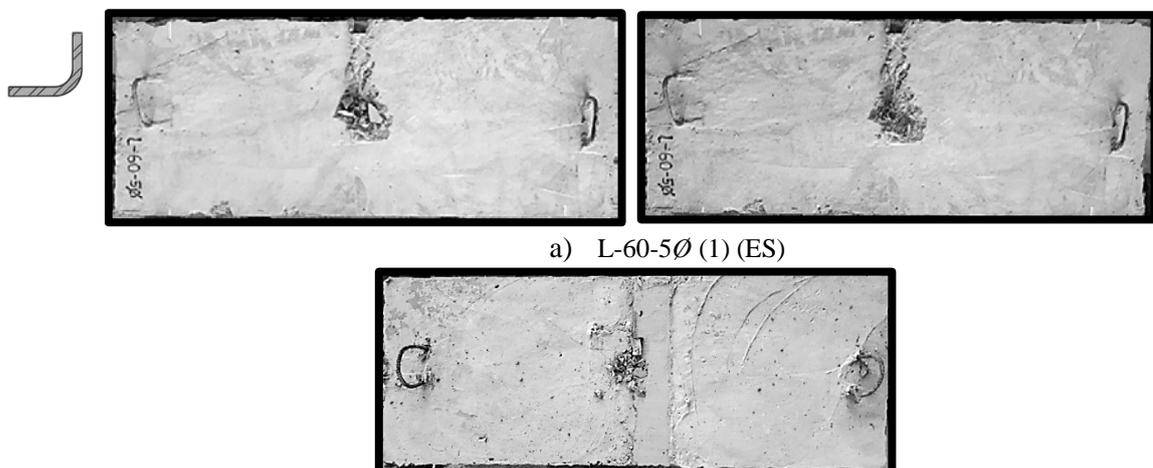


Figura 4.8 – Superfície de ruptura dos modelos com Gancho com 45° e barra transversal complementar

Os modos de ruptura dos modelos com dobras com 90° , apresentaram comportamentos semelhantes aos ganchos com 45° , onde apenas os modelos L-60-5 \emptyset apresentaram uma ruptura diferente provocada pelo escorregamento completo da armadura ancorada. O prolongamento de cauda igual a $5.\emptyset_s$, foi insuficiente para ancorar dentro do bloco de concreto, provocando o escorregamento e desdobramento completo do gancho como pode ser visto na Figura 4.9a e Figura 4.9b. Já o modelo que continha $10.\emptyset_s$ para a barra com diâmetro nominal igual a 10,0 mm (Figura 4.10a), a ruptura aconteceu de forma associada pela ruptura da camada de concreto com o escorregamento da barra ancorada, até que após a carga última, houve a continuação da aplicação da carga até que a barra desdobrou e escorregou por completo do bloco de concreto.

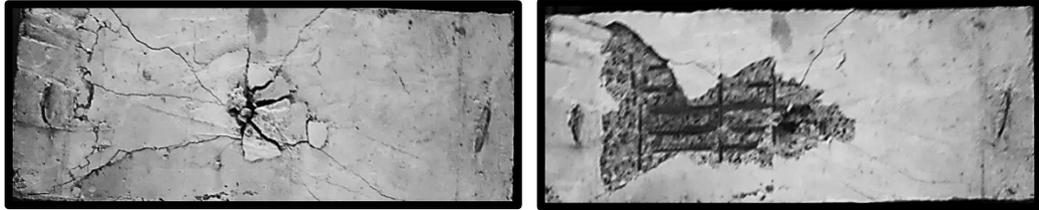
O processo de desdobramento do gancho pode ser visto também para as ancoragens com comprimento de embutimento igual a 110 mm, executadas com barras com diâmetro igual a 16,0 mm e prolongamento de cauda igual a $5.\emptyset_s$ e $10.\emptyset_s$ (Figura 4.9c e Figura 4.10b). Percebe-se ainda que a projeção da superfície de ruptura destes modelos, parte da ponta da cauda inclinada a aproximadamente 45° , assim como definido no método CCM (*Concrete-Cone Method*). Até mesmo o modelo comprimento de embutimento igual a 60 mm (Figura 4.9b) que foi cortado seguia essa tendência de formação da fissura logo no início do prolongamento da cauda, após a curvatura da dobra. A projeção dessa fissura formou um cone assimétrico como pode ser visto nas Figura 4.9c e Figura 4.10b.

Já a projeção da superfície de ruptura quando adicionada a barra transversal complementar (Figura 4.12b) seguiu uma tendência semelhante à definida pelo método CCD (*Concrete Cone Design*), projetando a fissura próxima a barra transversal com um ângulo igual a 35° . Do lado oposto, há a formação de uma fissura inclinada também, diferentemente dos modelos sem barras transversais complementares que foram cortados.



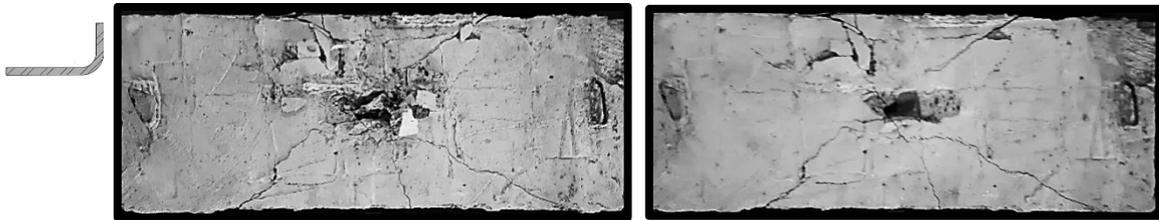


b) L-60-50 (2) (ES)

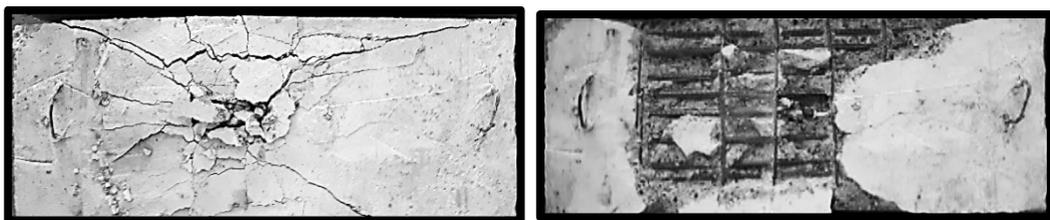


c) L-110-50 (RC)

Figura 4.9– Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90°



a) L-60-100 (RC + ES)



b) L-110-100 (RC)

Figura 4.10– Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90°

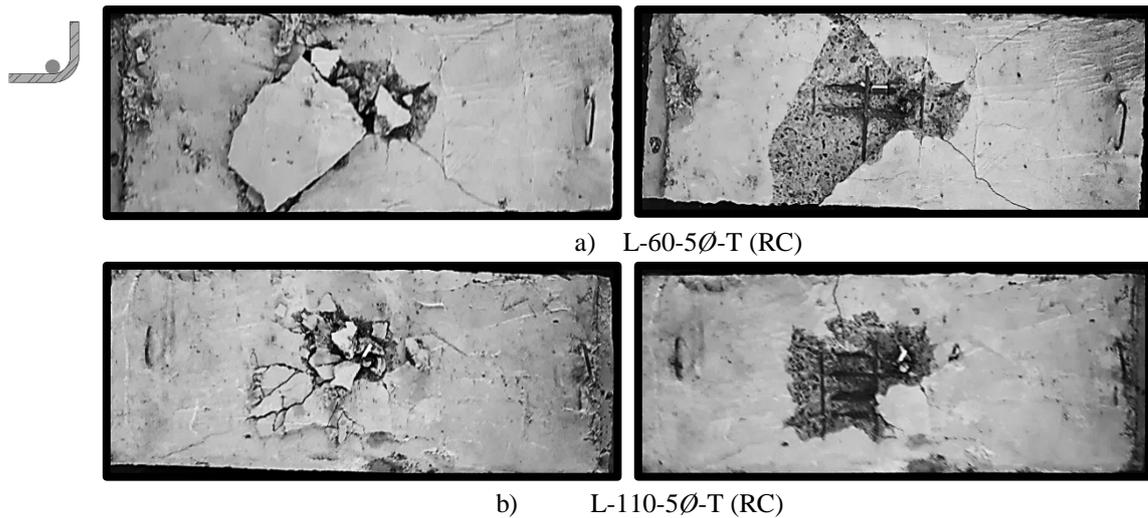


Figura 4.11 – Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90° e barra transversal

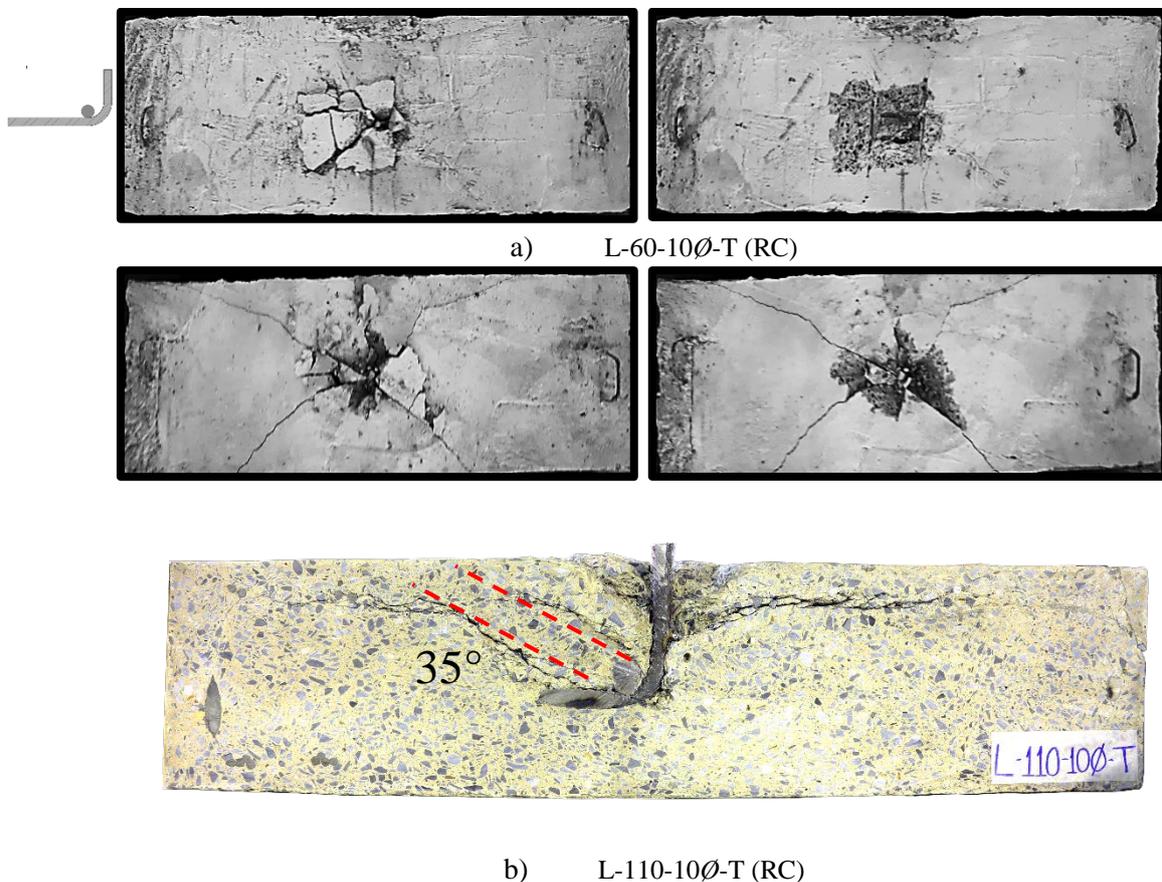


Figura 4.12 – Superfície de ruptura dos modelos com Dobra com 90° e barra transversal

Todos os modelos de barras retas ensaiados romperam por escorregamento, como pode ser visto na Figura 4.13. Analisando os modelos executados com barras retas que possuíam barras transversais complementares de seções transversais com $0,6.\phi_s$, $2x0,8.\phi_s$ e $1,6.\phi_s$ (Figura 4.14 a Figura 4.16), foi possível perceber a fragilidade da solda em alguns modelos, como por exemplo, os modelos W-110-10.0T e W- 110-12.5TT que após romperem a

camada de concreto em formato cônico, a solda rompeu e provocou na sequência, o escorregamento completo da barra ancorada.

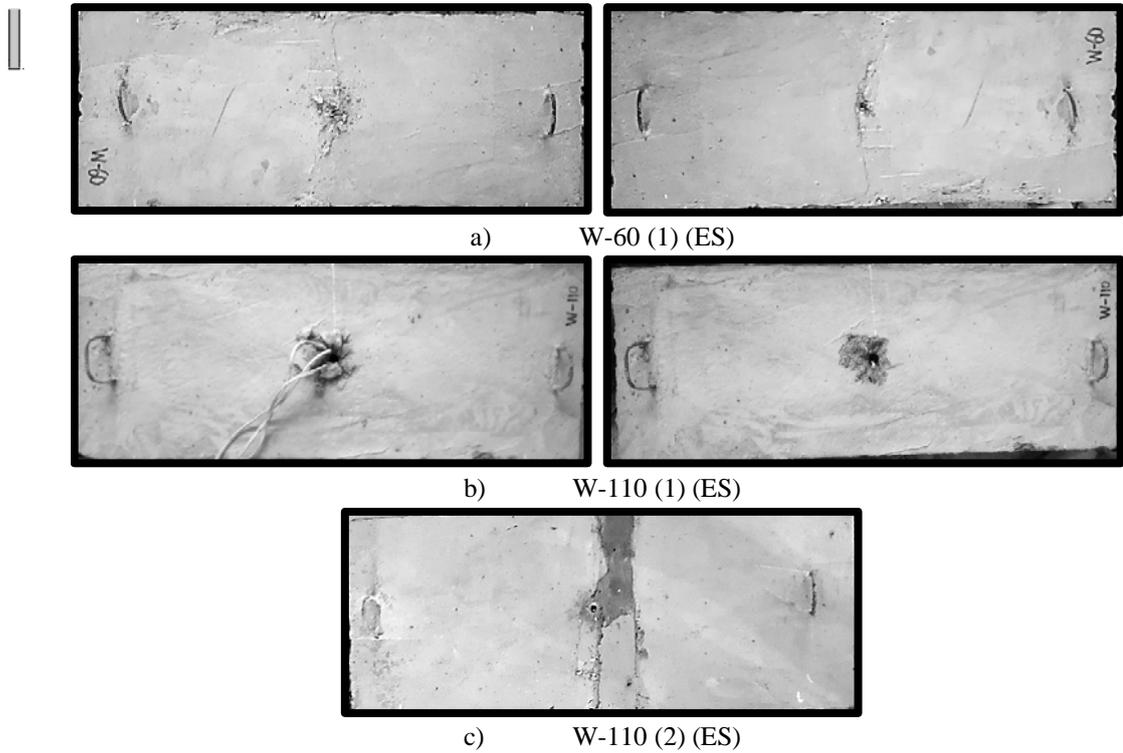


Figura 4.13– Superfície de ruptura dos modelos de barra reta

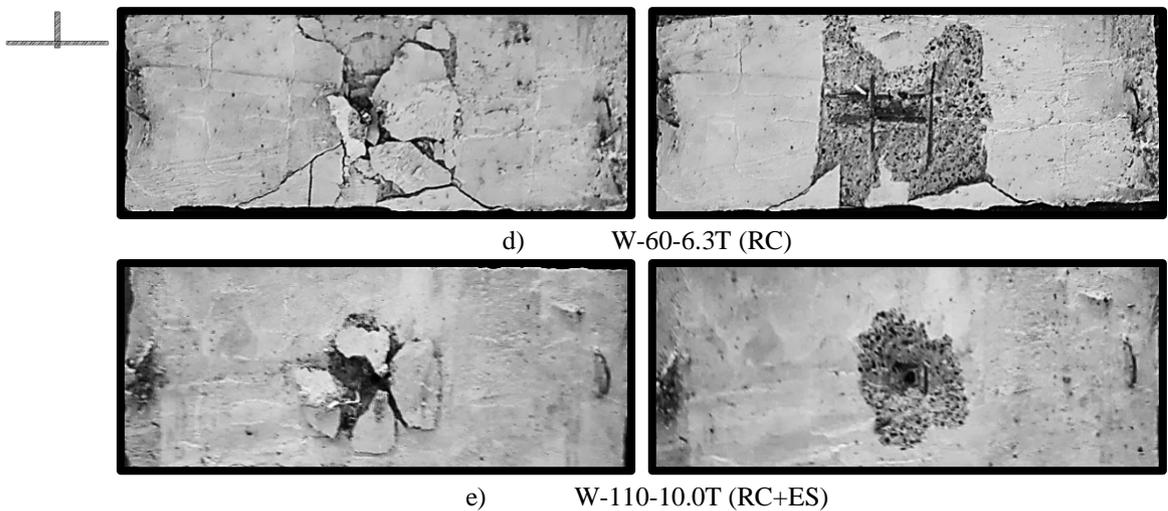


Figura 4.14– Superfície de ruptura dos modelos de barra reta com uma transversal de $0,6\phi_s$

Outro modelo que teve a ruptura do concreto com conseqüente escorregamento da ancoragem foi o modelo W-60-8.0TT (Figura 4.15a). Entretanto não foi a solda que rompeu e sim as barras transversais complementares que atingiram deformações excessivas e chegaram até a se curvar completamente escorregando do bloco de concreto.

O único modelo do Grupo “W” que teve seção transversal cortada, foi o modelo W-110-25T apresentado na Figura 4.16b. É possível perceber que as barras retas com barras transversais complementares podem provocar a formação de fissuras inclinadas que geram uma superfície cônica de ruptura do concreto.

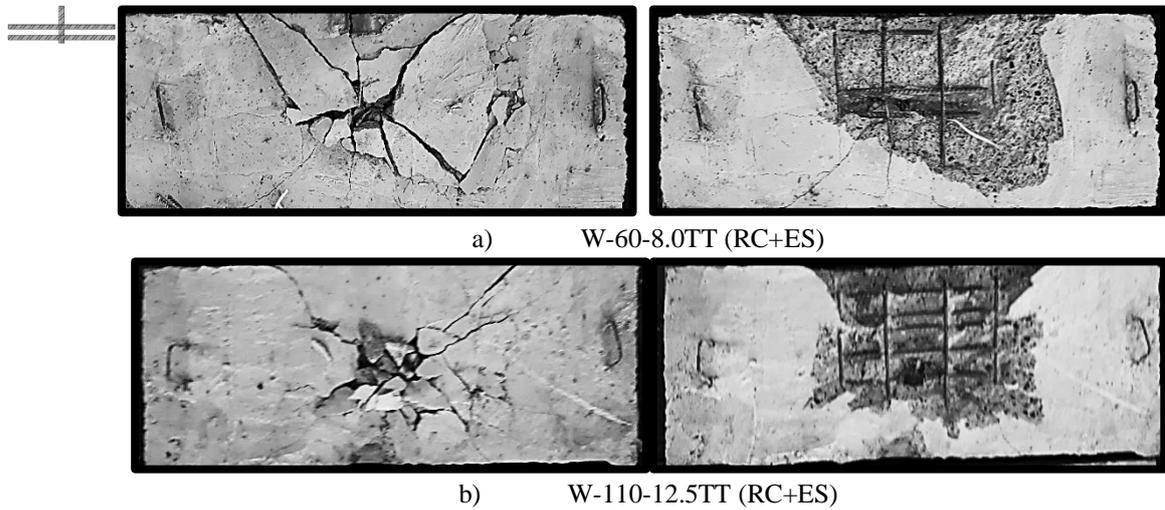


Figura 4.15 – Superfície de ruptura dos modelos de barra reta com duas transversais de $0,8.\phi_s$

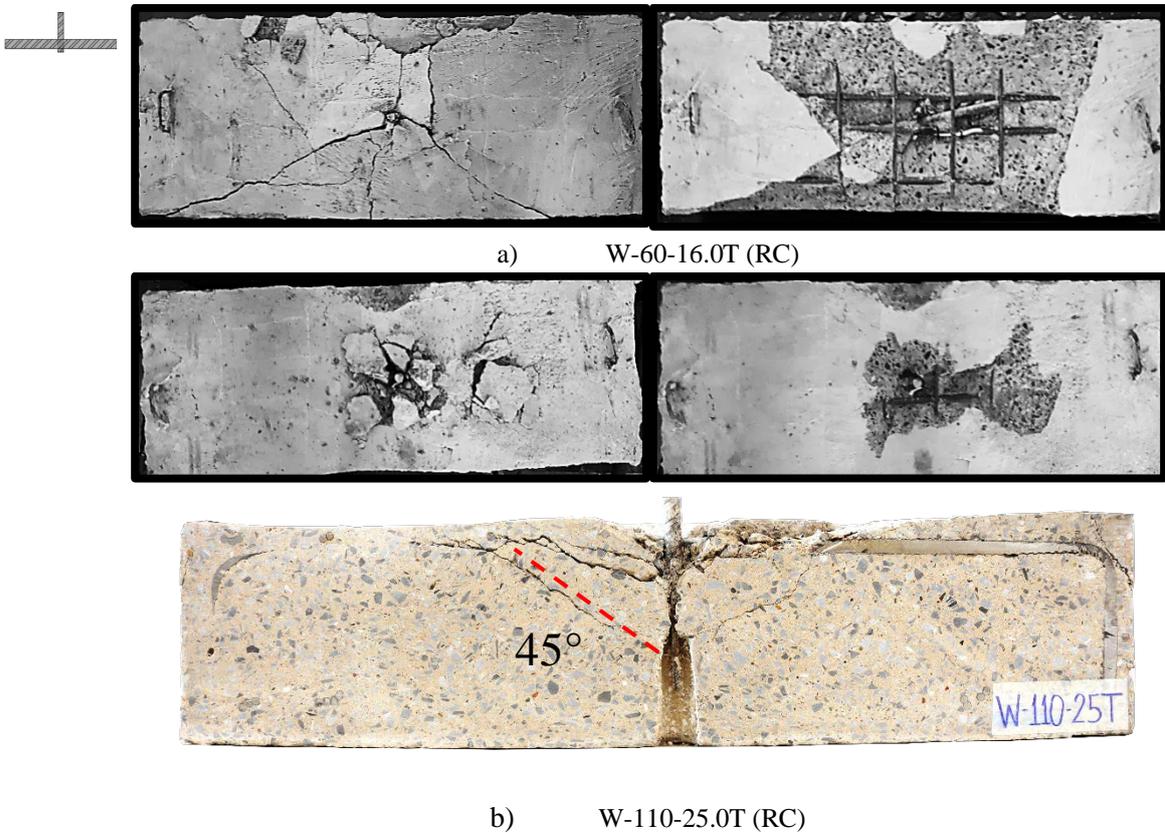


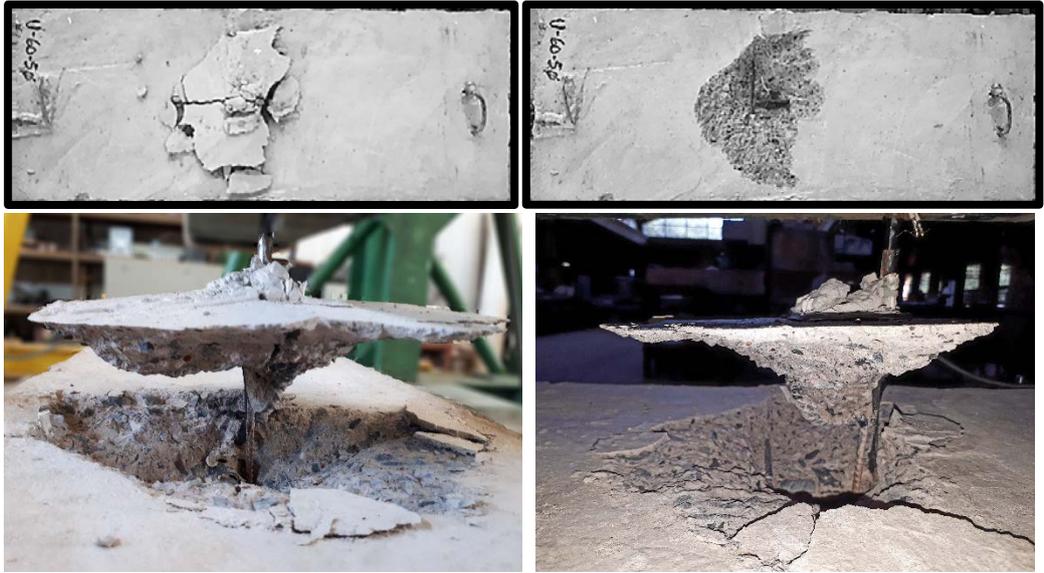
Figura 4.16 – Superfície de ruptura dos modelos de barra reta com uma transversal complementar de $1,6.\phi_s$

Entre os modelos realizados com gancho com 180° , apenas um modelo não apresentou ruptura do concreto em formato cônico, que foi o modelo U-60-5 \emptyset -T (1) (Figura 4.18a). A ruptura desse modelo aconteceu pelo escorregamento da ancoragem, no qual o gancho com 180° desdobrou em torno da barra transversal complementar. Isso pode ter acontecido por conta de uma amarração ineficiente da barra transversal complementar em volta da curva de 180° da ancoragem, já que o mesmo modelo que foi repetido posteriormente (U-60-5 \emptyset -T (2)), como pode ser visto na Figura 4.18b, aconteceu a ruptura do concreto. Este processo de desdobramento pode ser visto no corte da seção transversal do modelo U-110-5 \emptyset -T (2) apresentado na Figura 4.18d.

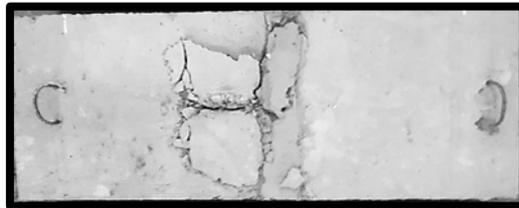
Baseado nas configurações de ruptura dos modelos U-60-5 \emptyset (1), U-110-5 \emptyset (2) e U-110-5 \emptyset -T (2) é possível observar que há uma projeção de fissura formando uma superfície cônica. No caso do modelo U-60-5 \emptyset (1) apresentado na Figura 4.17a o cone de concreto foi totalmente projetado para fora do bloco de concreto, no qual a projeção começou da ponta do gancho com 180° .

