



**ANÁLISE NUMÉRICA DE ANCORAGENS TIPO CONECTOR COM CABEÇA
EMBUTIDOS EM MEMBROS DE CONCRETO ARMADO SOB TRAÇÃO**

PAULO FERNANDO MATOS DE SANTANA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ANCORAGENS TIPO CONECTOR COM CABEÇA
EMBUTIDOS EM MEMBROS DE CONCRETO ARMADO SOB TRAÇÃO**

PAULO FERNANDO MATOS DE SANTANA

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 07A/20

BRASÍLIA/DF

OUTUBRO – 2020

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ANCORAGENS TIPO CONECTOR COM CABEÇA
EMBUTIDOS EM MEMBROS DE CONCRETO ARMADO SOB TRAÇÃO**

PAULO FERNANDO MATOS DE SANTANA

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, DSc (UnB)
(Orientador)

Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (UnB)
(Coorientador)

Prof. Raúl Darío Durand Farfán, DSc (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Wellington Andrade da Silva, DSc (UFCAT)
(Examinador Externo)

Brasília/DF – 29 de outubro de 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTANA, PAULO FERNANDO MATOS

Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração. [Distrito Federal] 2020.

xviii, 91p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre em Estruturas e Construção Civil, 2020)
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|----------------------------|------------------------|
| 1. Ancoragem | 2. Conector com cabeça |
| 3. Modelo de dano plástico | 4. ABAQUS |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (Mestre) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTANA, P. F. M. (2020). Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 07A/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 91p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Paulo Fernando Matos de Santana

TÍTULO: Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração.

GRAU: Mestre

ANO: 2020

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

Paulo Fernando Matos de Santana
EQN 412/413, Bl A, Apt 24 – Asa Norte
CEP: 70.867-405 Brasília – DF – Brasil
e-mail: pfmsdemolay@gmail.com

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho aos meus pais, Manoel Paulo e Fernanda,
Por não medirem esforços no apoio a esta sonhada conquista.*

AGRADECIMENTOS

Ser grato a todos os envolvidos que tiveram participação na conquista desta batalha, não é uma tarefa fácil. Diversos poderiam ter sido os rumos tomados se não fossem as contribuições daqueles que eu, humildemente, agradeço agora:

Ao Pai Celestial, primeiramente, por não me abandonar nos momentos em que fui fraco na fé e me auxiliar a sempre enxergar a luz que existe além da escuridão.

A minha família, meus pais Manoel Paulo e Fernanda, minha irmã Nathalia, por serem a fortaleza, a base de tudo na minha vida. Mesmo com a saudade do filho caçula alçando voo longe de casa pela primeira vez, o apoio sempre foi incondicional para a realização deste sonho, que é ainda uma etapa.

A minha namorada Sarah Brito, pelos momentos em que estive ao meu lado durante esta jornada, ou seja, aqueles em que respirei. Antes mesmo da aprovação no curso e gigantesca mudança em minha vida, já éramos um só e assim foi também uma enorme mudança na sua vida. Agradeço cada um dos encorajamentos, conselhos e palavras longo dos percalços do caminho, não me deixando baixar a cabeça ou desistir. Agradeço a paciência e confiança em esperar meses para receber um abraço apertado mesmo que, diariamente, incontáveis eram as demonstrações de carinho de forma virtual. Agradeço ainda por embarcar junto a mim neste sonho que se tornou nosso, por acreditar no futuro que podemos construir, juntos.

A minha segunda família, fora do Ceará: Vicente, Juju (*In Memoriam*) e Virgínia. Não há moeda que pague a gratidão que tenho por ter sido acolhido como filho por esta família. Agradeço de coração todo o suporte emocional, familiar e logístico dedicado a mim, sem medir esforços, para que eu tivesse a melhor experiência e o maior desempenho possível no desenvolvimento deste trabalho, desde o primeiro dia que cheguei na capital. É com muita honra, respeito e gratidão que terei sempre em meu coração um espaço reservado para a família Matos Magalhães, que me acolheu e tornou possível a realização deste capítulo da minha história.

Aos professores do PECC, em especial aqueles que tive mais contato em virtude das disciplinas que cursei. Destaco e agradeço ao professor Raúl Durand por todos os conhecimentos repassados em sala de aula e conversas informais, bem como nas valiosas contribuições para o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor Jorge Bonilla, da Universidade de Ciego de Ávila em Cuba, pelos ensinamentos e orientações dadas a cada encontro, sobretudo na investigação numérico-computacional que norteou o desenvolvimento do trabalho.

Ao meu orientador Marcos Honorato de Oliveira, por todo o companheirismo dentro e fora da sala de aula, compartilhando experiências e conhecimentos a cada reunião de orientação, trabalhos em laboratório e demais ocasiões possíveis em virtude da sua amizade. Agradeço por confiar em mim nos primeiros passos dados para o desenvolvimento da linha de pesquisa numérico-experimental que somará muito conhecimento aos atuais e futuros pesquisadores do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Ao professor e coorientador Luciano Mendes Bezerra, por todas as contribuições teóricas no campo da modelagem computacional, bem como os valiosos conhecimentos compartilhados dentro e fora da sala de aula.

Ao professor Maurício de Pina Ferreira, da Universidade Federal do Pará, por todas as contribuições teóricas no campo experimental do comportamento mecânico de ancoragens embutidas em concreto armado, tendo viabilizado a mais importante contribuição científica desenvolvida nesta pesquisa.

Aos alunos e colegas integrantes do GETEC-UnB, pela parceria e amizade desenvolvida nas atividades do laboratório de estruturas.

A Jerfson Lima, conterrâneo cearense e amigo que o PECC me proporcionou a honra de conhecer, por toda a ajuda nas fases iniciais da pesquisa, tendo sido fundamental para o sucesso do trabalho e para meu crescimento pessoal como pesquisador.

Aos funcionários do SG-12, desde a portaria, secretaria, até a equipe de limpeza que todos os dias não dispensavam um “bom dia” logo cedo pela manhã e deixavam as salas sempre limpas e aptas para o bom convívio de todos no PECC de domingo a domingo.

Aos amigos e colegas do PECC: Amanda, Fernando, Renata, Jonas, Larissa, Wallas, Fernanda, John, Raí, Éder, Nataniel, Patrícia, Luciano, Carlos, Iago e todos os demais colegas das salas de estudo. Agradeço pela amizade, momentos de descontração e união ao longo dessa jornada.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

*“Habilidade e personalidade podem abrir portas,
mas é o caráter que as mantém abertas.”*

(Frank Sherman Land)

RESUMO

ANÁLISE NUMÉRICA DE ANCORAGENS TIPO CONECTOR COM CABEÇA EMBUTIDOS EM MEMBROS DE CONCRETO ARMADO SOB TRAÇÃO

Autor: Paulo Fernando Matos de Santana

Orientador: Marcos Honorato de Oliveira

Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 29 de outubro de 2020

Conectores de aço são amplamente usados como dispositivos de ancoragem em estruturas de concreto armado, pré-moldado e estruturas mistas de aço-concreto. Nestes exemplos, a capacidade resistente ao arrancamento desses conectores é um ponto crítico no dimensionamento estrutural. As análises numéricas auxiliam os estudos experimentais no entendimento do comportamento mecânico desses conectores. Neste trabalho se avalia a capacidade resistente ao arrancamento de ancoragens do tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração, através de modelos tridimensionais não-lineares em Elementos Finitos. Os modelos numéricos desenvolvidos foram capazes de simular 4 ensaios *pull-out* utilizando um procedimento dinâmico explícito *quasi-static*, validados com resultados experimentais e comparados com recomendações teóricas e normativas. Uma investigação acerca da variação do ângulo de dilatância na modelagem do concreto foi feita através do modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) disponível no *software* ABAQUS. As análises numéricas possibilitaram propor uma equação para a estimativa da capacidade resistente ao arrancamento desses conectores. Os modelos numéricos apresentam precisão satisfatória em relação aos resultados experimentais, recomendações teóricas e normativas para um ângulo de dilatância igual a 13° . O modelo teórico proposto, dentre os demais modelos comparados, teve o melhor desempenho em estimar as cargas de ruptura dentro do espaço amostral de ensaios experimentais com média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 0,98, 0,04 e 4,1%, respectivamente. Contudo, recomenda-se um amplo estudo de validação da equação proposta com base em um banco de dados experimentais.

Palavras-Chave: Ancoragem, Conector com Cabeça, Modelo de Dano Plástico, ABAQUS.

ABSTRACT

NUMERICAL ANALYSIS OF HEADED STUD ANCHORS EMBEDDED IN REINFORCED CONCRETE MEMBERS UNDER TENSION

Author: Paulo Fernando Matos de Santana
Supervisor: Marcos Honorato de Oliveira
Postgraduate Program in Structures and Civil Construction
Brasilia, October 29th, 2020

Steel connectors are widely used as anchoring devices in reinforced concrete, precast, and mixed steel-concrete structures. In these examples, the pull-out capacity of these connectors is a critical point in structural design. The numerical analysis helps experimental studies to understand the mechanical behavior of these connectors. This work evaluates the pull-out resistance capacity of headed stud anchors embedded in reinforced concrete members under tension, using non-linear three-dimensional Finite Element models. The numerical models developed were able to simulate four pull-out tests using an explicit quasi-static dynamic procedure, validated with experimental results, and compared with theoretical and normative recommendations. An investigation about the variation of the dilation angle was performed in the Concrete Damaged Plasticity model (CDP) available in the ABAQUS software. The numerical analysis made it possible to propose an equation to estimate the pull-out resistance of these connectors. The numerical models present satisfying precision with the experimental results, theoretical and normative recommendations for a dilation angle of 13° . The proposed theoretical model, among the other compared models, had the best performance in estimating the ultimate loads within the sample space of experimental tests with mean, standard deviation and coefficient of variation equal to 0.98, 0.04 and 4.1%, respectively. A broad validation of the proposed equation based on an experimental database must be carried out.

Keywords: Anchorage, Headed Stud Anchor, Concrete Damaged Plasticity, ABAQUS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de utilização dos conectores com cabeça	2
Figura 1.2 – Detalhamento da armadura de cisalhamento tipo <i>stud</i>	4
Figura 1.3 – Ruptura por punção dentro da região das armaduras	4
Figura 1.4 – Linha de pesquisa em arrancamento de ancoragens: (a) Costa (2016); (b) Silva (2018); (c) Lima (2019)	5
Figura 2.1 – Mecanismos de transferência de esforços entre aço e concreto	8
Figura 2.2 – Modos de ruptura de barras tracionadas	9
Figura 2.3 – Resultados de arrancamento de seis tipos de ancoragens	12
Figura 2.4 – Projeção da ruptura do cone de concreto	13
Figura 2.5 – Distribuição de tensões (dir) e deformações (esq) perpendicular à superfície de falha do cone de concreto	16
Figura 2.6 – Resultados de capacidade resistente do cone de concreto	17
Figura 2.7 – Sistema de ensaio <i>pull-out</i> para arrancamento de ancoragens	19
Figura 2.8 – Resultados das séries ensaiadas por Costa (2016)	20
Figura 2.9 – Resultados experimentais do teor de substituição de AGRC e carga última de arrancamento de conectores com cabeça: (a) Série 0%; (b) Série 30%; (c) Série 100%	21
Figura 2.10 – Detalhamento das armaduras dos prismas de concreto armado	23
Figura 2.11 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função do h_{ef}	24
Figura 2.12 – Influência do efeito de agrupamento no desempenho dos conectores	26
Figura 2.13 – Mecanismo simplificado de transferência de carga: a) concreto não fissurado; b) concreto fissurado	28
Figura 2.14 – Resposta carga-deslocamento em função da geometria do conector	28
Figura 2.15 – Resposta tensão-escorregamento de diversos tipos de ancoragem	29
Figura 2.16 – Modos de ruptura: Formação do cone de concreto (esq); Cisalhamento do conector (dir)	30
Figura 2.17 – Padrão de fissuração: $h_{ef} = 150$ mm (esq); $h_{ef} = 1500$ mm (dir)	31
Figura 2.18 – Modelos numéricos com e sem armadura superficial	32
Figura 3.1 – Diferentes valores de K_c nos planos desviadores	38
Figura 3.2 – Ângulo de dilatância	38
Figura 3.3 – Comportamento uniaxial a compressão	40
Figura 3.4 – Comportamento uniaxial do concreto: (a) Tensão de compressão x deformação de esmagamento; (b) Dano de compressão x deformação de esmagamento	42
Figura 3.5 – Comportamento uniaxial a tração	43
Figura 3.6 – Comportamento uniaxial do concreto: (a) Tensão de tração x deformação de fissuração; (b) Dano de tração x deformação de fissuração	44
Figura 3.7 – Comportamento uniaxial do aço	45
Figura 3.8 – Histórico de energias da análise	48
Figura 3.9 – Ensaio de caracterização dos materiais: (a) Tração e Compressão – Concreto; (b) Módulo de elasticidade – Concreto; (c) Tração – Aço	50
Figura 3.10 – Comportamento Carga x Escorregamento das ancoragens	51
Figura 3.11 – Malha em elementos finitos: (a) Prisma de concreto; (b) Conector com cabeça	53

Figura 3.12 – Discretização das armaduras instaladas nos prismas	53
Figura 3.13 – Detalhe da malha em elementos finitos do conector com cabeça	54
Figura 3.14 – Condições de contorno e sistema de ensaio	55
Figura 3.15 – Detalhe construtivo para medição de deslocamento do LVDT 1	55
Figura 3.16 – Acoplamento das malhas na interface aço-concreto: (a) Conector; (b) Prisma .	56
Figura 3.17 – Esquema de definição da curva de amplitude <i>smooth step</i> com dois pontos	57
Figura 4.1 – Comparação entre os elementos C3D8 e C3D8R nos modelos H-60	60
Figura 4.2 – Comparação entre os elementos C3D8 e C3D8R nos modelos H-110	61
Figura 4.3 – Curvas carga-deslizamento dos modelos H-60	62
Figura 4.4 – Curvas carga-deslizamento dos modelos H-110	63
Figura 4.5 – Influência do fator <i>mass scaling</i> no tempo de simulação do modelo H-60-1	64
Figura 4.6 – Balanceamento de energias dos modelos computacionais	65
Figura 4.7 – Deslocamentos verticais dos modelos numéricos: (a) H-60; (b) H-110	66
Figura 4.8 – Posição dos extensômetros instalados nos prismas	66
Figura 4.9 – Deformações do Modelo H-60-1: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão	67
Figura 4.10 – Deformações do Modelo H-60-2: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão	67
Figura 4.11 – Deformações do Modelo H-110-1: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão	68
Figura 4.12 – Deformações do Modelo H-110-2: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão	68
Figura 4.13 – Contorno da tensão de Von-Mises (em MPa)	70
Figura 4.14 – Corte transversal do espécime H-110 (SILVA, 2018) e contorno do dano de tração (<i>d_t</i>) no modelo numérico H-110	71
Figura 4.15 – Superfície de fissuração crítica e pontos de controle do modelo H-110-1	73
Figura 4.16 – Deformação total e Tensão principal máxima ao longo dos pontos de controle.	74
Figura 4.17 – Variáveis do modelo analítico proposto para o cálculo de $N_{u,PROP}$	75
Figura 4.18 – Avaliação da precisão dos resultados numéricos, experimentais, teóricos e da proposta de equação: (a) H-60-1; (b) H-60-2; (c) H-110-1; (d) H-110-2	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades dos materiais e características geométricas dos espécimes	23
Tabela 3.1 – Parâmetros plásticos do CDP	40
Tabela 3.2 – Parâmetros de cálculo do algoritmo de geração dos dados de entrada do CDP...	44
Tabela 3.3 – Resultados experimentais de capacidade resistente à tração	51
Tabela 4.1 – Resultados do procedimento de calibração do ângulo de dilatância	62
Tabela 4.2 – Análise da carga de fissuração dos prismas de concreto armado	72
Tabela 4.3 – Resumo dos resultados numéricos, experimentais, teóricos e da proposta de equação	77

LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{c,N}$	Área máxima da projeção da superfície de falha para um grupo de conectores;
$A^0_{c,N}$	Área máxima de projeção da superfície de falha para um único conector sob tração;
C	Matriz de amortecimento;
c_d	Velocidade de propagação da onda de tensão no material;
d_c	Variável escalar de dano à compressão;
d_t	Variável escalar de dano à tração;
E_0	Módulo de elasticidade não danificado;
E_c	Módulo de elasticidade do concreto;
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;
E_s	Módulo de elasticidade do aço;
E_I	Energia interna (deformação);
E_{KE}	Energia cinética (efeitos de inércia);
E_W	Energia externa (forças externas);
E_{TOT}	Energia total (somatório de todas as componentes de energia do sistema);
F	Função para o critério de escoamento no modelo de dano plástico;
f_{b0}	Tensão de compressão uniaxial;
f_{c0}	Tensão de tração uniaxial;
f_c	Resistência à compressão do concreto especificada;
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto;
$f_{ck,cube}$	Resistência característica à compressão do concreto estimada através do ensaio de compressão de corpos prismáticos;
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto;
f_{tm}	Resistência média à tração do concreto;
$f_{tk,min}$	Limite inferior da resistência característica à tração do concreto;
f_r	Módulo de ruptura;
G	Função hiperbólica de Drucker-Prager para o fluxo plástico;
G_{ch}	Energia de esmagamento do concreto por unidade de área;
G_f	Energia de fratura do concreto por unidade de área;
h_{ef}	Comprimento de embutimento efetivo do dispositivo de ancoragem;
I_g	Momento de inércia da seção bruta de concreto;
K	Matriz de rigidez de um elemento finito;

K_c	Razão entre a tensão desviadora na tração e na compressão uniaxial;
k	Coefficiente de ajuste para condição de fissuração do concreto; (REGAN, 2000)
k_c	Coefficiente de ajuste para condição de instalação do dispositivo de ancoragem; (ACI 318, 2019)
k_l	Coefficiente de ajuste para condição de fissuração do concreto; (EOTA/ETAG n° 001, 1997; <i>fib</i> Bulletin 58, 2011)
l_e	Comprimento característico do elemento finito;
M	Matriz de massa;
M_{cr}	Momento de fissuração de uma seção de concreto armado;
n_i	Número de incrementos requeridos;
N_{cr}	Carga de fissuração dos espécimes experimentais;
$N_{u,ETAG}$	Capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça embutidos em concreto sob tração; (EOTA/ETAG n° 001, 1997)
$N_{u,REGAN}$	Capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça embutidos em concreto sob tração; (Regan, 2000)
$N_{u,FIB}$	Capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça embutidos em concreto sob tração; (<i>fib</i> Bulletin 58, 2011)
$N_{u,ACI}$	Capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça embutidos em concreto sob tração; (ACI 318, 2019)
$N^0_{u,ETAG}$	Resistência característica de um único conector isolado instalado em concreto não fissurado; (EOTA/ETAG n° 001, 1997)
$N^0_{u,FIB}$	Resistência característica de um único conector isolado; (<i>fib</i> Bulletin 58, 2011)
$N^0_{u,ACI}$	Resistência característica de um único conector isolado; (ACI 318, 2019)
p	Pressão hidrostática;
q	Tensão efetiva equivalente de Von Mises;
T	Período da simulação computacional;
w	Abertura de uma fissura;
w_c	Abertura crítica de uma fissura;
y_t	Distância do centroide da seção até a fibra mais tracionada;

LETRAS GREGAS

Δt	Limite de estabilidade;
$(\varepsilon^p)_\zeta$	Parcela volumétrica de deslocamento devido deformação plástica;
$(\varepsilon^p)_\rho$	Parcela volumétrica de deslocamento devido distorção plástica;
ε_c^{ch}	Deformação plástica de esmagamento;
ε_c^{ck}	Deformação plástica de fissuração;
ε_{0c}^{el}	Componente de deformação elástica de compressão não danificada do concreto;
ε_{0t}^{el}	Componente de deformação elástica de tração não danificada do concreto;
ε_c^{el}	Componente de deformação elástica de compressão do concreto;
ε_t^{el}	Componente de deformação elástica de tração do concreto;
ε_c^{pl}	Componente de deformação plástica de compressão do concreto;
ε_t^{pl}	Componente de deformação plástica de tração do concreto;
ε_{cm}	Deformação média de compressão correspondente a resistência média à compressão do concreto;
ε	Excentricidade da superfície de potencial plástico;
γ_c	Parâmetro que define o trecho de descida da curva de compressão do concreto;
λ_a	Fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve; (ACI 318, 2019)
ϕ	Ângulo de atrito interno para concreto;
\varnothing_h	Diâmetro da cabeça do conector;
\varnothing_s	Diâmetro da barra de ancoragem;
ρ	Densidade do material;
ρ_f	Taxa de armadura de flexão;
τ	Cisalhamento interno da microestrutura do concreto;
σ_{t0}	Tensão uniaxial de tração no momento da falha;
$\sigma_c^{(1)}$	Primeiro trecho da curva de compressão do concreto;
$\sigma_c^{(2)}$	Segundo trecho da curva de compressão do concreto;
$\sigma_c^{(3)}$	Terceiro trecho da curva de compressão do concreto;
ψ	Ângulo de dilatância do concreto;
$\psi_{A,N}$	Fator de modificação que considera os efeitos geométricos de espaçamento entre conectores e distância até a borda do elemento estrutural (<i>fib</i> Bulletin 58, 2011)

$\psi_{c,N}$	Fator de modificação que considera o efeito da fissuração do concreto na região de instalação da ancoragem sob cargas de serviço; (ACI 318, 2019)
$\psi_{cp,N}$	Fator de modificação que considera, para dispositivos pós-instalados em concreto não fissurado, o efeito do deslocamento lateral na ausência de armaduras suplementares; (ACI 318, 2019)
$\psi_{ec,N}$	Fator de modificação que considera o efeito de grupo de conectores quando submetidos a trações não uniformes; (EOTA/ETAG nº 001, 1997; <i>fib</i> Bulletin 58, 2011)
$\psi_{ed,N}$	Fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto; (ACI 318, 2019)
$\psi_{s,N}$	Fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto; (EOTA/ETAG nº 001, 1997; <i>fib</i> Bulletin 58, 2011)
$\psi_{re,N}$	Fator de modificação que considera o efeito do espaçamento entre as barras do elemento e o comprimento de embutimento; (EOTA/ETAG nº 001, 1997; <i>fib</i> Bulletin 58, 2011)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	MOTIVAÇÃO	3
1.2	OBJETIVOS	6
1.2.1	Objetivo Geral	6
1.2.2	Objetivos Específicos	6
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS ENTRE AÇO E CONCRETO	8
2.2	MODOS DE RUPTURA	9
2.3	CAPACIDADE RESISTENTE DO CONE DE CONCRETO	10
2.3.1	EOTA/ETAG nº 001 (1997)	11
2.3.2	Regan (2000)	11
2.3.3	<i>fib</i> Bulletin 58 (2011)	12
2.3.4	ACI 318 (2019)	13
2.4	ESTUDOS EXPERIMENTAIS	15
2.4.1	Eligehausen e Sawade (1989)	15
2.4.2	Fuchs <i>et al.</i> (1995)	16
2.4.3	Costa (2016)	18
2.4.4	Santos (2018)	20
2.4.5	Silva (2018)	22
2.4.6	Lima (2019)	25
2.5	ESTUDOS NUMÉRICOS	26
2.5.1	Eligehausen e Ozbolt (1990)	26
2.5.2	Eligehausen e Ozbolt (1992)	27
2.5.3	Ozbolt <i>et al.</i> (1999)	28
2.5.4	Beutel e Hegger (2002)	29
2.5.5	Ozbolt <i>et al.</i> (2006)	30
2.5.6	Ozbolt <i>et al.</i> (2007)	30
2.5.7	Nilforoush <i>et al.</i> (2017a)	31
2.5.8	Nilforoush <i>et al.</i> (2017b)	32
3	MODELAGEM NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS	33
3.1	MODELOS CONSTITUTIVOS	34

3.1.1	Concreto	34
3.1.1.1	<i>Concrete Damaged Plasticity (CDP)</i>	36
3.1.1.1.1	<i>Comportamento à compressão</i>	40
3.1.1.1.2	<i>Comportamento à tração</i>	42
3.1.2	Aço	44
3.2	ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA	45
3.2.1	Resposta <i>Quasi-Static</i>	47
3.2.2	Balanceamento de Energias	48
3.2.3	Custo Computacional	49
3.3	DADOS DA PESQUISA EXPERIMENTAL DE SILVA (2018)	50
3.4	MALHA EM ELEMENTOS FINITOS	52
3.5	CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO	54
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1	ASPECTOS SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA	59
4.1.1	Tipo de Elemento Finito	60
4.1.2	Ângulo de Dilatância	61
4.1.3	<i>Mass Scaling</i>	63
4.1.4	Validação dos Modelos Numéricos	65
4.2	PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA CAPACIDADE RESISTENTE	74
4.3	AVALIAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS E NORMATIVOS	76
5	CONCLUSÕES	78
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	78
5.2	PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS	82
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84

1 INTRODUÇÃO

Durante a história das edificações, construtores e engenheiros tiveram que escolher entre concreto e aço para atender às demandas de mercado. Nesse contexto, as estruturas mistas de aço e concreto surgiram como uma ponte de ligação, extraindo o máximo desempenho de ambos os materiais. A ligação entre membros estruturais, seja em concreto armado ou estruturas mistas, é objeto de diversos esforços científicos e tecnológicos, como o estudo de Henriques (2013), que buscam compatibilizar o bom desempenho estrutural com a praticidade de execução e economia do projeto. O processo de ancoragem das armaduras desses membros na região de encontro exerce um papel fundamental no desempenho da ligação e no comportamento da estrutura.