O modo de ruptura de todas as ancoragens com conectores com cabeça foi ruptura do cone de concreto, como pode ser visto na Figura 4.19. A projeção do cone dos modelos com comprimento de embutimento igual a 110 mm (Figura 4.19c e d) ficaram retidos pela armadura de flexão, entretanto, a partir do corte da seção do modelo H-110 (2) é possível ver com nitidez a projeção cônica do concreto com projeção da fissura inclinada à 35° .

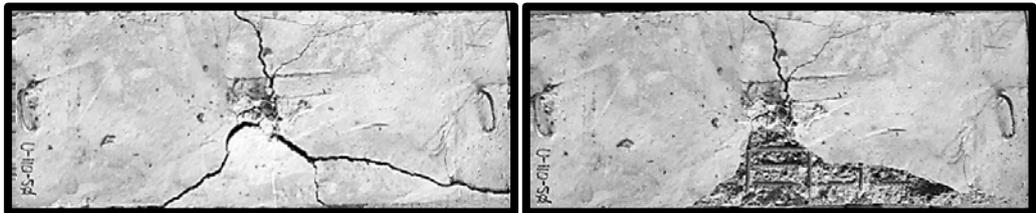
U



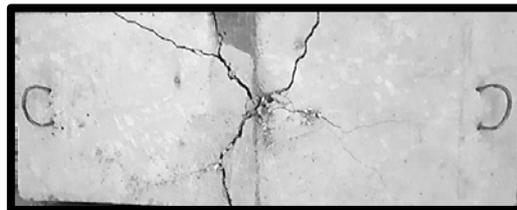
a) U-60-5Ø (1) (RC)



b) U-60-5Ø (2) (RC)



c) U-110-5Ø (1) (RC)

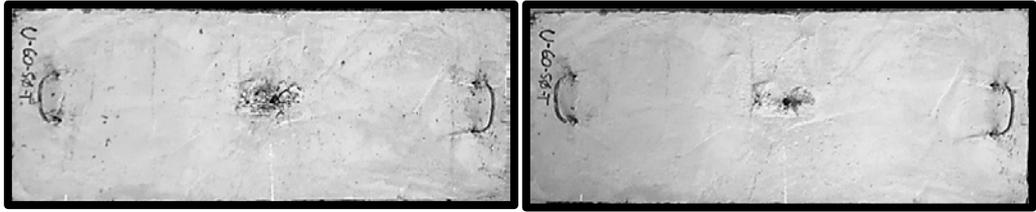


d) U-110-5Ø (2) (RC)

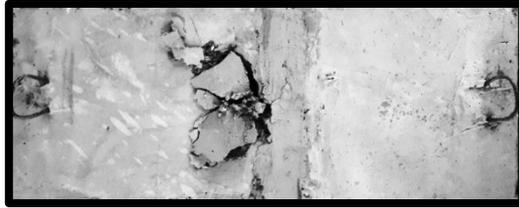


Figura 4.17 – Superfície de ruptura dos modelos de ganchos com 180°

U



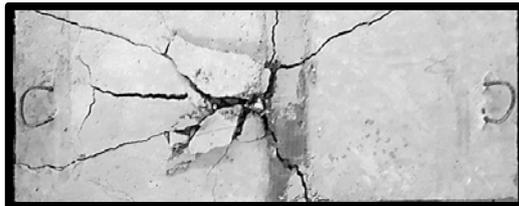
a) U-605Ø-T (1) (E)



b) U-605Ø-T (2) (RC)



c) U-110-5Ø-T (1) (RC)



d) U-110-5Ø-T (2) (RC)

Figura 4.18 – Superfície de ruptura dos modelos de ganchos com 180° com barras transversais

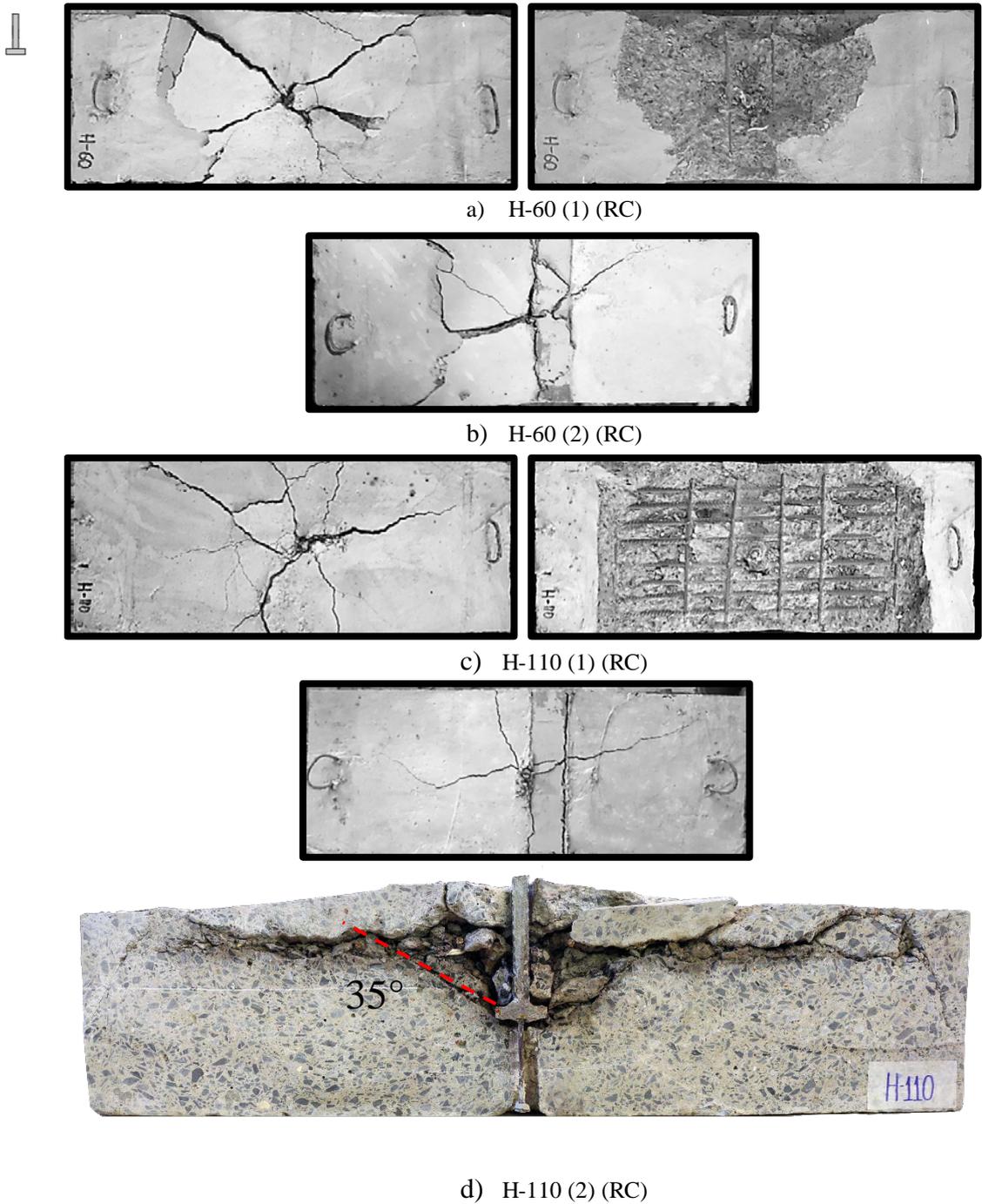


Figura 4.19 – Superfície de ruptura dos modelos de conectores com cabeça

4.4 ESCORREGAMENTO DA ANCORAGEM

4.4.1 Escorregamento das ancoragens com embutimento de 60 mm

Da Figura 4.20 à Figura 4.24 são exibidos os resultados de medição do escorregamento (δ) da ancoragem com comprimento de embutimento igual a 60 mm e \varnothing_s igual a 10 mm, divididos numa escala de escorregamento de até 35 mm, e 5 mm para que fosse possível avaliar não só o comportamento total da barra ancorada dentro do concreto como também, a contribuição inicial da aderência nos escorregamentos iniciais. Esta medição foi feita por meio dos resultados obtidos com os LVDT's 1 e 2 (Figura 3.36).

Observando os resultados, é possível ver as contribuições dos fenômenos da adesão química com a região dos escorregamentos iniciais e da aderência por atrito e a aderência mecânica visto pelo incremento de escorregamento até o valor de carga última, de acordo com o *fib Recommendations* (1999), como apresentado na Figura 2.3 . Por fim, ainda é possível observar ao final da curva a influência da tensão residual.

Na maioria dos grupos de ancoragens, os pares de ancoragens do mesmo tipo (com e sem armadura transversal complementar) apresentaram acréscimo de resistência e seguiram uma mesma tendência de escorregamento. Comparando todos os grupos é possível observar que a contribuição da aderência por adesão é maior no modelos J-60-5 \varnothing -T e W-60-16.0T (Figura 4.20 e Figura 4.22).

Para os modelos de dobras com 90°, a contribuição da aderência por atrito e as ações mecânicas foram essenciais para o ganho de resistência, estas proporcionaram uma ruptura mais dúctil. Fato que pode ter sido provocado pelo deslizamento e tendência de desdobramento da dobra com 90°, com o incremento de carga. Nos modelos L-60-5 \varnothing (1) e L-60-5 \varnothing (2), que possuíam um prolongamento de cauda 5. \varnothing_s , esse fenômeno que aconteceu por completo. O aumento da resistência à compressão entre eles, além de provocar um aumento na carga última, proporcionou menores deslocamentos ao elemento. Vale lembrar que, apesar das ancoragens terem escorregado por completo do bloco de concreto após se desdobrarem, os LVDT's conseguiram medir apenas até 15 e 9 mm, respectivamente. O mesmo aconteceu no modelo U-60-5 \varnothing (2), no qual ao alcançar a carga última, havendo o escorregamento completo da barra ancorada.

Com os modelos do tipo dobra com 90° apresentados na Figura 4.21, é possível observar que ao complementar a ancoragem com uma barra transversal no modelo L-60-10 \varnothing -T,

houve um ganho significativo de resistência com a contribuição mecânica dessa barra transversal, fazendo com que a união entre o aumento do comprimento de cauda e o acréscimo da barra transversal complementar resultassem em melhores desempenhos que até mesmo os modelos dos Grupos “J”, “U” e “W” com barras transversais complementares. Observar-se ainda que após a carga última igual a 45 kN, este modelo ainda resistiu, de maneira constante, à uma carga de aproximadamente 40 kN até que depois de escorregar aproximadamente mais 5 mm, foi a ruína. Assim, pode-se concluir que o acréscimo das barras transversais nos modelos do tipo dobra com 90° proporcionou uma ductilidade maior após alcançar a carga última. O mesmo aconteceu também para os modelos com ganchos com 180° com barras transversais complementares.

Um dos modelos mais resistentes para o embutimento de 60 mm foi o J-60-5Ø-T que pode ser visto na Figura 4.20. Comparando o modelo J-60-5Ø-T com o L-60-5Ø-T, é possível observar que a contribuição de uma curva de 45° ajudou na resistência à tração máxima e num escorregamento inicial menor, onde o modelo do tipo “J”, só foi apresentar escorregamento após atingir aproximadamente 30 kN. O modelo J-60-5Ø-T teve uma resistência semelhante ao modelo U-60-5Ø-T (2).

O modelo do tipo dobra com 90° com comprimento de prolongamento de $5.Ø_s$ com a barra transversal complementar (L-60-5Ø-T) obteve praticamente o mesmo desempenho inicial quanto ao escorregamento que o modelo com comprimento de cauda com $10.Ø_s$ sem armadura transversal complementar. Já os modelos que apresentaram a menor contribuição inicial da adesão química e maior contribuição da parte mecânica da ancoragem, foram os modelos do tipo gancho com 180° e os conectores com cabeça. Os quais, apresentaram comportamentos iniciais de escorregamentos semelhantes.

Os desempenhos dos modelos do tipo gancho com 45° e as barras retas com armadura transversal complementar foram semelhantes, entretanto o escorregamento final e a projeção de ruptura do concreto dos modelos tipo “W” foram maiores. Outra diferença visível é a perda brusca de resistência, após alcançar a carga última.

A diferença da contribuição inicial (aderência química e aderência por atrito) da armadura transversal dos modelos W-60-8.0TT e W-60-16.0T para o modelo W-60-6.3T é considerável, em torno de 1,6 e 2,5 vezes maior, como pode ser visto na Figura 4.22. Entre os modelos W-60-8.0TT e W-60-16.0T, o comportamento total foi semelhante, indicando que para este comprimento de embutimento, a mesma quantidade de área de aço adotada

para as barras complementares soldadas, proporcionou praticamente mesma resistência e escorregamento da barra ancorada.

Avaliando os conectores com cabeça (Figura 3.18), percebe-se que para este comprimento de embutimento, o aumento da resistência à compressão do concreto não influenciou tanto na carga última e no escorregamento do conector, quanto a influência da cabeça do conector no mecanismo de ancoragem. Isso mostra que para comprimentos de embutimentos relativamente pequenos, a influência mecânica deste tipo de ancoragem é maior.

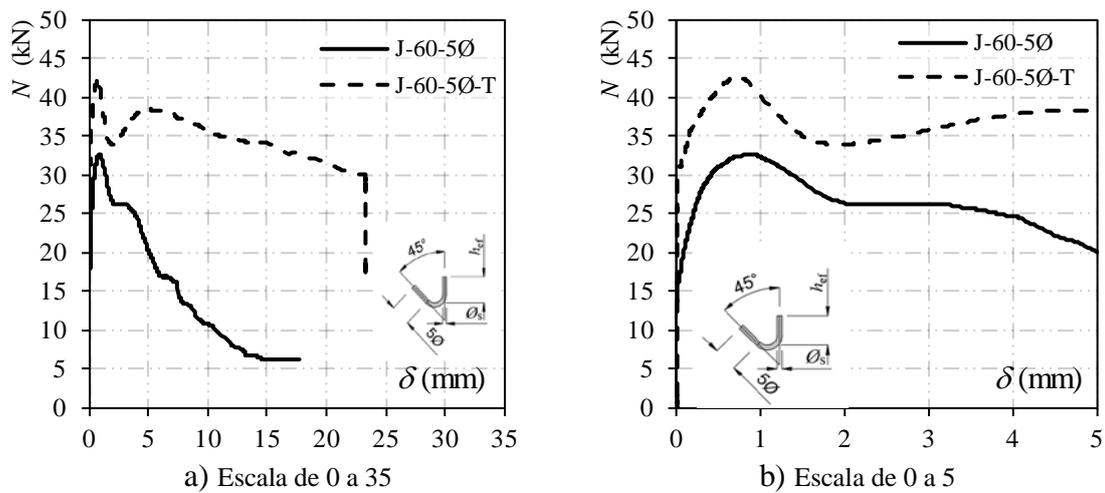


Figura 4.20 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “J” – $h_{ef} = 60$ mm

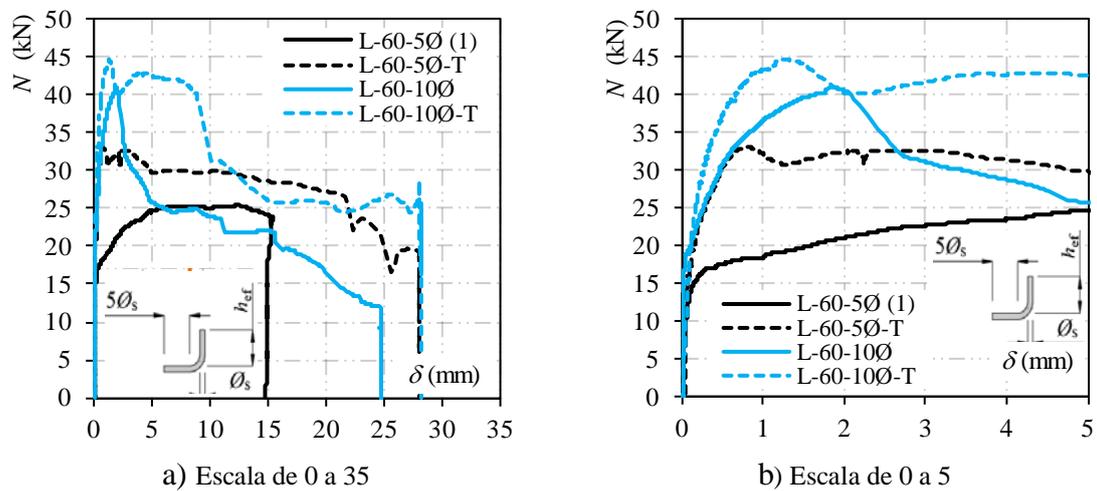
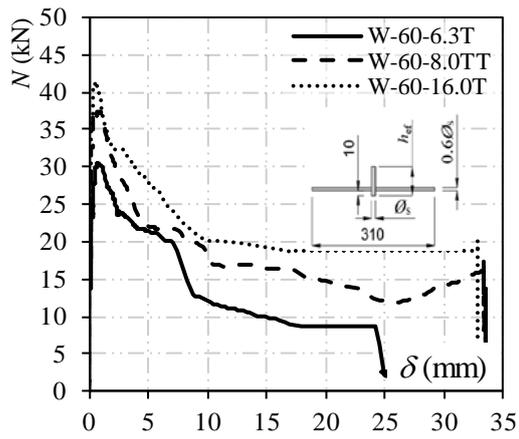
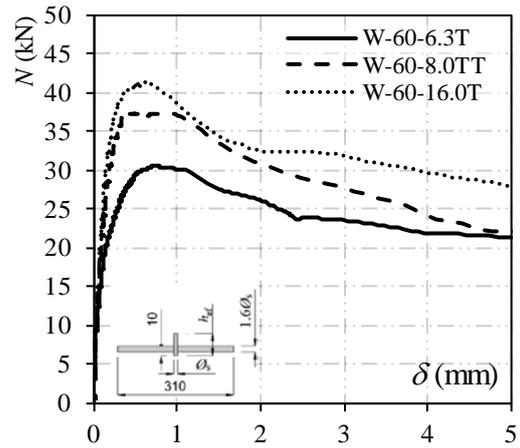


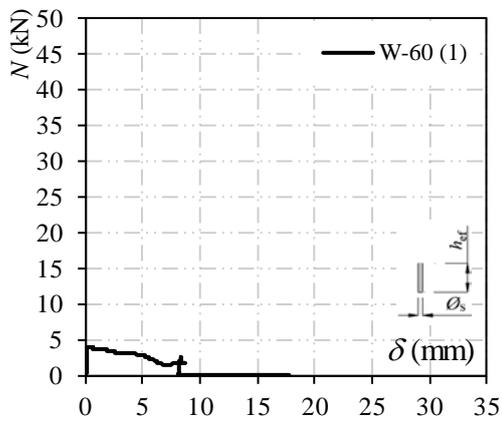
Figura 4.21 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “L” – $h_{ef} = 60$ mm



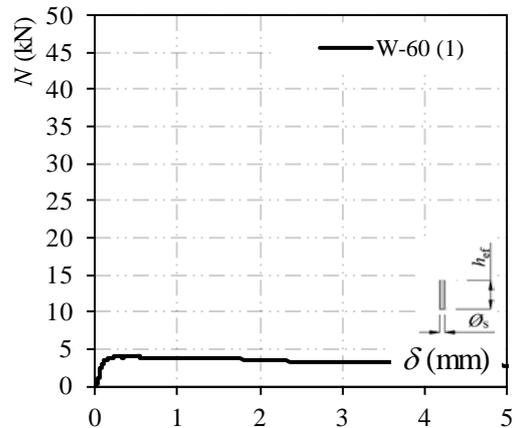
a) Escala de 0 a 35



b) Escala de 0 a 5

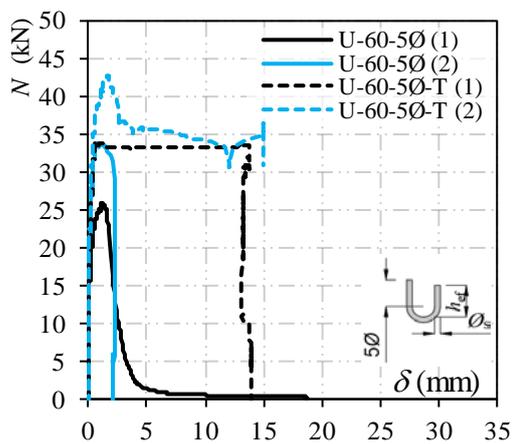


c) Escala de 0 a 35

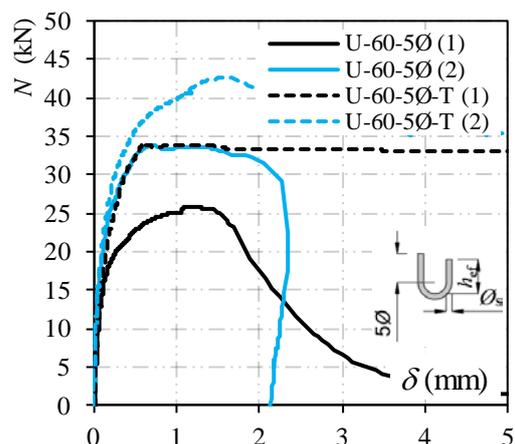


d) Escala de 0 a 5

Figura 4.22 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “W” – $h_{ef} = 60$ mm

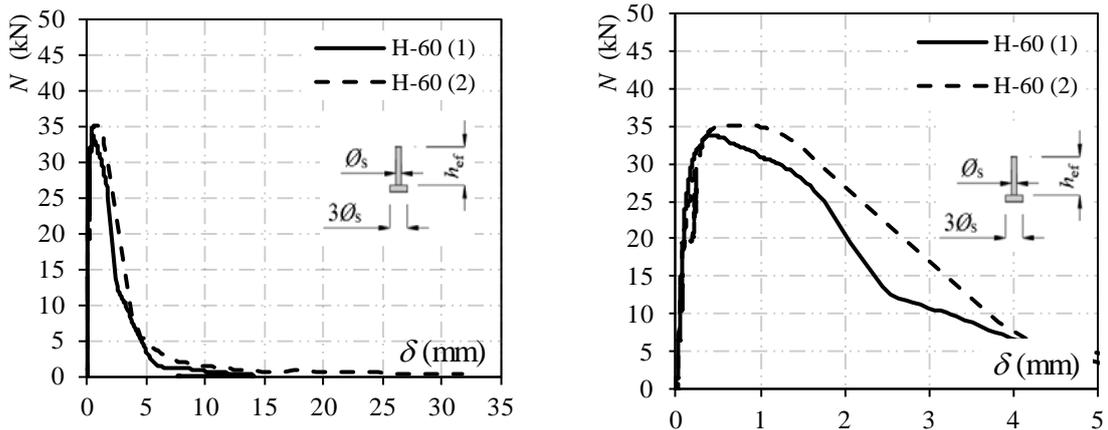


a) Escala de 0 a 35



b) Escala de 0 a 5

Figura 4.23 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “U” – $h_{ef} = 60$ mm

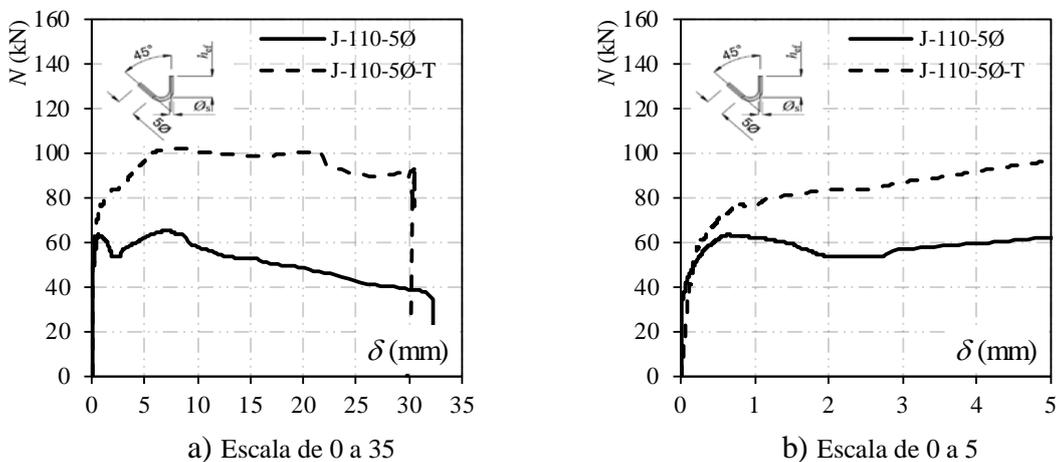


a) Escala de 0 a 35
 b) Escala de 0 a 5
 Figura 4.24 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “H” – $h_{ef} = 60$ mm

4.4.2 Escorregamento das ancoragens com embutimento de 110 mm

Da Figura 4.25 à Figura 4.29 apresentam os resultados das barras com 16 mm ancoradas com comprimento de embutimento igual a 110 mm. Os comportamentos descritos para as barras com 10 mm e h_{ef} igual a 60 mm são semelhantes. O modelo mais resistente continuou sendo o com dobra com 90° com prolongamento de cauda igual a $10 \cdot \phi_s$ e uma barra transversal complementar com diâmetro igual a $1,6 \cdot \phi_s$.

No Grupo “J” (Figura 4.25), o modelo J-110-5 ϕ -T apresentou ruptura mais dúctil que o mesmo tipo de ancoragem sem armadura transversal complementar. A ruptura do concreto foi seguida da ruptura da seção transversal da barra ancorada, uma vez que, o carregamento foi mantido para registrar as leituras de dados pós ruptura. Enquanto que o modelo J-110-5 ϕ apresentou escorregamento semelhante aos modelos do Grupo “J” com comprimento de embutimento igual a 60 mm. Ainda sobre o Grupo “J”, este juntamente com os modelos do Grupo “H” (Figura 4.29) foram os que apresentaram a maior contribuição resistente inicial por adesão química.



a) Escala de 0 a 35
 b) Escala de 0 a 5
 Figura 4.25 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “J” – $h_{ef} = 110$ mm

Analisando a Figura 4.26, é possível observar que, o escorregamento das barras dobradas com 90° seguiram uma mesma tendência de escorregamento tanto nas fases iniciais do carregamento quanto ao longo da aplicação da carga. Percebe-se ainda, que o aumento do comprimento de cauda (ϕ_t) de $5.\phi_s$ para $10.\phi_s$ não contribuiu para reduzir a intensidade do escorregamento nos modelos com comprimento de embutimento igual a 110 mm.

Já o acréscimo da barra transversal complementar reduziu significativamente os escorregamentos das ancoragens. O mesmo aconteceu com o aumento da resistência à compressão do concreto nos modelos repetidos dos Grupos “U” e “H”. O único modelo que não foi possível fazer a comparação pós carga de ruptura, foi o U-110-5 ϕ -T (2), o qual só foi possível obter os dados de deslocamento até a carga última, pois a barra soldada que servia de referência para a medição dos deslocamentos verticais (ver detalhe na Figura 3.36 e na Figura 3.37) teve a ligação por solda rompida durante o escorregamento da barra.

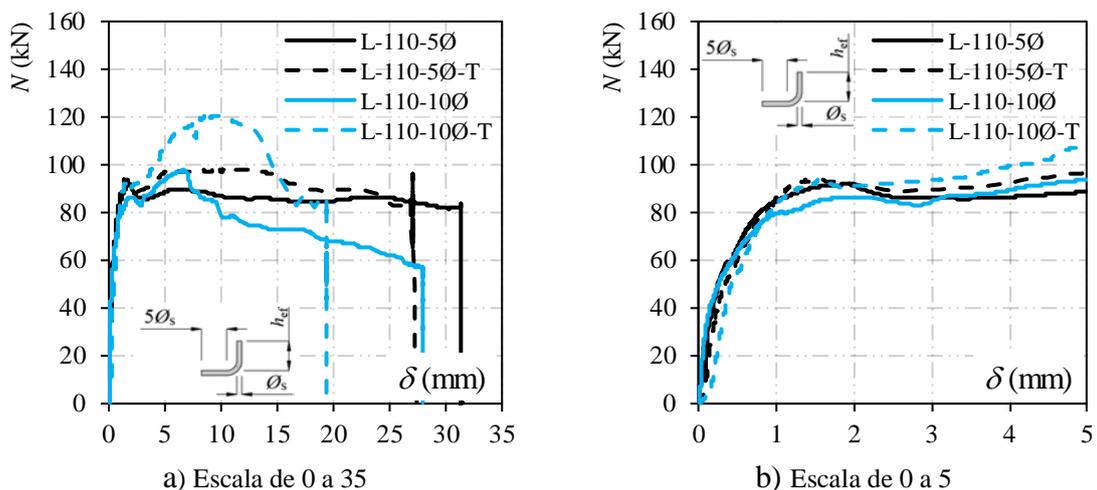
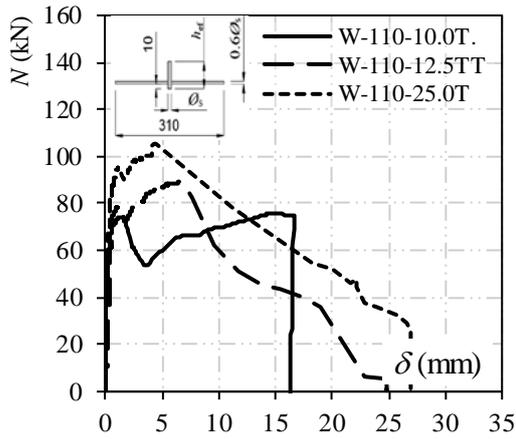


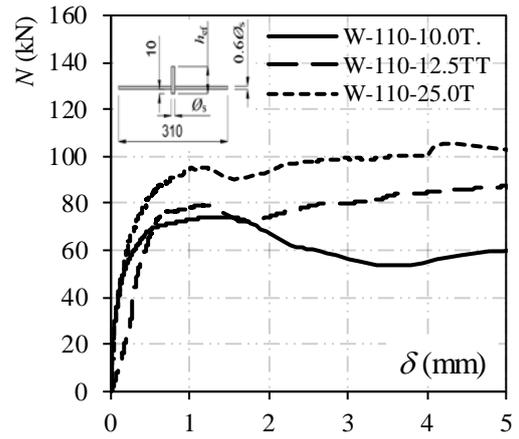
Figura 4.26 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “L” – $h_{ef} = 110$ mm

Observa-se ainda, que entre os cinco grupos de ancoragens, os modelos com maiores escorregamentos iniciais foram os com dobra com 90° e 180° , e que os modelos com barras retas com barras transversais complementares de mesma área de aço (W110-10.0TT e W110- 25.0T), seguiram também a mesma tendência de escorregamento inicial.

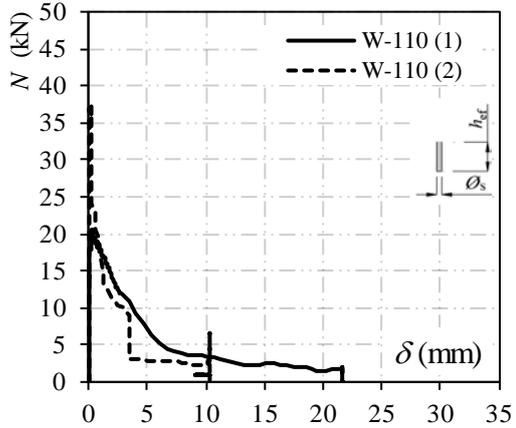
Já as barras retas, apresentadas na Figura 4.27c, o escorregamento aumentou progressivamente após a carga última ser atingida, até que a barra reta escorregou por completo. O mesmo aconteceu para o modelo de barra reta com comprimento de embutimento igual a 60 mm. Percebe-se ainda, aumento da aderência com a contribuição do aumento da resistência à compressão do concreto.



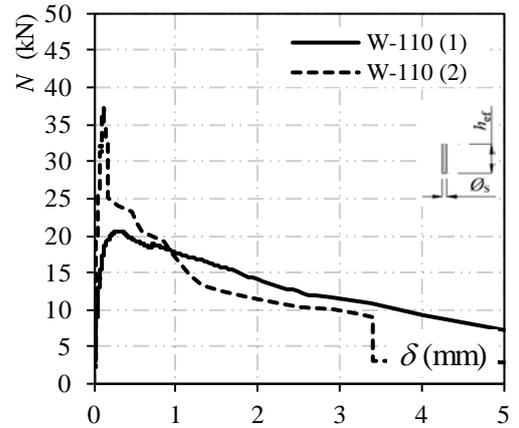
a) Escala de 0 a 35 – “W+T”



b) Escala de 0 a 5 – “W+T”

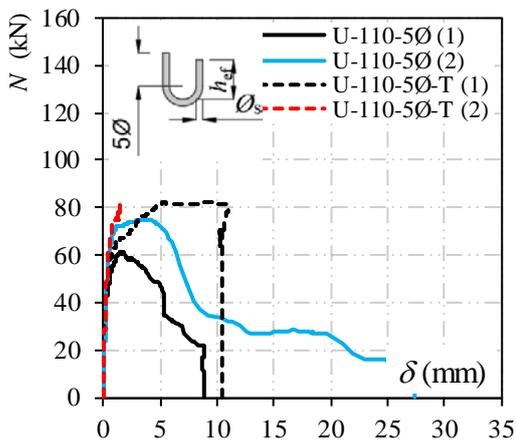


c) Escala de 0 a 35 – “W”

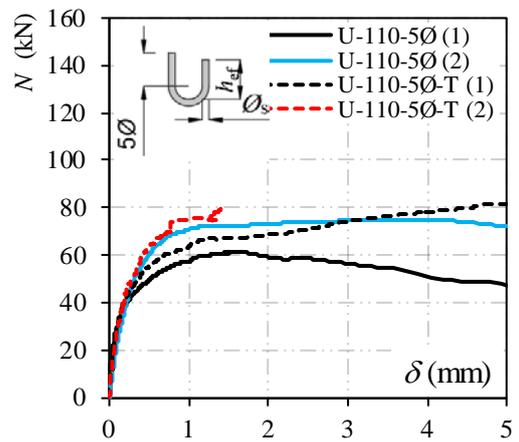


d) Escala de 0 a 5 – “W”

Figura 4.27 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “W” – $h_{ef} = 110$ mm



a) Escala de 0 a 35



b) Escala de 0 a 5

Figura 4.28 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “U” – $h_{ef} = 110$ mm

Com relação aos conectores com cabeça (Figura 4.29), o comportamento carga - escorregamento da ancoragem foi diferente dos conectores com cabeça instalados com um comprimento de embutimento igual a 60 mm. Após seguirem com o mesmo comportamento até a formação do cone de concreto, admitindo este ponto como sendo o

primeiro pico de carga, como mostra a Figura 4.29, a ancoragem conseguiu resistir até alcançar a carga última.

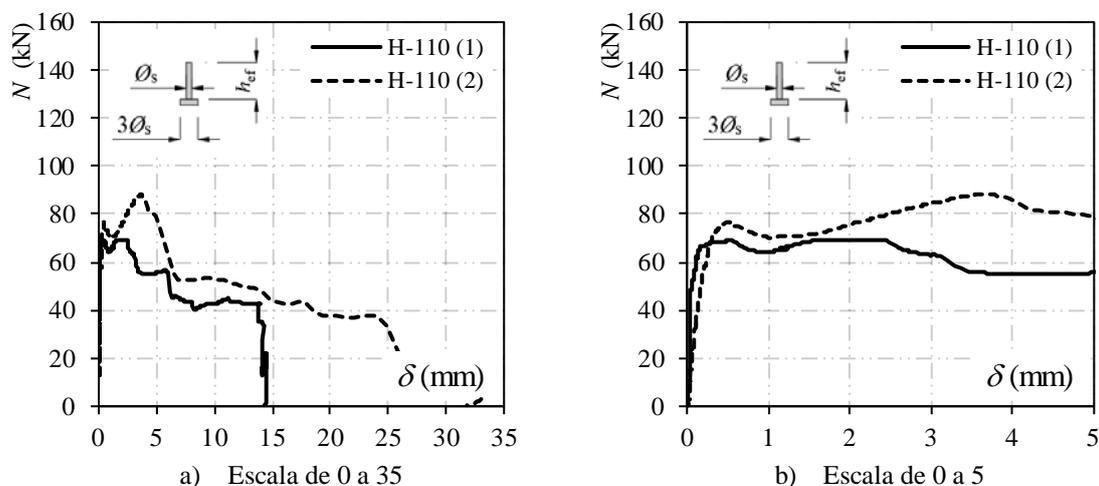


Figura 4.29 – Escorregamento da ancoragem - Grupo “H” – $h_{ef} = 110$ mm

4.5 DEFORMAÇÃO NA ARMADURA DE FLEXÃO

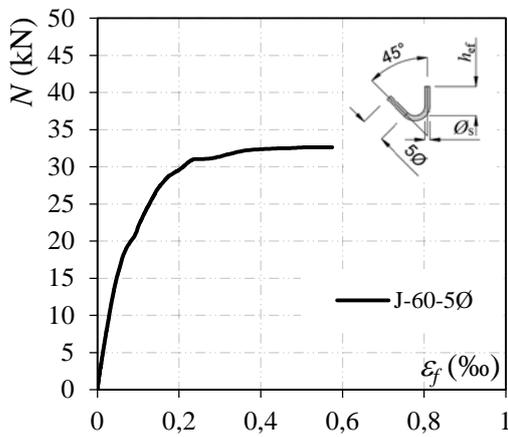
A deformação de escoamento para o aço CA-50 com diâmetro igual a 12,5 mm empregado na armadura de flexão foi $\varepsilon_{ys} = 3,53\%$, para todas os blocos fabricados na primeira concretagem e $\varepsilon_{ys} = 3,16\%$, para os da segunda e terceira concretagem. Nenhum dos modelos ensaiados apresentaram solicitações maiores que estas, indicando que não houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão em nenhum dos modelos ensaiados.

Para os modelos com comprimento de embutimento igual a 60 mm, o único extensômetro que foi considerado com leituras inválidas, foi o E_f do modelo J-60-5 \emptyset -T. Já o extensômetro E_f do modelo L-60-5 \emptyset (1) apresentou leituras de deformação até uma carga igual a 15kN. Entretanto, o mesmo modelo foi executado posteriormente, e apresentou características semelhantes da deformação da armadura de flexão nas fases iniciais de carregamento, chegando a uma deformação máxima igual a 0,23%. O mesmo modelo, com a armadura transversal complementar (L-60-5 \emptyset -T) apresentou deformações similares até atingir uma carga igual a 24 kN, no qual após isso a armadura de flexão foi mais solicitada deformando - se até atingir um valor de deformação igual a 0,35% ao fim do ensaio.

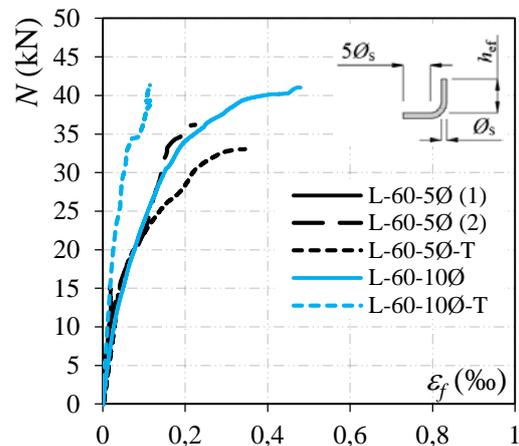
O modelo L-60-10 \emptyset , foi o modelo do Grupo “L” que apresentou o maior nível de solicitação das armaduras de flexão, atingindo uma deformação máxima igual a 0,47%. Analisando este mesmo modelo, com o incremento da armadura transversal complementar, percebe-se que apesar deste modelo apresentar carga última um pouco maior que o modelo sem armadura

transversal complementar, essa barra transversal ajudou a reduzir o escorregamento de toda ancoragem, escorregando apenas a dobra com 90° quando esta tendia a desdobrar em torno dessa barra transversal complementar, atingindo uma sollicitação da armadura de flexão igual a 0,11‰.

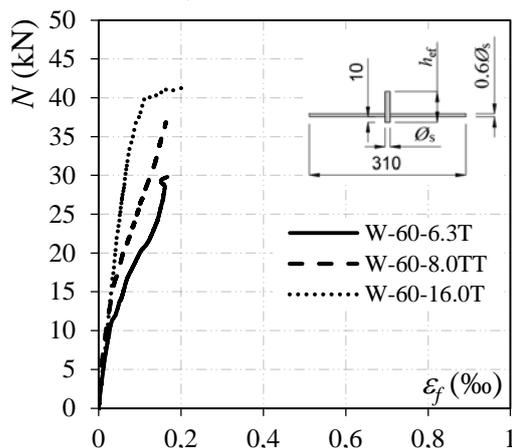
O comportamento mais singular das deformações na armadura de flexão dos modelos com comprimento de embutimento igual a 60 mm foi o modelo J-60-5Ø apresentado na Figura 4.30a. Onde, apesar de não apresentar previsão de fissuração para o momento solicitante no bloco, a leitura do extensômetro registrou um comportamento não linear próximo da carga última, que pode ter sido provocado por uma interferência com a carga última aplicada. Este modelo foi o que apresentou o maior registro de sollicitação da armadura de flexão para os modelos ensaiados com comprimento de embutimento igual a 60 mm.



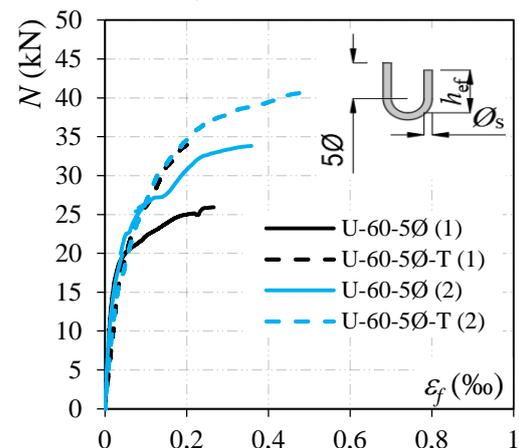
a) Gancho com 45°



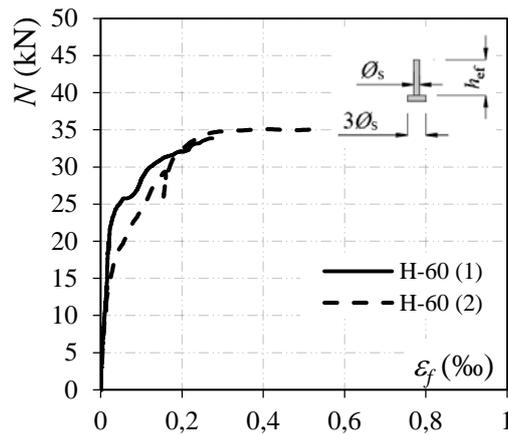
b) Dobras com 90°



c) Barras retas com armadura transversal



d) Ganchos com 180°



e) Conectores com cabeça

Figura 4.30– Deformações na armadura de flexão dos modelos com $h_{ef} = 60$ mm

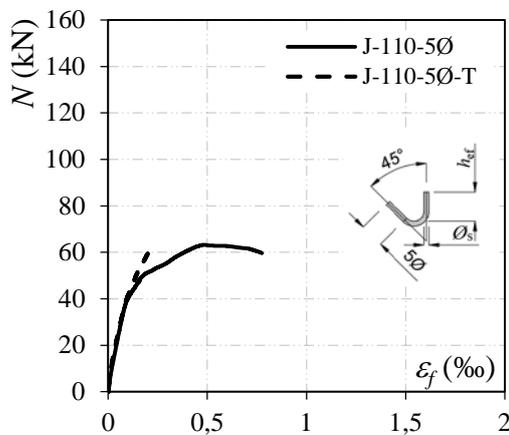
No Grupo “W” (Figura 4.30c), o aumento da taxa de armadura da barra transversal complementar utilizada, provocou um aumento da carga última de ancoragem e a armadura de flexão atingiu o mesmo nível de deformação que os demais modelos deste grupo. O modelo de barra reta (W-60), não apresentou registros consideráveis de deformações na armadura de flexão para a carga aplicada. Já os dois modelos Grupo “U” (Figura 4.30d) com e sem barra transversal complementar e o Grupo “H” (Figura 4.30e), apresentaram deformações semelhantes entre seus pares de modelos.

As deformações da armadura de flexão para os modelos com comprimento de embutimento igual a 110 mm, são apresentados na Figura 4.31. Os modelos J-110-5Ø, J-110-5Ø-T, L- 10- 5Ø-T, W-110-12.5TT, W-110-25.0T, U-110-5Ø-T (2) e H-110 (2), foram danificados ao longo do ensaio, mas é possível perceber que durante a aplicação do carregamento, a tendência até a carga última prosseguia sem evidência de que atingiria a tensão de escoamento. Portanto, nenhuma das armaduras de flexão dos modelos atingiram a deformação de escoamento.

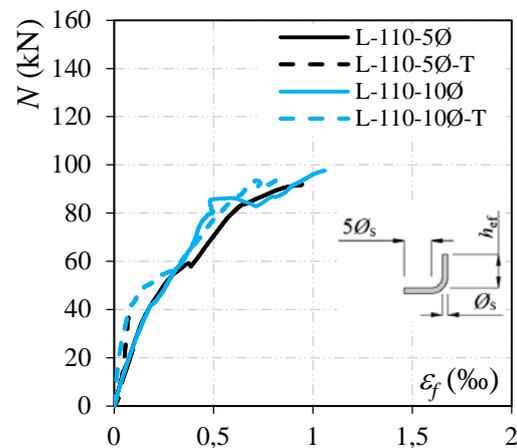
O modelo que teve a maior solicitação registrada das armaduras de flexão, foi o gancho com 180° com uma barra transversal complementar (Figura 4.31d), atingindo a 1,62‰ na carga última resistida pela ancoragem (82,41 kN). Esse aumento da deformação a partir da carga última, é justamente o instante de formação do cone de concreto, que provoca essa interferência localizada na armadura de flexão que estava próxima a ancoragem. Este efeito na ruptura pode ser visto no corte deste modelo apresentado no item 4.6. O mesmo aconteceu em outros modelos, como por exemplo o modelo W-110-12,5TT.

O Grupo “W” (Figura 4.31c) com comprimento de embutimento igual a 110 mm, apresentaram uma característica diferente dos modelos equivalentes para h_{ef} igual a 60 mm. Percebe-se que o aumento da taxa de armadura da barra transversal complementar, gerou uma solicitação maior na armadura de flexão do bloco de concreto armado. As barras retas ensaiadas são apresentadas na Figura 4.31d com uma escala diferente das demais para que fosse possível avaliar o baixo nível de deformações atingidas na barra de flexão.

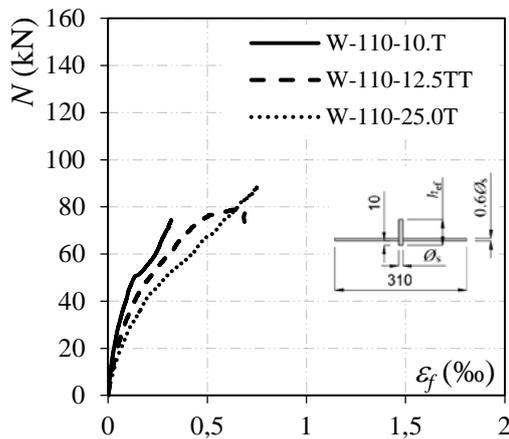
O Grupo “H” (Figura 4.31f), para um mesmo nível de carga apresentou deformações na armadura de flexão idênticas, chegando a proporcionar uma deformação igual a 0,81% quando atingira um valor de carga igual a 75,9 kN.



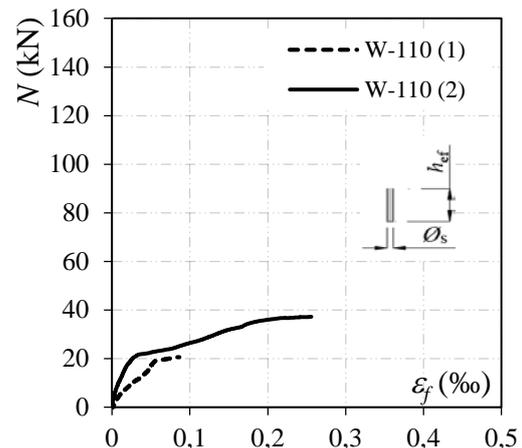
a) Gancho com 45°



b) Dobras com 90°



c) Barras retas com armadura transversal



d) Barras retas

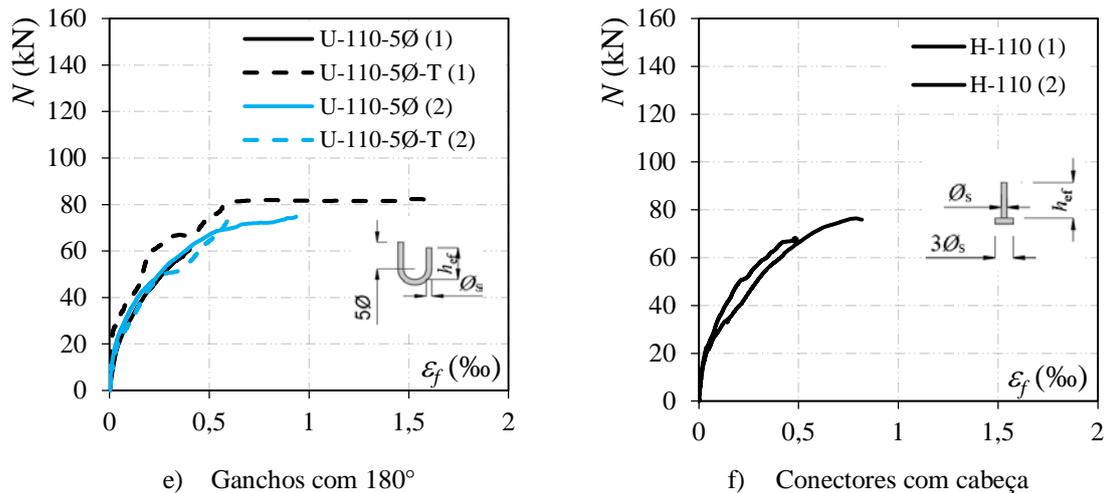


Figura 4.31– Deformações na armadura de flexão dos modelos com $h_{ef} = 110$ mm

4.6 DEFORMAÇÃO NA BARRA ANCORADA

4.6.1 Deformação da ancoragem na região externa ao concreto (ε_s)

A Figura 4.32 e a Figura 4.33 mostram as deformações das barras de ancoragem na região externa ao concreto no qual foi medida pelo extensômetro “E_s”. As deformações são apresentadas juntamente com limites obtidos nos resultados dos ensaios de resistência à tração do aço, nas barras com 10 e 16 mm.

Analisando a Figura 4.33, observa-se que para as ancoragens com ϕ_s igual a 10 mm, todos os extensômetros registraram as deformações até atingir a carga última. A maioria dos modelos apresentaram comportamento linear e não mostraram fissuração durante a aplicação do carregamento, somente próximo ao valor de carga última em que foram verificados a formação de fissuras visíveis. Alguns modelos atingiram deformações próximas da deformação de escoamento prevista pelos ensaios experimentais de caracterização do aço. Porém, nenhum destes apresentou ruptura da seção transversal da barra.