A transferência de esforços entre aço e concreto e a compatibilidade de deformações entre eles só é possível devido a aderência, propriedade que impede o escorregamento relativo entre superfícies, sendo responsável pela solidariedade entre uma barra de aço e o concreto que a envolve. De modo geral a ancoragem por aderência, segundo Pinheiro e Muzardo (2003), requer um comprimento mínimo suficiente para que o esforço da barra (que pode ser de tração ou compressão) seja transferido para o concreto. A este comprimento, denomina-se de comprimento de ancoragem.

Porém, em alguns casos, por limitações dimensionais impostas pelo projeto arquitetônico ou pela quantidade de reforço necessário para combater os esforços solicitantes na região de ligação do membro estrutural, torna-se problemática a disposição das armaduras obedecendo os limites mínimos normativos de espaçamento entre as barras ou seu correto comprimento mínimo de ancoragem. O pouco espaço existente para acomodar elevadas taxas de armadura e/ou a necessidade de grandes desenvolvimentos para dobras de barras com bitolas, de 20 mm por exemplo, contribuem para as dificuldades encontradas pelo sistema construtivo convencional em utilizar principalmente a ancoragem por aderência nas armaduras de reforço.

A ABNT NBR 6118 (2014) esclarece a possibilidade de a ancoragem ser feita através: da aderência, por meio de dispositivos mecânicos ou pela combinação de ambos. A indústria da construção tem uma vasta coleção de opções de dispositivos de ancoragem capazes de

consolidar a conexão entre membros estruturais de concreto armado. Estes dispositivos, em geral, podem ser classificados como pré-instalados e pós-instalados.

Entre os dispositivos mecânicos pré-instalados, os conectores com cabeça são boas alternativas, uma vez que reduzem significativamente a problemática de congestionamento das armaduras na região de encontro das peças de concreto armado. A maior vantagem do seu uso surge da utilização, em sua maior parcela, da aderência mecânica proporcionada pelas nervuras da barra de aço e pela mobilização do concreto imediatamente acima da cabeça do conector.

Exemplos desses dispositivos são encontrados em membros de estruturas mistas de aço-concreto (ver Figura 1a), membros de estruturas pré-moldadas (ver Figura 1b), ou forros instalados em lajes de concreto armado (ver Figura 1c), entre outros. Segundo Feng *et al.* (2018) em estruturas pré-moldadas de concreto armado, as conexões entre vigas e pilares são partes cruciais do desempenho geral da estrutura. Essas conexões podem afetar o custo e a eficiência da construção. Portanto, é de grande importância o conhecimento dos mecanismos resistentes e dos métodos teóricos e normativos disponíveis para estimar sua capacidade resistente.

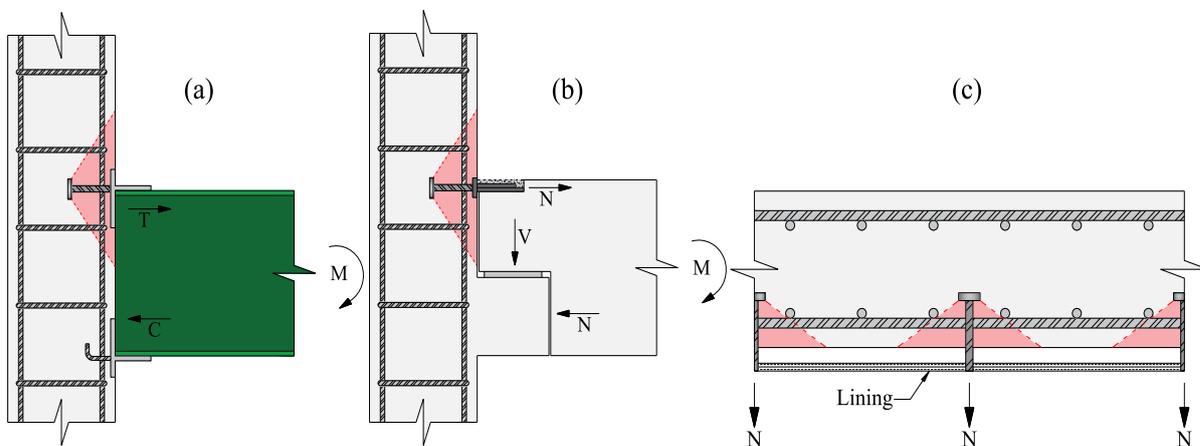


Figura 1.1 – Exemplos de utilização dos conectores com cabeça: (a) Estruturas mistas; (b) Estruturas pré-moldadas; (c) Forros em lajes de concreto armado

Diversas investigações teórico-experimentais, tais como Eligehausen e Sawade (1989), Eligehausen e Ozbolt (1991), Bažant *et al.* (1994), Fuchs *et al.* (1995), Eligehausen *et al.* (2006a), Eligehausen *et al.* (2006b), Jang e Suh (2006), Fontenelle (2011), Pereira Filho (2013), Costa (2016), Santos (2018), Silva (2018), Lima (2019) e Di Nunzio e Mucciaccia (2019) se propuseram a avaliar o comportamento e a capacidade resistente ao arrancamento de conectores

com cabeça em diversas condições de instalação. Estes autores propuseram não só formulações teóricas, mas efetuaram verificações dos limites e precisão das formulações existentes adotadas em recomendações normativas.

A investigação através de simulações numéricas permite obter resultados e compreender detalhes do comportamento e mecanismo de ruptura que são difíceis ou inviáveis de serem observados experimentalmente devido a limitações de instrumentação e monitoramento dos experimentos. Dessa maneira pesquisas como Eligehausen e Ozbolt (1990), Ozbolt e Eligehausen (1990), Eligehausen e Ozbolt (1992), Ozbolt *et al.* (1999), Ozbolt *et al.* (2006), Ozbolt *et al.* (2007), Delhomme e Debicki (2010), Fornusek e Konvalinka (2013), Nilforoush *et al.* (2017a) e Nilforoush *et al.* (2017b) utilizam diferentes modelos constitutivos, procedimentos de análise e ferramentas computacionais para a avaliação da resistência ao arrancamento de conectores de aço embutidos em membros de concreto armado. Tais autores trouxeram avanços para a obtenção de formulações matemáticas mais precisas e maior aperfeiçoamento nos resultados numéricos com base em resultados experimentais.

Como descrito por Balas *et al.* (1983), os métodos de investigação experimental e numérica naturalmente se completam. Dessa maneira, esta pesquisa realiza análises numérico-computacionais de dispositivos de ancoragem tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado tendo como base resultados experimentais para calibração dos modelos.

1.1 MOVITAÇÃO

Pesquisadores da Universidade de Brasília com ênfase em estruturas de concreto armado estudam o fenômeno de punção em lajes lisas há vários anos, sob orientação principal do Professor Guilherme Sales de Melo. Ao longo das pesquisas desenvolvidas diversos estudos científicos foram realizados com o intuito de avançar a fronteira do conhecimento acerca desse fenômeno.

A fim de entender o desempenho mecânico de lajes lisas submetidas à punção utilizando diversos tipos de armadura de cisalhamento, Ferreira (2010) e Oliveira (2013) investigaram os mecanismos resistentes, modos de ruptura e capacidades resistentes de lajes lisas utilizando

diferentes configurações para as armaduras de cisalhamento com conectores com cabeça (*double-headed studs*), como mostrado um exemplo na Figura 1.2:

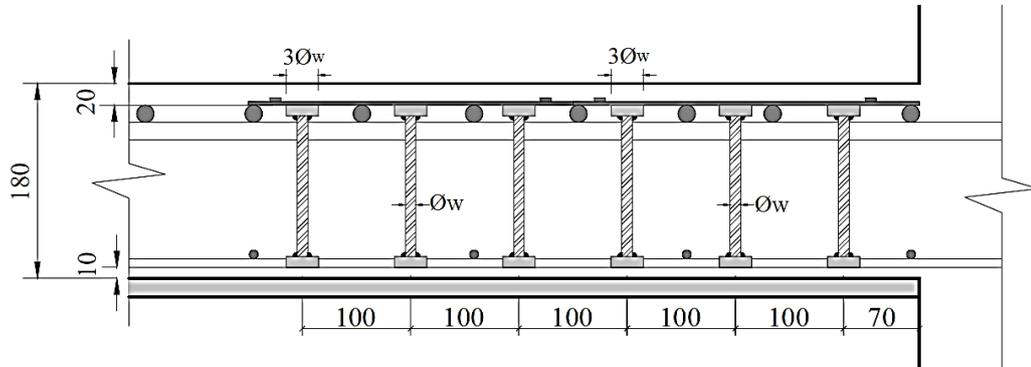


Figura 1.2 – Detalhamento da armadura de cisalhamento tipo *stud* (OLIVEIRA, 2013)

Verificada a eficiência desse tipo de dispositivo como armadura de cisalhamento para lajes lisas, os pesquisadores iniciaram mais intensamente estudos experimentais com foco na capacidade resistente desse tipo de armadura no que diz respeito a parcela da ancoragem mecânica proporcionada pela cabeça do conector quando o dispositivo é solicitado à tração. As pesquisas experimentais utilizando o conector com cabeça como armadura de cisalhamento em lajes lisas mostraram que quando a ruptura por punção ocorre dentro da região das armaduras (ver Figura 1.3), o mecanismo resistente se dá pela contribuição mecânica dos conectores devido o esforço de tração provocado pela fissura principal do modo de ruptura por punção.

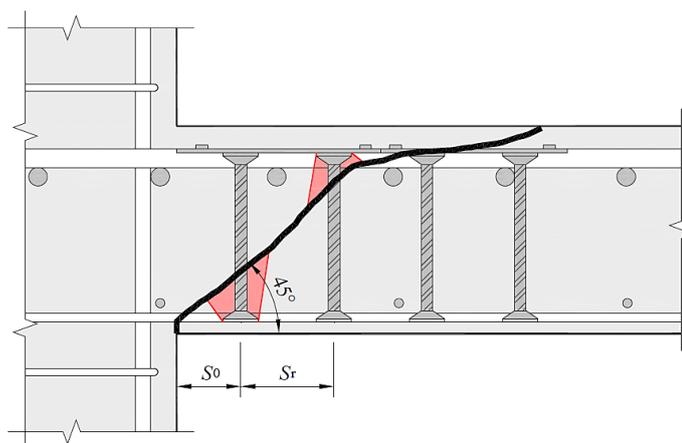


Figura 1.3 – Ruptura por punção dentro da região das armaduras (FERREIRA, 2010)

Como resultado, pesquisas subseqüentes de Costa (2016) e Silva (2018) avançaram no estudo de diversos fatores que influenciam na resistência ao arrancamento de diversos tipos de

ancoragens, como por exemplo: uso de armaduras complementares passando pela região de formação do cone de concreto e armaduras transversais soldadas em barras de ancoragem. Mais recentemente, através de análises experimentais, Lima (2019) contribuiu abordando outros parâmetros que influenciam a capacidade resistente de ligações que utilizam o conector com cabeça, como o efeito de borda e de grupo. Exemplos dos estudos experimentais predecessores são mostrados na Figura 1.4:

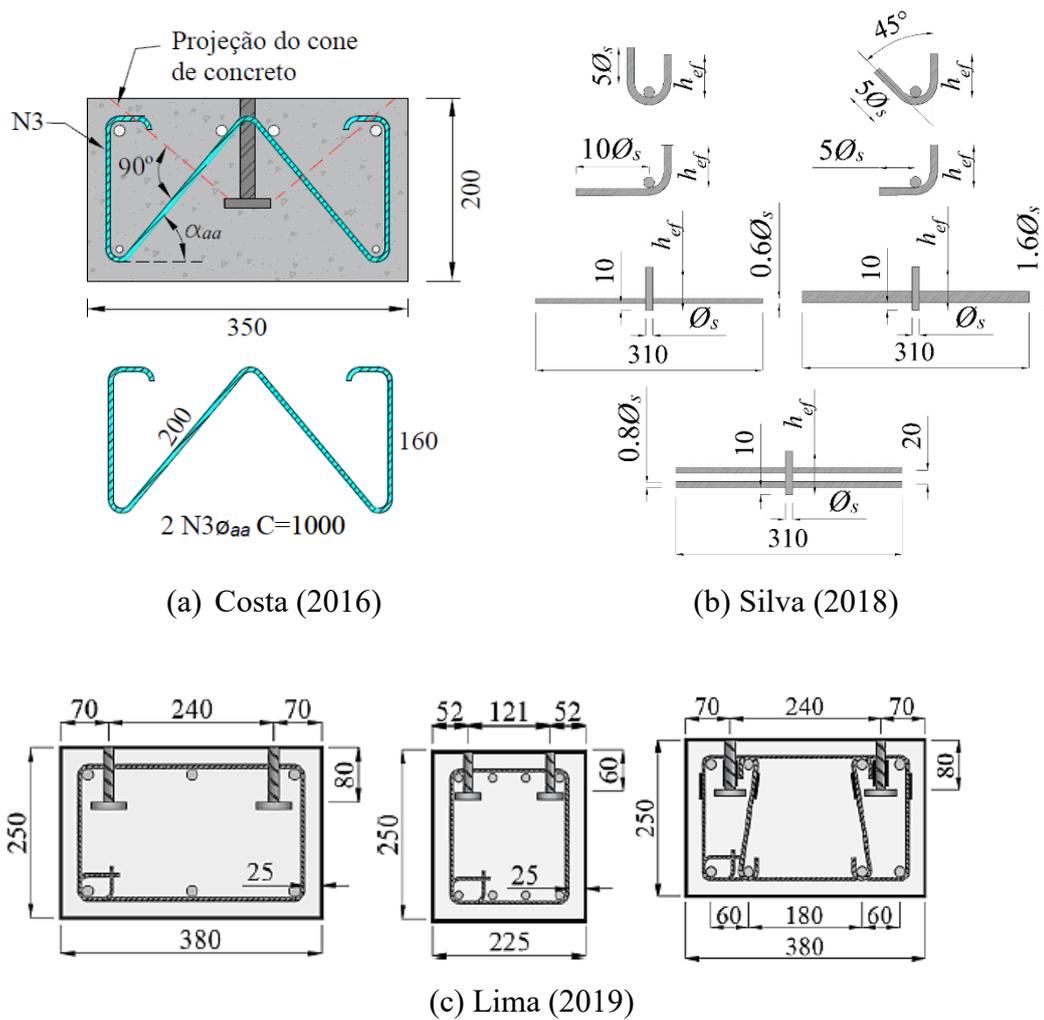


Figura 1.4 – Linha de pesquisa em arrancamento de ancoragens: (a) Costa (2016); (b) Silva (2018); (c) Lima (2019)

No âmbito internacional, o desenvolvimento desta pesquisa é motivado pelos recentes aportes de contribuições científicas ao fenômeno de arrancamento de dispositivos de ancoragem do tipo conector com cabeça, trazidos por diversos pesquisadores. Destacam-se os estudos de Nilsson *et al.* (2011), Nilforoush *et al.* (2017a), Nilforoush *et al.* (2017b) e Di Nunzio e Muciaccia (2019). As lacunas teóricas observadas pelos autores, tais como: presença de armadura de

superfície, espessura do membro de concreto e influência da geometria do conector com cabeça no comportamento mecânico da ancoragem, foram de fundamental importância para nortear e contribuir no desenvolvimento desta pesquisa.

Dessa maneira, a principal motivação deste trabalho é contribuir com a evolução da linha de pesquisa em arrancamento de dispositivos de ancoragem desenvolvida no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília avaliando simultaneamente características importantes destacadas na literatura técnica mundial. A investigação numérica aborda aspectos computacionais sobre a modelagem do concreto armado através de um modelo constitutivo de dano plástico e avalia o desempenho de modelos de cálculo teóricos e normativos na estimativa da capacidade resistente de conectores com cabeça.

As ferramentas computacionais, quando corretamente utilizadas, facilitam o entendimento de fenômenos físicos que não podem ser visualizados na sua totalidade por meio de ensaios experimentais em laboratório. Também podem reduzir custos de investigações científicas, uma vez que, quando aplicadas na forma de estudo preliminar do comportamento estrutural e definição das regiões de interesse para investigação, consegue-se reduzir a quantidade de protótipos a serem ensaiados e uma maior otimização dos instrumentos de medição, instalados em locais e em quantidades suficientes para atender ao propósito científico em análise.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral realizar uma análise numérica via Método dos Elementos Finitos para avaliar o comportamento de modelos computacionais na simulação do arrancamento de dispositivos de ancoragem do tipo conector com cabeça, tendo como base estudos experimentais, estimativas teóricas e normativas.

1.2.2 Objetivos Específicos

São objetivos específicos deste trabalho os seguintes tópicos:

- Desenvolver, através do software ABAQUS, modelos tridimensionais não lineares capazes de simular 04 ensaios experimentais do tipo *pull-out* em conectores com cabeça realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília por Silva (2018);
- Realizar a modelagem do concreto armado considerando dois modos de falha do material para o fenômeno de arrancamento, como: fissuração na tração e esmagamento na compressão, através do modelo constitutivo de dano plástico *Concrete Damaged Plasticity* (CDP);
- Realizar uma análise de sensibilidade acerca do ângulo de dilatância como variável de entrada para o modelo constitutivo CDP e verificar qual valor dentre as recomendações presentes na literatura técnica científica, que melhor representa o comportamento experimental de conectores com cabeça, apresentados por Silva (2018);
- Comparar os resultados de capacidade resistente dos modelos numéricos com os experimentais e com as estimativas obtidas através das recomendações teóricas e normativas: EOTA/ETAG nº 001 - Anexo C (1997), Regan (2000), *fib* Bulletin 58 (2011), e ACI 318 (2019);
- Propor uma equação capaz de estimar a carga última resistente de ancoragens do tipo conector com cabeça, considerando o nível de fissuração do concreto, parâmetros geométricos do dispositivo de ancoragem e resistência à tração do concreto;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção os principais conceitos relacionados à ancoragem de barras de aço em membros de concreto armado são apresentados. A apresentação evidencia duas categorias de estudos: os teórico-experimentais e os numérico-computacionais. Os trabalhos experimentais abordam o comportamento mecânico das ancoragens, mecanismos de ruptura e formulações analíticas para estimativa da capacidade resistente. Já os trabalhos computacionais abordam a modelagem do concreto armado, diferentes tipos de dispositivos mecânicos para ancoragem em membros de concreto armado, modelos constitutivos para representação do concreto, procedimentos de análise e ferramentas computacionais disponíveis.

2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS ENTRE AÇO E CONCRETO

A transferência de esforços entre aço e concreto pode ser classificada em três estágios, sendo eles: adesão química, atrito e aderência mecânica, como mostrado na Figura 2.1.

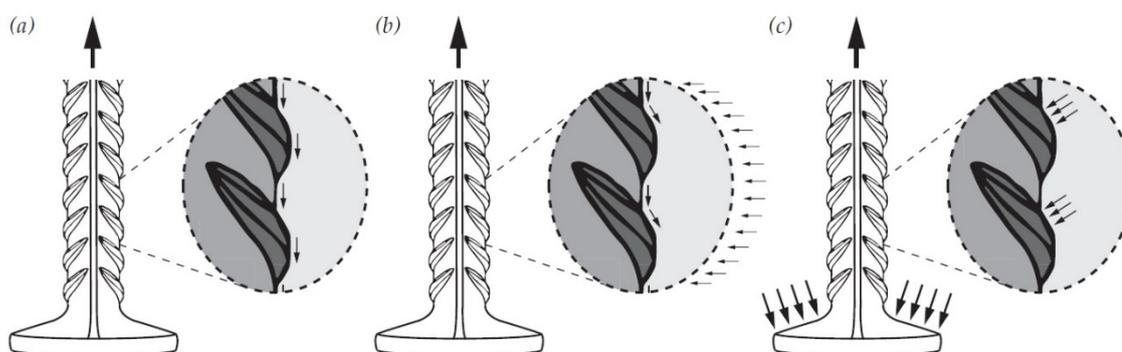


Figura 2.1 – Mecanismos de transferência de esforços entre aço e concreto: (a) Adesão química; (b) Atrito; (c) Aderência mecânica (BRANTSCHEN, 2016)

A adesão química se dá pela interação físico-química entre os materiais na interface aço-concreto no processo de cura do concreto. Possui pouca influência na resistência ao arrancamento de barras em elementos de concreto, principalmente em barras nervuradas. Segundo Eligehausen *et al.* (1982) esta faixa de aderência varia entre 0,5 e 1,0 MPa.

O mecanismo de transferência por atrito está associado a presença de esforços normais, devido às tensões de confinamento do concreto ou retração. Quanto maior a tensão de confinamento, maior será a parcela de contribuição devido o atrito. A característica de rugosidade superficial

da barra de aço influencia na determinação do coeficiente de atrito existente na interface. Após o primeiro deslocamento relativo da interface aço-concreto, sendo vencida a adesão química, a parcela de atrito de fato é ativada na resistência ao deslizamento da barra de aço. Para concretos com $f_c = 30$ MPa, a tensão de aderência por atrito pode variar entre 0,4 MPa e 10 MPa, segundo Eligehausen *et al.* (1982).

A aderência mecânica é proporcionada pela conformação superficial da barra (nervuras ou imperfeições no processo de fabricação de barras lisas). Brantschen (2016) apresenta uma comparação entre 14 tipos de nervuras usuais para barras de aço e verifica que o tipo de nervura diagonal empregado no Brasil, por exemplo, possui uma tensão máxima de aderência igual a 7,0 MPa enquanto que barras lisas atingem em média 2,5 MPa. Existem ainda dispositivos externos que podem ser instalados na barra de aço para proporcionar maior aderência mecânica.

2.2 MODOS DE RUPTURA

O ACI 318 (2019) considera que os principais modos de ruptura de ancoragens em membros de concreto armado são: escoamento e ruptura da barra de aço, escorregamento completo da ancoragem, ruptura pela formação do cone de concreto, fendilhamento, deslocamento lateral e ruptura por perda de aderência. Os modos de ruptura são mostrados na Figura 2.2:

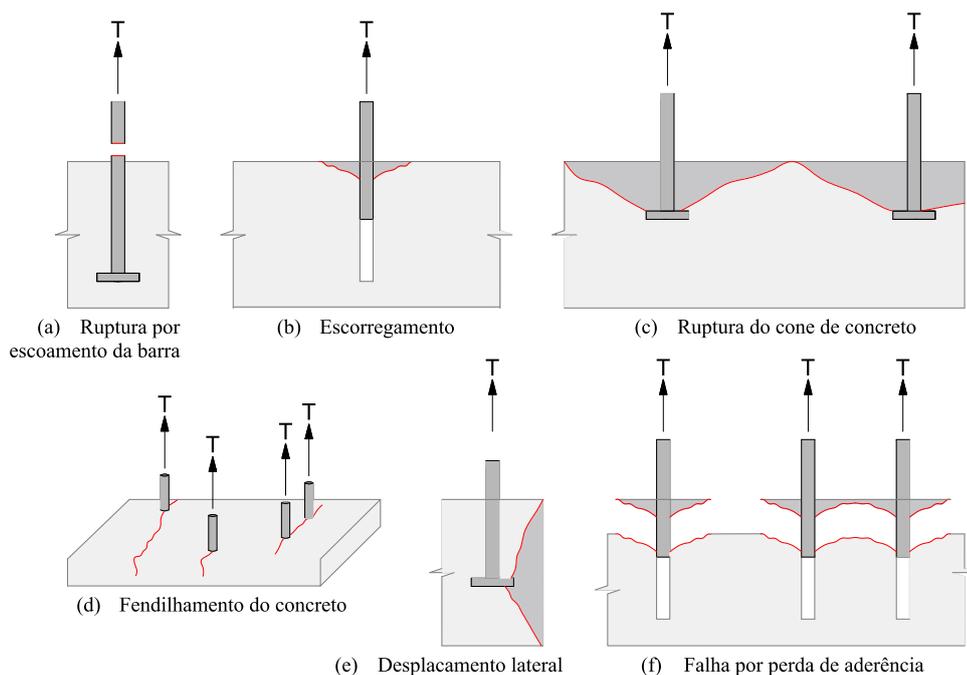


Figura 2.2 – Modos de ruptura de barras tracionadas (Modificado de ACI 318, 2019)

O escoamento e ruptura da barra de aço ancorada, Figura 2.2a, acontece para barras com diâmetros pequenos e longos comprimentos de embutimento, garantindo assim que a ruptura não ocorra no concreto. Já o escorregamento total da ancoragem, mais presente em barras retas, pode acontecer devido a insuficiência de embutimento necessário para garantir a transferência de esforços via aderência. A parcela de aderência mecânica em barras nervuradas se torna preponderante neste modo de ruptura.