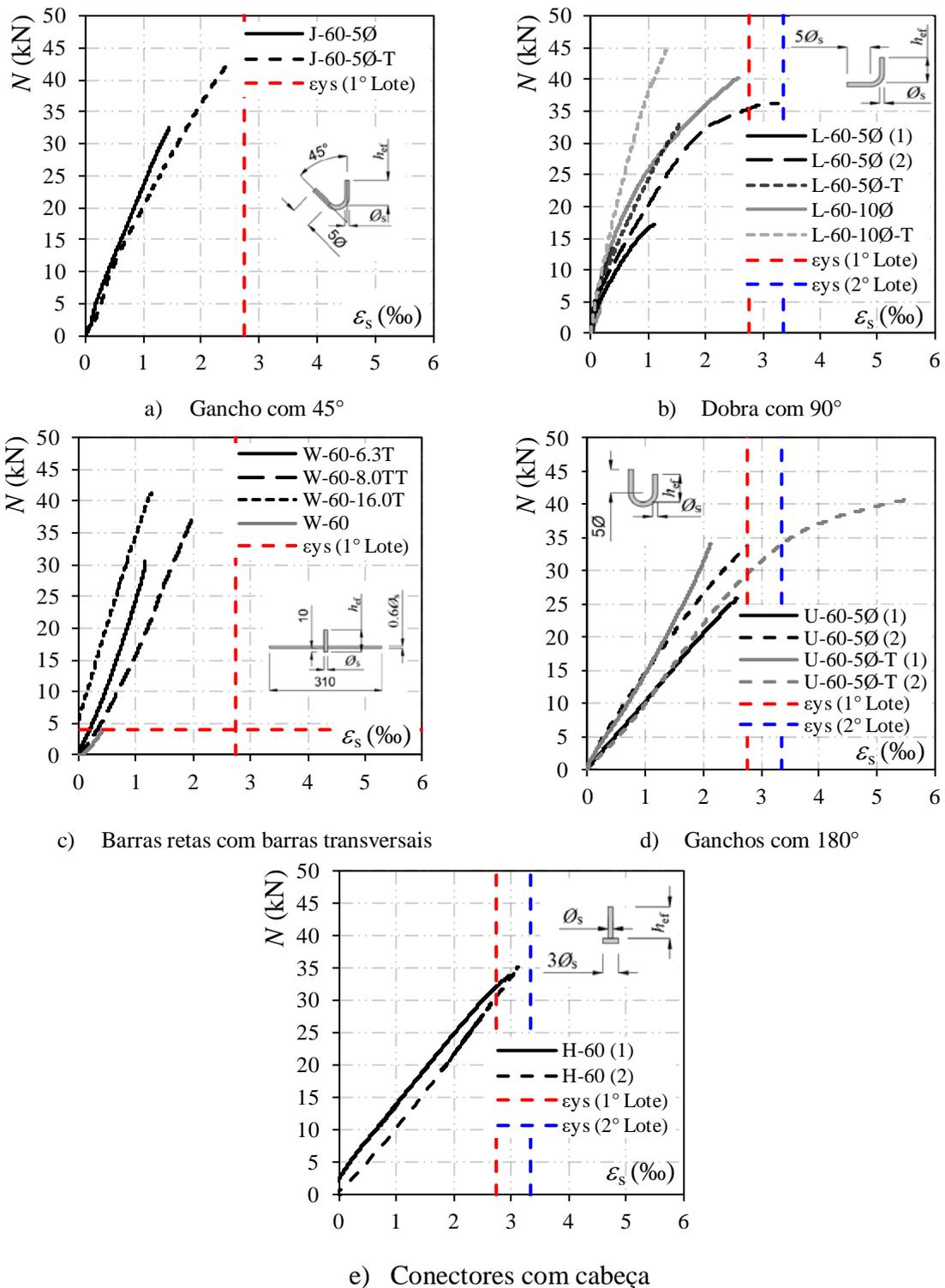


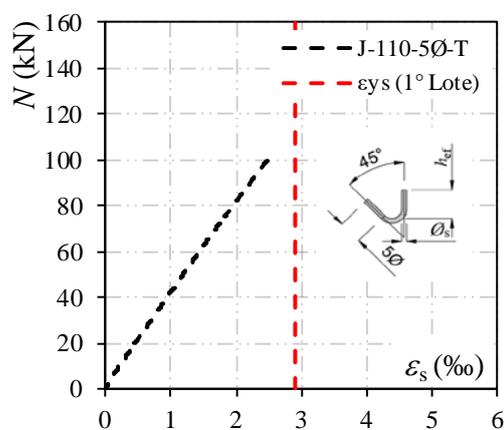
Figura 4.32 – Deformação da região externa ao concreto da barra ancorada ($h_{ef}=60$ mm)

Nos modelos com comprimento de embutimento igual a 110 mm (Figura 4.33) não foi possível verificar a deformação na região externa do concreto no modelo J-110-5Ø, pois o extensômetro foi danificado na concretagem. O modelo L-110-10Ø-T foi o único que registrou deformações superiores ao limite previsto de escoamento, ele ultrapassou a

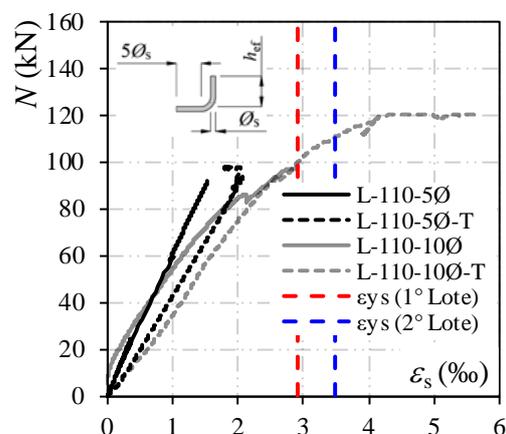
deformação de escoamento caracterizada igual a 2,91‰, chegando a atingir mais que 4‰. Vale ressaltar que, apesar de ter atingido o escoamento do aço, a ruptura ocorreu pelo concreto.

O modelo J-110-5Ø-T, rompeu também pela ruptura do concreto, entretanto após atingir a carga última do ensaio, a aplicação da carga continuou sendo feita para obter os dados de pós pico, porém a barra atingiu a deformação de escoamento e em seguida ocorreu a ruptura da seção transversal da barra. Os registros de deformação apresentados na Figura 4.33a, são das deformações na região externa ao concreto até a carga última resistida pela ancoragem. Dessa forma, comprova-se que, para no ensaio de arrancamento, a ruptura ocorreu pelo concreto.

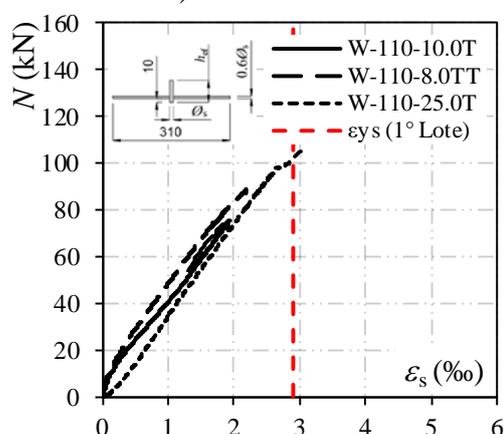
As deformações dos modelos de barras retas com uma ou duas barras transversais complementares apresentadas na Figura 4.33c, apresentaram deformações semelhantes. No qual apenas o modelo W-110-25.0T, no momento da ruptura, chegou próximo da deformação de escoamento da barra. O mesmo comportamento foi visto para os modelos do Grupo “U” (Figura 4.33d).



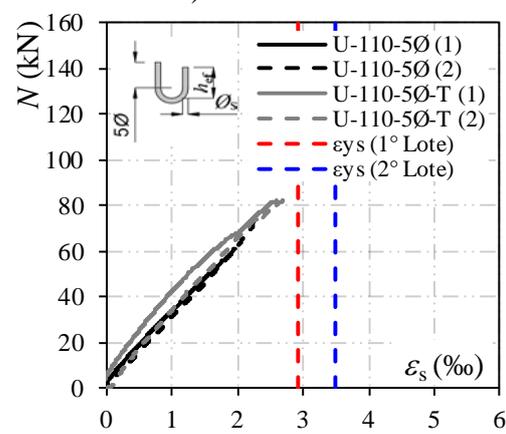
a) Gancho com 45°



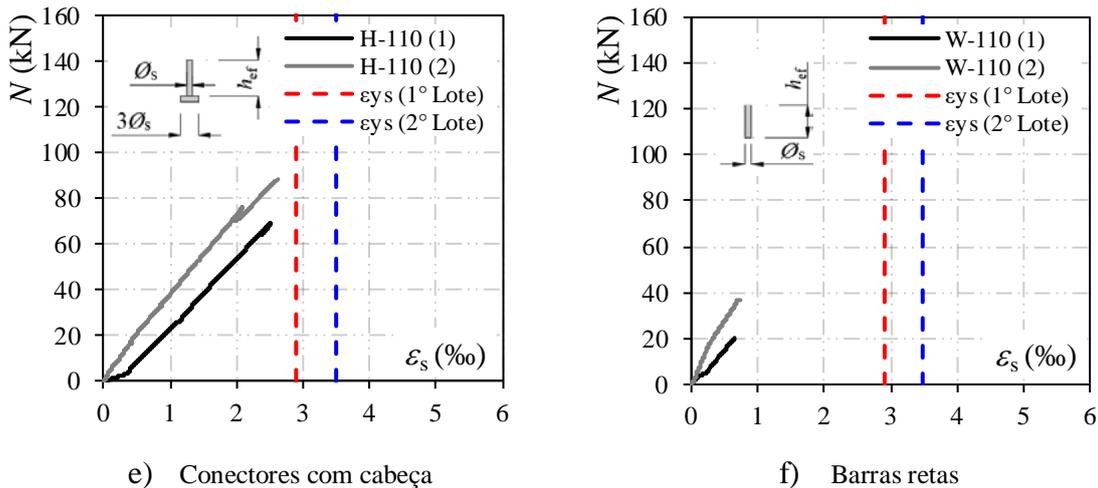
b) Dobra com 90°



c) Barras retas com barras transversais



d) Ganchos com 180°



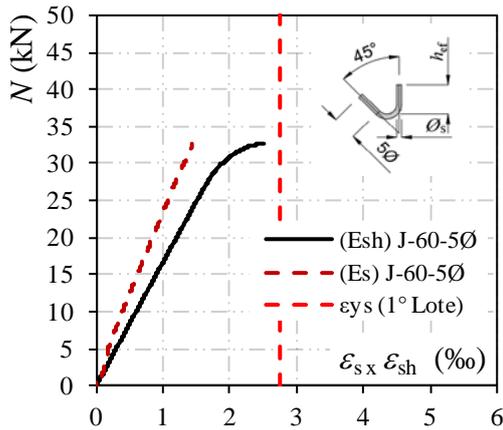
e) Conectores com cabeça f) Barras retas
 Figura 4.33 – Deformação da região externa ao concreto da barra ancorada ($h_{ef} = 110$ mm)

4.6.2 Comparação das deformações da ancoragem na região externa e interna ao concreto (ε_s x ε_{sh})

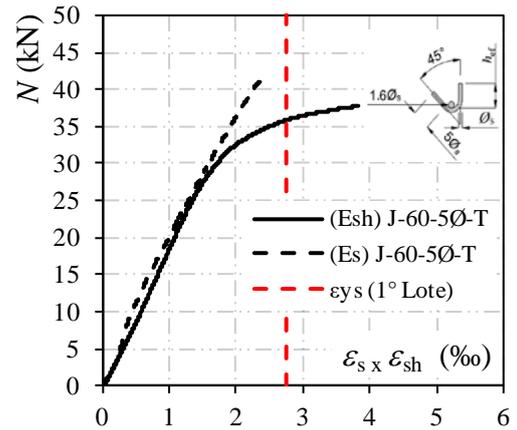
Para medir as deformações dentro do concreto dos modelos com dobras com 90° e os ganchos com 45° e 180° , continham entre um e dois extensômetros na face embutida reta posicionada um pouco acima da curvatura dobrada como pode ser visto na Figura 3.38. Os modelos do tipo “W”, continham apenas um extensômetro na face posterior a região onde foram soldadas as barras transversais complementares. Os extensômetros da região interna foram identificados com a nomenclatura E_{sh} e os da região externa como E_s .

Dos modelos com comprimento de embutimento igual a 60 mm, os extensômetros na região interna ao concreto que foram danificados próximos da carga última do ensaio, foram os modelos: J- 60- 5 \varnothing - T, L-60-5 \varnothing (1), L-60-10 \varnothing , U-60-5 \varnothing (1) e U-60-5 \varnothing -T (2). Já os extensômetros dos modelos L-60-10 \varnothing -T e W-60-16.0TT foram danificados na concretagem.

As leituras dos extensômetros na região interna foram praticamente as mesmas que as leituras do extensômetro da região externa, para os modelos do Grupo “J” e do Grupo “L” com embutimento de 60 mm, apresentados na Figura 4.34 e Figura 4.35, assim como o modelo U-60-5 \varnothing (2).



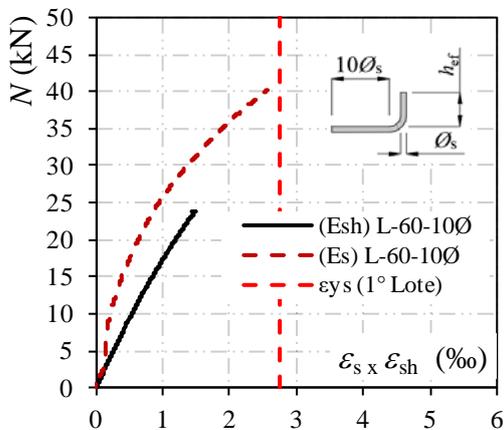
a) Gancho com 45°



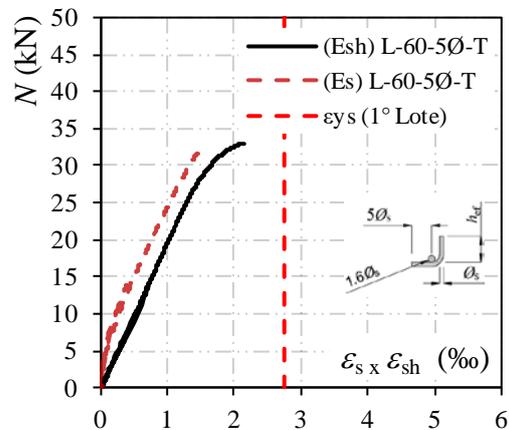
b) Gancho com 45° com barra transversal

Figura 4.34 – Comparação $\varepsilon_s \times \varepsilon_{sh}$ - Grupo “J” – $h_{ef} = 60$ mm

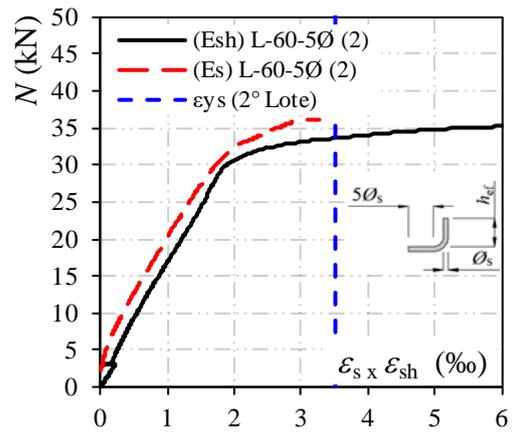
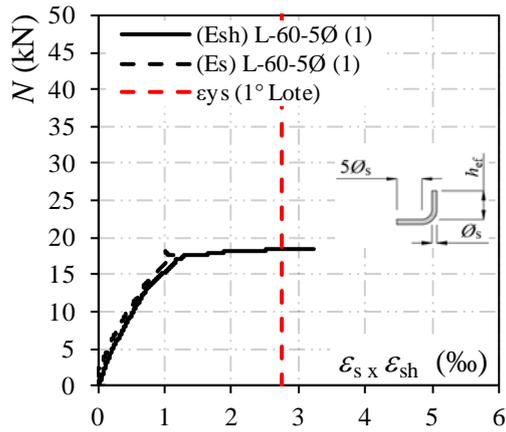
Nos demais modelos apresentados do Grupo “U” (Figura 4.37), as deformações na região interna sempre foram inferiores a região externa, comprovando que para estes modelos ensaiados o tipo de ancoragem mecânica contribuiu para uma melhor redistribuição de tensões. O mesmo efeito pode ser visto no modelo de barra reta com uma barra transversal soldada (W-60-6.3T) e nos modelos do tipo conectores com cabeça (Figura 4.36a e Figura 4.38).



a) Dobras com 90° e $\varnothing_t = 10\varnothing_s$

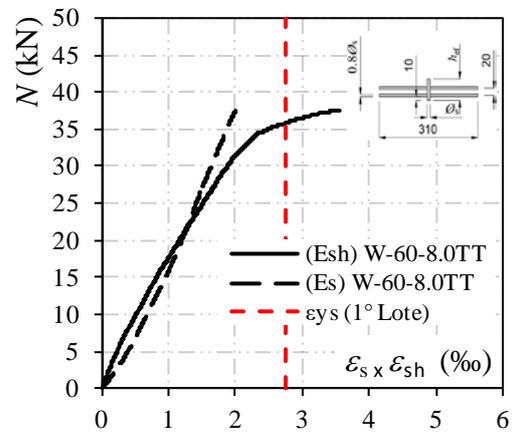
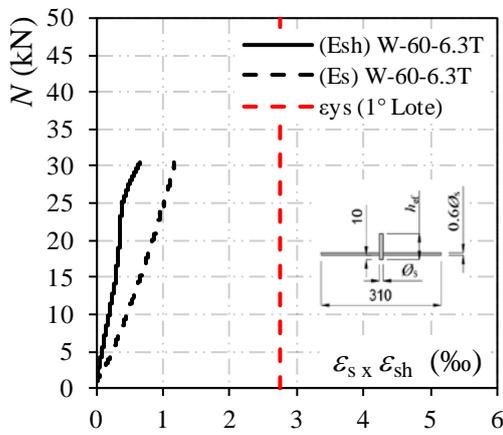


b) Dobras com 90° com barra transversal



c) Dobras com 90° e $\phi_t = 5\phi_s$

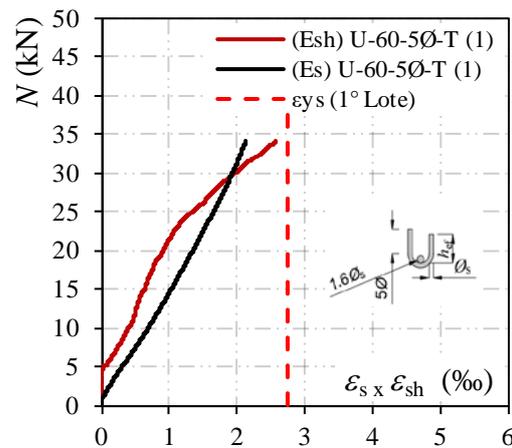
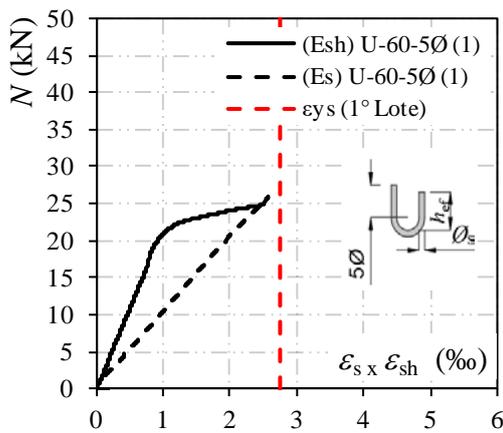
Figura 4.35 – Comparação $\epsilon_s \times \epsilon_{sh}$ - Grupo “L” – $h_{ef} = 60 \text{ mm}$



a) Barra reta com barra transversal de $0,6\phi_s$

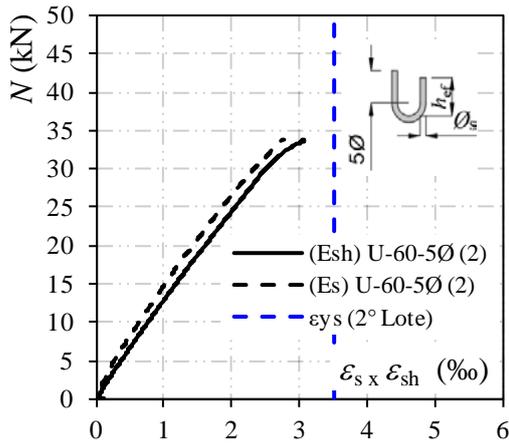
b) Barra reta com duas barras transversais de $0,8\phi_s$

Figura 4.36 – Comparação $\epsilon_s \times \epsilon_{sh}$ - Grupo “W” – $h_{ef} = 60 \text{ mm}$

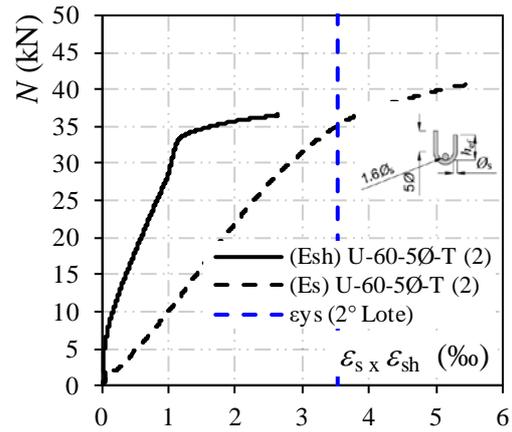


a) Gancho com 180°(1)

b) Gancho com 180° com barra transversal(1)

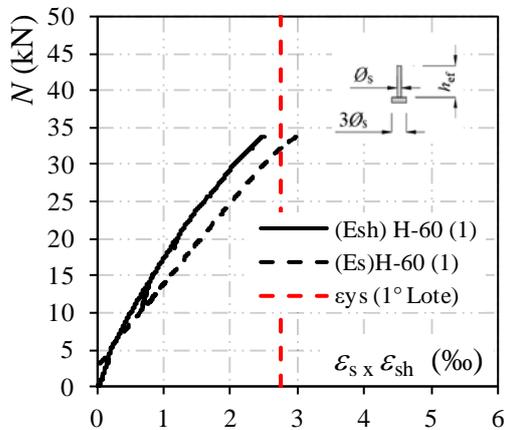


c) Gancho com 180°(2)

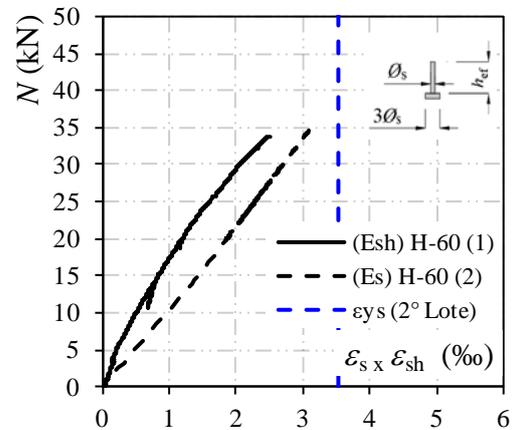


d) Gancho com 180° com barra transversal(2)

Figura 4.37 – Comparação $\varepsilon_s \times \varepsilon_{sh}$ - Grupo “U” – $h_{ef} = 60$ mm



a) Conector com cabeça (1)



b) Conector com cabeça (2)

Figura 4.38 – Comparação $\varepsilon_s \times \varepsilon_{sh}$ - Grupo “H” – $h_{ef} = 60$ mm

Para os modelos com embutimento de 110 mm, os extensômetros na região interna que foram danificados, foram apenas os modelos J-110-5Ø-T e W-110-25.0T. O modelo J- 110- 5Ø na região externa não registrou leituras de deformação, portanto, não foi possível fazer a comparação das deformações para estes modelos.

Já o modelo W-60-8.0TT (Figura 4.36b) apresentou deformações similares até aproximadamente 20 kN quando se igualaram. A perda de aderência e o escorregamento da barra ancorada podem ter sido as principais causas da deformação interna se tornar maior que a externa, chegando próxima a deformação prevista de escoamento. O mesmo fenômeno aconteceu para o mesmo tipo de ancoragem equivalente com comprimento de embutimento igual a 110 mm (W- 10-12.5TT), como apresentado na Figura 4.41b. Entretanto, as deformações internas e externas se igualaram próximos à carga última resistida pelo modelo, ponto no qual o extensômetro de dentro foi danificado, o que aconteceu também para o

modelo W-110-10T (Figura 4.41a), quando a aplicação de carga atingia aproximadamente 55kN.

Avaliando os demais modelos com comprimento de embutimento igual a 110 mm, este mesmo fenômeno aconteceu sem que danificasse os extensômetros internos, nos modelos L- 110-5Ø (Figura 4.40), quando atingiu cerca de 35 kN; U-110-5Ø (1) (Figura 4.42a) com uma carga de aproximadamente 20 kN e o modelo U-110-5Ø-T (1) (Figura 4.42b), com 60 kN. Sendo este último o modelo com o maior registro de solicitação na região interna, chegando a uma deformação de 5,8%. O modelo U-110-5Ø-T (2), refeito na terceira concretagem (Figura 4.42a) apresentou a mesma tendência de comportamento quando atingiu a carga última, mostrando que este comportamento é influenciado diretamente pela resistência à tração do concreto. Esta influência da resistência à tração do concreto, pode ser visto também comparando os modelos repetidos dos conectores com cabeça (Figura 4.43), no qual parte das tensões de tração aplicadas na barra foram absorvidas pelo concreto, fazendo com que para uma mesma carga, as deformações da região interna e externa fossem menores no modelo com maior resistência à compressão.

Percebe-se pelos gráficos que alguns modelos ultrapassaram o limite de deformação de escoamento. Sendo o modelo J-110-5Ø o com maior deformação registrada na região interna, no qual alcançou deformação igual a 7,6%. Outros modelos que registraram elevada deformação, foram o J-60-5Ø-T e o L-60-10Ø com deformações registradas de 5,0 e 6,2% respectivamente. O modelo L-60-5Ø (2) (Figura 4.35) apesar de ter ultrapassado o limite de escoamento não aconteceu a ruptura da seção transversal da barra ancorada, as barras com dobras com 90° desdobraram até voltarem a ser praticamente uma barra reta e escorregar do bloco de concreto, como apresentado na Figura 4.39.