Quando a barra possui diâmetros maiores ou está próxima da extremidade do elemento, Figura 2.2d, as tensões radiais desenvolvidas ao longo da seção provocam o surgimento de fissuras, caracterizando o fendilhamento do concreto. Este modo pode concorrer com o caso onde a ancoragem tem grande comprimento de embutimento e está próxima da borda do elemento, Figura 2.2e, provocando o deslocamento lateral do volume de concreto adjacente à cabeça do conector.

Nas Figuras 2.2c e 2.2f pode-se observar as situações onde o efeito de grupo está presente em uma ancoragem. Na primeira delas a ação mecânica proporcionada pela cabeça do conector induz a ruptura pela formação de um cone de concreto, e a segunda a falha ocorre pela perda de aderência completa da ancoragem, sendo acentuada pela proximidade entre conectores.

Neste trabalho, as ancoragens analisadas experimentalmente foram instaladas em prismas de concreto armado e ensaiadas de maneira que todos os espécimes obtivessem a ruptura através do arrancamento do cone de concreto. Para isso foi considerado uma barra de aço de ancoragem com diâmetro suficiente para não romper por tração e não causar fendilhamento no concreto. A ancoragem foi localizada no centro do elemento, evitando falha por deslocamento lateral e assumiu-se que a ligação tem aderência suficiente para que não ocorra o escorregamento total da ancoragem.

2.3 CAPACIDADE RESISTENTE DO CONE DE CONCRETO

Nesta seção são apresentadas as metodologias de cálculo presentes em recomendações normativas e modelos teóricos para estimativa da capacidade resistente ao arrancamento de ancoragens do tipo conector com cabeça. São especificados os principais termos que compõem as formulações e as principais diferenças entre cada modelo teórico.

2.3.1 EOTA/ETAG n° 001 (1997)

A capacidade resistente ao arrancamento apresentada por esta recomendação teórica quando a falha se dá pela ruptura do cone de concreto é obtida pela Equação 2.1:

$$N_{u,ETAG} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot N_{u,ETAG}^0 \quad (2.1)$$

Onde:

$A_{c,N}^0$ é a máxima projeção da superfície de falha para um único conector sob tração, igual a $9 \cdot h_{ef}^2$;

$A_{c,N}$ é a máxima projeção da superfície de falha para um grupo de conectores. Caso contrário, $A_{c,N} = A_{c,N}^0$;

$\psi_{s,N}$ é um fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto;

$\psi_{re,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito do espaçamento entre as barras do elemento e o comprimento de embutimento;

$\psi_{ec,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito de grupo de conectores quando submetidos a trações não uniformes;

$N_{u,ETAG}^0$ é o valor inicial da capacidade resistente característica ao arrancamento de um único conector isolado instalado em concreto não fissurado, calculado através da Equação 2.2:

$$N_{u,ETAG}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.2)$$

Onde:

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

$f_{ck,cube}$ é a resistência característica à compressão do concreto estimada através do ensaio de compressão de corpos prismáticos;

h_{ef} é o comprimento de embutimento efetivo do dispositivo de ancoragem.

2.3.2 Regan (2000)

Os testes experimentais feitos por Regan (2000) contemplaram tipos de ancoragem como dobras de 90°, ganchos de 180°, utilização de barras transversais em dobras e ganchos e

conectores com cabeça tendo superfície de concreto horizontal e inclinada a 60°, conforme Figura 2.3:

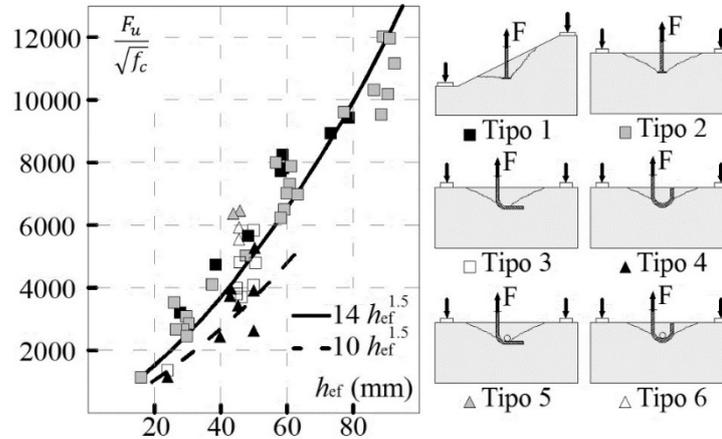


Figura 2.3 – Resultados de arrancamento de seis tipos de ancoragens (REGAN, 2000)

Todos os testes foram feitos inicialmente com concreto não fissurado e obtiveram a ruptura pelo cone de concreto. Os resultados experimentais foram ajustados analiticamente e através da Equação 2.3 as capacidades resistentes podem ser estimadas.

$$N_{u,REGAN} = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{3/2} \quad (2.3)$$

Onde:

k é igual a 14 para conectores com cabeça, dobras de 90° e ganchos de 180° que tenham um desenvolvimento de pelo menos $6\phi_s$. E é tomado igual a 10 para os demais casos de ancoragens.

2.3.3 *fib* Bulletin 58 (2011)

A metodologia de cálculo utilizada pelo *fib* Bulletin 58 para estimar a capacidade resistente ao arrancamento é semelhante a apresentada no item 2.3.1, sendo determinada pela Equação 2.4:

$$N_{u,FIB} = \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot N_{u,FIB}^0 \quad (2.4)$$

Onde:

$\psi_{A,N}$ é um fator de modificação que considera os efeitos geométricos de espaçamento entre conectores e distância até a borda do elemento estrutural, dado igual a $A_{c,N} / A_{c,N}^0$;

$\psi_{s,N}$ é um fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto;

$\psi_{ec,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito de grupo de conectores quando submetidos a trações não uniformes;

$\psi_{re,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito negativo do espaçamento das barras no elemento estrutural com $h_{ef} < 100mm$.

Assim, o valor inicial da resistência característica de uma só ancoragem pode ser calculada pela Equação 2.5:

$$N_{u,FIB} = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.5)$$

Onde:

k_1 depende do tipo de instalação da ancoragem. Para concreto não fissurado é tomado como igual a 8,9 e para concreto fissurado, igual a 12,7. Quando o conector for pós-instalado, os valores são: 7,7 para concreto não fissurado e 11 para concreto fissurado.

2.3.4 ACI 318 (2019)

A metodologia utilizada pela norma americana para determinação da capacidade resistente ao arrancamento de um conector foi desenvolvida pelo Método da Capacidade do Cone de Concreto (*Concrete Capacity Design Method - CCD*) proposto inicialmente por Fuchs *et al.* (1995). Neste método considera-se que o ângulo de ruptura do cone de concreto é de aproximadamente 35° em relação a base do conector e a projeção do tronco de cone na superfície do elemento é dada por $3 \cdot h_{ef}$, conforme mostrado na Figura 2.4:

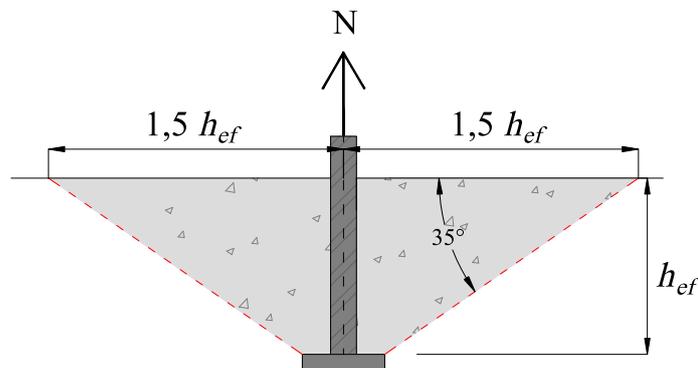


Figura 2.4 – Projeção da ruptura do cone de concreto (Modificado de ACI 318, 2019)

A capacidade resistente ao arrancamento de um conector é calculada pela Equação 2.6:

$$N_{u,ACI} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_{u,ACI}^0 \quad (2.6)$$

Onde:

$\psi_{ed,N}$ é um fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto em ancoragem isolada e sob tração;

$\psi_{c,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito da fissuração do concreto na região de instalação da ancoragem sob cargas de serviço;

$\psi_{cp,N}$ é um fator de modificação que considera, para dispositivos pós-instalados em concreto não fissurado, o efeito do deslocamento lateral na ausência de armaduras suplementares.

A resistência característica de um único conector é calculada pela Equação 2.7:

$$N_{u,ACI}^0 = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.7)$$

Onde:

k_c é igual a 10 para dispositivos pré-instalados e igual a 7 para pós-instalados;

λ_a é um fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve.

Para concreto normal moldado *in loco* deve ser atribuído igual a 1,0.

Além da estimativa da capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça embutidos em concreto armado, faz-se necessário definir, com base nesta norma, o cálculo da carga de fissuração dos espécimes. A Equação 2.8 calcula o momento de fissuração (M_{cr}) de uma seção transversal, podendo ser determinado, de acordo com o sistema de ensaio utilizado, a carga de fissuração (N_{cr}) da seção. Assim, torna-se possível classificar a instalação dos conectores com cabeça em função do nível de fissuração do concreto.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (2.8)$$

Onde $f_r = 0.62 \cdot \lambda \cdot f_c^{0.5}$ é o módulo de ruptura e λ é igual a 1.0 para concreto convencional. I_g é momento de inércia da seção bruta de concreto e y_t é a distância do centroide até a fibra mais tracionada.

De modo geral, em todas as formulações apresentadas acima, os fatores de modificação relativos ao agrupamento de conectores e proximidade do conector à borda do membro, foram fixados como iguais a 1,0 em virtude das características dos espécimes experimentais utilizados como referência.

2.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Nesta seção são apresentados alguns estudos experimentais importantes para o entendimento dos mecanismos resistentes de dispositivos de ancoragem e para o desenvolvimento de modelos de cálculo para estimativa da capacidade resistente de conectores com cabeça, sob diferentes condições de instalação.

2.4.1 Eligehausen e Sawade (1989)

Em 1989, Eligehausen e Sawade trouxeram relevantes contribuições para o entendimento de como ocorre o desenvolvimento estável de fissuras nos conectores com cabeça. Para isso foram realizados ensaios experimentais em lajes de concreto armado contendo tais dispositivos. Comprimentos de embutimento de 130 mm, 260 mm e 520 mm foram analisados. Equipamentos específicos para leitura de deformações ao longo da superfície de ruptura do cone de concreto e análise via emissão sonora foram utilizadas para investigar a propagação da fissura principal de formação do cone de concreto.

Os resultados obtidos confirmaram o acréscimo da capacidade resistente em função do comprimento de embutimento efetivo. Valores iguais a 97,2 kN, 290,2 kN e 885,2 kN para os espécimes com 130 mm, 260 mm e 520 mm de embutimento, respectivamente. As cargas últimas foram obtidas com cerca de 25% a 30% da área lateral do cone de concreto fissurado. Durante o trecho de descida do diagrama carga \times deslocamento o restante do cone de concreto é formado.

A propagação estável da fissura circunferencial foi observada através das tensões e deformações em pontos instrumentados ao longo da trajetória de ruptura idealizada. Os autores verificaram que o desenvolvimento da fissura ocorre em função da resistência à tração do concreto, e tem início com aproximadamente 30% da carga última, como mostrado na Figura 2.5:

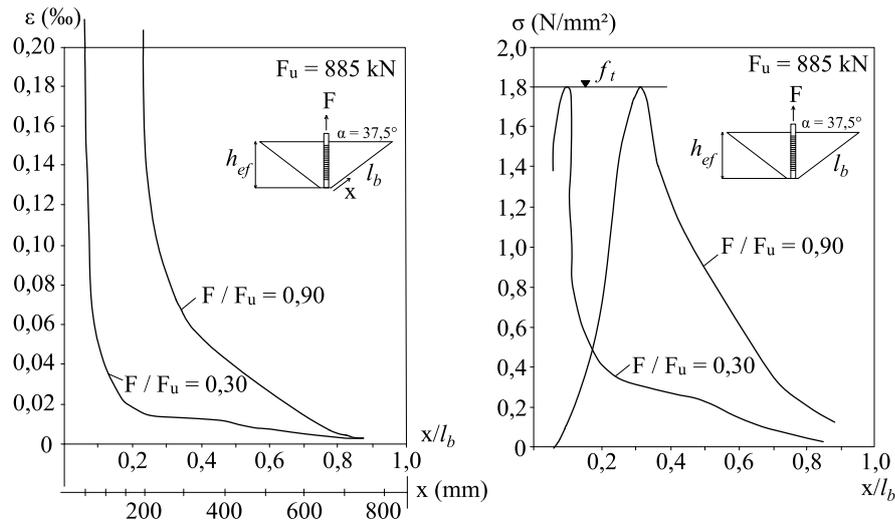


Figura 2.5 – Distribuição de tensões (dir) e deformações (esq) perpendicular à superfície de falha do cone de concreto (Modificado de ELIGEHAUSEN E SAWADE, 1989)

2.4.2 Fuchs *et al.* (1995)

Neste importante estudo na literatura relacionada ao comportamento de ancoragens embutidas em concreto armado, os autores apresentam um novo método de cálculo para estimativa da capacidade resistente ao arrancamento do cone de concreto, chamado de *Concrete Capacity Design* (CCD). O método se aplica em casos de parafusos de expansão pós-instalados e conectores com cabeça pré-instalados em membros de concreto armado sob cargas de tração e cisalhamento.

O método CCD foi proposto com base no método κ desenvolvido na Universidade de Stuttgart. Foram introduzidos coeficientes que levam em consideração a proximidade com as bordas e com outros conectores. No presente estudo foram avaliados 36 espécimes não fissurados e os resultados foram comparados com as estimativas da norma ACI 349-85. As principais diferenças encontradas entre as duas metodologias são: a inclinação da superfície de falha do cone de concreto e a correlação da capacidade resistente com o comprimento de embutimento efetivo.

Assim, o ACI 349-85 e o método CCD consideram uma inclinação de 45° e 35° , respectivamente. Isto implica que para a norma americana, alguns resultados foram superestimados, sobretudo aqueles com maiores embutimentos, visto que a norma assume a carga de ruptura como sendo proporcional a h_{ef}^2 , diferentemente do método CCD que considera

proporcional a $h_{ef}^{1,5}$. Os autores observaram uma melhor performance do método CCD devido à inclinação de 35° para a superfície de ruptura, quando comparado com a média geral dos resultados experimentais. A equação proposta pelos autores para estimativa da capacidade resistente ao arrancamento de conectores isolados sob tração sem a influência dos efeitos de borda e de grupo é apresentada na Equação 2.9 e os resultados obtidos em comparação com a norma americana vigente no período do estudo, mostrados na Figura 2.6.

$$N_{no} = k_{nc} \cdot \sqrt{f'_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.9)$$

Onde k_{nc} é igual a 13,5 para conectores pós-instalados e 15,5 para conectores pré-instalados em concreto não fissurado. f'_{cc} é a resistência à compressão do concreto medida em corpos de prova cúbicos com comprimento igual a 200 mm nas arestas.

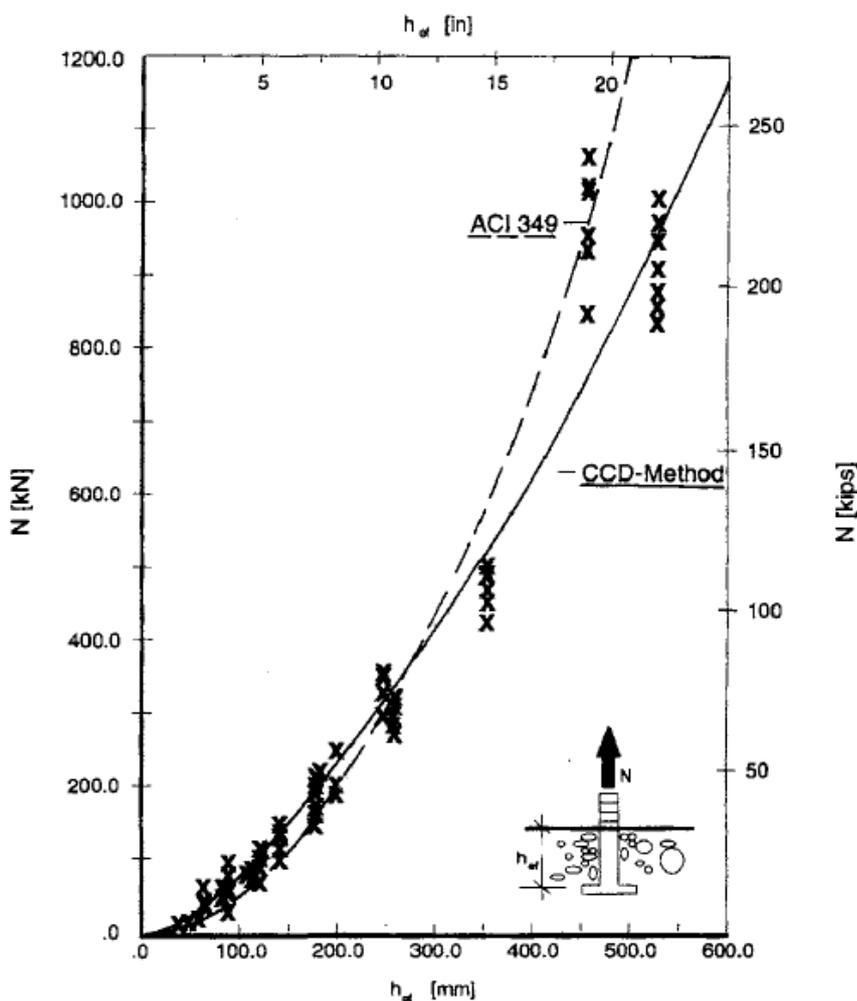


Figura 2.6 – Resultados de capacidade resistente do cone de concreto (FUCHS *et al.*, 1995)

Por fim o estudo enfatiza que a presença de fissuras no concreto pode reduzir significativamente a capacidade resistente das ancoragens, sendo vedado o uso de alguns tipos de dispositivos neste caso. Dessa maneira, para o uso de conectores em concreto fissurado, pode-se fazer um ajuste nas cargas últimas através de um fator de modificação. Este fator resulta em capacidades resistentes para concreto fissurado cerca de 70% daquelas obtidas para concreto não fissurado.

2.4.3 Costa (2016)

No estudo de Costa (2016) deu-se início a uma série de investigações mais específicas acerca do comportamento mecânico de conectores com cabeça embutidos em membros de concreto armado e submetidos à tração direta. Além deste principal objetivo do trabalho, o autor buscou avaliar a influência do nível de fissuração do concreto, a adição de armaduras complementares na região do cone de concreto e avaliar a precisão, dispersão e segurança dos modelos teóricos e normativos disponíveis para o dimensionamento de conectores com cabeça.

Dessa maneira foram realizadas duas séries de ensaios de arrancamento. A primeira série teve como objetivo avaliar a influência do nível de fissuração do concreto na resistência à tração dos conectores através de 9 espécimes variando-se a taxa de armadura de flexão (ρ_f) de 0,33% a 3,21%. Os comprimentos de embutimento efetivo (h_{ef}) analisados foram iguais a 60 mm e 110 mm. O programa experimental montado pelo autor inclui a realização de ensaios tipo *pull-out* de prismas de concreto armado, conforme mostrado na Figura 2.7, com 350 mm de largura, 200 mm de altura e 900 mm de comprimento. Os dispositivos de ancoragem foram centralizados no membro de concreto armado. Os detalhes sobre a instrumentação, procedimentos de ensaio, propriedades do concreto e das armaduras instaladas no prisma, estão presentes no estudo de Costa (2016).

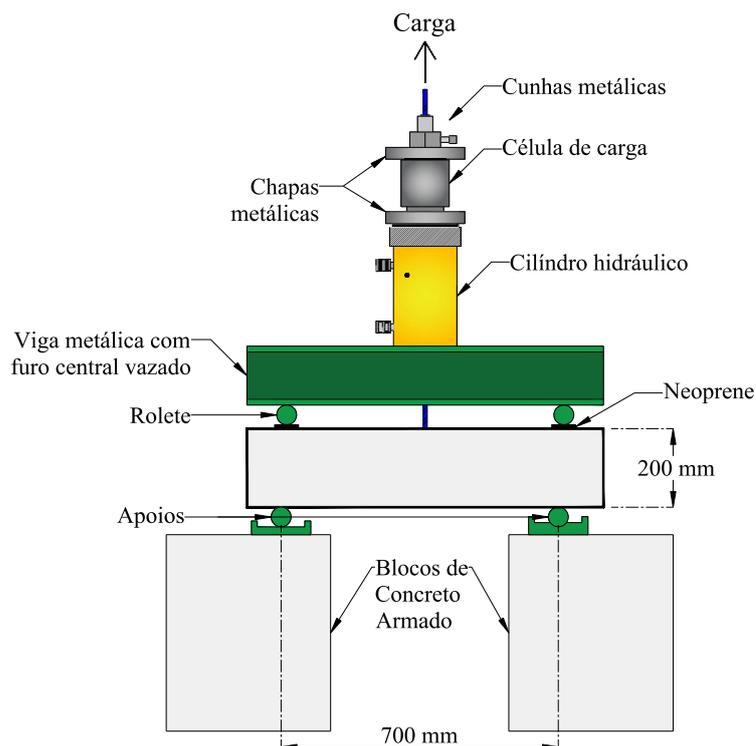


Figura 2.7 – Sistema de ensaio *pull-out* para arrancamento de ancoragens (COSTA, 2016)

Os resultados apresentados por Costa (2016) são concordantes com o estudo de Fuchs *et al.* (1995) ao ressaltar que o nível de fissuração do concreto afeta significativamente a capacidade resistente dos conectores. Acrescenta ainda que para os espécimes com 110 mm de embutimento efetivo as estimativas de modelos teóricos e normativos foram precisas para menores taxas de armadura de flexão. Para taxas acima de 0,51% os resultados apresentaram um aumento considerável na carga de ruptura conforme aumentou-se a taxa de armadura de flexão. Segundo Costa (2016), isto ocorreu principalmente pelo fato de a armadura de flexão ter governado a rigidez à flexão dos prismas, uma vez que a geometria dos mesmos se manteve constante e foram observadas reduções nas aberturas de fissuras com o aumento da taxa de armadura de flexão.

Na segunda série foram ensaiados 7 espécimes para investigar a influência da adição de armadura complementar passando pela região do cone de concreto na resistência à tração do conector. Os resultados apresentaram um ganho de até 320% na capacidade resistente utilizando uma armadura complementar com diâmetro de 6,3 mm. Em relação aos modelos teóricos e normativos, as estimativas de capacidade resistente à tração de conectores isolados do ACI 318 (2019), *fib* Bulletin 58 (2011) e EOTA/ETAG n° 001 (1997) foram as que apresentaram melhor desempenho, com a menor quantidade de pontos abaixo da segurança.

Os resultados obtidos nas duas séries de ensaios experimentais e suas conclusões, apresentados por Costa (2016) são ilustrados na Figura 2.8:

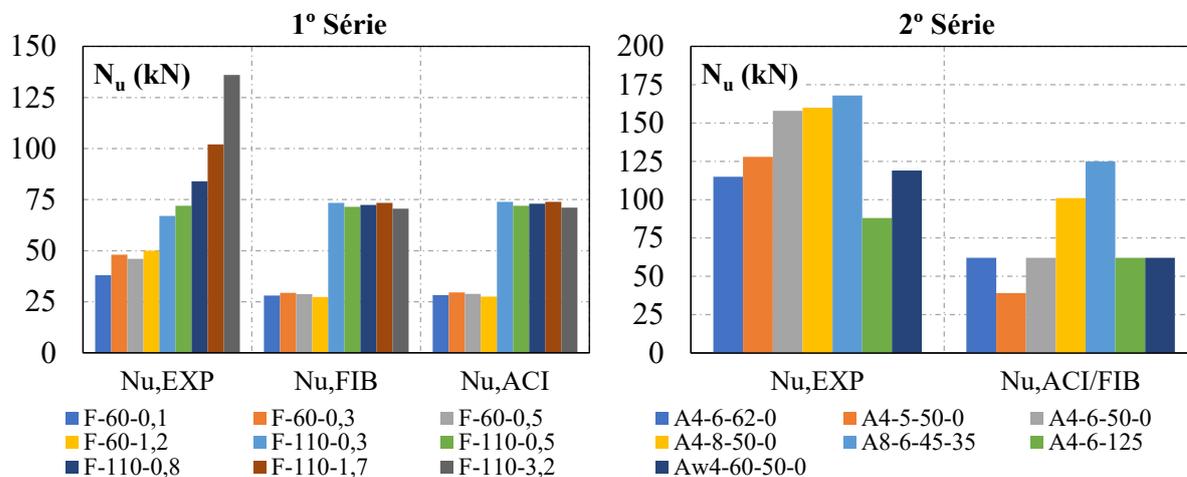


Figura 2.8 – Resultados experimentais das séries ensaiadas por Costa (2016) (Modificado de COSTA, 2016)

2.4.4 Santos (2018)

Santos (2018) motivada pela crescente discussão científica atual sobre temas que envolvem alternativas ao concreto convencional, estudou a incorporação de agregados graúdos reciclados de concreto (AGRC) como alternativa na indústria de elementos pré-fabricados de concreto. O objetivo principal do trabalho foi conhecer o comportamento mecânico de conectores com cabeça embutidos em membros de concreto armado com incorporação de agregado graúdo reciclado de concreto. Além disso, a autora buscou investigar a influência da taxa de armadura de flexão no controle da fissuração dos prismas experimentais, conforme fossem feitas as substituições do agregado convencional pelo reciclado de concreto.