Figura 4.39 – Desdobramento da barra com dobra com 90° - Modelo L-60-5Ø (2)

Todos os demais modelos apresentados, possuíram deformações na barra ancorada na região externa do concreto, maiores que as de dentro. Assim como, Marques e Jirsa (1975)

apresentaram para os modelos de 90° e 180° com diâmetro de 22 mm e 35 mm, embutidos com 240 mm e 165 mm, que romperam por destacamento lateral nos ensaios de arrancamento realizados.

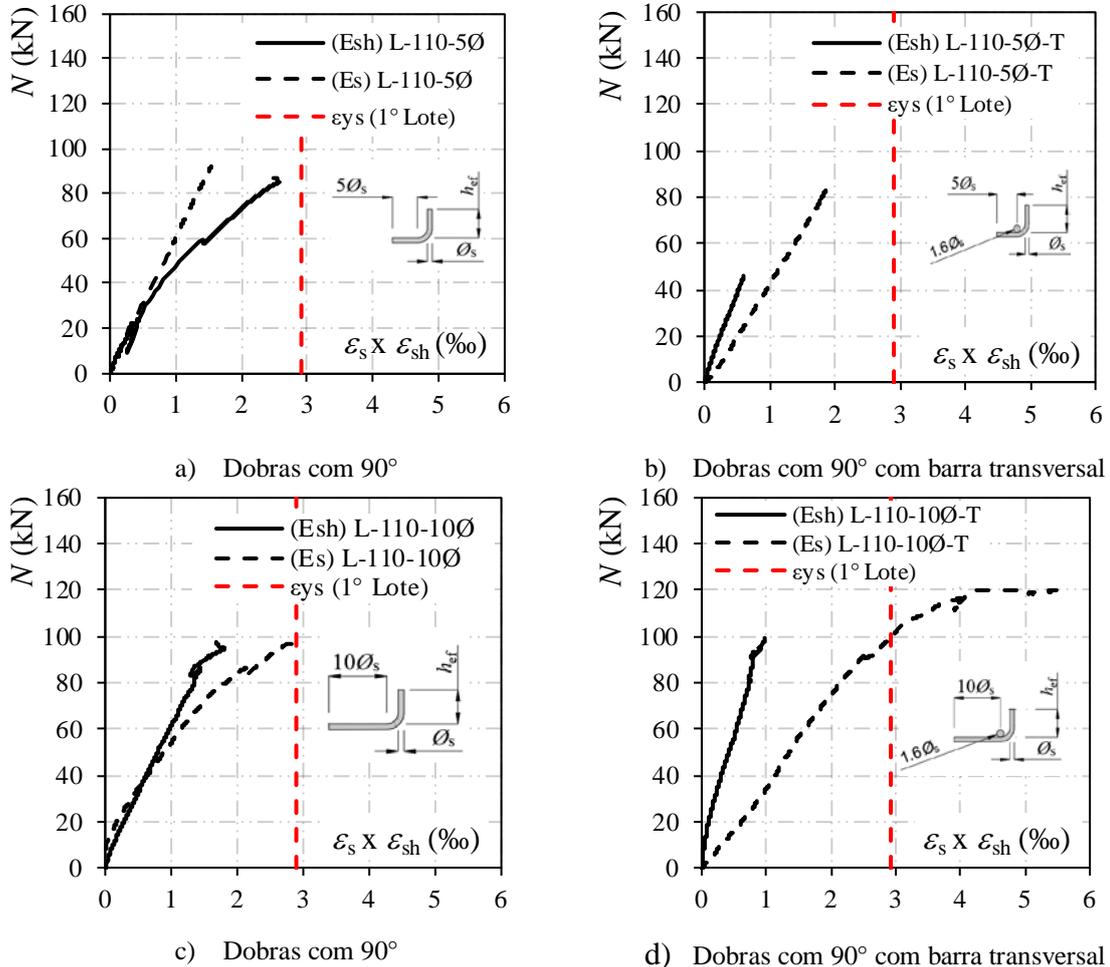
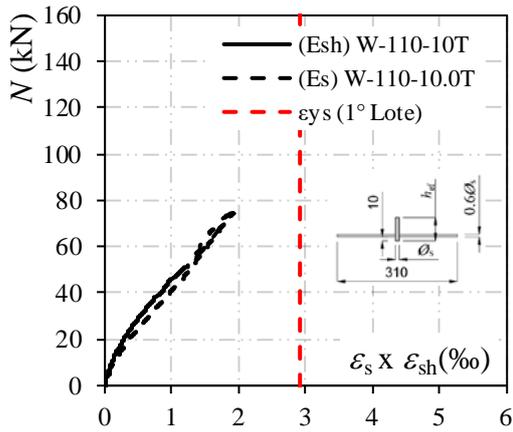


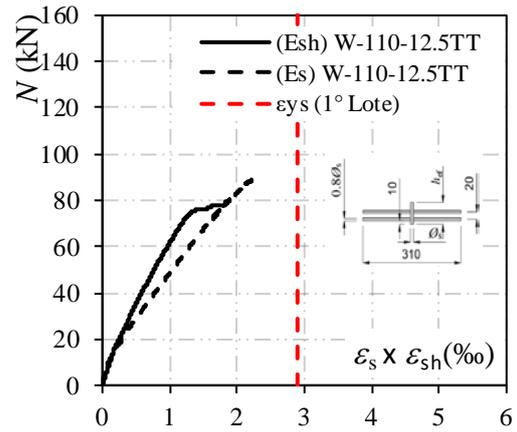
Figura 4.40 – Comparação $\epsilon_s \times \epsilon_{sh}$ - Grupo “L” – $h_{ef} = 110$ mm

O registro de leituras de deformações na região interna de alguns modelos, como por exemplo, os do Grupo “W” e os modelos U-110-5Ø-T (1) e H-110 (2), foi interrompido antes do final do ensaio, fato que pode ter sido provocado com o escorregamento das ancoragens ao longo do ensaio, que fez com que o extensômetro fosse destacado ou danificado na face da barra ancorada.

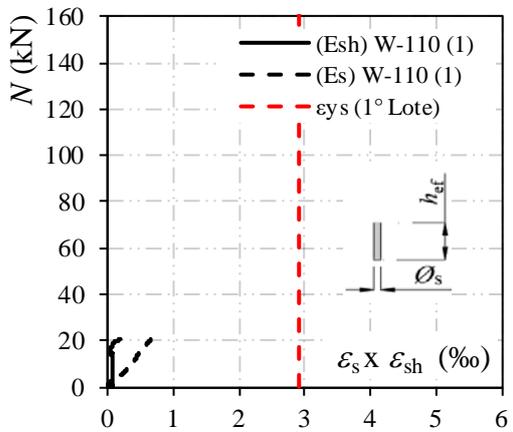
Avaliando as deformações da barra ancorada na superfície do aço que estava dentro do concreto no modelo U-110-5Ø-T (1), é possível que após 60 kN, a deformação na região interna foi superior na região externa, ultrapassando o limite de deformações de escoamento do aço. Esse aumento de deformações também aconteceu para o modelo J-110-5Ø-T, que após atingir a ruptura do concreto, aconteceu uma ruptura da seção transversal da barra ancorada com um valor de carga igual a 102 kN.



a) Barra reta com barra transversal de $0,6\phi_s$

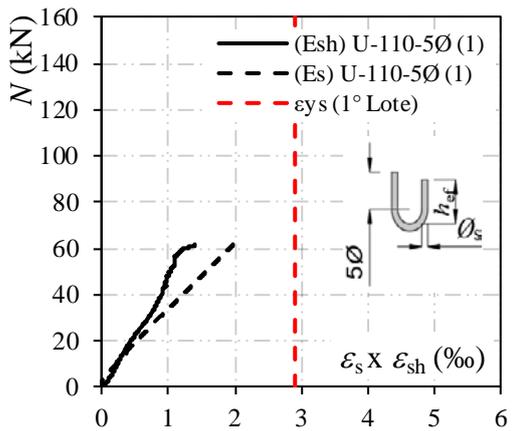
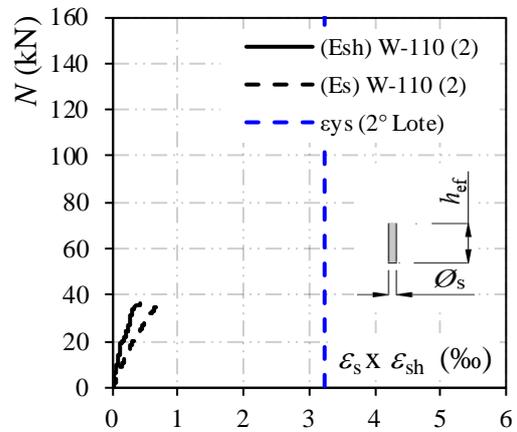


b) Barra reta com duas barras transversais de $0,8\phi_s$

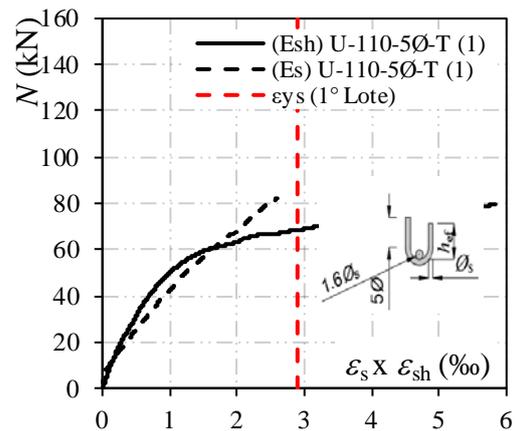


c) Barras retas

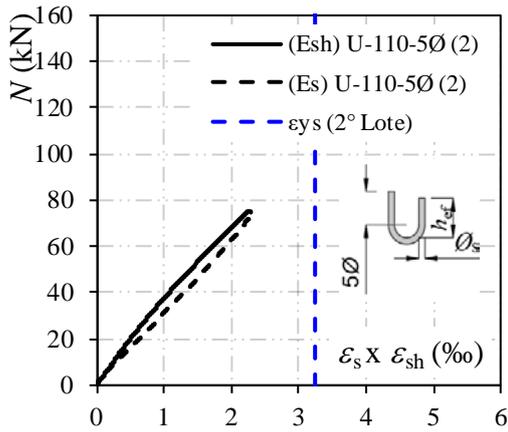
Figura 4.41 – Comparação $\epsilon_s \times \epsilon_{sh}$ - Grupo “W” – $h_{ef} = 110$ mm



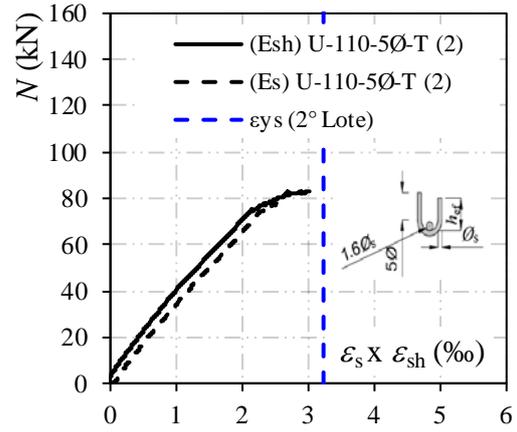
a) Gancho com 180 (1)



b) Gancho com 180° com barra transversal (2)

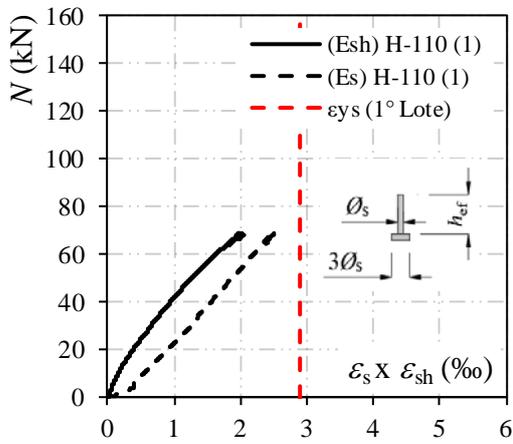


c) Gancho com 180

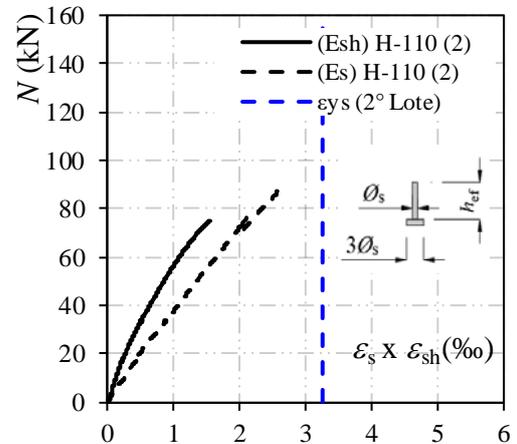


d) Gancho com 180° com barra transversal

Figura 4.42 – Comparação $\varepsilon_s \times \varepsilon_{sh}$ - Grupo “U” – $h_{ef} = 110$ mm



a) Conector com cabeça (1)



b) Conector com cabeça (2)

Figura 4.43 – Comparação $\varepsilon_s \times \varepsilon_{sh}$ - Grupo “H” – $h_{ef} = 110$ mm

5 AVALIAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MODELOS TEÓRICOS

5.1 Considerações iniciais

A resistência à tração da ancoragem tem sido estudada ao longo dos anos e diversos modelos teóricos foram desenvolvidos para a determinação da capacidade resistente da ancoragem quando submetida à tração. A maioria dos métodos, são definidos para a determinação da capacidade resistente de conectores com cabeça. O método CCD (*Concrete Capacity Design*), leva em consideração que a projeção da superfície de ruptura do concreto é formada por aproximadamente 35° com relação à ancoragem. Este método foi desenvolvido a partir dos trabalhos de Fuchs *et. al* (1995) e Eligehausen e Balogh (1995) e tem se mostrado bastante satisfatório na determinação da capacidade da ruptura do concreto quando a ancoragem é submetida à tração.

A expressão geral para o cálculo da capacidade resistente, consiste no produto entre a influência dos parâmetros de resistência à compressão do concreto, comprimento de embutimento e um fator de ajuste, conhecido como coeficiente k que muitas vezes se caracteriza como um fator de ajuste para o estado de fissuração do concreto (fissurado ou não fissurado) ou com relação ao tipo de instalação (pré ou pós-instalados).

De acordo com Eligehausen (1984), para aberturas de fissuras médias da ordem de 0,3 mm, a resistência de um modelo não fissurado para o modelo fissurado, cai cerca de 20%. Esta influência da abertura de fissura na resistência à tração foi estudada pelo pesquisador para conectores com cabeça e chumbadores mecânicos (*parabolt*). Algumas prescrições normativas tais como ACI 318(2014), *fib Bulletin 58* (2011) e EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), levam em consideração esse efeito, acrescentando um coeficiente de redução ao modelo de cálculo para a determinação da capacidade resistente da ancoragem.

Dessa forma, utilizando o modelo indicado pela ABNT NBR 6118 (2014) para a previsão da abertura de fissura, calculou-se para cada modelo a estimativa da abertura de fissura, com base na carga última de cada modelo ensaiado. Na Tabela 5.1, é possível ver o resumo da determinação dessa abertura de fissura, no qual a norma define que a abertura de fissuras a ser considerado deve ser o menor valor obtido entre w_{k1} e w_{k2} .

Tabela 5.1 – Previsão da abertura de fissura dos modelos

Nº	Modelo	N_u (kN)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	M_r (kNm)	M_s (kNm)	σ_{si} (MPa)	P_{cri}	w_{k1} (mm)	w_{k2} (mm)
1	J-60-5Ø	32,6	34,7	3,3	11,55	5,7	73,09	0,011	-	-
2	J-60-5Ø-T	43,2	34,7	3,3	11,55	7,6	94,05	0,011	-	-
3	J-110-5Ø	65,2	36,8	3,5	12,25	11,4	74,54	0,022	-	-
4	J-110-5Ø-T	102,2	36,8	3,5	12,25	17,9	116,84	0,022	0,03	0,06
5.2	L-60-5Ø	25,5	21,5	2,2	7,70	4,5	55,79	0,011	-	-
5.3	L-60-5Ø	36,2	30,1	2,4	8,40	6,3	78,64	0,011	-	-
6	L-60-5Ø-T	33,06	34,7	3,3	11,55	5,8	74,12	0,011	-	-
7	L-60-10Ø	41,04	34,7	3,3	11,55	7,2	89,35	0,011	-	-
8	L-60-10Ø-T	44,58	34,7	3,3	11,55	7,8	95,40	0,011	-	-
9	L-110-5Ø	92	41	3,5	12,25	16,1	103,04	0,022	0,02	0,06
10	L-110-5Ø-T	98,1	41	3,5	12,25	17,2	110,52	0,022	0,03	0,06
11	L-110-10Ø	97,7	41	3,5	12,25	17,1	108,16	0,022	0,02	0,06
12	L-110-10Ø-T	120,4	41	3,5	12,25	21,1	141,46	0,022	0,04	0,08
13.1	W-60	3,99	21,5	2,2	7,70	0,7	8,58	0,011	-	-
14	W-60-6.3T	30,54	34,7	3,3	11,55	5,3	66,11	0,011	-	-
15	W-60-8.0TT	37,66	34,4	3,3	11,55	6,6	82,01	0,011	-	-
16	W-60-16.0T	41,28	34,7	3,3	11,55	7,2	90,92	0,011	-	-
17.1	W-110	20,61	21,5	2,2	7,70	3,6	22,93	0,022	-	-
17.2	W-110	37,2	30,1	2,4	8,40	6,5	41,73	0,022	-	-
18	W-110-10.0T	75,5	41	3,5	12,25	13,2	83,59	0,022	0,01	0,05
19	W-110-12.5TT	88,9	41	3,5	12,25	15,6	99,57	0,022	0,02	0,06
20	W-110-25.0T	105,4	41	3,5	12,25	18,4	120,16	0,022	0,03	0,07
21.1	U-60-5Ø	25,9	21,5	2,2	7,70	4,5	55,70	0,011	-	-
21.2	U-60-5Ø	33,8	30,1	2,4	8,40	5,9	73,43	0,011	-	-
22.1	U-60-5Ø-T	34,1	21,5	2,2	7,70	6,0	72,10	0,011	-	-
22.2	U-60-5Ø-T	42,7	30,1	2,4	8,40	7,5	92,76	0,011	-	-
23.1	U-110-5Ø	61,5	21,5	2,2	7,70	10,8	69,21	0,022	0,02	0,04
23.2	U-110-5Ø	75,1	30,1	2,4	8,40	13,1	81,86	0,022	0,02	0,05
24.1	U-110-5Ø-T	82,4	21,5	2,2	7,70	14,4	93,28	0,022	0,03	0,06
24.2	U-110-5Ø-T	82,8	30,1	2,4	8,40	14,5	95,11	0,022	0,03	0,06
25.1	H-60	33,9	21,5	2,2	7,70	5,9	72,90	0,011	-	-
25.2	H-60	35,2	30,1	2,4	8,40	6,2	76,47	0,011	-	-
26.1	H-110	69,4	21,5	2,2	7,70	12,1	78,10	0,022	0,02	0,05
26.2	H-110	88,2	30,1	2,4	8,40	15,4	98,95	0,022	0,03	0,06

Dessa forma, percebesse que todos os modelos com comprimento de embutimento igual a 110 mm, apresentaram previsão de fissuras com aberturas inferiores a 0,3 mm. Portanto para todos os modelos que tiveram a ruptura do concreto, o cálculo pelas prescrições normativas do ACI 318(2014), *fib Bulletin* 58 (2011) e EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), foram realizados considerando que os modelos estavam não fissurado. Outro fator que levou a ser

considerado para a análise como modelos não fissurados foi que, as deformações na armadura de flexão foram maiores apenas na proximidade da carga de ruptura, provocada pelo distúrbio de esforços naquele momento. Assim como, as fissuras de flexão apareceram na proximidade da carga última também.

Primeiramente, utilizando apenas os modelos que apresentaram seu modo de ruptura classificado como ruptura do concreto, foi realizada a análise das prescrições normativas e modelos teóricos para determinar a capacidade resistente de cada grupo de ancoragens para a ruptura do concreto quando a ancoragem for submetida à tração.

A relação entre a carga última pelo previsto nos métodos de cálculo foram avaliados quanto a média, desvio padrão (D.P.), coeficiente de variação (C.V.) e resultados contra a segurança (R.C.S). Assim como foi feita ainda, uma análise da carga última removendo a influência da resistência à compressão do concreto, pelo comprimento de embutimento e sua proximidade das tendências dos modelos teóricos e prescrições normativas avaliados para uma resistência média à compressão do concreto igual a 31,5 MPa, que foi a resistência média de todos os modelos executados no ensaio de arrancamento.

Em seguida, foi feita uma análise da influência do coeficiente k com relação ao tipo de ancoragem, com base no método de cálculo de Regan (2000), que define o valor do coeficiente k de acordo com o tipo de ancoragem. Por fim, foi realizado uma análise da previsão de carga para o modo de ruptura do escorregamento calculado pelo ACI 318 (2014) com os modelos do tipo dobras com 90° e gancho com 180° que romperam por escorregamento.

5.2 Avaliação dos métodos por tipos de ancoragens – Ruptura do concreto

5.2.1 Conectores com cabeça – “Grupo H”

Todos os modelos de conectores com cabeça apresentaram a formação do cone de concreto. Portanto a carga última dos modelos do Grupo “H” foram comparadas com os modelos de cálculo do ACI 318 (2014), *fib Bulletin 58* (2011), EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997) e Regan (2000) e apresentados na Tabela 5.2. O método de Regan (2000), é o único que ao invés de levar em consideração a abertura de fissuração, leva em consideração o tipo de conector. Para os casos em que a ancoragem é feita por meio de conectores com cabeça, o valor do coeficiente k é igual a 14.

Na Tabela 5.2 são apresentados os resultados da relação entre a carga última e a previsão do modelo teórico, no qual apesar do modelo de Regan (2000) apresentar alguns resultados contra a segurança, ele foi o que obteve a melhor média da relação entre o experimental e o esperado e foi o modelo mais preciso, como pode ser visto na Figura 5.1d e na Tabela 5.2.

Avaliando os modelos com embutimento de aproximadamente 60 mm, os modelos conseguem estimar bem a capacidade resistente do conector com cabeça. Quando o embutimento aumenta, os modelos possuem uma dispersão maior de previsão de carga, como pode ser visto nas Figura 5.1a, b e c.

Os modelos ensaiados do tipo conectores com cabeça (Figura 5.1a) se adequam bem ao modelo proposto pelo ACI 318 (2014) e pelo *fib Bulletin* 58 (2011). Os modelos com embutimento de 110, que apresentaram previsão de abertura média de 0,03 mm, alcançaram uma proximidade maior do método para determinação quando o concreto não é fissurado, evidenciando que esse nível de abertura de fissura não influenciou consideravelmente na resistência última do conector com cabeça.

Tabela 5.2 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “H”

Modelo	Nomenclatura	N_u (kN)	$N_u/N_{ACI\ 318}$	$N_u/N_{fib\ 58}$	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}
25.1	H-60 (1)	33,87	1,09	1,07	1,21	0,97
25.2	H-60 (2)	35,2	1,16	1,14	1,29	1,04
26.1	H-110 (1)	69,36	0,98	0,97	1,09	0,88
26.2	H-110 (2)	88,2	1,13	1,11	1,25	1,01
Média			1,09	1,07	1,21	0,97
D. P			0,08	0,08	0,09	0,07
C. V			0,07	0,07	0,07	0,07
R.C.S			25%	25%	0%	50%

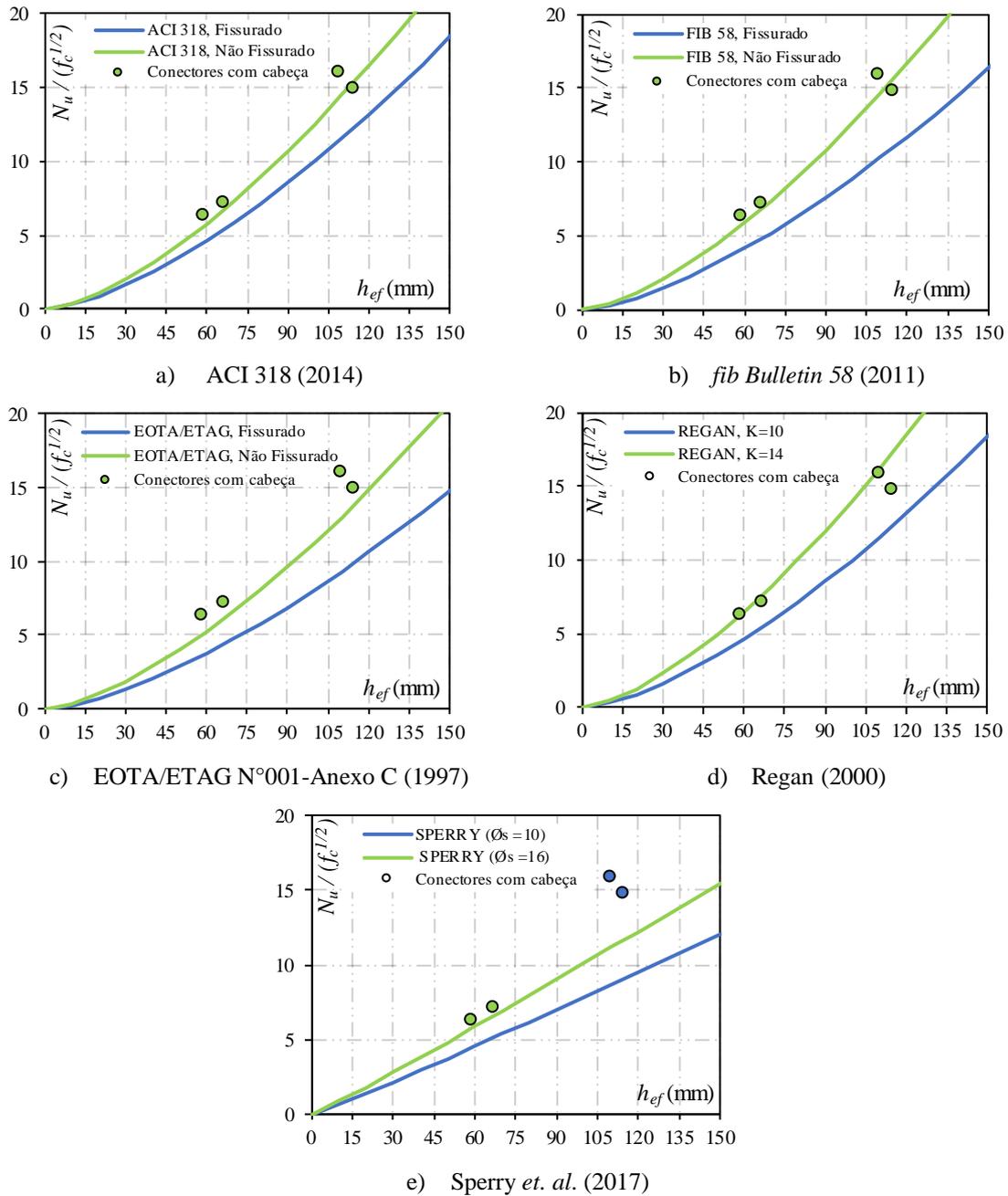


Figura 5.1 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função do h_{ef} para o Grupo “H”

5.2.2 Dobras com 90° - “Grupo L”

Os modelos de cálculo que levam em consideração o tipo de ancoragem como sendo uma dobra com 90° são os modelos do ACI 318 (2014), Regan (2000) e Sperry *et. al* (2017). Sendo que o único que leva em consideração o acréscimo de resistência com a adição de uma barra transversal complementar ao modelo, é o previsto por Regan (2000). Dessa forma, para as ancoragens feitas com dobra com 90°, com exceção aos modelos L-60-5Ø (1) e (2)

que romperam por escorregamento, foram realizados a avaliação destes três modelos de cálculo e ainda dos modelos previstos pelo *fib Bulletin 58* (2011) e EOTA/ETAG N°001- Anexo C (1997).