Dessa maneira um programa experimental com 12 espécimes foi realizado. Do total de ensaios, 3 séries com 4 espécimes cada foram organizadas, avaliando não só a incorporação de AGRC com taxas iguais a 0%, 30% e 100% como também a variação na taxa de armadura de flexão, que foi de 0,5% a 3,5%. O sistema de ensaio utilizado foi semelhante ao de Costa (2016). Para complementar as análises feitas no estudo, a autora verificou se os modelos teóricos e normativos do *fib* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019) eram capazes de descrever de maneira satisfatória a resistência à tração da ligação conector-concreto reciclado.

Os resultados experimentais mostraram que a carga de ruptura dos conectores, de maneira geral, independe do teor de substituição de AGRC. O acréscimo nas taxas de armadura de flexão influenciou diretamente no nível de fissuração da peça, aumentando a capacidade resistente da ligação, como observado na Figura 2.9. Quanto aos modelos teóricos e normativos, todos obtiveram resultados equivalentes para todos os níveis de incorporação do AGRC.

Por fim a autora ressalta que todos os modelos teóricos e normativos analisados negligenciam a taxa de armadura de flexão como elemento controlador da abertura de fissuras. A armadura de flexão atua como responsável também na classificação do nível de fissuração dos prismas de concreto armado, influenciando na capacidade resistente ao arrancamento dos conectores.

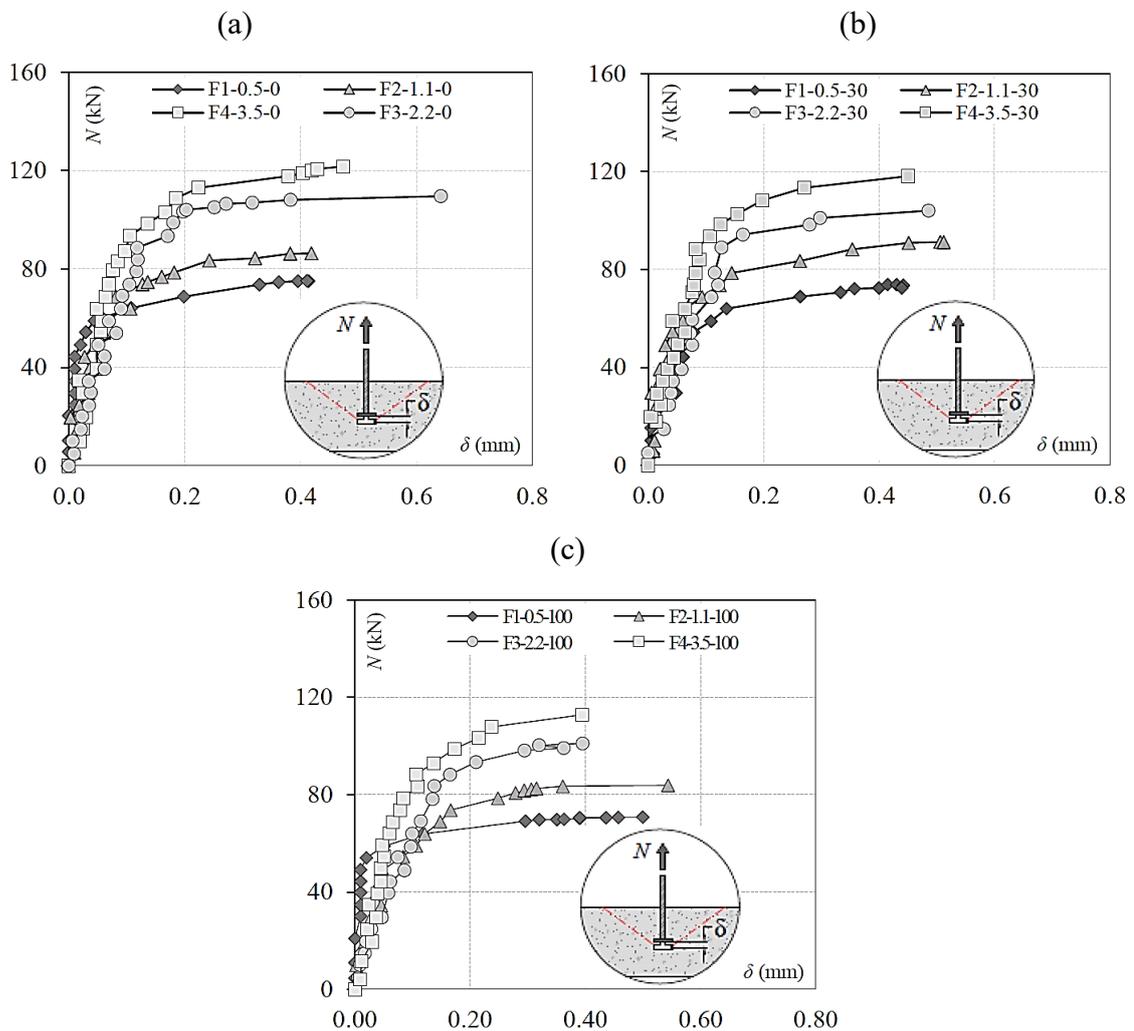


Figura 2.9 – Resultados experimentais do teor de substituição de AGRC e carga última de arrancamento de conectores com cabeça: (a) Série 0%; (b) Série 30%; (c) Série 100% (SANTOS, 2018)

2.4.5 Silva (2018)

Seguindo a linha de pesquisa, Silva (2018) buscou investigar o comportamento de diferentes tipos de ancoragens submetidas à tração direta sem efeito de borda e de grupo. Para isso, foram realizados 34 ensaios de arrancamento com 12 tipos de ancoragens distintas, sendo variações de ganchos de 180°, dobras de 90°, ganchos de 45°, conectores tipo pino com cabeça e barras retas com barras transversais soldadas. Além do objetivo principal, a autora avaliou a influência do uso de armaduras complementares (barras transversais soldadas) na melhoria da capacidade resistente, o desempenho das formulações propostas em modelos teóricos e normativos e uma análise de variabilidade do fator de ajuste (k) para os diferentes tipos de ancoragens testadas.

Os espécimes tiveram variações no comprimento de embutimento efetivo (h_{ef}) de 60 mm e 110 mm, diâmetro da seção da barra ancorada (\varnothing_s) de 10 mm e 16 mm e taxa de armadura de flexão (ρ_f) de 0,81% a 1,61%. Os conectores foram embutidos em prismas de concreto armado com 350 mm de largura, 200 mm de altura e 900 mm de comprimento. Dois valores de resistência média à compressão foram considerados, iguais a 21,5 MPa e 30,1 MPa. O sistema de ensaio utilizado restringe o deslocamento vertical do prisma enquanto uma força externa puxa a barra ancorada no centro do espécime. Demais procedimentos de ensaio e instrumentação utilizada, foram semelhantes aos utilizados por Costa (2016).

As propriedades mecânicas do concreto, como resistência média a tração do concreto por compressão diametral (f_{tm}), resistência média a compressão (f_{cm}) e módulo de elasticidade do concreto (E_c) foram obtidos por Silva (2018) seguindo os procedimentos de ensaio descritos nas normas ABNT NBR 7222 (2011), ABNT NBR 5739 (2007) e ABNT NBR 8522 (2008), respectivamente. As propriedades mecânicas do aço, como tensão de escoamento (f_{ys}), módulo de elasticidade (E_s) e deformação longitudinal de escoamento (ε_{ys}) foram obtidas seguindo os procedimentos descritos pela norma ABNT NBR 6892 (2013). Os detalhamentos das armaduras, propriedades mecânicas dos materiais e características geométricas dos espécimes testados são mostradas na Figura 2.10 e na Tabela 2.1.

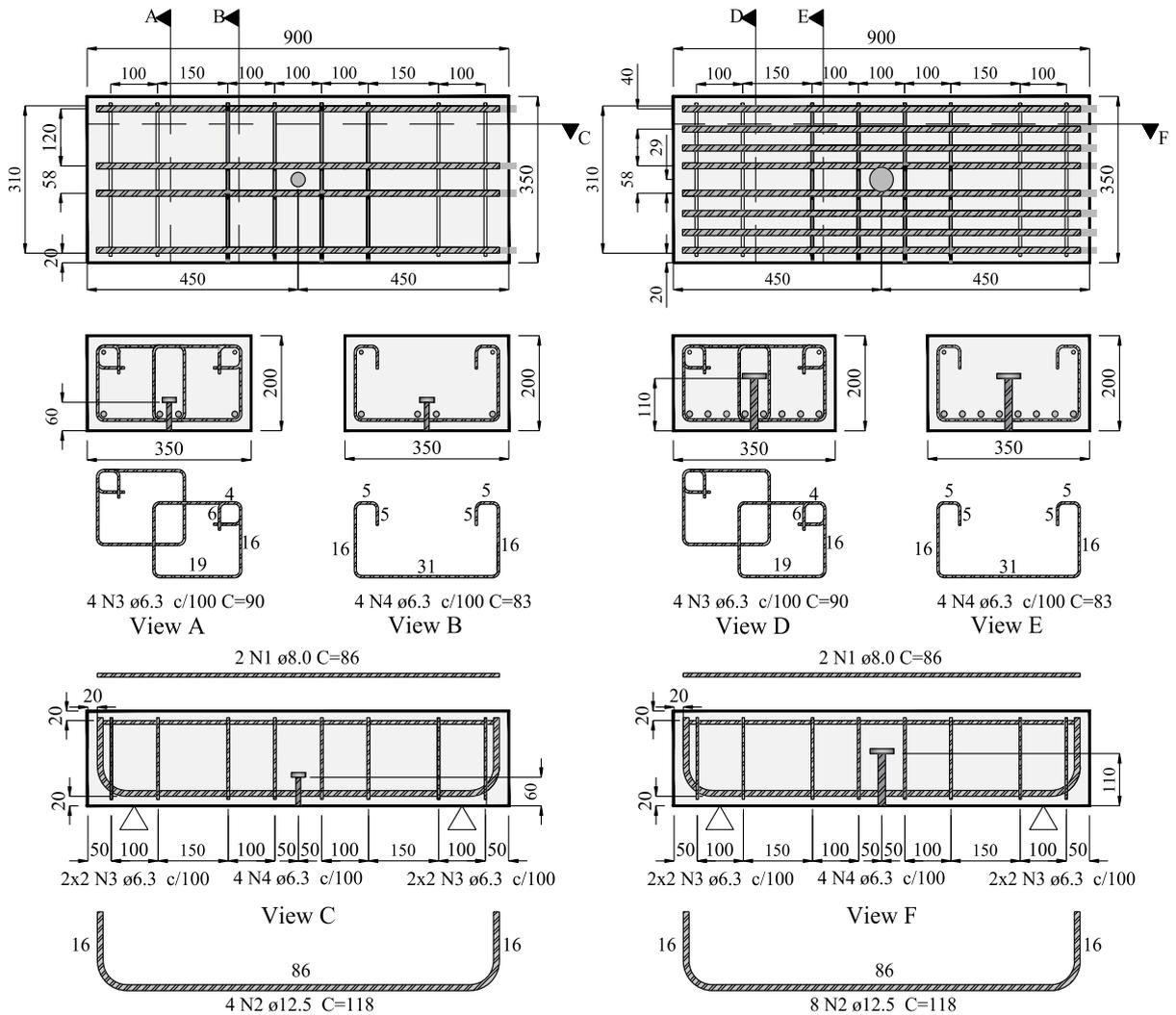


Figura 2.10 – Detalhamento das armaduras dos prismas de concreto armado (SILVA, 2018)

Tabela 2.1 – Propriedades dos materiais e características geométricas dos espécimes

Espécimes	h_{ef} (mm)	\varnothing_s (mm)	\varnothing_h (mm)	ρ_f (%)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_c (GPa)	$\varnothing_{10\text{ mm}}$	$\varnothing_{12,5\text{ mm}}$	$\varnothing_{16\text{ mm}}$
H-60-1	66	10	30	0,81	21,5	2,3	21,8	E_s - 205 f_{ys} - 563	E_s - 183 f_{ys} - 577	-
H-60-2	58				30,1	2,4	26,9	E_s - 179 f_{ys} - 599	E_s - 183 f_{ys} - 577	-
H-110-1	114	16	48	1,61	21,5	2,3	21,8	-	E_s - 183 f_{ys} - 577	E_s - 187 f_{ys} - 544
H-110-2	109				30,1	2,4	26,9	-	E_s - 183 f_{ys} - 577	E_s - 171 f_{ys} - 576

Verificou-se que os conectores com cabeça foram os que tiveram a maior parcela de contribuição da aderência mecânica, uma vez que, a cabeça do conector fornece uma maior área de ancoragem mecânica no concreto, produzindo maiores capacidades resistentes com menores

deslizamentos relativos. Os resultados são concordantes aos apresentados por Beutel e Hegger (2002).

Com relação aos resultados experimentais e as estimativas obtidas pelos modelos teóricos e normativos, a autora ressalta que os modelos do ACI 318 e *fib* Bulletin 58 representaram bem o comportamento dos conectores, obtendo uma maior precisão nos resultados considerando os espécimes como não fissurados, o que segundo a autora, evidencia que o nível de abertura de fissura inferior a 0,30 mm não influenciou consideravelmente na resistência última do conector, como mostrado na Figura 2.11. Na média, o modelo de Regan (2000) foi o que melhor representou o comportamento dos conectores, através do fator de modificação k igual a 14.

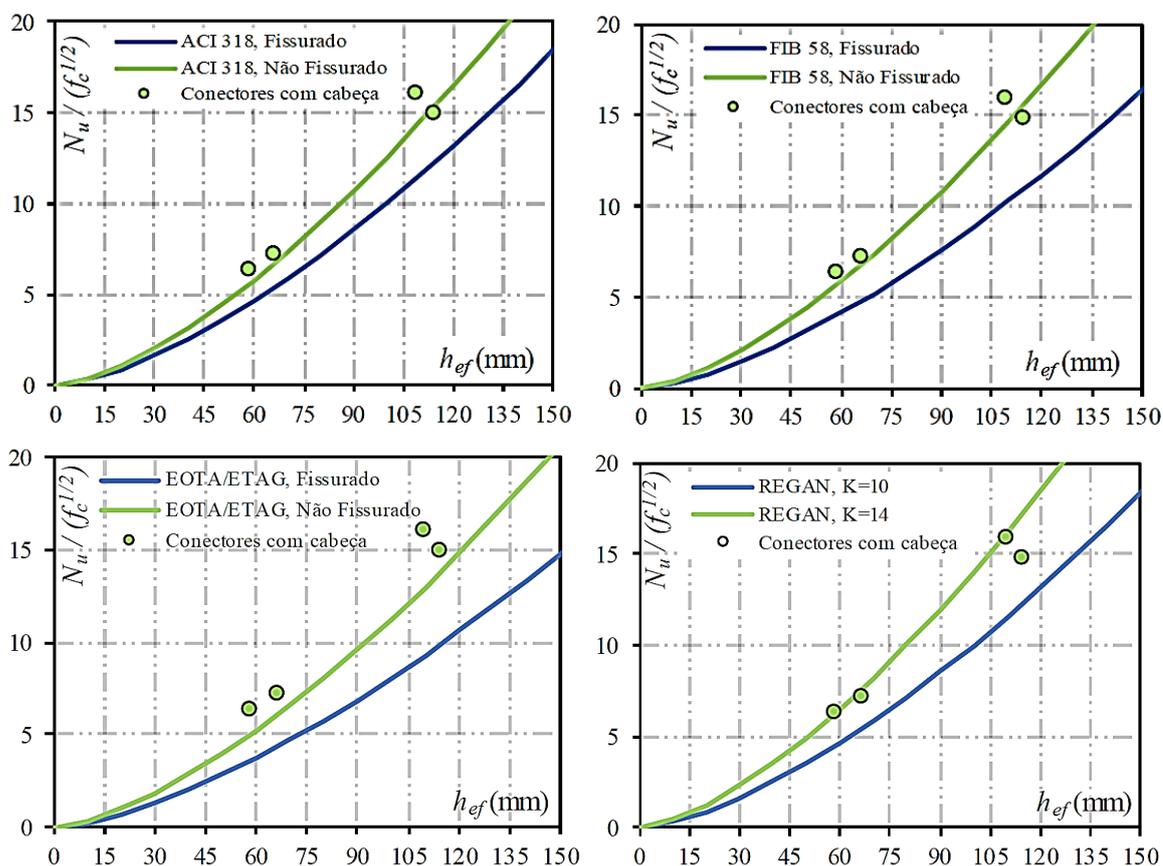


Figura 2.11 – Linha de tendência dos modelos teóricos em função do h_{ef} (SILVA, 2018)

Na análise de variabilidade do fator de modificação k para as ancoragens do tipo conector com cabeça foi utilizado o modelo de Regan (2000), por ter sido considerado o de melhor ajuste aos resultados experimentais. A autora concluiu que os resultados estimados para k igual a 14 são coerentes e favoráveis à segurança, uma vez que a média dos valores experimentais

apresentados por ela foi igual a 13,64 e a média de valores apresentados por Regan (2000) com seus 23 ensaios foi igual a 15,95.

2.4.6 Lima (2019)

No estudo de Lima (2019), os esforços científicos foram direcionados para alguns casos específicos onde o uso de técnicas convencionais de ancoragem (ganchos e dobras) se torna inconveniente devido à limitações geométricas e mesmo as técnicas mais recentes como os conectores com cabeça não são possíveis de serem instalados de maneira isolada ou distantes suficientemente uns dos outros.

Assim, o trabalho teve como objetivo principal avaliar o comportamento de ancoragens do tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado considerando o efeito de borda e de grupo. Um programa experimental contendo 26 espécimes divididos em duas séries com 14 e 12 espécimes cada, foi realizado. Além das análises referente aos efeitos de borda e de grupo, o autor buscou avaliar a influência de armaduras complementares passando pela região de formação do cone de concreto e também a capacidade dos modelos teóricos e normativos de estimar a carga última de arrancamento para os casos analisados.

Os resultados experimentais confirmaram o crescimento da capacidade resistente com o aumento do embutimento efetivo, mostrando que a proporcionalidade de $h_{ef}^{1,5}$ se adequa aos resultados obtidos. O maior ganho em capacidade resistente foi igual a 152% quando o embutimento efetivo foi acrescido em 88%. A Figura 2.12 mostra que o efeito de agrupamento tendeu a reduzir a capacidade resistente dos conectores, devido a sobreposição das projeções de ruptura do cone de concreto.

No entanto, na segunda série de ensaios esse comportamento não foi observado, justifica Lima (2019), devido à baixa resistência à compressão do concreto ($f_{cm} = 17,7$ MPa), o que fez com que a armadura complementar instalada tivesse grande influência na capacidade resistente e no deslizamento dos conectores, reduzindo os efeitos negativos do efeito de agrupamento no desempenho da ancoragem. Na Figura 2.12 os grupos G1 e G2 são comparados com os espécimes identificados de 1 a 6 e os grupos G3 e G4 são identificados de 7 a 12.

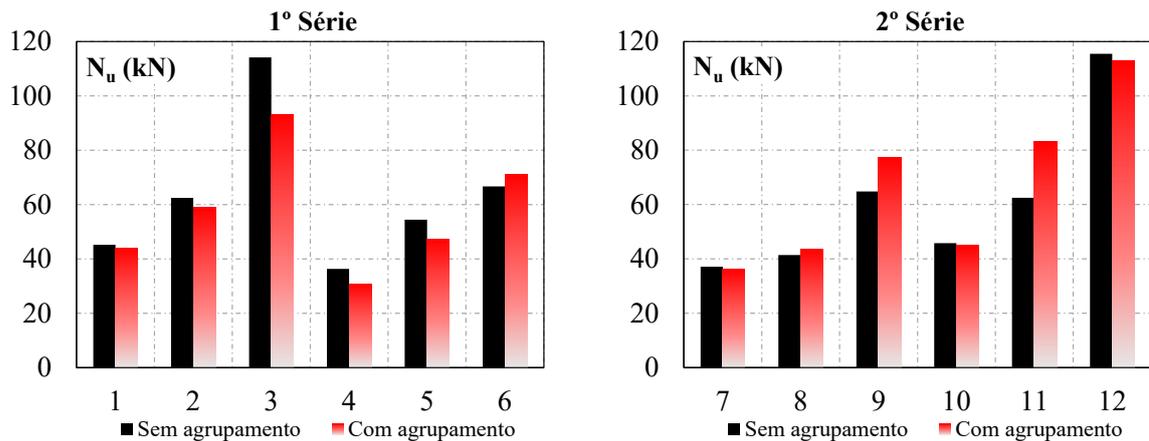


Figura 2.12 – Influência do efeito de agrupamento no desempenho dos conectores (Modificado de LIMA, 2019)

O uso de armaduras complementares passando pela região de formação do cone de concreto proporcionou um aumento na capacidade resistente e uma maior ductilidade no modo de ruptura. Com relação aos modelos teóricos, aquele apresentado por Regan (2000) foi o que melhor apresentou estimativas próximas das encontradas experimentalmente para a primeira série de ensaios. Para os espécimes com armadura complementar, os modelos teóricos e normativos não foram capazes de estimar o ganho de resistência proporcionado por essas armaduras adicionais.

2.5 ESTUDOS NUMÉRICOS

Nesta seção são apresentados alguns estudos com base em análises computacionais de modelagem de dispositivos de ancoragem, como os conectores com cabeça embutidos em concreto armado. Diferentes modelos constitutivos, ferramentas computacionais e procedimentos de análise são utilizados. Através das análises numéricas torna-se possível complementar estudos teóricos no entendimento mecânico dos fenômenos simulados.

2.5.1 Eligehausen e Ozbolt (1990)

Os autores desenvolveram modelos axissimétricos em elementos finitos de ensaios de arrancamento em conectores com cabeça. Baseados nos resultados das análises numéricas e na lei do efeito de tamanho proposta por Bažant (1984), uma equação para a estimativa de capacidade resistente foi desenvolvida e comparada com modelos teóricos e testes

experimentais. Os resultados indicaram uma boa concordância com resultados experimentais e uma significativa influência do efeito de tamanho na capacidade resistente dos conectores, devendo ser levado em consideração nas práticas de dimensionamento.

A carga de ruptura tem um acréscimo proporcional a $h_{ef}^{3/2}$ e comparados com resultados experimentais, as estimativas mostraram resultados concordantes. Os autores concluem que o efeito de tamanho se dá pela liberação de toda a energia elástica armazenada no momento que a carga última é atingida e, como consequência, a distribuição de tensão de tração diminui com o aumento da profundidade de embutimento.

2.5.2 Eligehausen e Ozbolt (1992)

Neste estudo os autores analisaram a influência da abertura de fissuras na carga de ruptura do cone de concreto no arrancamento de conectores com cabeça. Para isso foram utilizados modelos tridimensionais em elementos finitos de placas de concreto armado. Para favorecer a fissuração dos espécimes, foram feitos vincos laterais no espécime onde se inicia a formação de fissuras e o controle da abertura é feito com base na variação da taxa de armadura instalada perpendicular a projeção da fissura.

Os autores verificaram que, em concreto fissurado, o fluxo de tensão tangencial não é axissimétrico em relação ao conector, havendo diferenças entre os planos paralelos e perpendiculares ao plano de fissuração. Como consequência os autores constataram uma menor rigidez no plano paralelo à fissura, com reduções de aproximadamente 30% na capacidade resistente em relação ao plano perpendicular à fissura, como mostrado na Figura 2.13. Após medições nas aberturas das fissuras, foram observadas tais reduções nos espécimes com aberturas maiores que 0,30 mm.

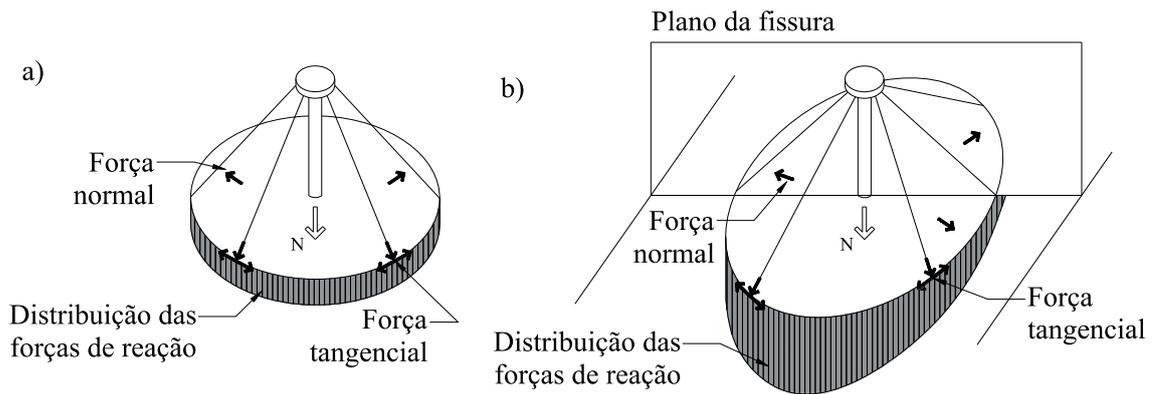


Figura 2.13 – Mecanismo simplificado de transferência de carga: a) concreto não fissurado; b) concreto fissurado (Modificado de ELIGEHAUSEN E OZBOLT, 1992)

2.5.3 Ozbolt *et al.* (1999)

Os autores analisaram o mecanismo de ruptura e o efeito de tamanho de ancoragens do tipo conector com cabeça na resistência ao arrancamento devido à ruptura do cone de concreto. Ensaios experimentais evidenciaram a influência do efeito de tamanho na capacidade resistente do cone de concreto através da variação do comprimento de embutimento de 40 mm a 150 mm e do diâmetro da cabeça do conector proporcionalmente ao acréscimo de embutimento. Nas análises numéricas, a energia de fratura do concreto foi considerada para avaliar o mecanismo de ruptura de três variações analisadas no tamanho da cabeça do conector, conforme Figura 2.14:

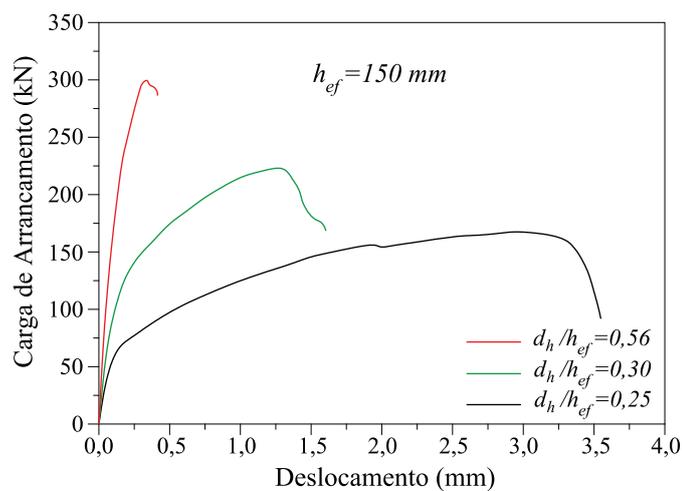


Figura 2.14 – Resposta carga-deslocamento em função da geometria do conector (Modificado de OZBOLT *et al.*, 1999)

Observou-se ao longo do estudo uma relação entre o diâmetro da cabeça do conector e a profundidade de embutimento. Nos resultados foi constatado que, mantendo um comprimento de embutimento constante igual a 150 mm, para uma relação igual a 0,56 o comportamento da ancoragem é frágil, indicando uma ruptura brusca. Quando se reduz o diâmetro da cabeça do conector, obtendo relação igual a 0,25 a tendência é de maior ductilidade, porém com menores capacidades resistentes. Entre os extremos analisados o resultado indica que a capacidade resistente do cone de concreto pode ser reduzida aproximadamente em 50%.

2.5.4 Beutel e Hegger (2002)

Os autores estudaram diversos dispositivos de ancoragem em elementos finitos para enriquecer os estudos do fenômeno de punção em lajes lisas, a fim de identificar as principais diferenças entre a relação tensão de tração e escorregamento relativo para cada tipo de ancoragem, como mostrado nos resultados da Figura 2.15:

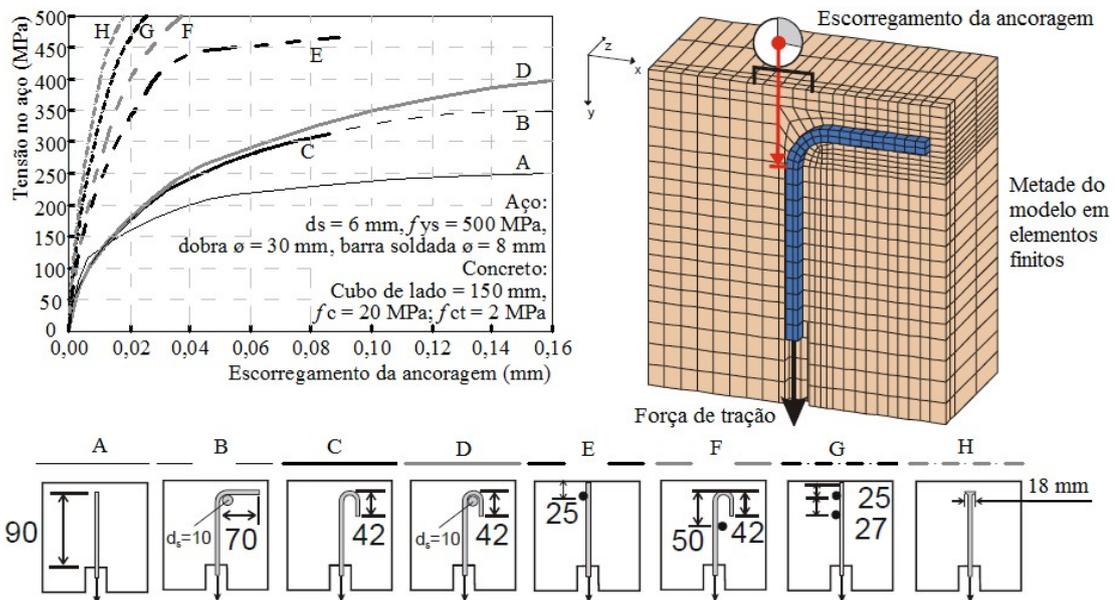


Figura 2.15 – Resposta tensão-escorregamento de diversos tipos de ancoragem (Modificado de BEUTEL E HEGGER, 2002)

Os tipos de ancoragens analisadas foram: barra reta, dobra de 90° e ganchos de 180° com e sem variação de barras transversais soldadas e por último o conector com cabeça na extremidade. Os resultados mostraram que o conector com cabeça obteve a maior relação tensão de tração-escorregamento seguido de modelos com barras transversais soldadas. Os conectores com

cabeça são considerados de mais fácil instalação e com elevada capacidade de carga para o uso como dispositivo mecânico de ancoragem de membros estruturais.

2.5.5 Ozbolt *et al.* (2006)

Neste estudo o autor avaliou em seus modelos numéricos a influência da taxa de carregamento na capacidade resistente de ancoragens do tipo conector com cabeça. A fim de comparar a importância dessa taxa no desenvolvimento de microfissuras para formação do cone de concreto, dois tipos de análises foram realizados: estática e dinâmica. As taxas variaram de 200 mm/s a 200.000 mm/s.

Como resultado o autor concluiu que a velocidade de aplicação do carregamento está diretamente relacionada com a capacidade resistente da ancoragem e do modo de ruptura. Para a análise estática o modo de ruptura predominante foi pela formação do cone de concreto, independente da taxa de carregamento. Já para a análise dinâmica observou-se que para relativa baixa taxa de aplicação os resultados se aproximaram da solução estática. Para velocidades muito altas o modo de ruptura se altera para um modo misto com cisalhamento no conector, como mostrado na Figura 2.16:

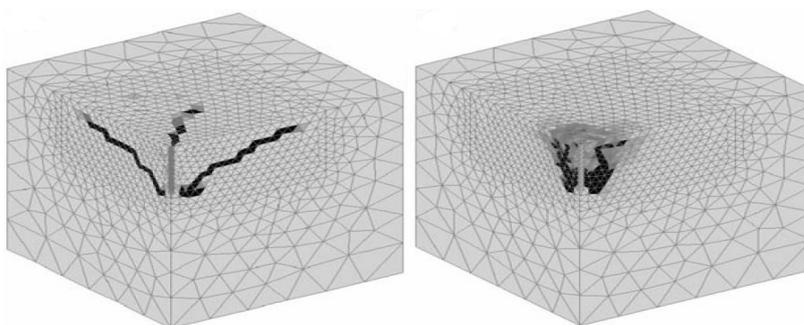


Figura 2.16 – Modos de ruptura: Formação do cone de concreto (esq); Cisalhamento do conector (dir) (OZBOLT *et al.*, 2006)

2.5.6 Ozbolt *et al.* (2007)

Avaliando outros parâmetros como o comprimento efetivo de embutimento e o diâmetro da cabeça do conector de ancoragem, Ozbolt *et al.* (2007) realizaram simulações numéricas em modelos de concreto sem a presença de armaduras adicionais. Segundo os autores, poucos

estudos evidenciam a influência de grandes comprimentos de embutimento no modo de ruptura de ancoragens. Assim, foram analisados embutimentos iguais a 150, 300, 635, 889 e 1500 mm.

Como resultado os autores verificaram que para o conector com $h_{ef} = 150$ mm e o menor diâmetro da cabeça, a capacidade resistente obtida numericamente teve boa aproximação quando comparado com as estimativas do método CCD aplicado nas normas ACI 349-01 e EOTA/ETAG nº 001, com valor 15% superior aos estimados. Já para o caso oposto do conector com $h_{ef} = 1500$ mm e o maior diâmetro da cabeça, as diferenças foram bem mais consideráveis, sendo de 116% para a recomendação europeia e 64% para a norma americana.

Os autores também concluíram que ambos os fatores influenciam no processo de fissuração na ruptura do cone de concreto. Como mostrado na Figura 2.17, os dois casos extremos apresentam diferenças na inclinação do padrão de fissuração dos modelos. Observa-se que quanto menor o diâmetro da cabeça do conector, menor é o comprimento da fissura em direção a superfície. Quanto maior o diâmetro da cabeça do conector, maior o comprimento da fissura e mais aberto é o ângulo de inclinação do cone de concreto na direção da carga. Tal comportamento pode ser atribuído a quantidade de concreto mobilizado na região de influência da aderência mecânica proporcionada pela cabeça do conector.

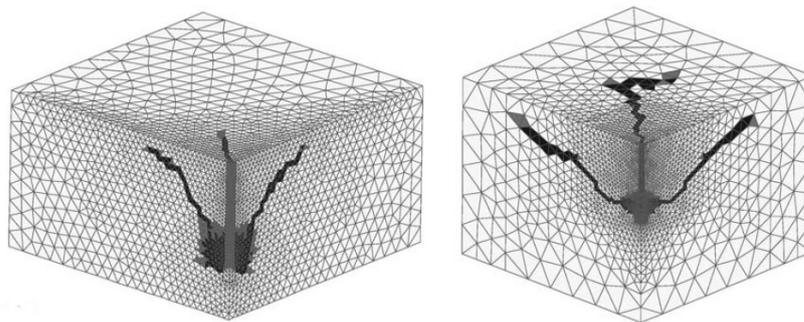


Figura 2.17 – Padrão de fissuração: $h_{ef} = 150$ mm (esq); $h_{ef} = 1500$ mm (dir) (OZBOLT *et al.*, 2007)

2.5.7 Nilforoush *et al.* (2017a)

Neste estudo os autores desenvolveram modelos numéricos que avaliaram a influência da espessura de membros de concreto e o tamanho da cabeça do conector na capacidade resistente de ancoragens embutidas em concreto, comparando com a previsão do método CCD. O

comprimento de embutimento foi variado entre 50 mm e 500 mm. Para cada embutimento, três medidas para o diâmetro da cabeça do conector foram analisadas, conforme ilustrado um dos casos na Figura 2.18a.

Os resultados foram concordantes aos de Ozbolt *et al.* (1999) ao concluir que a capacidade resistente da ancoragem aumenta com a profundidade de embutimento e que o comportamento da ancoragem é mais dúctil para maiores comprimentos de embutimento, ao passo que se torna mais frágil com o aumento do diâmetro da cabeça do conector.

2.5.8 Nilforoush *et al.* (2017b)

Assim os autores ampliaram o estudo anterior verificando o comportamento das ancoragens embutidas em elementos de concreto armado, contendo armaduras superficiais distribuídas ao longo do membro, como mostrado na Figura 2.18b. Os resultados numéricos mostraram que a presença da armadura distribuída superficialmente no elemento aumentou em 20% a capacidade resistente da ancoragem e também alterou o padrão de fissuração observado, apresentando mais fissuras na superfície do elemento, indicando que a armadura superficial, solicitada à flexão, possui papel importante no controle da fissuração de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado.

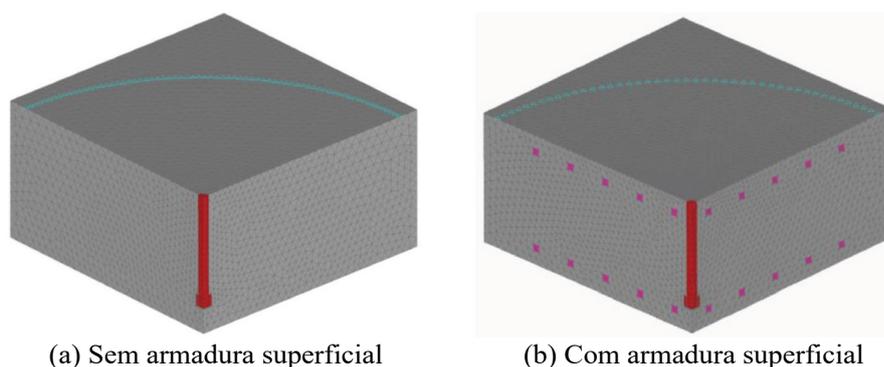


Figura 2.18 – Modelos numéricos com e sem armadura superficial (NILFOROUSH *et al.*, 2017a, NILFOROUSH *et al.*, 2017b)

3 MODELAGEM NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS

A modelagem numérica de uma estrutura, tem como propósito, simular o comportamento de uma estrutura real com um certo nível de precisão e confiabilidade, utilizando ferramentas computacionais, a fim de obter respostas da estrutura sob determinado conjunto de solicitações e condições de contorno. Cada fenômeno a ser simulado demanda uma correta escolha do modelo constitutivo para representar o material, aplicação das condições de contorno e carregamento para representar as ações atuantes na estrutura e uma modelagem matemática adequada para representação do comportamento físico do sistema estrutural. Dessa maneira os resultados se tornam compatíveis com o comportamento real da estrutura. Além disso, há uma variedade de ferramentas computacionais e métodos de análise possíveis de serem utilizados, ficando a cargo do pesquisador conhecer bem o fenômeno a ser simulado para que possa escolher as ferramentas adequadas e extrair o melhor desempenho do modelo computacional.

Métodos experimentais geralmente medem deformações e deslocamentos locais através de *strain gauges* e transdutores de deslocamento (LVDT's), respectivamente, além de outros dispositivos. Devido a limitações de equipamento, espaço físico, recursos financeiros e operacionais, tais métodos não são capazes de proporcionar o completo conhecimento das tensões, deformações e deslocamentos de uma estrutura. Uma vez conhecidas as condições de contorno, propriedades dos materiais e leis constitutivas do fenômeno experimental, os métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), se apresentam como ferramentas auxiliares para o entendimento do comportamento mecânico das estruturas. Através de trajetórias de equilíbrio experimentais, modelos numéricos não lineares podem ser calibrados/validados. Ainda assim, simulações numéricas não são capazes de prever as incertezas inerentes das estruturas reais, sobretudo em concreto armado. Imperfeições geométricas (ainda que em ambiente de laboratório), falhas de concretagem e perda de rigidez por deformação excessiva são exemplos de incertezas nas quais as estruturas estão sujeitas e que reforçam a necessidade de alimentação dos modelos numéricos com dados reais de ensaios experimentais.

A modelagem computacional desenvolvida nesta pesquisa utiliza como referência 04 ensaios experimentais do tipo *pull-out* realizados por Silva (2018). O detalhamento dos espécimes e propriedades mecânicas do concreto são apresentados na Figura 2.10 e Tabela 2.1. Nas seções

seguintes são aprofundados mais conhecimentos acerca da modelagem computacional desenvolvida neste trabalho.

3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1.1 Concreto

No desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto armado, seja *in-loco* ou pré-fabricadas, pesquisadores e projetistas encontram diversos desafios para projetar estruturas seguras aos usuários. Um exemplo disso são estruturas quando submetidas a ações sísmicas. Yön *et al.* (2017) relata os principais eventos ocorridos nos últimos 25 anos, trazendo um saldo de aproximadamente 10 mil mortes e bilhões de dólares em prejuízos materiais decorrentes das ações devastadoras de um evento sísmico. Este tema vem sendo bastante explorado no campo da engenharia estrutural nos últimos anos a fim de melhor compreender o comportamento das estruturas em seus estados de serviço e limite para tais situações, como mostram os estudos de López-Almansa *et al.* (2014), Yu-Hang (2017) e Papadopoulos *et al.* (2018). Nestes estudos, ferramentas computacionais são essenciais para utilizar os dados já existentes e simular diversas possibilidades de análises, uma vez que novas investigações experimentais, mesmo que em modelos de escala reduzida, demandam um alto custo de produção, instrumentação, etc.

Várias pesquisas foram direcionadas então para o desenvolvimento ou adaptação de modelos constitutivos capazes de representar o comportamento do concreto sob ações cíclicas e extremas, como no caso dos terremotos. Exemplos disso são os trabalhos de Krätzig e Pölling (2004), Grassl e Jirásek (2006), Grassl *et al.* (2013), Javanmardi e Maheri (2019). Porém, simular os modos de falha do concreto, como fissuração e esmagamento, não é uma tarefa fácil. A resistência e integridade do concreto estão interligadas com o nível de fissuração, visto que, de acordo com Wight (2016), a propagação de fissuras segue um caminho não linear, que depende do tamanho do agregado e reduz a parcela resistente de engrenamento, na microestrutura do concreto.

O ABAQUS (2017) disponibiliza três modelos constitutivos diferentes para simular o comportamento inelástico do concreto, seja ele simples ou armado, submetido a baixas pressões de confinamento. Uma breve apresentação de cada modelo é feita a seguir para clarificar a

escolha do modelo constitutivo utilizado nesta pesquisa, descrito com mais detalhes no item seguinte.

O modelo *Concrete Smeared Cracking* é destinado a aplicações nas quais o concreto é submetido a deformação essencialmente monotônica e em um ponto de material exibe fissura por tração ou esmagamento por compressão como modo de falha. A deformação plástica de compressão é controlada por uma superfície de escoamento. A fissuração é considerada o aspecto mais importante do comportamento. O modelo se aplica principalmente para modelagens de concreto simples (não armado), embora as barras de aço possam ser modeladas independentemente do concreto. Os efeitos associados à interface aço-concreto, como deslizamento relativo e efeito pino, são modelados aproximadamente pela introdução de um parâmetro chamado *tension stiffening* que simula a transferência de esforços através das tensões de cisalhamento presentes na interface. O seu uso é feito somente através do ambiente ABAQUS/Standard.

O modelo *Brittle Cracking* é destinado a modelagens que envolvem materiais frágeis, não somente o concreto, mas cerâmicas e rochas também podem ser simuladas. Também possui como característica principal a descrição do modo de falha por fissuração na tração. Já o comportamento à compressão é tratado sempre como linear elástico. Por essas características, a sua aplicação é mais ampla em modelos de concreto simples (não armado), podendo também representar o concreto armado através da superposição das malhas independentes da barra de aço e do concreto e pelo uso do mesmo parâmetro *tension stiffening* para representar a transferência de esforços na interface. O seu uso é feito através dos ambientes ABAQUS/Standard e ABAQUS/Explicit.

Os modelos acima citados possuem como característica principal a fissuração como processo dominante no comportamento do concreto. As três principais diferenças entre eles são: comportamento à compressão do concreto, sendo assumida uma função descrita por uma superfície isotrópica de escoamento quando a compressão é dominante no caso do modelo *Concrete Smeared Cracking* e um comportamento sempre linear elástico no caso do modelo *Brittle Cracking*. A segunda diferença é observada na representação do regime pós ruptura do material, onde o modelo *Concrete Smeared Cracking* utiliza uma função bi-linear e o modelo *Brittle Cracking* utiliza uma função exponencial de decaimento para a curva tensão \times

deformação no comportamento à tração pós-ruína. Por fim a utilização dos modelos se diferem nos ambientes disponíveis pelo *software* ABAQUS, sendo então o modelo *Brittle Cracking* apto a realizar simulações dinâmicas, o que é vedado para o modelo *Concrete Smeared Cracking*.

O ensaio experimental *pull-out* representado pelos modelos numéricos nesta pesquisa, apesar de ter aplicações constantes de carga, gera um estado de tensões no concreto onde tanto a fissuração quanto o esmagamento são mecanismos dominantes no fenômeno, ou seja, a utilização de um modelo constitutivo que priorize um dos modos de falha para a situação estudada, poderia levar a análise a resultados inconclusivos ou a própria impossibilidade de representar os ensaios experimentais. Além disso, uma análise dinâmica explícita *quasi-static* necessita da técnica disponível no ambiente ABAQUS/Explicit, eliminando a possibilidade de um dos modelos disponíveis. Sendo assim, a escolha do modelo constitutivo para o concreto teve além das razões acima apresentadas, as vantagens obtidas pela característica do modelo, que são apresentadas no item a seguir.

3.1.1.1 *Concrete Damaged Plasticity* (CDP)

Segundo Lima (2018) os modelos baseados na teoria do dano plástico possuem três princípios que definem o comportamento dos materiais, sendo eles: critério de escoamento, regra de fluxo plástico e regra de endurecimento, que são responsáveis por descrever a evolução da deformação plástica e da superfície de escoamento ao longo do carregamento da estrutura.

Proposto por Lubliner *et al.* (1989) e aperfeiçoado por Lee e Fenves (1998), o modelo constitutivo foi implementado no *software* ABAQUS com o nome de *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Segundo Bezerra *et al.* (2018a), o modelo prevê uma capacidade geral de representar o comportamento de materiais quase frágeis, como o concreto, sob cargas estacionárias, cíclicas e dinâmicas. De acordo com ABAQUS (2017) o CDP é um modelo de dano contínuo para o concreto, baseado na teoria da plasticidade, que pressupõe a fissuração na tração e o esmagamento na compressão como os dois principais mecanismos de falha do material, levando em consideração a degradação da rigidez elástica induzida por deformações plásticas de tração e compressão. Nesta pesquisa foram utilizadas as modificações propostas por Alfarah *et al.* (2017) para o cálculo das variáveis de dano do material.

Assim, o modelo constitutivo de dano plástico, por contemplar os principais modos de falha do concreto, incluindo a degradação do material, se apresenta como uma técnica versátil para simulações numéricas do concreto. Na definição de um modelo de dano plástico é necessário especificar o critério de escoamento, regra de fluxo plástico e a evolução dos parâmetros de dano do material. O critério de escoamento é baseado na função F definido pelas Equações 3.1 e 3.2:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \cdot (q - 3 \cdot \alpha \cdot p + \beta \cdot \langle \sigma_{m\acute{a}x} \rangle - \gamma - \langle \sigma_{m\acute{a}x} \rangle) - \sigma_c^e = 0 \quad (3.1)$$

$$\alpha = \frac{(f_{b0} / f_{c0}) - 1}{2 \cdot (f_{b0} / f_{c0}) - 1}; \quad \beta = \frac{\sigma_c^e}{\sigma_t^e} \cdot (1 - \alpha) - (1 + \alpha); \quad \gamma = \frac{3 \cdot (1 - K_c)}{2 \cdot K_c - 1} \quad (3.2)$$

Onde p é a pressão hidrostática, q é a tensão efetiva equivalente de Von Mises, calculada como a tensão dividida por $(1 - d)$. d é a variável escalar de dano. A razão f_{b0} / f_{c0} é a relação entre as tensões de compressão biaxial e uniaxial, respectivamente, tendo um valor recomendado igual a 1,16. As tensões σ_c^e e σ_t^e são respectivamente as tensões de coesão efetivas de compressão e tração, sendo $\sigma_c^e = \sigma_c / (1 - d_c)$ e $\sigma_t^e = \sigma_t / (1 - d_t)$. K_c é obtido através da superfície de escoamento de Mohr-Coulomb em coordenadas polares. As variáveis escalares de dano d_c e d_t correspondem à degradação do material na compressão e tração respectivamente. Variam entre 0 (material intacto) e 1 (material totalmente danificado).