A partir da Figura 5.2 e da Tabela 5.3, pode ser visto que os métodos de cálculo que não apresentaram nenhum resultado contra a segurança foram os de Regan (2000) e o definido por Sperry *et. al.* (2017). Comparando estes dois modelos, é possível observar que os resultados previstos com o método de cálculo de Regan (2000) foram mais precisos, no qual o coeficiente k foi considerado igual a 14 apenas para os modelos de dobras com 90° com prolongamento de cauda igual a $10.\phi_s$ e com barra transversal complementar.

O modelo ACI 318 (2014) e os adaptados da prescrição normativa EOTA/ETAG N°001- Anexo C (1997) e *fib Bulletin 58* (2011) conseguiu estimar resultados próximos dos valores experimentais, como pode ser visto na Figura 5.2a, b e c. Entretanto, a dispersão dos resultados foi maior que os do modelo de Regan (2000).

Tabela 5.3 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “L”

Modelo	Nomenclatura	N_u (kN)	$N_u/N_{ACI\ 318}$	$N_u/N_{fib\ 58}$	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
6	L-60-5Ø-T	33,06	0,88	0,86	0,97	1,10	1,17
7	L-60-10Ø	41,04	0,99	0,98	1,10	1,24	1,36
8	L-60-10Ø-T	44,58	1,13	1,11	1,25	1,01	1,53
9	L-110-5Ø	92	0,94	0,93	1,05	1,18	1,31
10	L-110-5Ø-T	98,1	1,01	0,99	1,11	1,26	1,39
11	L-110-10Ø	97,7	0,98	0,96	1,08	1,22	1,36
12	L-110-10Ø-T	120,4	1,34	1,32	1,48	1,20	1,81
Média			1,04	1,02	1,15	1,17	1,42
D. P			0,15	0,15	0,17	0,09	0,20
C.V			0,15	0,15	0,15	0,08	0,14
R.C.S			57%	71%	14%	0%	0%

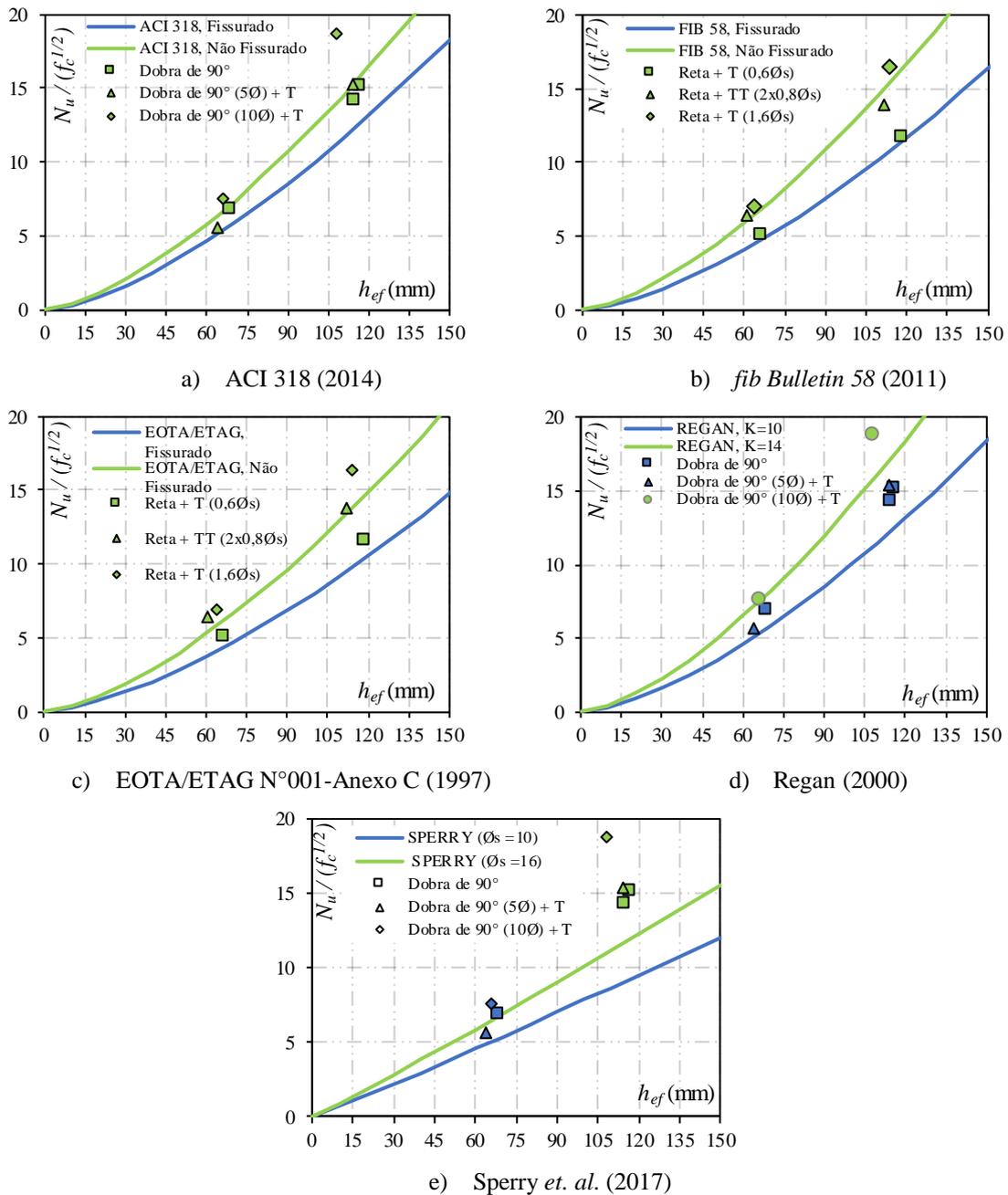


Figura 5.2 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função do h_{ef} para o Grupo “L”.

5.2.3 Ganchos com 180° - Grupo “U”

As considerações dos modelos que levam em conta o tipo de ancoragem como sendo dobras com 90° são válidas para os ganchos com 180° também. Removendo para a análise o modelo que rompeu por escorregamento completo da ancoragem (U-60-5Ø-T (1)), a carga última dos modelos foi comparada com a previsão dos modelos teóricos da mesma forma que as ancoragens com dobras com 90°. Os resultados são apresentados na Tabela 5.4 e Figura 5.3.

A prescrição normativa do ACI 318 (2014) conseguiu ter bons resultados quando a ancoragem possuía um comprimento de embutimento igual a 110 mm . Para os modelos com h_{ef} igual a 60 mm , os resultados foram próximos do previsto para os modelos sem barras transversais, como pode ser visto na Tabela 5.4. O modelo avaliado para o gancho de 180° com barra transversal (U-60-5Ø-T (2)), foi um pouco mais conservador. O mesmo aconteceu para as prescrições normativa adaptadas do EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997)) e *fib Bulletin* 58 (2011).

O único modelo teórico que não apresentou resultados contra a segurança foi o de Sperry *et. al* (2017). Em contrapartida, a dispersão foi similar ao modelo a prescrição normativa EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), e este modelo teórico foi o que atingiu a maior média de resultados da relação entre o valor experimental pelo modelo teórico previsto.

Tabela 5.4 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “U”

Modelo	Nomenclatura	N_u (kN)	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
21.1	U-60-5Ø (1)	25,92	0,82	0,80	0,90	1,02	1,01
21.2	U-60-5Ø (2)	33,81	1,03	1,02	1,15	1,29	1,31
22.2	U-60-5Ø-T (2)	42,72	1,31	1,29	1,45	1,17	1,66
23.1	U-110-5Ø (1)	61,53	0,83	0,82	0,92	1,04	1,02
23.2	U-110-5Ø (2)	75,1	0,94	0,92	1,04	1,17	1,20
24.1	U-110-5Ø-T (1)	82,41	1,18	1,17	1,31	1,06	1,43
24.2	U-110-5Ø-T (2)	82,8	1,06	1,04	1,17	0,95	1,35
Média			1,02	1,01	1,13	1,10	1,28
D. P			0,18	0,18	0,20	0,12	0,23
C.V			0,18	0,18	0,18	0,11	0,18
R.C.S			43%	43%	29%	14%	0%

O modelo de Regan (2000) considera que o prolongamento de cauda (ϕ_t) deve ter $6.\phi_s$ e conter uma barra transversal complementar com tamanhos iguais para cada lado, para considerar que o coeficiente k seja igual a 14. Entretanto, os modelos com barras transversais complementares ensaiados, apresentaram um ajuste mais adequado para o coeficiente igual a 14, mesmo ϕ_t sendo igual a $5.\phi_s$. Levando em consideração essa adequação do coeficiente k igual a 14 para os modelos contendo barras transversais complementares com prolongamento de cauda igual a $5.\phi_s$ assim, o modelo definido por Regan (2000) foi o que teve uma das melhores precisões na estimativa da capacidade resistente das ancoragens quando submetidas à tração direta.

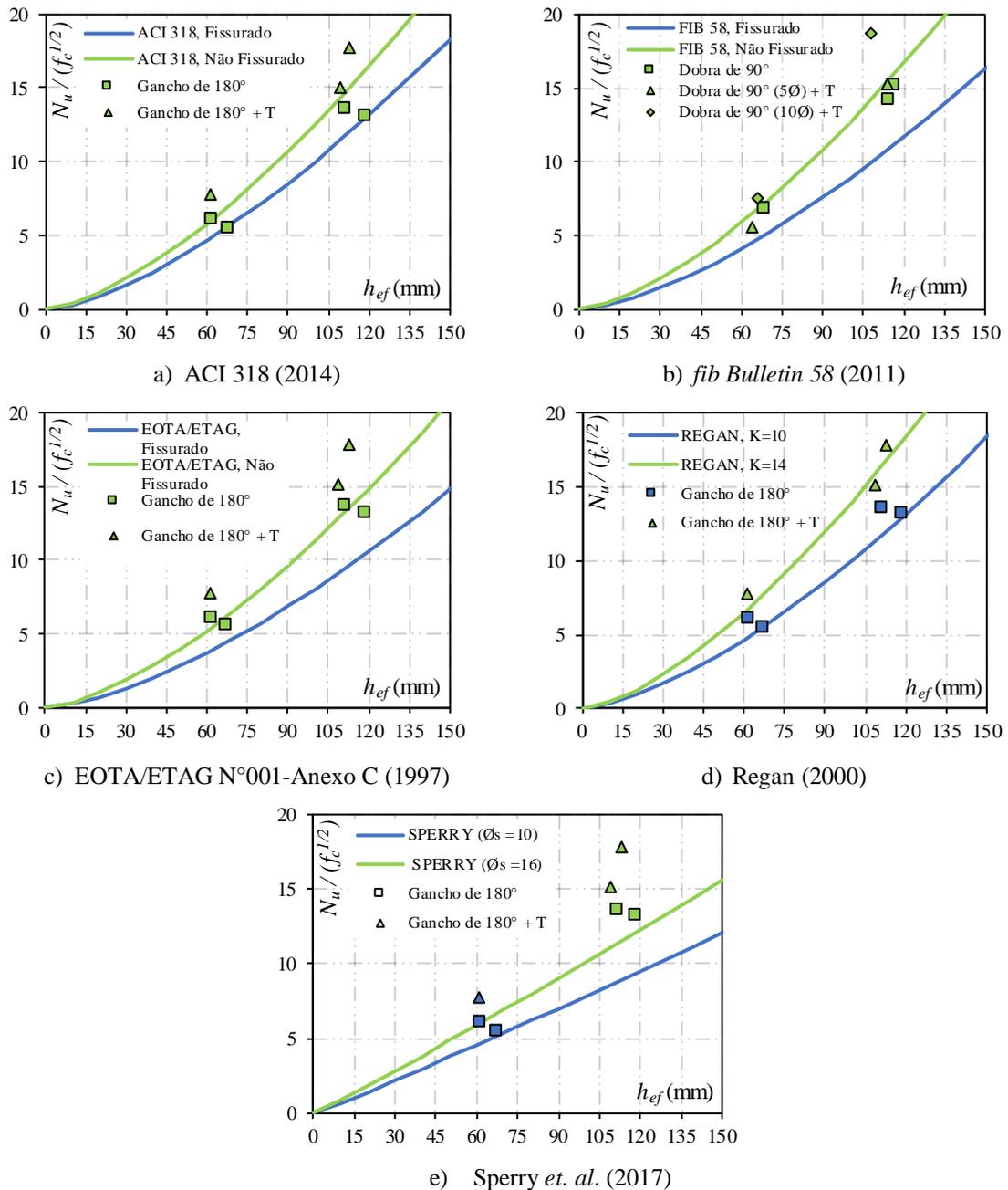


Figura 5.3 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função do h_{ef} para o Grupo “U”

5.2.4 Ganchos com 45° - Grupo “J”

Adaptando os modelos de cálculo para avaliar a capacidade resistente das ancoragens com 45° quando submetidas à tração direta, o modelo com melhor média e menor dispersão, continuou sendo o previsto pelo Regan (2000). Comprovando que este modelo teórico, que é válido para conectores com cabeça, dobras com 90° e 180°, com e sem barras transversais;

se adequa bem para ganchos com 45° também. Considerando que, mesmo com um prolongamento de cauda igual a $5.\phi_s$, o coeficiente k destes modelos foram considerados como sendo igual a 14. Com isso, o modelo teórico de Regan (2000) atingiu a menor dispersão e a maior precisão dos resultados, como pode ser visto na Tabela 5.5 e na Figura 5.4d.

As prescrições normativas do ACI 318 (2014) e as adaptações do EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), quando avaliado para os modelos sem barras transversais complementares, apresentaram resultados abaixo da segurança. Já os modelos que continham a barra transversal complementar (J-60-5Ø-T e J-110-5Ø-T), estes modelos subestimaram de forma significativa os resultados. Já avaliando pela prescrição normativa adaptada do *fib Bulletin* 58 (2011), a adaptação obteve um bom desempenho na proximidade da relação entre o experimental e o teórico para estes espécimes com barras transversais complementares.

Tabela 5.5 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “J”

Modelo	Nomenclatura	N_u (kN)	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
1	J-60-5Ø	32,64	0,89	0,87	0,98	1,11	1,18
2	J-60-5Ø-T	43,2	1,20	1,18	1,33	1,07	1,58
3	J-110-5Ø	65,2	0,73	0,71	0,80	0,91	0,97
4	J-110-5Ø-T	102,2	1,17	1,15	1,29	1,04	1,56
Média			1,00	0,98	1,10	1,03	1,32
D. P			0,23	0,23	0,25	0,09	0,30
C.V			0,23	0,23	0,23	0,09	0,22
R.C.S			50%	50%	50%	25%	25%

Nos modelos sem barra transversal complementar do Grupo “J” com comprimento de embutimento igual a 110 mm, apresentaram uma proximidade maior da definição de ajuste para um modelo fissurado como pode ser visto na Figura 5.4. Isso mostra que a adaptação desses modelos para a previsão de resistência dos ganchos com 45° levando em consideração o efeito da fissuração, não foi o modelo mais coerente para ajustar a capacidade prevista.

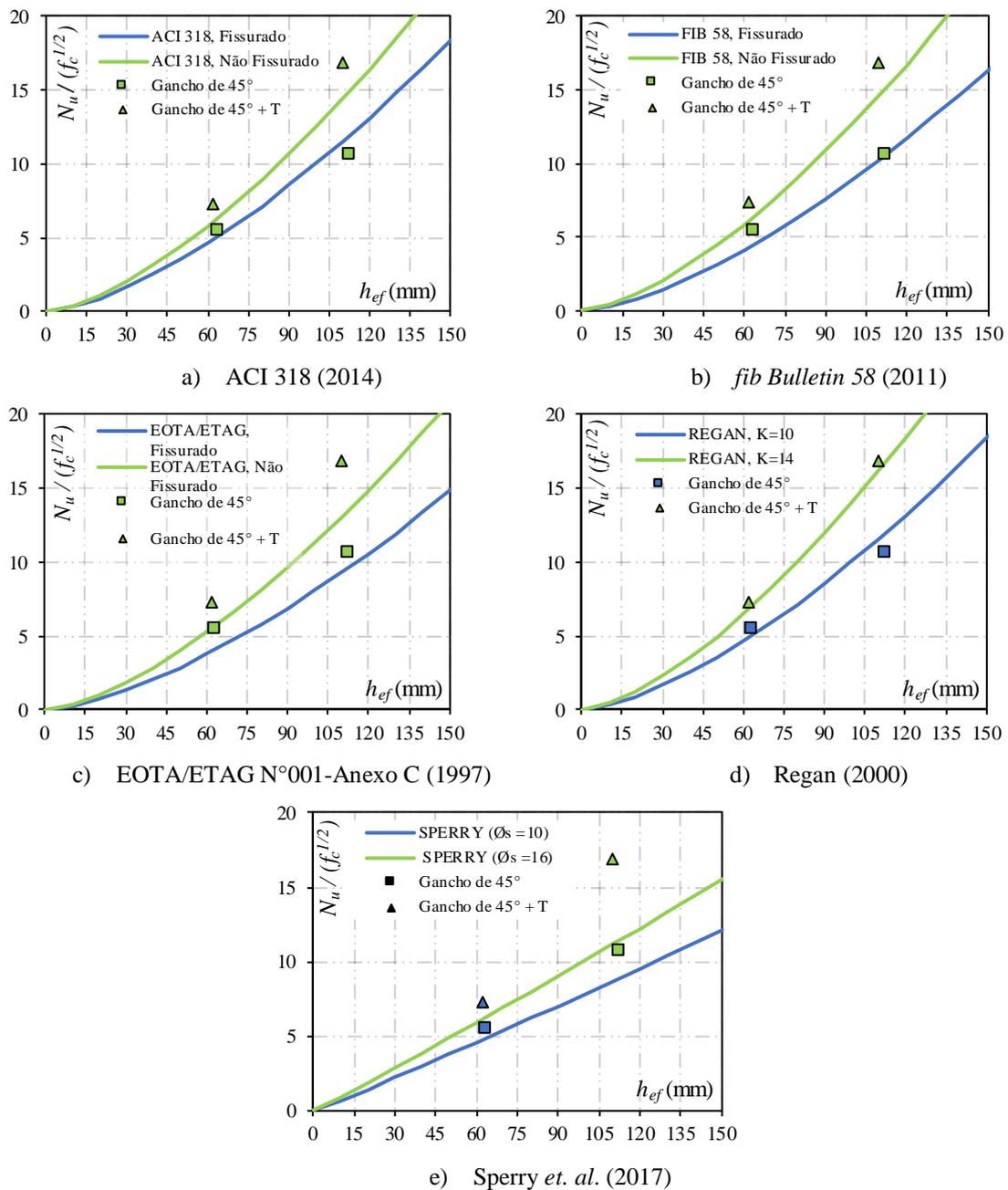


Figura 5.4 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função de h_{ef} para o Grupo “J”.

5.2.5 Barras retas com armaduras transversais - Grupo “W”

Considerando que nenhum dos modelos prevê a resistência última para barras retas com barras transversais complementares soldadas quando submetidas à tração direta, utilizou-se todos os modelos apresentados para a análise. De uma forma geral, o modelo que não apresentou resultados contra a segurança foi o de Sperry *et. al* (2017), como pode ser visto na Tabela 5.6 e na Figura 5.5e. Considerando os modelos de barras retas com uma barra transversal com diâmetro nominal igual a $0,6 \cdot \phi_s$ (modelos W-60-6.3T e W-110-10.0T), a previsão deste método de cálculo foi bastante preciso.

Avaliando os modelos que possuíam uma barra transversal com diâmetro nominal igual a $0,6.\phi_s$ (W-60-6.3T e W-110-10.0T) as prescrições adaptadas das recomendações normativas do ACI 318 (2014), EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997) e do *fib Bulletin 58* (2011), previram resultados inseguros. Já o do Sperry foi bastante preciso para a previsão de carga nessa situação de projeto.

Nos modelos que possuíam duas barras transversais com diâmetro nominal igual a $0,8.\phi_s$ o mais conservador na estimativa da capacidade resistente, foram os de Regan (2000) e Sperry *et al.* (2017). Já os modelos que possuíam uma barra transversal igual a $1,6.\phi_s$, que foram os modelos W-60-16.0T e W-110-25.0T, o método de cálculo de Regan (2000) foi o mais preciso quando considerando um coeficiente k igual a 14.

Tabela 5.6 – Avaliação da precisão dos modelos teóricos para o Grupo “W”

Modelo	Nomenclatura	N_u (kN)	$N_u/N_{ACI\ 318}$	$N_u/N_{fib\ 58}$	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
14	W-60-6.3T	30,54	0,77	0,76	0,86	0,97	1,05
15	W-60-8.0TT	37,66	1,08	1,06	1,19	1,35	1,41
16	W-60-16.0T	41,28	1,09	1,08	1,21	0,98	1,46
18	W-110-10.0T	75,5	0,74	0,72	0,81	0,92	1,03
19	W-110-12.5TT	88,9	0,94	0,92	1,04	1,17	1,29
20	W-110-25.0T	105,4	1,08	1,06	1,20	0,97	1,50
Média			0,95	0,94	1,05	1,06	1,29
D. P			0,16	0,16	0,18	0,17	0,21
C. V			0,17	0,17	0,17	0,16	0,16
R.C.S			50%	50%	33%	67%	0%

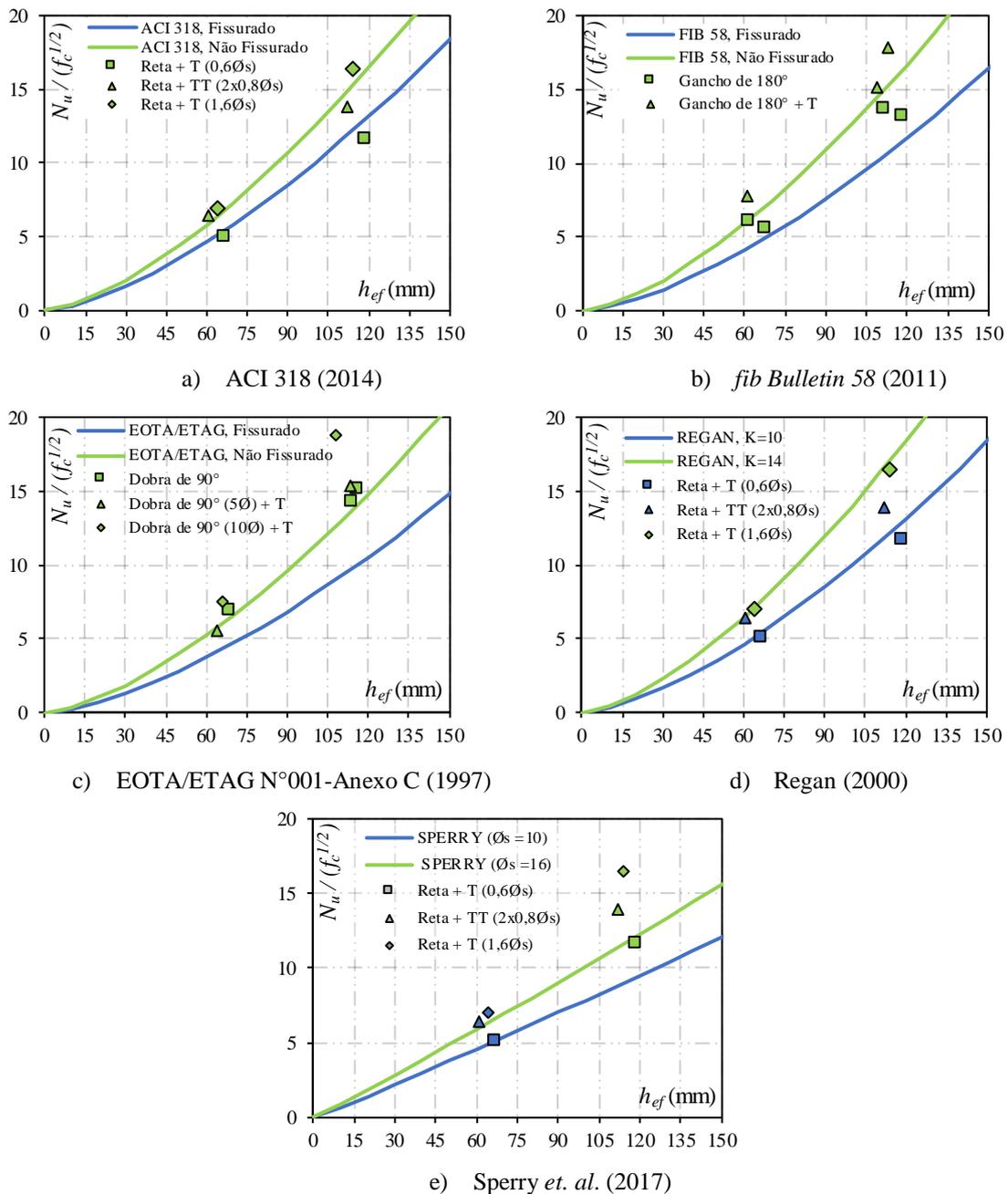


Figura 5.5 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função do h_{ef} para o Grupo “W”

5.3 Contribuição para a análise do coeficiente k na capacidade resistente à tração direta das ancoragens

O modelo de Regan (2000) foi o que melhor se ajustou na análise previsão da capacidade resistente da ancoragem quando submetida à tração direta com modo de ruptura do concreto. Seu modelo leva em consideração que o coeficiente k é definido a partir do tipo de ancoragem. Onde, para conectores com cabeça ou ganchos com 180° e 90° feitos em torno de barras horizontais complementares de lados iguais e, com o prolongamento da cauda igual

a $6.\phi_s$ o valor de k deve ser igual a 14, para os demais tipos de ancoragem, seria considerado igual a 10.