A regra de fluxo plástico, no caso do CDP, utiliza uma regra não associativa, ou seja, diferentes funções são utilizadas para o critério de escoamento e o fluxo de deformações plásticas. A Equação 3.3 descreve o fluxo plástico através da função hiperbólica de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + q^2} - p \cdot \tan \psi \quad (3.3)$$

Onde ϵ é a excentricidade da superfície de potencial plástico, normalmente tomada como 0,10, σ_{t0} é a tensão uniaxial de tração no momento da falha e ψ é o ângulo de dilatância. Segundo Alfarah *et al.* (2017) o parâmetro K_c é definido como a razão entre a tensão desviadora na tração e na compressão uniaxial p_{b0} / p_{c0} (sobre os meridianos de tração e compressão – MT e MC respectivamente), conforme mostrado na Figura 3.1. K_c pode ser calculado através da Equação

3.4 assumindo, de acordo com López-Almansa *et al.* (2014), que o ângulo de atrito interno para concreto (ϕ) é igual a 32° , têm-se que $K_c = 0,70$.

$$K_c = \frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}} = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (3.4)$$

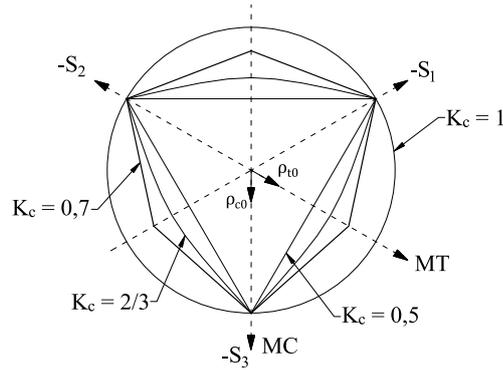


Figura 3.1 – Diferentes valores de K_c nos planos desviadores (ALFARAH *et al.*, 2017)

Segundo López-Almansa *et al.* (2014), a dilatância de um material com atrito interno entre partículas, como o concreto, é um fenômeno provocado pela variação do volume inelástico devido a uma deformação plástica. Para Wosatko *et al.* (2019) a dilatância é causada pelo cisalhamento interno da microestrutura do material, induzindo o acréscimo de seu volume. De acordo com a Figura 3.2 verifica-se que $(\varepsilon^p)_\xi$ é a parcela volumétrica devido a deformação plástica e $(\varepsilon^p)_\rho$ é a parcela de distorção plástica. Assim o ângulo de dilatância (ψ) é medido entre os planos desviadores.

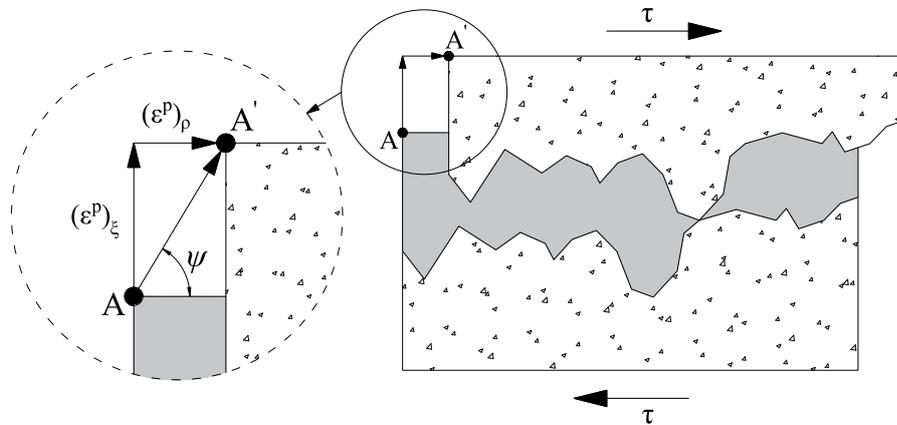


Figura 3.2 – Ângulo de dilatância (Modificado de LÓPEZ-ALMANSA *et al.*, 2014)

De acordo com Vermeer e Borst (1984), para o concreto, pode-se considerar $\psi = 13^\circ$. Este valor usado em modelagens numéricas apresenta um amplo espectro de recomendações, desde valores considerados pequenos como 5° e 8° sugeridos por Majewski *et al.* (2008) e Michal e Andrzej (2015) até valores maiores como 36° e 40° sugeridos por Mohammadi e Wu (2019) e Miarka *et al.* (2019). Fatores como o nível de confinamento do concreto, estado de tensões e fenômeno a ser simulado produzem as maiores divergências entre os valores recomendados para o ângulo de dilatância, como observado nas pesquisas de Qureshi e Lam (2012), Bonilla (2015), Genikomsou e Polak (2015), Earij *et al.* (2017) e Bezerra *et al.* (2018b).

Mais recentemente, através de investigações realizadas por Poliotti e Bairán (2019) e Wosatko *et al.* (2019), valores para o ângulo de dilatância entre 5° e 55° foram associados a problemas relacionados à punção em lajes lisas de concreto armado. Verificou-se que o ângulo não deve ser maior que 35° , concordando com a conclusão de Vermeer e Borst (1984) de que o ângulo de dilatância para o concreto que melhor representa o material deve estar compreendido no intervalo entre 12° e 20° .

Neste trabalho, portanto, se torna importante verificar a aplicação deste intervalo para simular o comportamento do concreto sujeito ao estado de tensões induzido pelo arrancamento de ancoragens do tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado. Para isso, são feitas investigações para ângulos de dilatância iguais a 13° , 16° e 20° . Essa investigação é importante para a definição deste parâmetro associado ao modelo constitutivo de dano plástico no *software* ABAQUS. Outras propriedades atribuídas ao material concreto foram: coeficiente de Poisson igual a 0,20 e densidade igual a 2400 kg/m^3 .

A evolução das variáveis de dano, cuja metodologia utilizada nesta pesquisa foi proposta por Alfarah *et al.* (2017), pode ser determinada pelas Equações 3.5, 3.6 e 3.7:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + \alpha_c} \cdot \left[2 \cdot (1 + \alpha_c) \cdot e^{-b_c \cdot \varepsilon_c^{ck}} - \alpha_c \cdot e^{-2b_c \cdot \varepsilon_c^{ck}} \right] \quad (3.5)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + \alpha_t} \cdot \left[2 \cdot (1 + \alpha_t) \cdot e^{-b_t \cdot \varepsilon_t^{ck}} - \alpha_t \cdot e^{-2b_t \cdot \varepsilon_t^{ck}} \right] \quad (3.6)$$

$$\alpha_c = 7,873 \quad \alpha_t = 1 \quad b_c = \frac{1,97 \cdot (f_{ck} + 8)}{G_{ch}} \quad b_t = \frac{0,453 \cdot f_{ck}^{2/3}}{G_F} \cdot l_{eq} \quad (3.7)$$

Os dados necessários para a alimentação do modelo constitutivo de dano plástico para o concreto armado no *software* ABAQUS, foi feita utilizando-se dos parâmetros indicados na Tabela 3.1, onde constam os três valores analisados para o ângulo de dilatância:

Tabela 3.1 – Parâmetros plásticos do CDP

ψ	ϵ	f_{b0} / f_{c0}	K_c
13° / 16° / 20°	0,1	1,16	0,7

3.1.1.1.1 Comportamento à compressão

O comportamento uniaxial do concreto submetido à compressão, ver Figura 3.3, pode ser dividido em três etapas: (1) um trecho linear elástico até 40% do f_{cm} , seguido por (2) um trecho parabólico de endurecimento (*hardening*) até o f_{cm} e (3) um trecho descendente (*softening*) indicando o amolecimento do material.

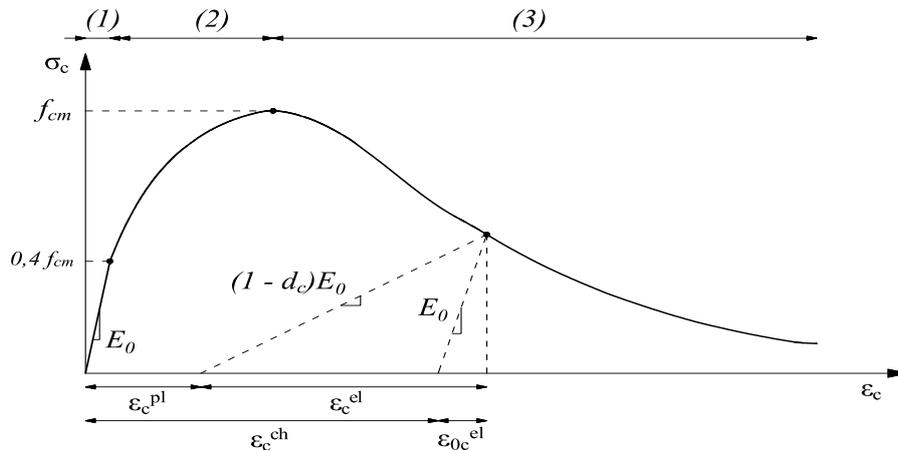


Figura 3.3 – Comportamento uniaxial a compressão (Modificado de ALFARAH *et al.*, 2017)

Onde ϵ_c^{ch} e ϵ_{0c}^{el} são as deformações plásticas de esmagamento e elástica não danificada respectivamente; ϵ_c^{pl} e ϵ_c^{el} são as componentes de deformação plástica e elástica danificadas. De acordo com Alfarah *et al.* (2017) o dado de entrada no *software* ABAQUS é feito utilizando a deformação plástica de esmagamento ϵ_c^{ch} . Wight (2016) recomenda para a construção de diagramas tensão-deformação do concreto, visando computar a diferença da resistência à compressão existente no concreto moldado *in loco* e no concreto do corpo de prova cilíndrico, multiplicar o eixo das abcissas, ou seja, das tensões por um fator igual a 0,90.

De acordo com o *fib* Model Code 2010 (2013) a deformação média de compressão ε_{cm} correspondente à resistência a compressão média f_{cm} pode ser considerada igual a 0,0022. A resistência a compressão média é dada por $f_{ck} + 8$ MPa. O módulo de elasticidade secante (E_0) e tangente inicial (E_{ci}), dados em MPa, podem ser calculados pelas Equações 3.8 e 3.9:

$$E_0 = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \right) \cdot E_{ci} \quad (3.8)$$

$$E_{ci} = 10000 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (3.9)$$

Cada trecho do diagrama tensão-deformação é definido por uma ou por um conjunto de equações. A Equação 3.10 descreve o trecho linear enquanto a Equação 3.11 descreve o trecho parabólico de endurecimento. As Equações 3.12 a 3.14 descrevem o trecho de descida.

$$\sigma_c^{(1)} = E_0 \cdot \varepsilon_c \quad (3.10)$$

$$\sigma_c^{(2)} = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} \cdot f_{cm} \quad (3.11)$$

$$\sigma_c^{(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \cdot \gamma_c}{2 \cdot \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (3.12)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm}}{2 \cdot \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 \cdot f_{cm} \cdot \left(\varepsilon_{cm} \cdot (1-b) + b \cdot \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (3.13)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (3.14)$$

Onde G_{ch} é a energia de esmagamento do concreto por unidade de área e l_{eq} é o comprimento equivalente do elemento finito utilizado na modelagem, que segundo Alfarah *et al.* (2017) pode ser definido como a relação entre o volume e a área de maior superfície do elemento empregado na modelagem. O parâmetro b dado pela Equação 3.14 é tomado inicialmente como 0,90, segundo Alfarah *et al.* (2017), e um processo iterativo é feito de maneira que uma convergência

seja atingida com o valor médio da relação em cada iteração. Para isso, Lima (2018) limita a deformação última de compressão tal que a área abaixo da curva do diagrama tensão-deformação obedeça a relação G_{ch}/l_{eq} . Define-se com base no *fib* Model Code 2010 (2013) que a energia de fratura é calculada conforme a Equação 3.15 e a energia de esmagamento do concreto calculada pela Equação 3.16:

$$G_F = 0,073 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (3.15)$$

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 \cdot G_F \quad (3.16)$$

Utilizando as formulações apresentadas, foram construídas as curvas tensão de compressão (σ_c) x deformação de esmagamento (ε_c^{ch}) e das curvas dano de compressão (d_c) x deformação de esmagamento (ε_c^{ch}) necessárias para alimentação do modelo constitutivo CDP. Na Figura 3.4 apresenta-se as curvas utilizadas na modelagem para os dois valores de resistência média a compressão do concreto.

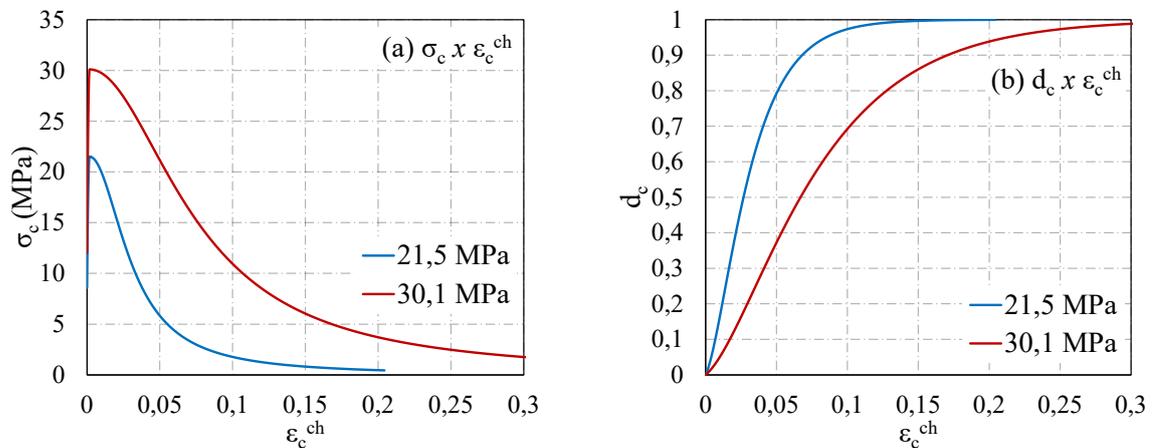


Figura 3.4 – Comportamento uniaxial do concreto: (a) Tensão de compressão x deformação de esmagamento; (b) Dano de compressão x deformação de esmagamento

3.1.1.1.2 Comportamento à tração

Existem três maneiras de descrever o comportamento a tração do concreto considerando a energia de fratura. Segundo Qureshi e Lam (2012) as diferenças acontecem no trecho de descida, após a resistência máxima, que podem ser através de uma aproximação linear, bi linear

ou exponencial. Na Figura 3.5 apresenta-se o comportamento uniaxial a tração com aproximação exponencial do trecho de *softening* adotado neste trabalho.

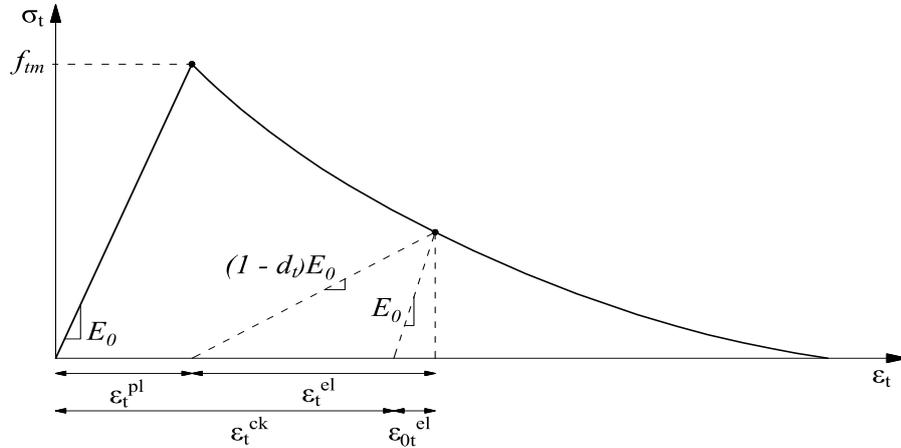


Figura 3.5 – Comportamento uniaxial a tração (Modificado de ALFARAH *et al.*, 2017)

Por intermédio da Equação 3.17 é possível determinar a abertura crítica de uma fissura e com as Equações 3.18 e 3.19 correlacionar com a tensão de tração para a construção do diagrama mostrado na Figura 3.4.

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_F}{f_{tm}} \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (3.18)$$

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (3.19)$$

A Equação 3.19 foi proposta por Cornelissen *et al.* (1986) e mostra que para uma abertura de fissura nula, o concreto contribui até a sua resistência média a tração. À medida que a abertura da fissura aumenta, há um decréscimo exponencial da resistência média à tração, de modo que na abertura máxima a tensão de tração é nula. Os autores propõem que os parâmetros adimensionais c_1 e c_2 devem ser iguais a 3 e 6,93, respectivamente.

Com as formulações apresentadas acima para o comportamento à tração e as formulações para o cálculo das variáveis escalares de dano foram construídas as curvas tensão de tração (σ_t) x

deformação de fissuração (ε_t^{ck}) e as curvas dano de tração (d_t) x deformação de fissuração (ε_t^{ck}). A Figura 3.6 apresenta as curvas utilizadas na modelagem do concreto.

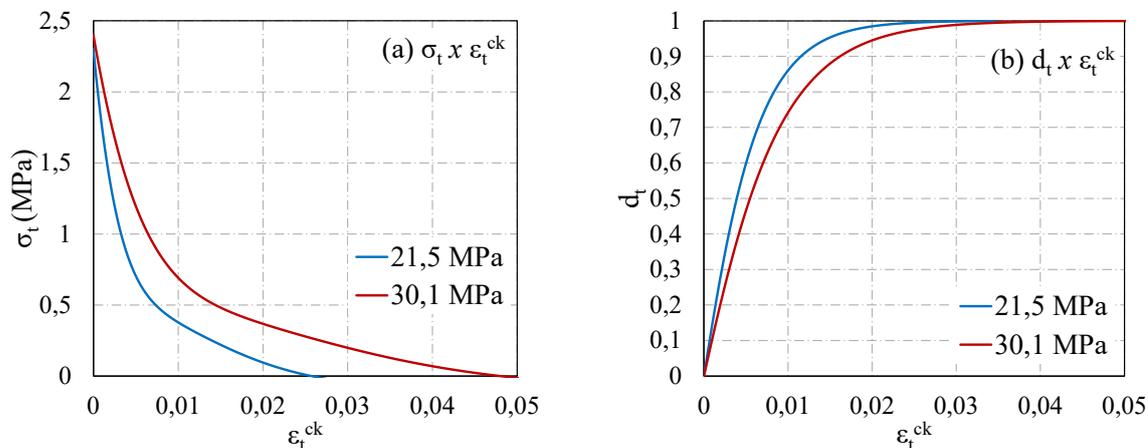


Figura 3.6 – Comportamento uniaxial do concreto: (a) Tensão de tração x deformação de fissuração; (b) Dano de tração x deformação de fissuração

O algoritmo proposto por Alfarah *et al.* (2017) para geração das curvas que serão os dados de entrada do modelo constitutivo, requer o cálculo dos parâmetros acima citados em função da malha em elementos finitos e da resistência à compressão do concreto. Para consistência dos dados utilizados na modelagem, na Tabela 3.2 apresentam-se as propriedades mecânicas experimentais extraídas dos ensaios de caracterização do concreto realizados por Silva (2018), tais como: resistência à compressão, módulo de elasticidade tangente inicial e resistência à tração, assim como os parâmetros calculados de acordo com o algoritmo para geração das curvas.

Tabela 3.2 – Parâmetros de cálculo do algoritmo de geração dos dados de entrada do CDP

f_{cm} (MPa)	l_{eq} (mm)	E_{ci} (GPa)	E_0 (GPa)	f_{tm} (MPa)	G_{ch} (N/mm)	G_F (N/mm)	w_c (mm)	b
21,5	6	21,80	18,56	2,30	11,081	0,127	0,283	0,988
30,1	9	26,90	23,36	2,40	21,192	0,135	0,289	0,936

3.1.2 Aço

A modelagem do aço foi feita através de um modelo elastoplástico padrão disponível no *software* ABAQUS. De acordo com ABAQUS (2017) este modelo é considerado clássico por representar o comportamento do material de maneira linear entre trechos, sendo o módulo de

elasticidade e tensão de escoamento os dois principais parâmetros elásticos a serem definidos. Além disso foram considerados o coeficiente de Poisson e densidade iguais a 0,30 e 7850 kg/m³, respectivamente.

O critério de escoamento adotado é o de Von-Mises, a regra de fluxo plástico é associativa, ou seja, compartilha a mesma função de potencial plástico. Nguyen e Kim (2009) exemplificam o comportamento do aço, mostrado na Figura 3.7. Nenhum componente estrutural em aço dos prismas atingiu o patamar de escoamento nos ensaios experimentais, portanto foi utilizado o diagrama bi-linear, ou seja, considerando um comportamento elástico perfeitamente plástico. As propriedades mecânicas foram extraídas experimentalmente por Silva (2018), tendo sido utilizados na modelagem os valores correspondentes apresentados na Tabela 2.1.

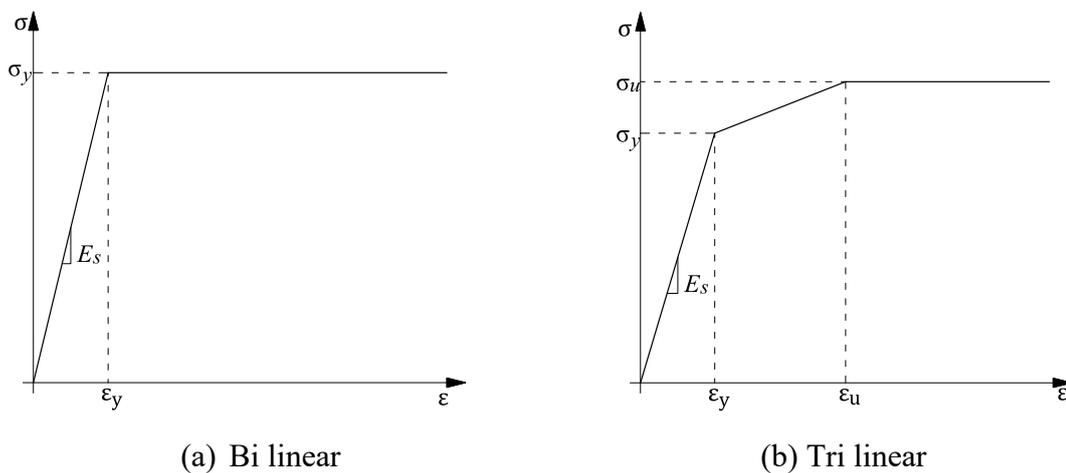


Figura 3.7 – Comportamento uniaxial do aço (Modificado de LIMA, 2018)

3.2 ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA

A análise dinâmica explícita é um procedimento de resolução de equações diferenciais onde o tempo possui dependência direta com a solução que se pretende obter. Segundo Jung (1998) a equação do movimento em elementos finitos de problemas dinâmicos não-lineares é obtida do princípio dos trabalhos virtuais, levando em conta as forças internas, forças inerciais, forças de amortecimento e condições de contorno. A equação diferencial de segunda ordem a ser resolvida é dada pela Equação 3.20:

$$M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + K \cdot u = F(t) \quad (3.20)$$

Onde \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente, do sistema global. $F(t)$ é o vetor de forças nodais externas e u é o vetor de deslocamentos, cujas derivadas primeira e segunda representam a velocidade e aceleração, respectivamente.

O *software* ABAQUS, escolhido para simular o fenômeno de arrancamento dos conectores com cabeça, utiliza o procedimento de integração da diferença central para resolver o sistema de equações apresentado na Equação 3.20. Devido à não linearidade em que o material concreto é submetido, uma análise dinâmica explícita com resposta quase estática foi requerida. Para isso, o *software* disponibiliza duas técnicas de análises, sendo elas: ABAQUS/Implicit e ABAQUS/Explicit. Segundo Lima (2018), a depender da complexidade da geometria a ser modelada, condições de contorno, contato entre superfícies e não linearidades físicas dos materiais, a técnica ABAQUS/Implicit pode encontrar problemas de convergência ao longo da análise. Isto pode ocorrer devido o algoritmo Newton-Raphson em que a técnica se baseia, sendo ainda necessário um alto custo computacional durante o processo iterativo de carregamento da estrutura.

A técnica ABAQUS/Explicit simula uma aplicação dinâmica, que pode ser vista como quase estática se pequenos incrementos de carga forem aplicados ao longo do tempo. Neste caso os efeitos de inércia e acelerações nodais são inclusos no procedimento de análise. Na análise dinâmica explícita, os deslocamentos e velocidades do passo seguinte são calculados em termos de variáveis conhecidas no passo anterior, assim somente a inversão da matriz de massa diagonal é requerida (BOULBES, 2020). A cada passo de carga, a técnica ABAQUS/Explicit não realiza a inversão da matriz de rigidez global da estrutura, o que significa uma redução significativa no custo computacional por incremento de carga. Entretanto, o procedimento dinâmico é particionado em milhares de incrementos de tempo tornando-o mais estável comparado à técnica ABAQUS/Implicit.

Em termos de recursos de *hardware*, a técnica ABAQUS/Explicit geralmente requer uma menor quantidade de memória do sistema e uma maior capacidade de processamento de dados. A maior capacidade de processamento é justificada pela resolução de sistemas de equações em pequenos incrementos de tempo, ao passo que a menor quantidade de memória requerida é justificada pela ausência do custoso processo de inversão da matriz de rigidez global. Nesta pesquisa, pela estabilidade apresentada, a técnica ABAQUS/Explicit foi utilizada.

3.2.1 Resposta *Quasi-Static*

Originalmente a análise dinâmica foi desenvolvida para contemplar os fenômenos físicos que envolvem um equilíbrio dinâmico entre as partes do modelo, como análises de vibrações, colisões entre objetos, performance de equipamentos em meio fluidos, etc. De modo a obter uma solução quase estática, o comportamento de uma estrutura é analisado durante um curto espaço de tempo. Os modelos dinâmicos geralmente utilizam escalas de tempo em frações de segundo de modo que nesse período o modelo torna-se virtualmente estático.

É importante destacar que em situações físicas onde o problema estudado está relacionado a um longo período de tempo para sua solução, a técnica para obtenção de uma resposta *quasi-static* se torna impraticável em virtude da quantidade de pequenos incrementos de tempo necessários. Nestes casos a solução via integração implícita é a mais adequada para proporcionar um menor custo computacional.

Nos modelos numéricos, portanto, é inviável realizar uma simulação considerando o tempo real de modelos experimentais ensaiados em laboratório, por exemplo. Em alguns casos, para a representação de um segundo de aplicação de carga em uma estrutura, podem ser necessários milhões de incrementos de tempo. Sendo assim, artificialmente, acelera-se o processo de simulação de maneira a ter uma resposta que seja econômica em termos computacionais.

A aceleração do procedimento de análise pode ser feita de duas maneiras: aumentando-se as taxas de aplicação do carregamento e utilizando-se do fator *mass scaling*. Quando se aumenta a taxa de aplicação de carregamento, seja ele controle de carga ou de deslocamento, deve-se levar em consideração o equilíbrio das energias do sistema, para garantir uma resposta quase estática. O balanceamento das energias é tratado com mais detalhes em 3.2.2. O fator *mass scaling* é abordado em 3.2.3.

Em ambos os métodos de aceleração do procedimento de análise, uma menor quantidade de incrementos de tempo será requerido, porém, a energia cinética total do sistema torna-se dominante na calibração da resposta. Sendo assim, o objetivo do processo de modelagem de análises quase estáticas é encontrar o menor período de simulação possível ou o maior fator

mass scaling possível de maneira que as forças inerciais do sistema permaneçam insignificantes.

Diversas aplicações de simulações numéricas que utilizam essa metodologia, são encontradas em Qureshi e Lam (2012), Pavlović *et al.* (2013), Xu (2014), Genikomsou e Polak (2015), Earij *et al.* (2017), Bezerra *et al.* (2018a) e Bezerra *et al.* (2018b), com bons resultados quando comparados com ensaios experimentais, comprovando assim a eficácia deste método para análises de estruturas.

3.2.2 Balanceamento das Energias

O equilíbrio das energias do sistema ao longo do procedimento de análise é um requisito necessário para uma solução quase estática. A Equação 3.21 apresenta de maneira simplificada, as principais parcelas utilizadas no cálculo do balanceamento de energias do algoritmo explícito, conforme ABAQUS (2017):

$$E_I + E_{KE} - E_W = E_{TOT} = cte \quad (3.21)$$

Onde E_I é a energia interna (de deformação), E_{KE} é a energia cinética, E_W é a energia armazenada pela atuação das forças externas aplicadas e E_{TOT} é a soma de todas as componentes de energia. Com o objetivo de minimizar os efeitos das forças inerciais, a taxa de carregamento deve ser aplicada de modo que a energia cinética ao longo da análise seja considerada insignificante, entre 1% até no máximo 5% da energia interna, conforme ilustrado na Figura 3.8. Para isso, recomenda-se uma amplitude de carregamento suavizada pela função *smooth* definida pelo *software*.

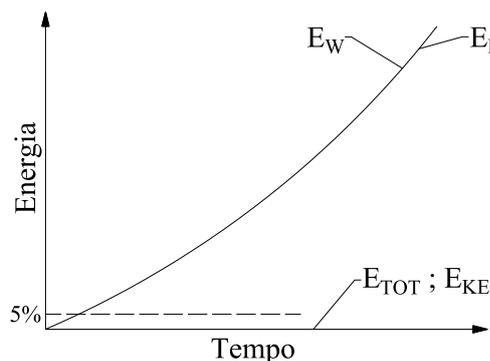


Figura 3.8 – Histórico de energias da análise (Modificado de ABAQUS, 2017)

3.2.3 Custo Computacional

A magnitude do incremento de tempo é um fator determinante no tempo de simulação, pois o custo computacional de uma análise é diretamente proporcional ao número de incrementos requeridos (n_i). Quanto maior o número de incrementos, maior o custo computacional. Com base nisso, segundo o manual de análise do ABAQUS (2017), a quantidade de incrementos de tempo é calculada pela Equação 3.22:

$$n_i \approx T \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (3.22)$$

Onde T é o período de simulação, ρ é a densidade do material e λ, μ são as constantes de Lamé que definem as propriedades elásticas do material.

Em procedimentos dinâmicos, o limite de estabilidade pelo qual os procedimentos de análise devem ter um incremento de tempo no mínimo igual ao limite, é determinado pela Equação 3.23:

$$\Delta t = \frac{l_e}{c_d} \quad (3.23)$$

Onde l_e é o menor comprimento característico do elemento finito e c_d é a velocidade de propagação da onda de tensão no material, dada por $(E/\rho)^{0.5}$ (com coeficiente de Poisson igual a zero).

Para conseguir um menor tempo real de simulação em modelos numéricos, observando as Equações 3.22 e 3.23, pode-se reduzir o período de simulação T ou utilizar do fator *mass scaling*. Este fator consiste no aumento artificial da densidade do material. Sua importante influência na modelagem, como relatado por Jung (1998), ocorre quando se aumenta artificialmente a densidade por um fator f^2 , a velocidade de propagação é reduzida por um fator f e o limite de estabilidade é aumentado por um fator f , necessitando assim de menos incrementos de tempo.

3.3 DADOS DA PESQUISA EXPERIMENTAL DE SILVA (2018)

Para a modelagem computacional dos conectores com cabeça embutidos em membros de concreto armado, foram reproduzidos 04 ensaios experimentais do tipo *pull-out* realizados por Silva (2018). Os dados de geometria e detalhamento das armaduras dos prismas de concreto armado ensaiados experimentalmente são apresentados na Tabela 2.1 e Figura 2.10.

As propriedades mecânicas dos materiais (concreto e aço) foram obtidas através das seguintes recomendações normativas: ABNT NBR 7222 (2011), ABNT NBR 5739 (2007), ABNT NBR 8522 (2008) e ABNT NBR 6892 (2013), respectivamente para determinação da resistência à tração do concreto por compressão diametral (*Brazilian Test*), resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade do concreto e resistência à tração dos aços utilizados. O esquema de ensaio de caracterização dos materiais pode ser observado na Figura 3.9.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.9 – Ensaio de caracterização dos materiais: (a) Tração e Compressão – Concreto; (b) Módulo de elasticidade – Concreto; (c) Tração - Aço (SILVA, 2018)

O comportamento Carga \times Escorregamento das ancoragens, apresentado na Figura 3.10, foi utilizado para calibração dos modelos numéricos. Na Tabela 3.3 apresenta-se um resumo dos resultados experimentais de capacidade resistente ao arrancamento dos conectores com cabeça.

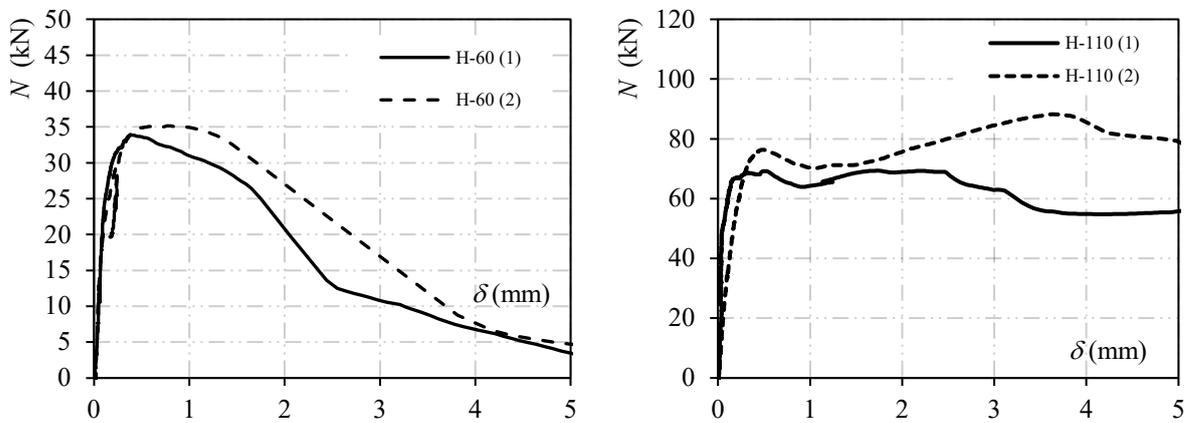


Figura 3.10 – Comportamento Carga \times Escorregamento das ancoragens (SILVA, 2018)

Tabela 3.3 – Resultados experimentais de capacidade resistente à tração (SILVA, 2018)

Espécime	h_{ef} (mm)	f_{cm} (MPa)	N_u (kN)
H-60-1	66	21,5	31,37
H-60-2	58	30,1	32,64
H-110-1	114	21,5	69,40
H-110-2	109	30,1	88,23

3.4 MALHA EM ELEMENTOS FINITOS

Elementos volumétricos de oito nós (C3D8) foram utilizados para modelar a região central dos prismas, com largura igual a $3,0 \cdot h_{ef}$. Esta largura recomendada é dada pelo ACI 318 (2019) como a projeção estimada para a falha do conector através da ruptura do cone de concreto, como prevê o método CCD. Fora dessa região foram utilizados elementos volumétricos de oito nós com integração reduzida (C3D8R), conforme apresentado na Figura 3.11a, por ser uma região de menor interesse do prisma e para reduzir o custo computacional.

Segundo o Manual do Usuário do ABAQUS (2017) o elemento C3D8 possui um esquema $2 \times 2 \times 2$ para pontos de integração, ou seja, no total 8 pontos. Como resultado o elemento tende a apresentar um comportamento mais rígido quando submetido à flexão. Já o elemento C3D8R possui um esquema $1 \times 1 \times 1$, ou seja, apenas 1 ponto de integração onde as tensões e deformações são calculadas. Por esse motivo, o elemento tende a ser mais flexível e susceptível a modos espúrios de configuração deformada. Por padrão, o *software* ABAQUS habilita a função *hourglass control* que visa diminuir os efeitos negativos provocados pela integração reduzida.

Na modelagem do conector com cabeça também foi utilizado o elemento C3D8R (ver Figura 3.11b) e as demais armaduras instaladas no prisma (armadura de flexão e estribos) foram modeladas com elementos de treliça de dois nós (T3D2), conforme a Figura 3.12, onde são apresentados os prismas de concreto já armados e instrumentados na fase final de preparação para a concretagem.

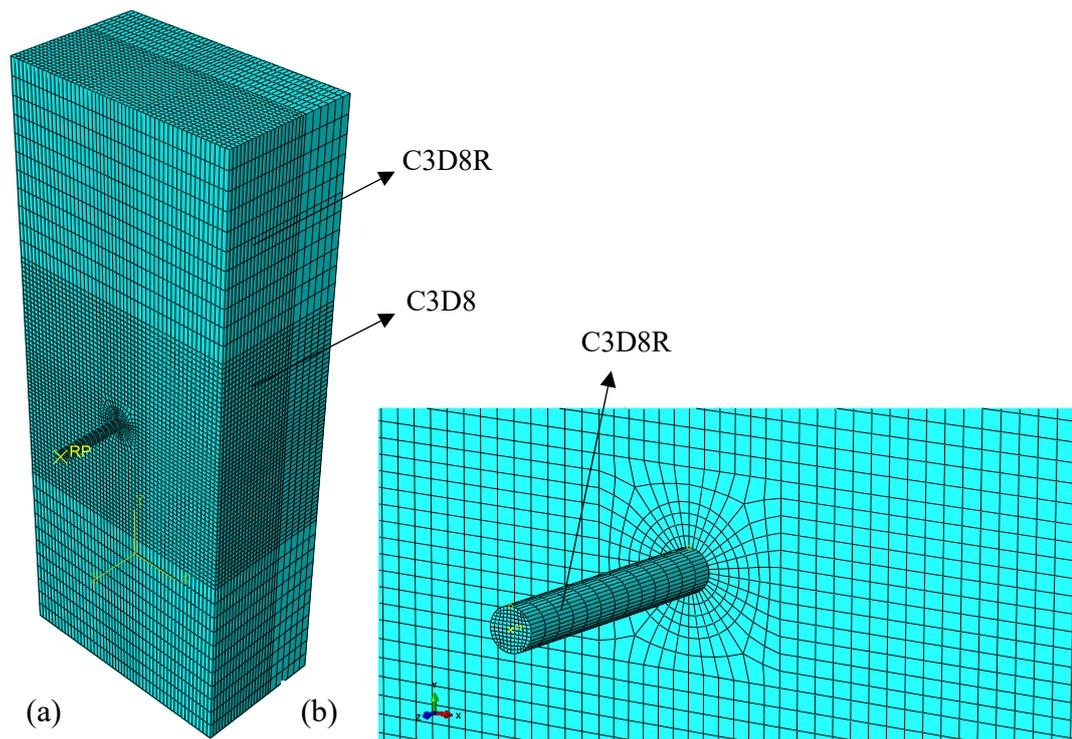


Figura 3.11 – Malha em elementos finitos: (a) Prisma de concreto; (b) Conector com cabeça

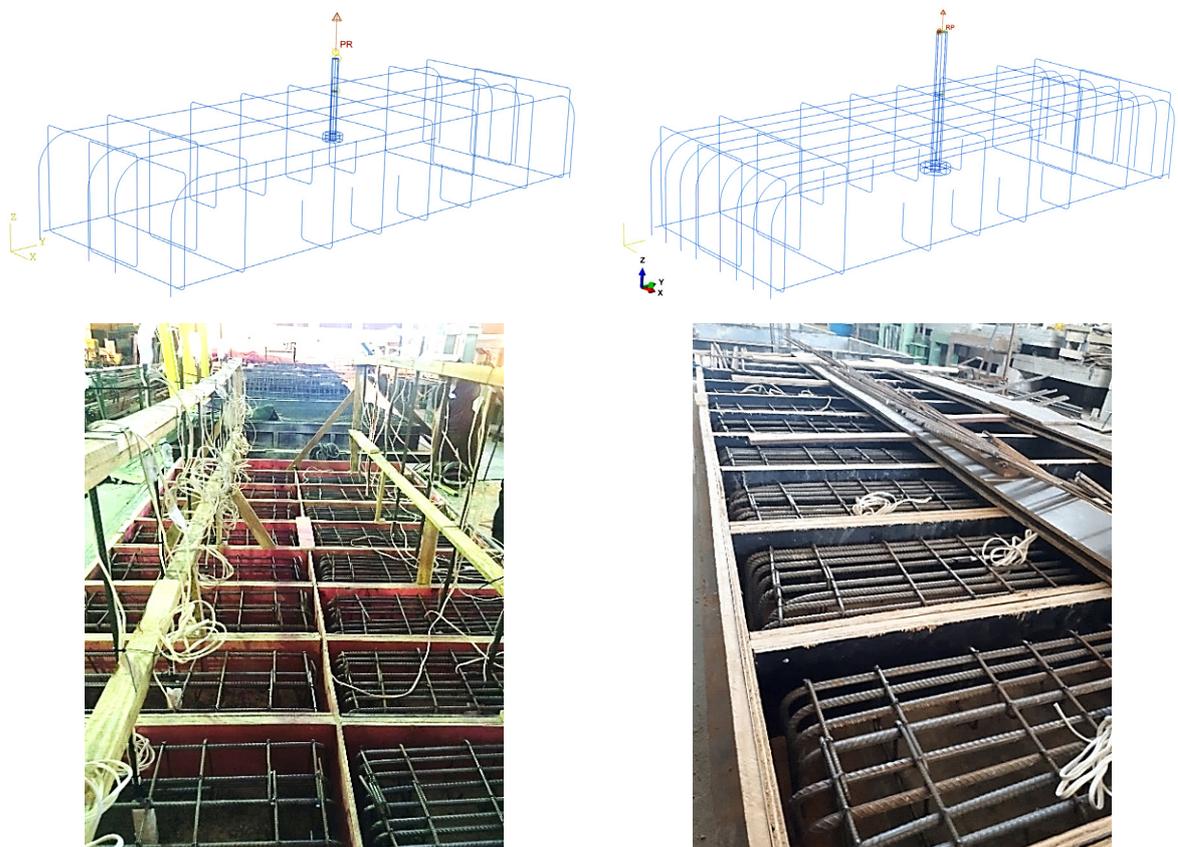


Figura 3.12 – Discretização das armaduras instaladas nos prismas (SILVA, 2018)

O algoritmo de geração dos dados de entrada do modelo constitutivo CDP possui uma sensível dependência com a resistência à compressão do concreto e a malha em elementos finitos. Assim, todos os modelos foram padronizados na discretização de modo que os elementos, sobretudo próximos à interface aço-concreto da barra do conector e na direção da fissura circunferencial (cone de ruptura) ao conector, não apresentassem ao longo da análise erros decorrentes de deformação excessiva em virtude de uma razão de aspecto irregular.

O Manual do usuário do ABAQUS (2017) define a razão de aspecto de um elemento finito como sendo a razão entre a maior e a menor aresta do elemento. Especifica também para elementos volumétricos de 8 nós um limite máximo para essa razão, como sendo igual a 10. Portanto, na modelagem computacional o valor de l_{eq} , que segundo Alfarah *et al.* (2017) depende do tamanho da malha, tipo do elemento finito e direção da fissura, foi definido como recomenda Lima (2018) e obedecendo uma razão de aspecto no máximo igual a 3 para os elementos de maior interesse. Para obter uma satisfatória discretização do conector devido sua geometria circular (ver Figura 3.13), foram utilizadas malhas com l_{eq} iguais a 6 mm para os modelos H-60 e 9 mm para os modelos H-110.

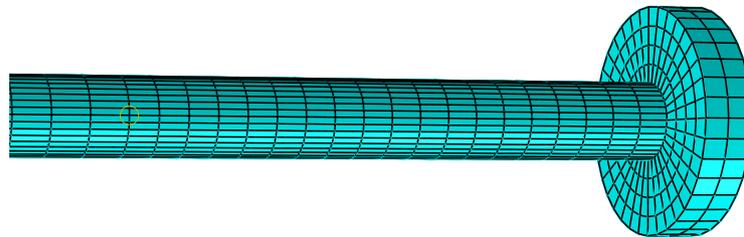


Figura 3.13 – Detalhe da malha em elementos finitos do conector com cabeça

3.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO

Restrições de deslocamento no eixo z foram aplicadas em uma linha transversal na face superior do prisma, representando o apoio imposto por roletes do sistema de ensaio, espaçados em 700 mm e distante 100 mm das bordas do prisma, como pode ser visto na Figura 3.14. Na seção transversal da barra de aço ancorada foi designado um ponto de referência (PR) cujos deslocamentos horizontais nos eixos x e y foram restringidos, sendo possível somente a movimentação ao longo do eixo z , sentido de aplicação da força vertical de arrancamento,

conforme mostrado na Figura 3.14. Todos os demais pontos do prisma de concreto foram deixados livres de modo a permitir a flexão do membro de concreto.

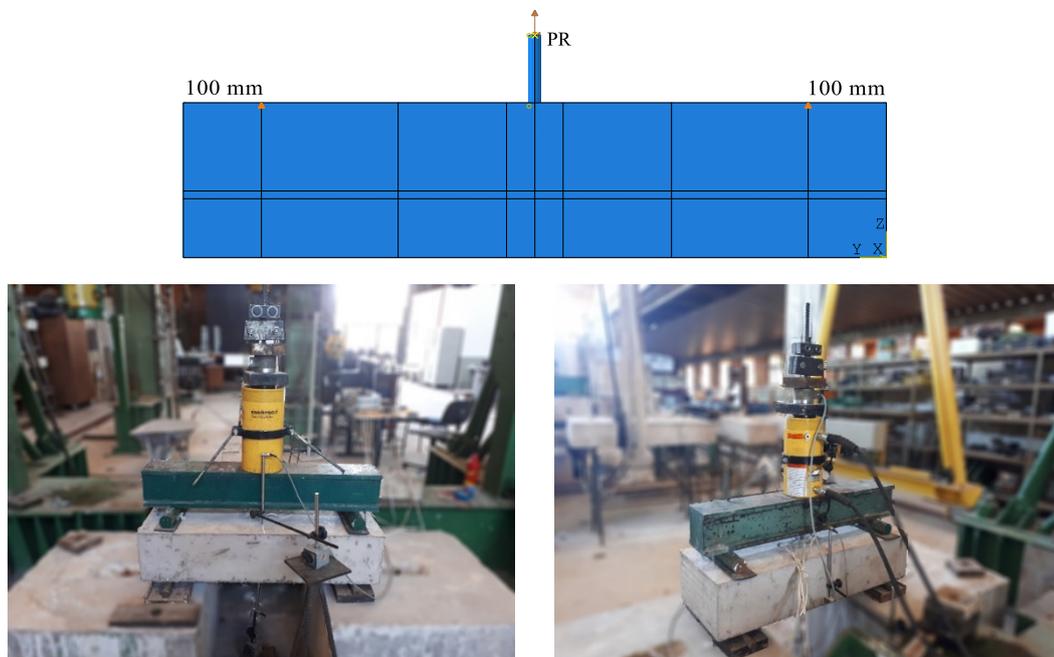


Figura 3.14 – Condições de contorno e sistema de ensaio (SILVA, 2018)

A leitura dos dados de deslizamento do conector em relação ao concreto foi feita através do posicionamento de dois LVDT (transdutor de variação de deslocamento linear) no prisma de concreto. O LVDT 1 foi posicionado imediatamente abaixo do conector de ancoragem, para isso, em todos os espécimes foi instalada uma barra de aço CA-60 soldada na face inferior da cabeça do conector, como mostrado na Figura 3.15. A barra foi protegida com EPS para que após a concretagem fosse fácil identificar sua posição e remover a camada de isopor adjacente. O LVDT 2 foi posicionado na superfície superior do prisma, a fim de obter os dados de deslocamento vertical do prisma, como mostrado na Figura 3.14.



Figura 3.15 – Detalhe construtivo para medição de deslocamento do LVDT 1 (SILVA, 2018)

Com relação a condição de contorno utilizada para a interface aço-concreto dos modelos numéricos, Pereira *et al.* (2015) destaca dois diferentes níveis para a representação do contato entre tais superfícies em modelagens numéricas. O primeiro nível é caracterizado pela discretização das nervuras da barra de aço e das terminações correspondentes no concreto devido a presença das nervuras, de modo que uma malha refinada em elementos finitos nestas regiões necessita ser gerada. Isto leva a um alto custo computacional, em particular para geometrias complexas que utilizam elementos volumétricos. O segundo nível é caracterizado pela ausência de nervuras a serem modeladas, portanto, a interface é descrita por uma abordagem descontínua, com o uso de elementos coesivos, cujo comportamento é controlado pela relação tensão de aderência-deslizamento.

Considerando a quantidade e comprimento equivalente dos elementos volumétricos utilizados na modelagem, sobretudo próximo a região do conector, nesta pesquisa, utilizou-se o acoplamento das malhas para a consideração de aderência perfeita na interface aço-concreto, uma vez que no mecanismo de arrancamento simulado, espera-se que o volume de concreto mobilizado pela cabeça do conector tenha deslocamento relativo considerado insignificante em relação à barra de aço ancorada. No *software* ABAQUS esse tipo de contato é feito através da condição *tie*, que une os nós das superfícies *master* (conector) e *slave* (concreto) selecionadas para o contato. Desse modo as superfícies destacadas na Figura 3.16, no prisma de concreto e na barra de ancoragem, foram unidas para impedir qualquer deslocamento relativo. As demais armaduras foram embutidas no concreto utilizando a condição *embedded region* disponível no *software*.

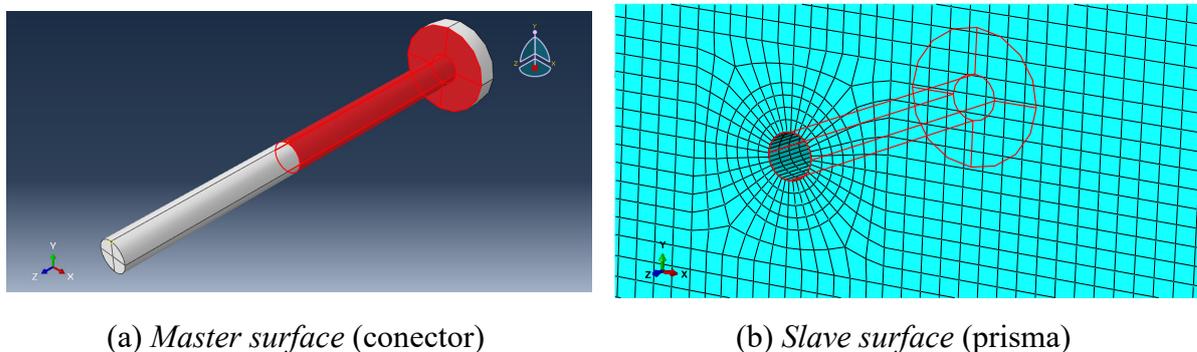


Figura 3.16 – Acoplamento das malhas na interface aço-concreto: (a) Conector; (b) Prisma

Embora uma análise dinâmica tenha sido empregada na simulação, uma solução quase estática foi requerida, em razão da natureza estática do ensaio experimental. Portanto, uma taxa de

carregamento constante e de intensidade relativamente baixa foi aplicada na seção da barra de ancoragem dos modelos (através do PR mostrado na Figura 3.14) de maneira que a força total aplicada no arrancamento é dada pela soma das forças de reação na superfície da barra.