Levando em consideração essa influência do tipo de ancoragem apontada por Regan (2000) e utilizando os resultados dos ensaios experimentais realizados por Regan (2000) com conectores com cabeça, ganchos com 180° e dobras com 90° , com e sem barras transversais complementares, foi feita uma análise da proximidade das tendências do coeficiente k em relação a carga última removendo a influência da resistência à tração do concreto, pela relação com o comprimento de embutimento. Os resultados desta análise juntamente com a análise dos modelos ensaiados destes mesmos tipos de ancoragens são apresentados na Figura 5.6.

Avaliando a média dos valores de todos os resultados para os coeficientes k dos modelos com dobras com 90° , daria em torno de um coeficiente k igual a 12,98, o que tornaria possível uma utilização do coeficiente k igual a 12. O mesmo seria válido para os ganchos com 180° , no qual a média dos valores foi igual a 11,31.

Os modelos do tipo conectores com cabeça (Figura 5.6e), para os quatro ensaios realizados neste estudo, o valor médio do coeficiente k foi igual a 13,64. Em contrapartida, os 23 ensaios realizados por Regan (2000) com conectores com cabeça, os valores do coeficiente k foram bem variados, atingindo uma média de valor para o coeficiente k igual a 15,95. Portanto o uso do coeficiente k igual a 14, conforme definido pelo autor, mostra-se coerente e favorável à segurança.

Os modelos de dobras com 90° com barras transversais complementares apresentados no formato quadrado da Figura 5.6b, se aproximaram de um coeficiente k igual a 14, mesmo o modelo com embutimento próximo de 115 mm, possuindo um comprimento de prolongamento da cauda (ϕ_t) menor que $6.\phi_s$. Já o modelo com comprimento de embutimento de aproximadamente 110 mm, com ϕ_t igual à $10.\phi_s$, se aproximou da tendência do k igual a 16. Portanto o uso do coeficiente k definido por REGAN (2000) sendo igual à 14, se ajusta bem com relação à segurança do modelo de dobras com 90° com barras transversais até mesmo quando a dobra com 90° possuir um prolongamento de cauda inferior a seis vezes o diâmetro nominal da barra ancorada.

As ancoragens de 180° ensaiados nessa pesquisa, com barras transversais e ϕ_t igual à $5.\phi_s$, apresentaram um valor médio do coeficiente k igual a 14,38. Já os dois modelos ensaiados

por Regan (2000) atingiram uma média de coeficiente k igual a 18. Portanto, o valor definido por Regan (2000) como sendo igual a 14 para ganchos com 180° com barras transversais complementares e prolongamento de cauda igual a $6.\phi_s$ é válido também para os prolongamentos de cauda com $5.\phi_s$.

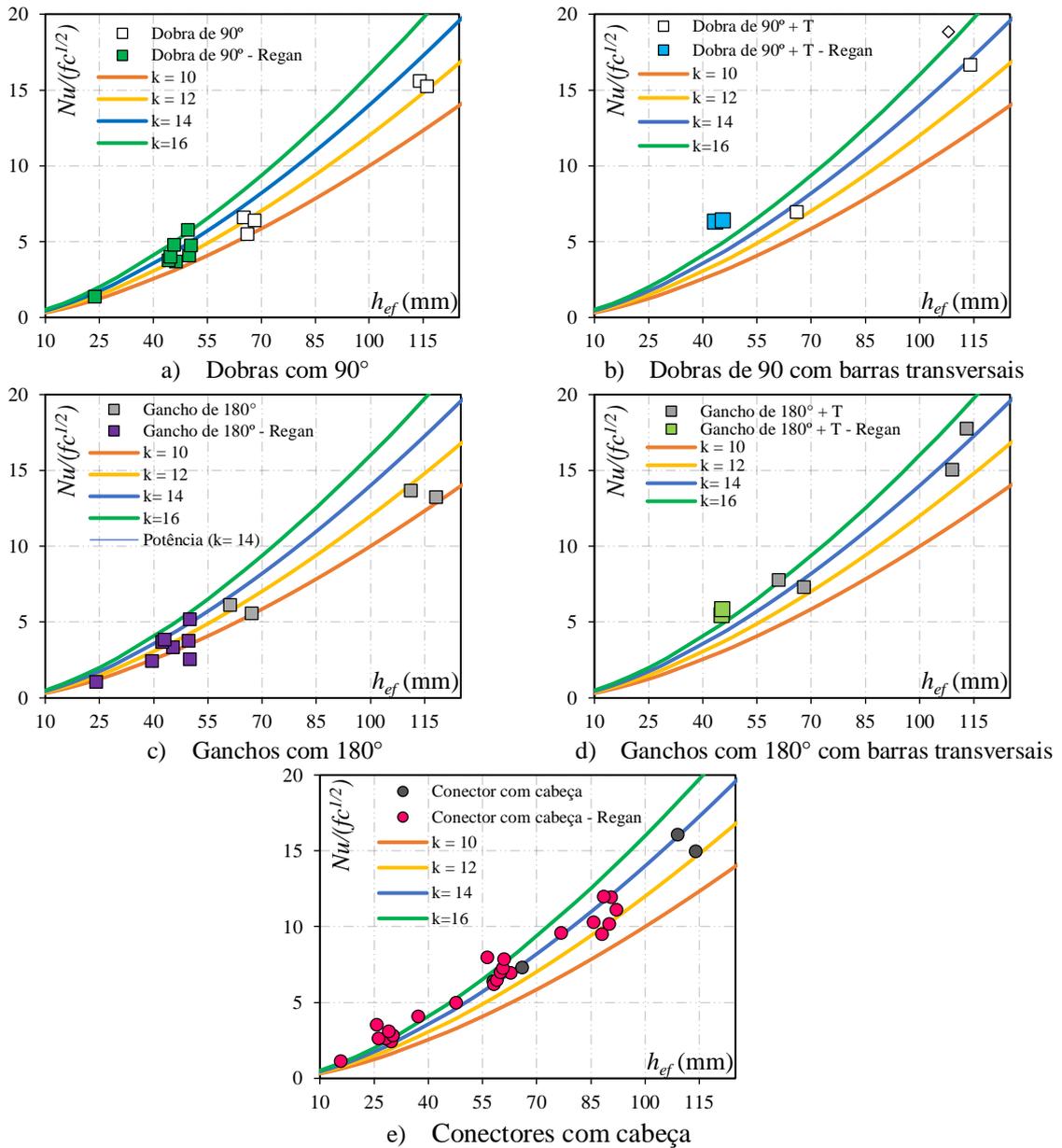


Figura 5.6 – Avaliação da variação do coeficiente k por tipos de ancoragem

Fazendo a mesma análise da relação ao coeficiente k para os ganchos com 45° e barras retas com barras transversais complementares, pode-se dizer que a teoria de Regan (2000) também é válida. Conforme apresentado na Figura 5.7a, os modelos de ganchos com 45° com prolongamento de $5.\phi_s$ poderiam ser calculados com um coeficiente k igual à 10 e os ganchos com barras transversais e ϕ_t igual a $5.\phi_s$, um coeficiente k igual a 14.

Já as barras retas com barras transversais complementares, há uma variabilidade maior do coeficiente com relação a variação do diâmetro nominal da barra transversal soldada ao modelo como pode ser visto na Figura 5.7b. Quando foi apenas uma barra transversal com diâmetro igual a 0,6 vezes, o coeficiente k foi equivalente a 10, quando o diâmetro foi de $1,6.\phi_s$, o coeficiente k ficou mais próximo de 14,. Já quando foram duas barras transversais complementares com diâmetro nominal de cada uma, igual a $0,8.\phi_s$ o coeficiente k se aproximou do ajuste igual a 12.

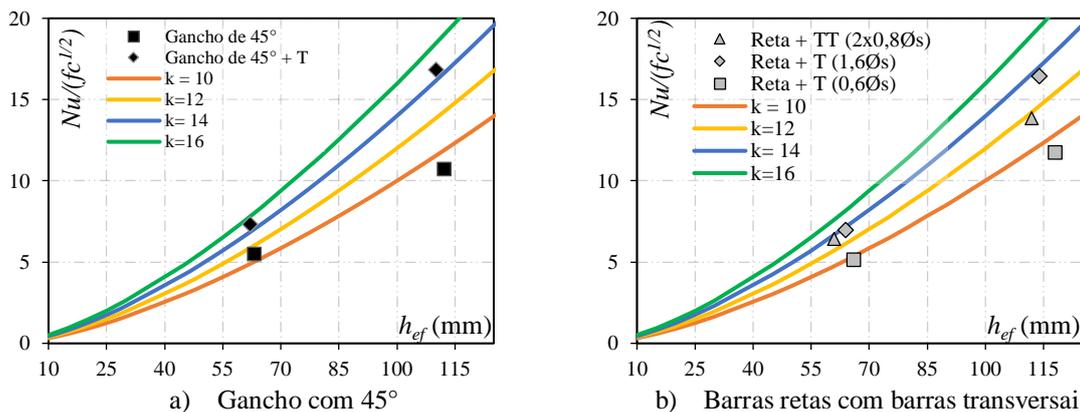


Figura 5.7 – Avaliação da variação do coeficiente k para ganchos com 45° e barras retas com barras transversais

5.4 Avaliação dos modelos que romperam por escorregamento

De acordo com o ACI 318 (2014) quando o prolongamento de dobras com 90° a partir da face reta da barra ancorada for maior que $3.\phi_s$ e menor que $4,5.\phi_s$ a ruptura pode acontecer por escorregamento completo provocado pelo desdobramento da dobra. Segundo o ACI 355.2R (2011) esse prolongamento para dobras com 90° (e_h) é igual ao prolongamento da cauda (ϕ_c) mais metade do diâmetro do pino de dobramento (ϕ_i), como pode ser visto na Equação 5.1.

$$e_{h,90^\circ,ACI355} = \phi_c + \frac{\phi_i}{2} \quad \text{Equação 5.1}$$

Dessa forma, para as dobras com 90° com diâmetro nominal igual a 10 mm, o valor de e_h seria igual a 70 mm, o que seria maior que o limite que a norma prediz para uma ruptura por escorregamento. Entretanto esse comprimento não foi suficiente para ancorar as dobras com 90° sem barras transversais e ϕ_s igual a 10 mm, acontecendo o escorregamento completo da ancoragem. O mesmo aconteceu para um dos modelos de gancho com 180°, que foi o modelo U-60-5 ϕ (1).

A Tabela 5.7 apresenta a avaliação da previsão do ACI 318 (2014) em relação à resistência ao escorregamento destes modelos. Adaptando o cálculo de e_h para o modelo com gancho com 180° como sendo o valor do prolongamento da cauda igual a 5. ϕ_s , mais metade do perímetro do pino de dobramento, conforme apresentado na Equação 5.2, o resultado para a carga prevista pelo ACI 318 (2014) foi bastante satisfatório atingindo um valor médio da relação entre o experimental pelo teórico igual a 1,11.

$$e_{h.180^\circ} = \phi_t + \pi \cdot \frac{\phi_i}{2} \quad \text{Equação 5.2}$$

Utilizando a definição de e_h para dobras com 90° apresentada no ACI 355.3R (2011), os valores previstos foram conservadores, como pode ser visto na Tabela 5.7. Adaptando o cálculo do comprimento e_h de 90° (Equação 5.3) como sendo igual a ϕ_t mais um quarto do perímetro do pino de dobramento, a previsão de carga seria mais precisa, passando de uma relação entre o experimental pelo teórico dos modelos L-60-5 ϕ (1) e L- 60- 5 ϕ (2) de 1,34 para 1,16 e de 1,36 para 1,17, respectivamente.

$$e_{h.90^\circ} = \phi_t + \pi \cdot \frac{\phi_i}{4} \quad \text{Equação 5.3}$$

Tabela 5.7 – Avaliação da precisão dos modelos que romperam por escorregamento

Modelo	Nomenclatura	Situação	ϕ_s (mm)	f_c (MPa)	e_h (mm)	N_u (kN)	$N_{pn,ACI318}$ (kN)	$N_u/N_{pn,ACI318}$
5.1	L-60-5 ϕ (1)	NF	10	21,5	70	25,5	18,96	1,34
5.2	L-60-5 ϕ (2)	NF	10	30,1	70	36,21	26,55	1,36
22.1	U-60-5 ϕ -T (1)	NF	10	21,5	112,8	34,08	30,57	1,11

6 CONCLUSÕES

6.1 Considerações iniciais

Nesta pesquisa foram realizados 34 ensaios experimentais de arrancamento em diferentes tipos de ancoragens, com o objetivo de avaliar a influência dos diferentes tipos de ancoragens quando submetidos à tração direta e ainda, avaliar o desempenho de algumas recomendações normativas e métodos teóricos de estimativa da capacidade resistente de barras de aço embutidas em elementos de concreto armado. A execução desses ensaios foi dividida em três etapas, no qual na primeira concretagem foram fabricados dezessete modelos, na segunda, nove, e na terceira, foi uma repetição de oito modelos realizados na segunda concretagem, porém com variação na resistência à compressão do concreto.

Portanto, o programa experimental consistiu na execução de dezessete modelos com diâmetro nominal (\varnothing_s) igual a 10 mm e comprimento de embutimento (h_{ef}) igual a 60 mm. Os outros dezessete modelos foram executados com \varnothing_s igual a 16 mm e h_{ef} igual a 110 mm. Os tipos de ancoragens abordados foram: conectores com cabeça (*Headed studs*), ganchos com 45°, 180° e dobras com 90°, ambos com e sem barras transversais complementares, além dos modelos de barras retas com barras transversais complementares soldadas.

De maneira geral, o sistema de ensaio, a forma como a carga foi aplicada e o sistema de aquisição de dados foram considerados satisfatórios.

6.2 Resultados Experimentais

6.2.1 Deformação e escorregamento

Analisando as deformações das armaduras de flexão dos modelos, medidos pelo extensômetro E_f (Figura 3.38), todos os resultados de deformação apresentados no item 4.2 comprovaram que nenhuma das rupturas dos modelos ocorreu por flexão do bloco de concreto, uma vez que nenhuma das barras instrumentadas da armadura de flexão alcançou a deformação de escoamento.

Avaliando os escorregamentos das ancoragens ao longo da aplicação da carga foi possível identificar as contribuições de resistência ao arrancamento. De acordo com a Figura 2.3 (*fib RECOMMENDATION*, 1999), o primeiro trecho da curva carga-escorregamento composto pelo Estádios I e II, indicam as parcelas resistentes de aderência química e por atrito, no Estádio III, ocorrem a formação das fissuras radiais (fendilhamento interno) e a

parcela resistente da ancoragem mecânica, já o Estádio IV indica a ruptura do modelo por escorregamento completo da barra, como por exemplo, o modelo W-110 (2) apresentado na Figura 6.1.

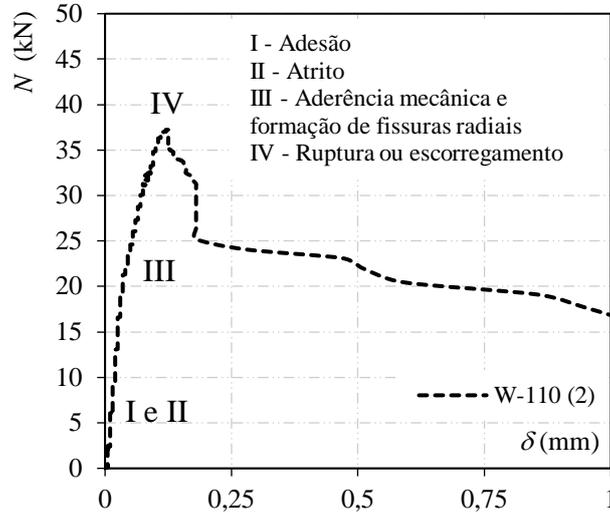


Figura 6.1 – Estádios de resistência ao arrancamento – Grupo “W”

Para ganchos com 45° , a contribuição existente nos Estádios I e II, foram as maiores entre os grupos de ancoragens ensaiados. Já a contribuição no Estádio III, foi maior nos conectores com cabeça (Grupo “H”), devido à maior eficiência mecânica fornecida pela cabeça do conector, indicada por menores intensidades de escorregamento.

Observou-se ainda pelos deslocamentos que dependendo do tipo de ancoragem, como por exemplo, alguns modelos de ancoragem com ganchos com 45° e 180° e as dobras com 90° , com barras transversais complementares, que após atingir a carga última, as barras complementares contribuíram para uma resistência residual, como por exemplo, os modelos apresentados na Figura 6.4a. Já em alguns modelos de barras retas com barras transversais complementares, ganchos com 180° e os conectores com cabeça, após atingir a carga última, a redução de carga ocorreu progressivamente, como pode ser visto na Figura 6.4b.

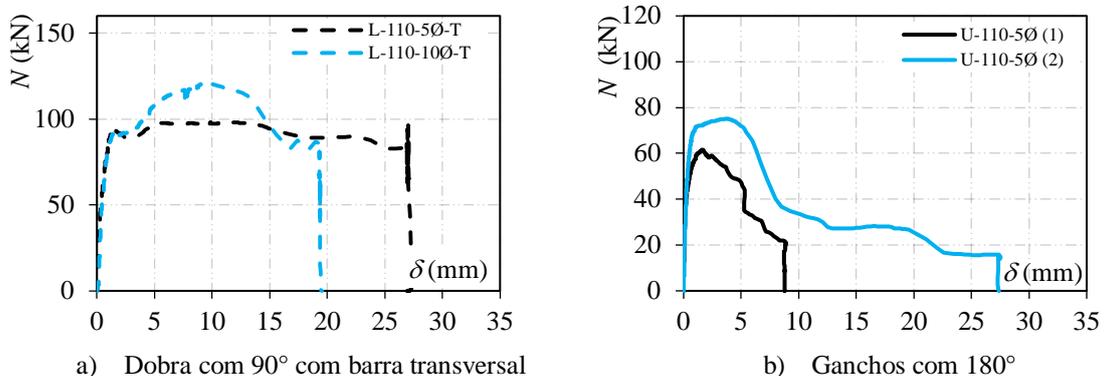


Figura 6.2 – Comportamento carga-escorregamento pós carga última

6.2.2 Carga última

Comparando os resultados da carga última dos modelos com diâmetro nominal igual a 10 mm (Figura 6.3), percebe-se que os modelos do tipo gancho com 45° (J-60-5Ø), dobra com 90° (L-60-5Ø(2)) e gancho com 180° (U-60-5Ø(2)) com prolongamentos de cauda igual a $5.Ø_s$, juntamente com o conector com cabeça (H-60(2)), apresentaram desempenho semelhante quando comparados os modelos com valores próximos de resistência à compressão. Já os mesmos tipos de ancoragem, modelos J-110-5Ø, L-110-5Ø, U-110-5Ø(2) e H-110 (2), com diâmetro nominal igual a 16 mm (Figura 6.4), e instalados com um comprimento de embutimento igual a 110 mm, a diferença entre as cargas últimas aumenta consideravelmente. Nos dois casos, o modelo que resistiu mais foi o com dobra com 90°.

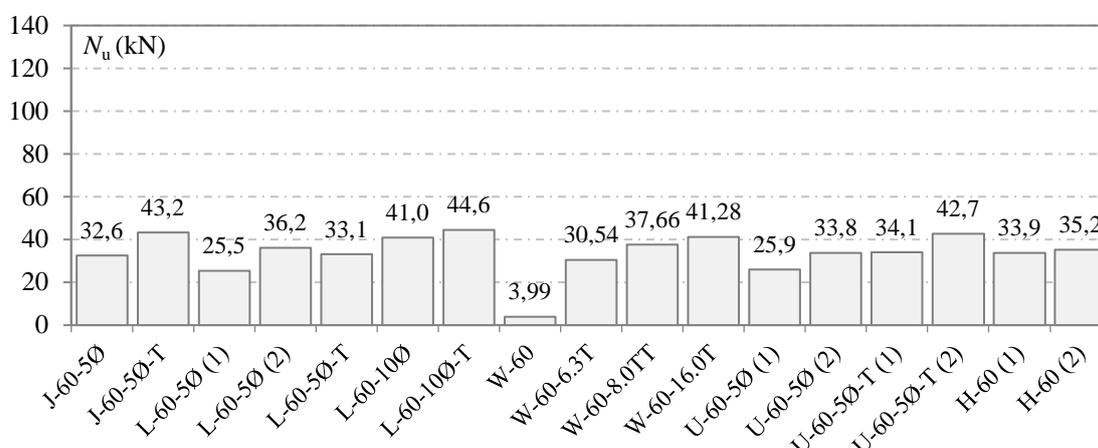


Figura 6.3 – Comparação das cargas últimas de ensaio – $h_{ef}=60$ mm e $Ø_s = 10$ mm

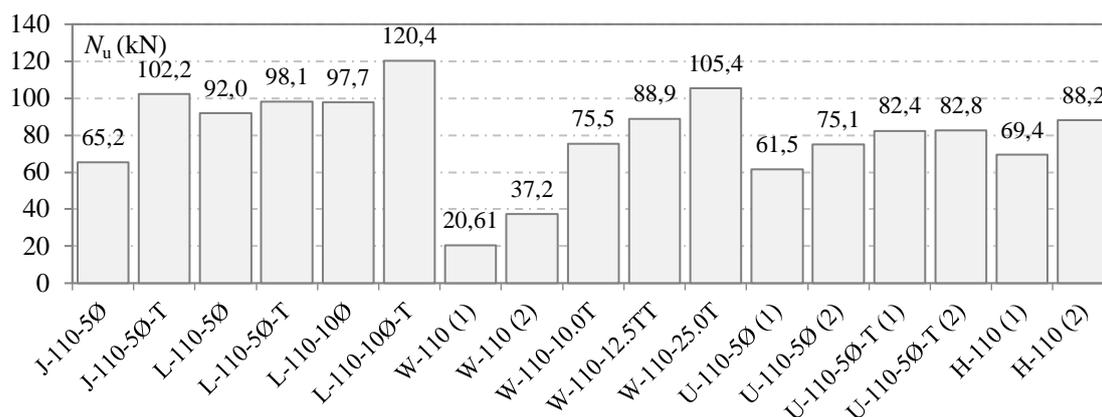


Figura 6.4 – Comparação das cargas últimas de ensaio – $h_{ef}=110$ mm e $Ø_s = 16$ mm

Avaliando os modelos do tipo gancho com 45°, dobra com 90° e gancho com 180° com prolongamentos de cauda igual à $5.Ø_s$ e com barras transversais complementares, juntamente com as ancoragens de barras retas com barras transversais complementares, instalados com

h_{ef} igual a 110 mm, percebe-se que o modelo do tipo gancho com 45° (J-110-5 \emptyset -T) aproxima-se do desempenho da barra reta com uma barra transversal soldada igual a $1,6.\emptyset_s$ (W-110-25.0T), o mesmo é percebido com modelos equivalentes para h_{ef} igual a 60 mm. Já o conector com cabeça da série com h_{ef} igual a 110 mm (H- 110 (2)), se aproximou do desempenho dos ganchos com 180° com barras transversais complementares e do modelo de barra reta com duas barras transversais complementares com diâmetro nominal igual a $0,8.\emptyset_s$ (W-110-12.5TT). Portanto, apesar de serem ancoragens de tipos diferentes, as mesmas podem alcançar a mesma capacidade de resistência ao arrancamento com comportamento carga-escorregamento diferente.

Em ambas as séries de ancoragens (60 ou 110 mm), o modelo que alcançou a maior capacidade de resistência ao arrancamento foram os com dobra com 90° com prolongamento de cauda igual $10.\emptyset_s$ e com uma barra transversal complementar. Isso mostra que o prolongamento da cauda juntamente com o acréscimo de uma barra transversal complementar, proporcionam um acréscimo de resistência significativo (da ordem de 19% para os com comprimento de embutimento igual a 60 mm e 24 % para os com h_{ef} igual a 110 mm), além de aumentar a ductilidade da ruptura, fatores que podem ser levados em consideração na hora de estimar a capacidade resistente da ancoragem. Já analisando o Grupo “L”, percebeu-se que a influência da barra transversal complementar foi maior que o aumento do prolongamento da cauda dobrada em 90° .

Comparando a carga última dos modelos que foram repetidos, percebe-se que em quase todos os pares de repetições, houveram alterações significantes na carga última por conta da diferença entre as resistências à compressão e tração do concreto. Isso mostra que a estimativa da resistência à compressão do concreto é uma variável importante na hora de dimensionar a ancoragem.

6.2.3 Modos de ruptura

Quanto aos modos de ruptura, 85% dos modelos romperam pela ruptura do concreto, com exceção das barras retas que já eram previstas que a ruptura acontecesse por escorregamento, e os modelos L-60-5 \emptyset (1) e (2) e U-60-5 \emptyset -T (1), onde ocorreu desdobramento das barras seguido de escorregamento completo das barras ancoradas. Isso comprova que ancoragens com ganchos ou dobras com prolongamento de cauda insuficiente ou até mesmo uma ancoragem mal executada podem acarretar na perda da capacidade resistente e em um modo de ruptura prematura da ancoragem.

Avaliando os modelos do Grupo “W”, foi possível perceber a fragilidade da eficiência da solda para instalar barras transversais complementares à barra reta. Por conta da concentração de tensões na barra transversal complementar, alguns modelos após a ruptura do concreto, escorregaram por conta da ruptura da solda na barra complementar. Quando o diâmetro nominal da barra transversal complementar é relativamente pequeno, pode acontecer ainda, o ocorrido no modelo W-60-8.0TT, que ao invés da solda romper após a ruptura do concreto, as barras transversais se curvaram a ponto de serem arrancadas por completo do bloco de concreto.

A partir dos cortes das seções transversais dos blocos de concreto dos modelos, foi possível verificar que os tipos de ancoragens executados como ganchos, dobras ou barras retas com barra transversal complementar, podem provocar ruptura em formato de cone assim como as rupturas dos modelos com conectores com cabeça.

6.3 Recomendações Normativas e Métodos Teóricos de Cálculo

6.3.1 Avaliação dos Métodos Teóricos – Ruptura do Concreto

A avaliação dos métodos teóricos de cálculo apresentados neste trabalho consistiu numa avaliação em três etapas, primeiro selecionando os modelos que foram a ruína pela ruptura do concreto, segundo, fazendo uma análise com base no modelo teórico de Regan (2000) com relação à influência do coeficiente k e por último, utilizando os modelos que romperam por escorregamento para avaliar a precisão da estimativa do ACI 318 (2014) para este modo de ruptura.

Avaliando os modelos teóricos com relação aos resultados experimentais obtidos com as ancoragens do tipo ganchos com 45° (Grupo “J”) com e sem barras transversais, o modelo que teve o menor valor de resultados contra a segurança, menor dispersão dos resultados e com uma média próxima a 1,00 para a relação entre o resultado experimental e o previsto pelo método teórico, foi o de Regan (2000) como pode ser visto na Tabela 6.1. Embora, o modelo de Regan (2000) não leve em consideração a previsão de capacidade resistente à tração para ancoragens com ganchos com 45° , e sim, apenas para conectores com cabeça, dobras com 90° e ganchos com 180° , com e sem barras transversais, os resultados obtidos por este programa experimental mostram que a adequação do método é válida para ganchos com 45° também.

Tabela 6.1 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “J”

Grupo "J"	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
Média	1,00	0,98	1,10	1,03	1,32
D. P	0,23	0,23	0,25	0,09	0,30
C.V	0,23	0,23	0,23	0,09	0,22
R.C.S	50%	50%	50%	25%	25%

Com relação às ancoragens realizadas com dobras com 90° (Grupo “L”), os modelos de Regan (2000) e Sperry *et. al* (2017) não apresentaram resultados contra a segurança na avaliação entre o resultado experimental e sua previsão de carga como pode ser visto na Tabela 6.2. Entretanto o modelo de Regan (2000) se destaca entre os dois com relação à precisão da estimativa e uma menor dispersão entre os resultados. Já os modelos do ACI 318 (2014) e *fib Bulletin 58* (2011), quando testados para ancoragens do tipo dobras com 90°, não apresentaram resultados satisfatórios com relação a quantidade de resultados contra a segurança. Já a prescrição normativa adaptada do EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), conseguiu atingir bons resultados, apresentado apenas um resultado contra a segurança.

Tabela 6.2 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “L”

Grupo "L"	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
Média	1,04	1,02	1,15	1,17	1,42
D. P	0,15	0,15	0,17	0,09	0,20
C.V	0,15	0,15	0,15	0,08	0,14
R.C.S	57%	71%	14%	0%	0%

Fazendo uma análise adaptando todos os modelos teóricos para estimar a capacidade resistente de barras retas com barras transversais complementares (Grupo “W”), que apresentaram o modo de ruptura definido como ruptura do concreto, todos os modelos teóricos que apresentaram bons resultados de média, desvio padrão e coeficiente de variação, exceto o modelo teórico de Sperry *et. al* (2017) embora tenha sido o único que não apresentou resultados contra a segurança, como pode ser visto na Tabela 6.3. Dentre os modelos que tiveram melhor desempenho avaliado, o método de cálculo utilizado na prescrição normativa do EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), se adequou mais a análise, com menos resultados contra a segurança que os do ACI 318 (2014) e *fib Bulletin 58* (2011).

Tabela 6.3 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “W”

Grupo "W"	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
Média	0,95	0,94	1,05	1,06	1,29
D. P	0,16	0,16	0,18	0,17	0,21
C.V	0,17	0,17	0,17	0,16	0,16
R.C.S	50%	50%	33%	67%	0%

Os resultados obtidos dos ensaios experimentais das ancoragens em ganchos com 180° (Grupo “U”), se adequaram bem a previsão do modelo teórico de Regan (2000), levando em conta que o comprimento de cauda era igual a $5.\phi_s$ e foi considerado com o mesmo efeito da consideração do autor para os ganchos com 180° com $6.\phi_s$ e barras transversais complementares. Embora este modelo tenha previsto um resultado contra a segurança, ele foi o que apresentou melhor combinação de valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação e resultados contra a segurança, conforme apresentado na Tabela 6.4

Tabela 6.4 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “U”

Grupo "U"	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}	N_u/N_{SPERRY}
Média	1,02	1,01	1,13	1,10	1,28
D. P	0,18	0,18	0,20	0,12	0,23
C.V	0,18	0,18	0,18	0,11	0,18
R.C.S	43%	43%	29%	14%	0%

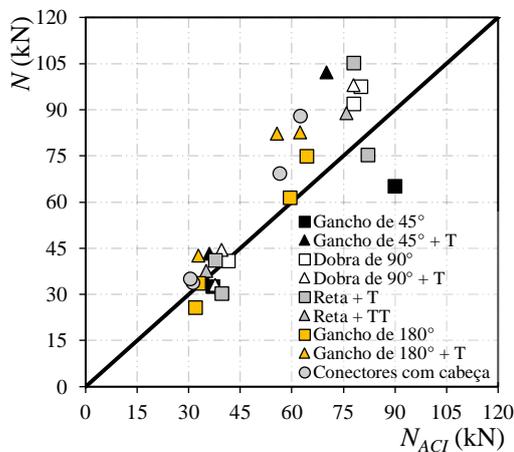
Já os modelos teóricos avaliados, o único que não era definido para determinar a capacidade resistente de conectores com cabeça (Grupo “H”), era o modelo de Sperry *et. al* (2017). Conforme apresentado na Tabela 6.5, não seria possível utilizar o modelo deste autor para prever a capacidade resistente de conectores com cabeça, já que todos os resultados da análise ficaram abaixo da segurança. Os demais modelos avaliados, previam a capacidade resistente para conectores, no qual os métodos de cálculo do ACI 318 (2014), *fib Bulletin* 58 (2011) e EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997), sendo que o único que não apresentou resultados contra a segurança foi o de EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997) . Entretanto, o modelo de melhor desempenho foi o de Regan (2000), com uma dispersão menor dos resultados e uma média próxima de 1,00 para a relação entre o resultado experimental e o previsto.

De um modo geral, como pode ser visto na Figura 6.5, a utilização da prescrição normativa de EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997) seria o método mais a favor da segurança e o mais

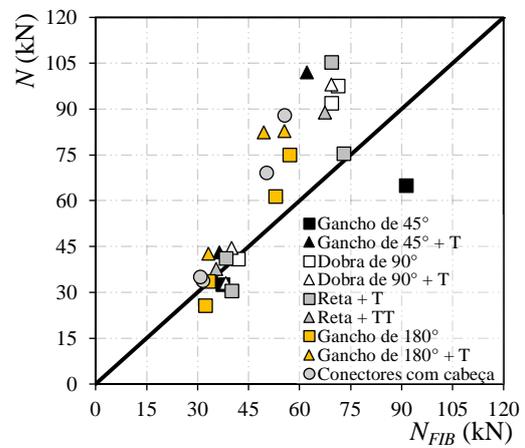
preciso seria o método de Regan (2000). Percebe-se ainda que com o aumento do diâmetro nominal da barra ancorada e do comprimento de embutimento, a dispersão da relação entre os resultados experimentais e os previstos pelos modelos teóricos foi maior.

Tabela 6.5 – Relação entre os resultados experimentais e os teóricos – Grupo “H”

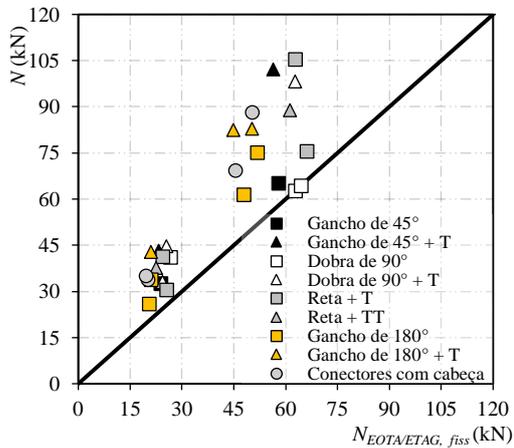
Grupo "H"	N_u/N_{ACI318}	N_u/N_{fib58}	$N_u/N_{EOTA/ETAG}$	N_u/N_{REGAN}
Média	1,09	1,07	1,21	0,97
D. P	0,08	0,08	0,09	0,07
C.V	0,07	0,07	0,07	0,07
R.C.S	25%	25%	0%	50%



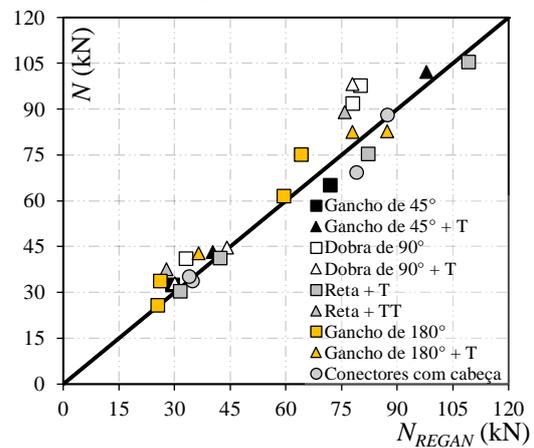
a) ACI 318 (2014)



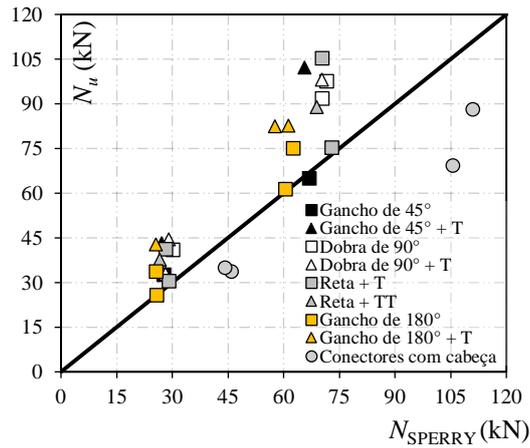
b) *fib Bulletin 58* (2011)



c) EOTA/ETAG N°001-Anexo C (1997)



d) Regan (2000)



e) Sperry *et. al* (2017)

Figura 6.5 – Relação entre os resultados experimentais e as previsões dos modelos teóricos

6.3.2 Análise do coeficiente k

A expressão geral para o cálculo da capacidade resistente, consiste no produto da raiz da resistência à compressão do concreto, o comprimento de embutimento efetivo e um fator de ajuste, conhecido como coeficiente k , que muitas vezes se caracteriza como um parâmetro de ajuste para as condições de concreto fissurado ou não fissurado. O método de Regan (2000) define que este coeficiente k varia de acordo com o tipo de ancoragem. Dessa forma, analisando os resultados experimentais de Regan (2000) juntamente com os resultados obtidos neste trabalho, percebe-se que, de fato o coeficiente k varia de acordo com o tipo de ancoragem.

Baseado em Regan (2000) foi feita uma análise da variação do coeficiente k para os tipos de ancoragens estudadas. Dessa forma, percebeu-se que o coeficiente k igual a 14 para conectores com cabeça, e ganchos com 180° e dobras com 90° com barras transversais complementares conforme definido por Regan (2000), estimam com segurança a capacidade resistente deste tipo de ancoragem, mesmo com o prolongamento da cauda sendo inferior a $6.\phi_s$.

Já as ancoragens com ganchos com 180° e dobras com 90° sem barras transversais complementares apresentaram média de coeficiente k igual a 12. Portanto, o coeficiente k igual a 10 definido por Regan (2000) pode ser considerado um valor seguro para a previsão de capacidade resistente destes tipos de ancoragens para o modo de ruptura do concreto.

Fazendo a mesma análise para os ganchos com 45° e barras retas com barras transversais complementares, pode-se dizer que o método de Regan (2000) também é válido. Podendo ser utilizado para os modelos de ganchos com 45° com prolongamento de $5.\phi_s$ sem barras

transversais um coeficiente k igual a 10 e os com barras transversais e ϕ_t igual a $5.\phi_s$, um coeficiente k igual a 14. Para as barras retas com barras transversais complementares, o coeficiente k foi diferente para as variações de diâmetro e quantidade de barras transversais complementares. Quando foi utilizado apenas uma barra transversal complementar com diâmetro igual a $0,6.\phi_s$ o valor do coeficiente k foi equivalente a 10, quando o diâmetro foi igual a $1,6.\phi_s$, o coeficiente k ficou mais próximo de 14, e quando foram duas barras transversais complementares com diâmetro nominal de cada uma igual a $0,8.\phi_s$, o coeficiente k se ajustou a 12.

Portanto, conclui-se que a relação entre o coeficiente k pode ser direcionado também para os tipos de ancoragens e não apenas para o estado de fissuração do concreto (fissurado ou não fissurado) ou com relação ao tipo de instalação (pré ou pós-instalados). Estudos mais aprofundados dessa variabilidade devem ser feitos para garantir maior confiabilidade e segurança dos resultados.

6.3.3 Análise da Recomendação Normativa do ACI 318 (2014) – Ruptura por Escorregamento

Por fim, analisando os modelos que romperam por escorregamento (L- 60- 5 ϕ (1), L- 60- 5 ϕ (2) e U-60-5 ϕ -T (1)), avaliou-se a prescrição normativa do ACI 318 (2014) para estimar a capacidade resistente ao escorregamento da ancoragem do tipo gancho com 180° e dobra com 90°. Na análise percebeu-se que para o gancho com 180°, a adequação do cálculo de e_h (Equação 5.2) para ganchos com 180° proporcionou uma estimativa próxima ao valor obtido experimentalmente, com média igual a 1,11. Já para as ancoragens com dobras com 90°, o cálculo de e_h realizado com base na definição do ACI 355.3R (2011), os valores previstos foram conservadores, com médias iguais a 1,34 e 1,36. Ao utilizar a interpretação proposta (Equação 5.3), os resultados se aproximaram de um, com médias iguais a para 1,16 e 1,17.

É preciso salientar que as análises aqui apresentadas e as conclusões deste trabalho são baseadas em número limitado de modelos experimentais. Para avaliar de uma maneira concisa os métodos teóricos propostos pelas normas de projeto para os modos de ruptura do concreto e escorregamento, é preciso um banco de dados experimental mais amplo e o uso de ferramentas estatísticas mais sofisticadas, tais como testes de aderência e independência para verificar a adequabilidade do modelo probabilístico ao conjunto de dados observados, verificar o ajuste dos resultados à curva de tendências e a simulação de monte Carlo.

6.4 Recomendações para Trabalhos Futuros

A fim de compreender mais profundamente a influência dos diferentes tipos de ancoragem e determinar uma formulação da capacidade resistente de diferentes ancoragens submetidas à tração direta, é de grande interesse: realizar ensaios experimentais adicionais com ganchos de 45° e barras retas com barras transversais complementares para aprofundar o estudo destes tipos de ancoragem; aumentar o banco de dados com ensaios experimentais com ancoragem realizadas com dobras com 90°, ganchos com 180° e conectores com cabeça; realizar ensaios para avaliar a influência do efeito da instalação de ancoragens na proximidade do cobrimento lateral (efeito de borda) ou ainda entre as interferências das barras de ancoragens instalados com proximidade, distâncias inferiores a $1,5.h_{ef}$; realizar ensaios para avaliar a diminuição da capacidade resistente de diferentes tipos de ancoragem quando há a presença da abertura de fissuras no concreto; aumentar o banco de dados das barras retas com a inclusão da variação entre o comprimento de embutimento, o diâmetro e o comprimento da barra transversal complementar soldada aos modelos; realizar uma simulação numérica e computacional dos modelos experimentais; executar ensaios experimentais com ancoragens do tipo gancho com 45° e 180° e dobras com 90° variando o comprimento de prolongamento da cauda; realizar a calibração dos modelos teóricos considerando a influência do tipo de instalação, a abertura de fissuras e o tipo de ancoragem; e por fim, realizar uma análise de confiabilidade minuciosa com uma quantidade significativa de resultados experimentais para cada grupo de ancoragem;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AC EUROCODE 2 – EN 1992-1-1/AC: Corrigendum AC – Eurocode 2: **Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2010.

ACI 318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI Committee 318, **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, Farmington, Michigan, 2014.

ACI 355 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI Committee 355, **Guide for Design of Anchorage to Concrete: Examples Using ACI 318 Appendix D**, Farmington, Michigan, 2011.

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

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

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

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

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

ASTM – AMERICAN ASSOCIATION STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS STANDARD (AASHTO), A 615/A 615M: **Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement**, ASTM, USA, 5 p, 2004.

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

BEUTEL, R.; HEGGER, J. **The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone.** Cement and Concrete Composites. Germany, p. 539-549, 2002.

BRANTSCHEN, Fabio. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs.** 2016. 227 f. Tese (Doutorado) - Curso de Architectural Et Construit Laboratoire de Construction en Béton, Programme Doctoral en Génie Civil Et Environnement, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 2016.

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

CEN/TS 1992-4-2: **Design of fastenings for use in concrete - Part 4-2: Headed Fasteners.** Brussels, 2009.

COSTA, H. D. **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, 2016.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações.** São Paulo: São Carlos: EESC-USP, 441 p. 2000.

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

ELIGEHAUSEN, R., and FUCHS, W., **“Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings,”** Betonwerk + Fertigteiltechnik, pp. 48-56, 1988.

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

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

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

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN), EN 10080:2005 – **Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – General**, Brussels, Belgium, 69 p, 2005.

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

fib MODEL CODE 2010 **fib Model Code 2010, First complete draft—V. 2**, Bulletin 56, fib, Lausanne, Switzerland, Abril. 288 pp, 2011.

fib, RECOMMENDATIONS – **Practical desing of Structural Concrete**, Paris, *Bulletin* n.2, set, 1999.

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.; BAUERMEISTER, U. **Highly effective punching shear reinforcement for semi precast slabs**. In: CONCRETE INNOVATION CONFERENCE CIC, 11., 2014, Germany: Oslo, 10pp, 2014.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Pini, 1995;

HAMAD, B. S., JIRSA, J. O., AND D'ABREU DE PAULO, N. I., **Effect of Epoxy Coating on Bond Anchorage of Reinforcing in Concrete Structures**. ACI Structural Journal, v. 90, n. 1, jan/fev., p. 77-88, 1993.

LEE, J., AND PARK, H., **Bending - Applicability Study of Ultra-Bar (SD 600) and Ultra-Bar for Rebar Stirrups and Ties (SD 500 and 600) for Compression Rebar**, (Traduzido do Coreano). Korea Concrete Institute, ago., 504 pp, 2010.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro, Interciência. v. 1 e 3, 1977/78.

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

MARQUES, J. L.; JIRSA, J. O., “**A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints,**” ACI Journal -Journal of the American Concrete Institute, Proceedings Vol. 72, No. 5, p.. 198-209, Detroit, Michigan, mai/jun 1975.

MINOR, J.; JIRSA, J. O. “**Behavior of Bent Bar Anchorages**” ACI Journal -Journal of the American Concrete Institute, Proceedings Vol. 72, No. 4, pg. 141-149, Detroit, Michigan, April 1975

NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. **Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel**, Boston, Massachusetts, July 10, 2006. Washington Dc. 132 p. (Highway Accident Report NTSB/HAR-07/02.), Disponível em: <<https://www.nts.gov/investigations/AccidentReports/Reports/HAR0702.pdf>>, 2007.

NILFOROUSH, Rasoul; NILSSON, Martin; ELFGREN, Lennart. **Experimental evaluation of tensile behaviour of single cast-in-place anchor bolts in plain and steel fibre-reinforced normal- and high-strength concrete**. Engineering Structures, [s.l.], v. 147, p.195-206, set. 2017. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.05.062>.

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.

PEREIRA FILHO, Manoel José Mangabeira. **Punção em Ligações Laje-Pilar Armadas com Conectores de Aço**. 2016. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2016.

PINC, R., WATKINS, M., AND JIRSA, J.O., **The Strength of the Hooked Bar Anchorages in BeamColumn Joints**. CESRL Report n. 77-3, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, Texas, 67 pp, 1977.

RAMIREZ, J. A., AND RUSSELL, B. W., **Transfer, Development, and Splice Length for Strand/reinforcement in High-strength Concrete**. Washington, D.C.: Transportation Research Board, National Research Council, p. 99-120, 2008.

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

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

RILEM-FIP-CEB. **Bond test for reinforcing steel**. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-Out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. RILEM Journal Materials and Structures, v.6, n.32, p.96-105. mar/apr, 1983.

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

SPERRY, J. *et. al.* **Anchorage strength of conventional and high-strength hooked bars in concrete**. 115. ed. Lawrence-Kansas: Structural Engineering And Engineering Materials Sm Report, 2015. 281 p.

SPERRY, J. *et. al.* **Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 2: Data Analysis**. Aci Structural Journal, [s.l.], v. 114, n. 1, p.267-276, American Concrete Institute. <http://dx.doi.org/10.14359/51689457>, jan. 2017.

SOROUSHIAN, P., and CHOI, K. B. **Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete**. ACI Structural Journal, 86(2), 217-222, 1989.

TEK 12-3C: **DESIGN OF ANCHOR BOLTS EMBEDDED IN CONCRETE MASONRY Reinforcement & Connectors**. Herndon, Virginia: Nema Publications, 2013.

THE NEW YORK TIMES. Estados Unidos, 12 jul. 2006. Disponível em: <<http://www.nytimes.com/2006/07/12/us/12tunnel.html?mcubz=3>>. Acesso em: 05 set. 2017.

THOMPSON, M. K. *et. al.* **Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review.** Research Report 1855-1 Austin, Tx 78763-5080: Texas Department Of Transportation, 112 p, 2002.

TUNNEL TALK. Phoenix, Arizona 85050, USA, set. 2006. Disponível em: <<https://www.tunneltalk.com/Safety-Sep2006-Ceiling-panel-collapse-in-Boston-Big-Dig-tunnel.php>>. Acesso em: 05 set. 2017.

WILLIAMS FORM ENGINEERING CORP. (2017) – EUA - **High Capacity: Concrete Anchor Systems.** 213. ed. London, On, N5v 1v1: Corporate Headquarters. 52 p. Disponível em:<http://www.williamsform.com/Contact_Us/PDFs/High_Capacity_Concrete_Anchor_Systems.pdf>. Acesso em: 25 maio. 2017.

Anexo A

Tabela A.1 – Características das armaduras dos modelos

Nº	Modelo	Barra ancorada				Armadura de Flexão					
		\varnothing_s (mm)	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	E (GPa)	Nº barras de flexão	ρ_f (%)	\varnothing_f (mm)	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	E (GPa)
1	J-60-5Ø	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
2	J-60-5Ø-T	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
3	J-110-5Ø	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
4	J-110-5Ø-T	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
5.1	L-60-5Ø (1)	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	577	3,16	183
5.2	L-60-5Ø (2)	10	599	3,35	179	4	1,24	12,5	577	3,16	183
6	L-60-5Ø-T	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
7	L-60-10Ø	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
8	L-60-10Ø-T	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
9	L-110-5Ø	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
10	L-110-5Ø-T	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
11	L-110-10Ø	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
12	L-110-10Ø-T	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
13.1	W-60	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	577	3,16	183
14	W-60-6.3T	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
15	W-60-8.0TT	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
16	W-60-16.0T	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	639	3,53	181
17.1	W-110 (1)	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	577	3,35	183
17.2	W-110 (2)	16	576	3,37	171	8	1,69	12,5	577	3,35	183
18	W-110-8.0TT	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
19	W-110-10.0T	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
20	W-110-25.0T	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	639	3,53	181
21.1	U-60-5Ø (1)	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	577	3,16	183
21.2	U-60-5Ø (2)	10	599	3,35	179	4	1,24	12,5	577	3,16	183
22.1	U-60-5Ø-T (1)	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	577	3,16	183
22.2	U-60-5Ø-T (2)	10	599	3,35	179	4	1,24	12,5	577	3,16	183
23.1	U-110-5Ø (1)	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	577	3,16	183
23.2	U-110-5Ø (2)	16	576	3,37	171	8	1,69	12,5	577	3,16	183
24.1	U-110-5Ø-T (1)	16	544	2,91	187	8	1,69	12,5	577	3,16	183
24.2	U-110-5Ø-T (2)	16	576	3,37	171	8	1,69	12,5	577	3,16	183
25.1	H-60 (1)	10	563	2,75	205	4	1,24	12,5	577	3,16	183
25.2	H-60 (2)	10	599	3,35	179	4	1,24	12,5	577	3,16	183
26.1	H-110 (1)	10	544	2,91	187	8	1,69	12,5	577	3,16	183
26.2	H-110 (2)	10	576	3,37	171	8	1,69	12,5	577	3,16	183