A intensidade de carregamento é de fundamental importância em casos de materiais frágeis, como o concreto (OZBOLT *et al.*, 2006). A perda da capacidade resistente é verificada pela modificação brusca da energia cinética do sistema, que aumenta consideravelmente (QURESHI E LAM, 2012). Dessa maneira, o Manual de Análise do ABAQUS (2017) recomenda para análises dinâmicas explícitas *quasi-static* a utilização da amplitude de carregamento *smooth step*. Este procedimento realiza a aplicação gradual de carga no modelo e evita que resultados indesejados sejam obtidos caso as ações externas sejam impostas instantaneamente à estrutura no início da simulação.

Para isso, são definidos os pontos no tempo de início e fim da simulação (desde que apenas um *step* seja necessário para reproduzir as ações externas no modelo) e o *software* aplica uma transição polinomial de quinta ordem entre os dois pontos, de modo que as derivadas de primeira e segunda ordem nos extremos sejam nulas. Os valores de amplitude definidos em cada ponto representam uma porcentagem da carga aplicada naquele instante, porém de forma suave. O esquema da curva de amplitude é mostrado na Figura 3.17:

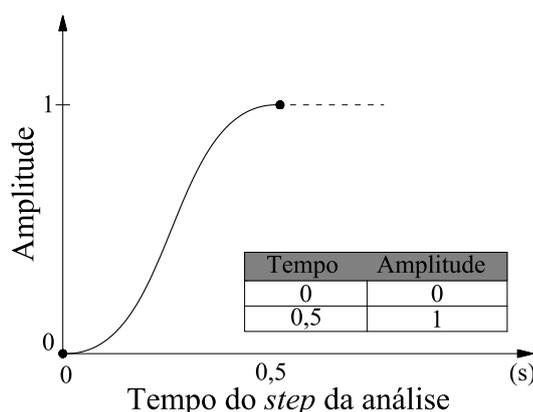


Figura 3.17 – Esquema de definição da curva de amplitude *smooth step* com dois pontos (Modificado de ABAQUS, 2017)

Uma série de testes de sensibilidade foram realizados para definição do período de simulação de cada modelo e a taxa de deslocamento controlado aplicada, visto que quanto maior a resistência a compressão do concreto, mais perceptível é a característica frágil do material

(OZBOLT *et al.*, 1999). O processo de calibração desses parâmetros iniciou-se fixando o período de simulação em cada modelo, de maneira que somente a taxa de deslocamento pudesse ser avaliada. Devido a ausência de referências na literatura que utilizam este método de análise aplicado ao arrancamento de conectores de ancoragem em estruturas de concreto armado, os estudos de Jung (1998) aplicado a peças metálicas e Bonilla (2015) aplicado a elementos em concreto armado, foram usados para adaptar os testes de determinação dos parâmetros mencionados.

A velocidade de carregamento aplicada em um modelo numérico influencia diretamente no comportamento de corpo rígido, portanto, na busca de uma resposta *quasi-static* a calibração desses parâmetros é de fundamental importância. Partindo de uma taxa de deslocamento controlado igual a 50 mm/s para todos os modelos, a cada teste observou-se que no instante da ruptura do material, quando ocorre de forma brusca, seja pela degradação total do material por fissuração ou esmagamento, há uma redução do tamanho do incremento de tempo. Quando essa redução atinge valores inferiores ao limite de estabilidade do algoritmo explícito, a análise numérica diverge e o processo é encerrado. Um novo teste é iniciado em seguida com uma taxa menor de modo que o modelo consiga capturar o momento da ruptura do material sem alterar significativamente o balanço de energias do sistema e assim finalizar a conclusão do processo de análise.

Ao final dos testes para definição da taxa de deslocamento controlado ideal e obtenção de uma resposta *quasi-static*, foram fixados os valores constantes iguais a 2 mm/s para os modelos com $f_{cm} = 30,1$ MPa e 4 mm/s para os modelos com $f_{cm} = 21,5$ MPa. Após essa etapa foi possível determinar o período de simulação para cada modelo. Conhecida a taxa de deslocamento aplicada na seção da barra de aço ancorada (ver Figura 3.14), escolheu-se um período de simulação em que fosse possível obter respostas numéricas de deslizamento relativo da cabeça do conector em relação ao concreto compatíveis com os resultados experimentais, como será mostrado no capítulo a seguir a comparação dos resultados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados das investigações numéricas com relação a carga última de arrancamento (N_u) de conectores com cabeça embutidos em membros de concreto armado. Ao longo do processo de calibração dos parâmetros de análise e validação dos modelos numéricos são discutidos aspectos sobre a modelagem computacional.

Além disso, os resultados numéricos são confrontados com evidências experimentais e modelos teóricos de previsão da capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça. São discutidas análises acerca do mecanismo resistente de arrancamento, fatores que influenciam na capacidade resistente e performance dos modelos numéricos em reproduzir ensaios de arrancamento feitos em laboratório. Como resultado das análises desenvolvidas, é apresentada uma proposta de equação para a estimativa da capacidade resistente ao arrancamento, considerando uma abordagem diferente daquelas utilizadas por códigos normativos e modelos teóricos.

4.1 ASPECTOS SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA

O processo de calibração dos modelos computacionais envolve o ajuste de parâmetros plásticos do modelo constitutivo, curvas tensão-deformação que representam o comportamento à compressão e à tração do material concreto, tipo de elemento finito utilizado na modelagem, taxa de carregamento e equilíbrio energético do sistema estrutural. Com o objetivo de obter uma solução quase estática e utilizando-se de procedimento dinâmico de análise através da técnica ABAQUS/*Explicit*, vários testes foram necessários para que os modelos conseguissem reproduzir os ensaios experimentais com razoável precisão.

É importante destacar que o modelo constitutivo de dano plástico, considerado segundo Bezerra *et al.* (2018a) como popular e vantajoso na representação de materiais frágeis como o concreto, ao ser associado ao método de análise dinâmica explícita com resposta *quasi-static*, pode apresentar dificuldades de convergência. Tal dificuldade se dá em função da velocidade em que ocorre o processo de ruptura do material, sendo necessário um controle sobre os incrementos de tempo e taxa de carregamento para que seja garantida uma convergência.

4.1.1 Tipo de Elemento Finito

Um dos primeiros testes realizados foi com relação ao tamanho e tipo de elemento finito possíveis de serem utilizados na modelagem do prisma de concreto e do conector de aço. Cada resposta numérica foi confrontada com o comportamento carga-deslizamento apresentado por Silva (2018). A melhor precisão das curvas carga-deslizamento obtidas numericamente se deu através da utilização de elementos finitos do tipo C3D8 (elemento volumétrico de 8 nós com integração completa) numa região compreendida teoricamente pela superfície de formação do cone de concreto, que segundo o ACI 318 (2019) é igual a $1,5 \cdot h_{ef}$ a partir do centro do conector de ancoragem. Testes iniciais utilizando o elemento C3D8R (elemento volumétrico de 8 nós com integração reduzida), mostraram desempenho ruim tanto em relação à resposta carga-deslizamento quanto em relação à capacidade resistente ao arrancamento, conforme pode-se observar nas Figuras 4.1 e 4.2.

A utilização do elemento C3D8, que tem mais pontos de integração na sua formulação, na região central dos prismas de concreto e do elemento C3D8R nas regiões afastadas da faixa compreendida por $1,5 \cdot h_{ef}$ melhorou de forma significativa a correlação entre os resultados numéricos e experimentais, indicando que o elemento C3D8 foi o mais adequado para a modelagem destes experimentos.

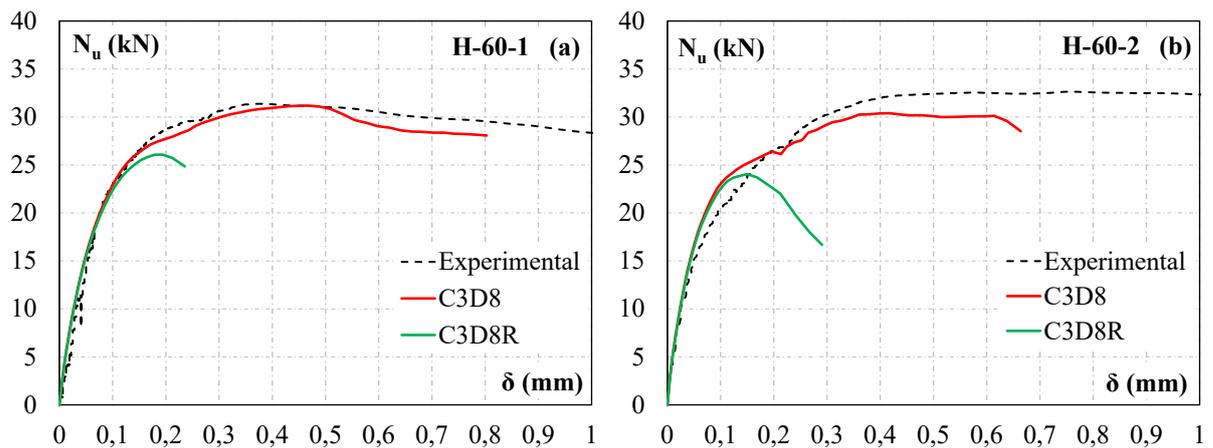


Figura 4.1 – Comparação entre os elementos C3D8 e C3D8R nos modelos H-60

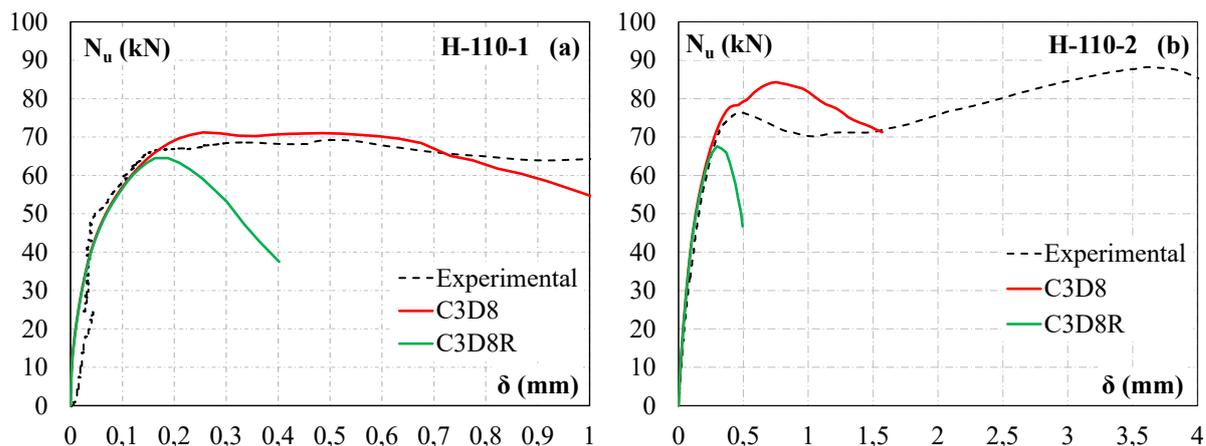


Figura 4.2 – Comparação entre os elementos C3D8 e C3D8R nos modelos H-110

4.1.2 Ângulo de Dilatância

Conforme a justificativa apresentada para investigação do valor usual para o ângulo de dilatância do material concreto na modelagem computacional em 3.1.1.1, as melhores previsões de capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça foram obtidas utilizando o ângulo de dilatância igual a 13° . Os resultados de carga última dos modelos numéricos são listados na Tabela 4.1.

Comparando os resultados numéricos com as curvas carga-deslizamento obtidas experimentalmente (ver Figuras 4.3 e 4.4), observou-se que para um ângulo de dilatância igual a 13° , um erro médio de 2,5% foi obtido. Para um ângulo igual a 16° , um erro médio de 6,5% e para um ângulo igual a 20° um erro médio de 10,4% foi encontrado. Isto indica que a recomendação do intervalo proposto por Vermeer e Borst (1984), como sendo de 12° até 20° , se aplica satisfatoriamente ao mecanismo de arrancamento de conectores embutidos em membros de concreto armado sob tração.

Outros autores que utilizaram o ângulo de dilatância igual a 13° também concluíram que este valor se aplica satisfatoriamente na simulação de problemas como cisalhamento de conectores de aço em ligações entre estruturas mistas de aço e concreto, nos estudos de Bezerra *et al.* (2018a), Bezerra *et al.* (2018b), Barbosa (2016) e Lima (2018). O mesmo ângulo também foi utilizado para obter deformações por cisalhamento em pórticos de concreto armado, como apresentado no estudo de Alfarah *et al.* (2017). Em pilares revestidos parcialmente por chapas de aço, Ferreto *et al.* (2018) também encontrou bons resultados para valores do ângulo de

dilatância dentro da recomendação proposta por Vermeer e Borst (1984). Apesar dos trabalhos citados terem simulado mecanismos diferentes daquele abordado nesta pesquisa, é importante notar que o intervalo de variação do ângulo de dilatância estabelecido por Vermeer e Borst (1984) é uma importante referência para a caracterização deste parâmetro plástico no modelo CDP disponível no *software* ABAQUS.

Tabela 4.1 – Resultados do procedimento de calibração do ângulo de dilatância

Espécimes	ψ	$N_{u,EXP}$ (kN)	$N_{u,EXP} / N_{u,NUM}$
H-60-1	13°	31,37	1,01
	16°		0,94
	20°		0,87
H-60-2	13°	32,64	1,02
	16°		1,09
	20°		1,07
H-110-1	13°	69,36	0,97
	16°		0,92
	20°		0,86
H-110-2	13°	88,23	1,05
	16°		1,03
	20°		0,96

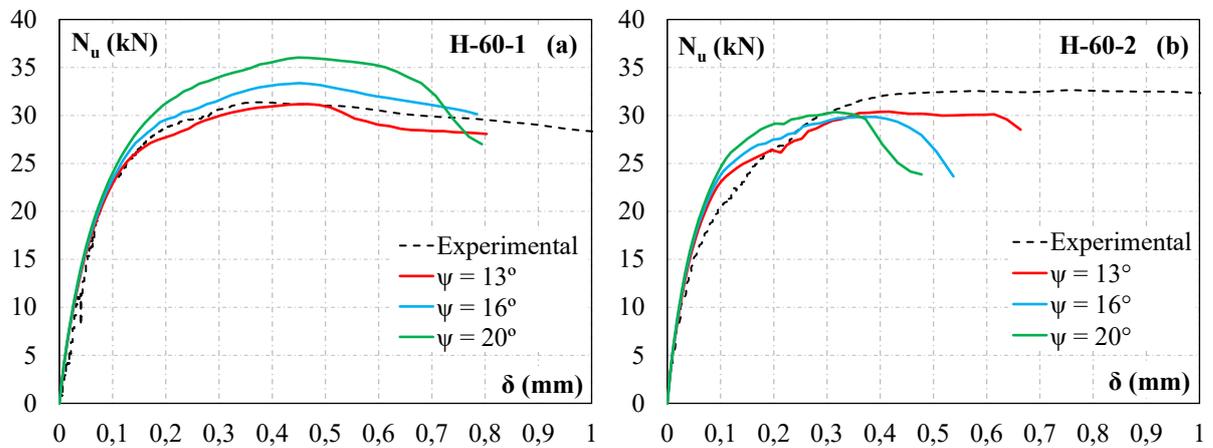


Figura 4.3 – Curvas carga-deslizamento dos modelos H-60

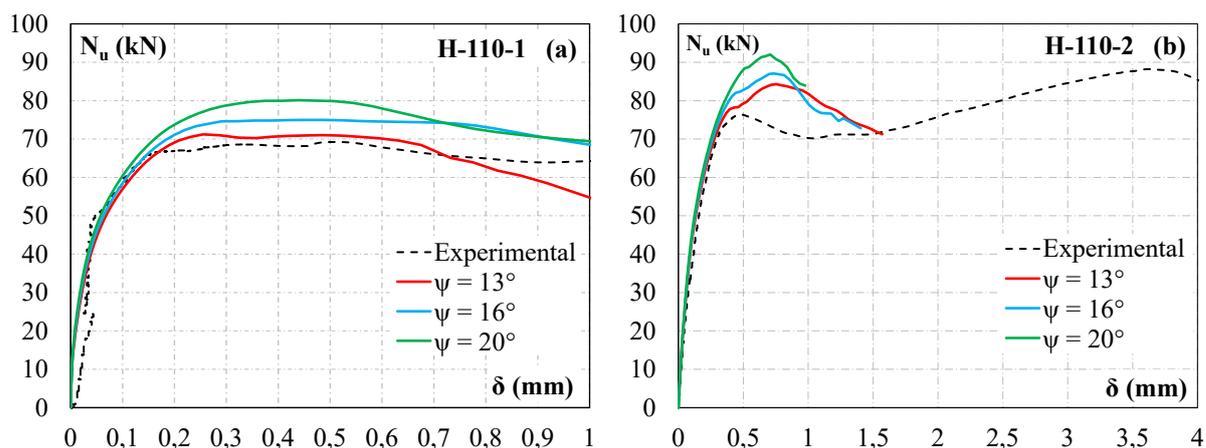


Figura 4.4 – Curvas carga-deslizamento dos modelos H-110

Em todos os resultados numéricos obtidos houve um acréscimo na capacidade resistente com o aumento do ângulo de dilatância. Nos trechos dos diagramas carga-deslizamento com valores inferiores a $0,70 \cdot N_u$ o comportamento analisado não foi afetado pela variação do ângulo. Esta observação se apresenta de acordo com os resultados apresentados por Wosatko *et al.* (2019) e Ferroto *et al.* (2018). Para valores acima de $0,70 \cdot N_u$ as diferenças entre as curvas numéricas e experimentais tornam-se significantes. Entretanto, durante a variação do ângulo de dilatância, mesmo com o acréscimo na capacidade resistente, os trechos de descida dos diagramas são similares entre os testes realizados.

4.1.3 Mass Scaling

Em simulações que utilizam análise dinâmica, o tempo possui papel fundamental no processo de solução. A técnica ABAQUS/*Explicit* faz uso de incrementos de tempo fracionados a partir do período de simulação (T) definido e dessa forma o tempo real de simulação depende diretamente da quantidade de incrementos requeridos (n_i), como visto em 3.2.3.

Como resultado, o período de simulação é definido de maneira criteriosa de forma que seja possível representar o fenômeno desejado com o menor custo computacional possível, ou seja, com o menor número de incrementos requeridos. As análises dinâmicas, portanto, utilizam períodos diferentes dos tempos reais demandados em ensaios experimentais, sendo geralmente utilizado um segundo como período de referência inicial.

Assim como outros parâmetros utilizados nas análises, o fator *mass scaling* foi utilizado como artifício para auxiliar o processo de simulação na estabilidade, convergência dos resultados e redução do tempo de simulação. Em todos os modelos computacionais desenvolvidos nesta pesquisa foram utilizados valores fixos de *mass scaling*, uma vez que em análises preliminares, sem a utilização do fator, as simulações demandaram dias para serem concluídas.

Cuidados devem ser tomados na escolha do fator *mass scaling*, como recomenda o manual do usuário ABAQUS (2017), uma vez que a modificação arbitrária da densidade do material influencia no comportamento de corpo rígido, podendo tornar mais sensíveis os efeitos de inércia no modelo. Esta é uma característica, portanto, indesejada quando se busca uma solução *quasi-static*. Dessa maneira, foi feita uma avaliação do valor fixo atribuído ao fator *mass scaling* possível de ser utilizado na modelagem sem que houvessem efeitos prejudiciais significantes nas respostas requeridas pelo modelo computacional. Na Figura 4.5 mostra-se a influência da variação do fator *mass scaling* no tempo de simulação do modelo H-60-1.

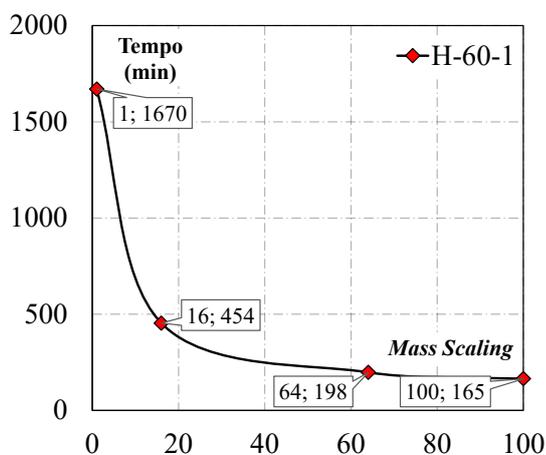


Figura 4.5 – Influência do fator *mass scaling* no tempo de simulação do modelo H-60-1

Com base nos resultados obtidos, verificou-se uma considerável influência no tempo de simulação, reduzindo em aproximadamente 73% quando se utiliza um fator igual a 16. Isto significa que aumentando a densidade do material por um fator igual a 16, há uma redução no número de incrementos requeridos por um fator igual a 4, acelerando o processo de análise.

Este valor fixo de *mass scaling*, portanto, foi utilizado em todos os modelos desenvolvidos nesta pesquisa, uma vez que os efeitos de inércia provocados não foram suficientes para gerar variações consideradas significantes na carga última de arrancamento dos modelos. Observou-

se que a maior variação foi igual a 0,79% superior ao valor de referência (com o fator igual a 1, ou seja, sem alteração da densidade real do concreto) na utilização do fator igual a 100. Porém, para este valor o modelo se comportou instável na fase pós ruptura. Assim, a escolha do fator *mass scaling* igual a 16 se torna razoável em função da considerável redução do tempo de simulação (em média 70% para todos os modelos) sem prejuízos significativos com relação à capacidade resistente, comportamento carga-deslizamento e parâmetros de validação dos modelos numéricos.

4.1.4 Validação dos Modelos Numéricos

Como apresentado no item 3.2.2 a validação de uma análise dinâmica com resposta *quasi-static* ocorre através do balanceamento de energias do sistema, feito através da comparação entre as energias interna (*ALLIE*) e cinética (*ALLKE*) do modelo ao longo do processo de análise. Uma vez que a aplicação de baixas taxas de carregamento não produzam efeitos significativos de inércia, os resultados obtidos podem ser considerados quase estáticos. Na Figura 4.6 têm-se o balanceamento de energias dos modelos computacionais. Observa-se que o aumento do f_{cm} , ao atribuir uma maior rigidez ao material, também demonstra um comportamento susceptível a maiores variações na energia cinética em função do processo de ruptura frágil do concreto. As parcelas da energia cinética foram iguais a 0,0021%, 0,0032%, 0,0011% e 0,0012%, respectivamente para os modelos H-60-1, H-60-2, H-110-1 e H-110-2.

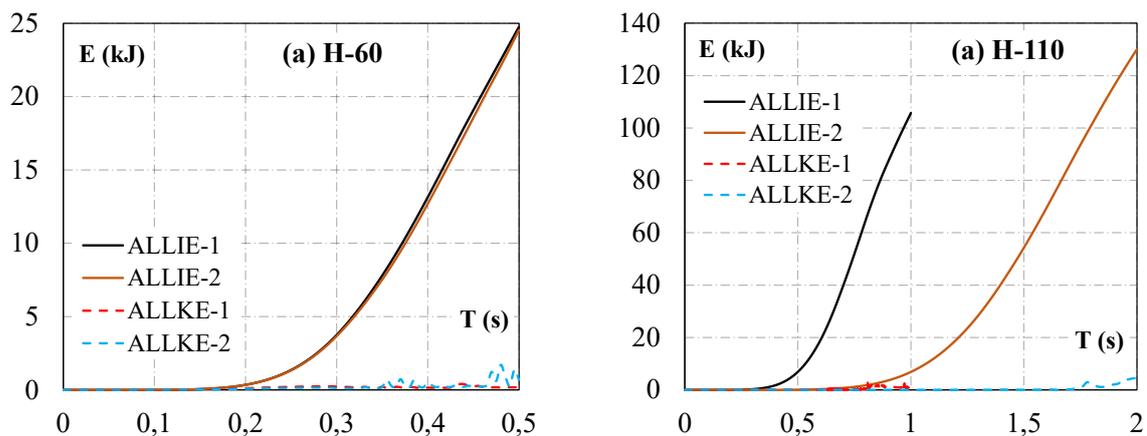


Figura 4.6 – Balanceamento de energias dos modelos computacionais

As energias referentes ao modelo H-110-2 mostrado na Figura 4.6 apresentam um período de simulação (T) superior ao período utilizado para o modelo H-110-1. Este acréscimo é justificado

pelo comportamento atípico do ensaio experimental, onde na simulação numérica buscou-se verificar o comportamento carga \times deslizamento para maiores valores de deslizamento do conector em relação ao membro de concreto.

Na Figura 4.7 mostra-se a influência do f_{cm} nos deslocamentos verticais dos modelos numéricos (δ_c) para o mesmo h_{ef} . É possível notar que com o aumento do f_{cm} , menores são os deslocamentos verticais. Isto se deve a maior rigidez do material, produzindo menores aberturas de fissuras nas regiões tracionadas do prisma. Com o concreto menos fissurado torna-se, portanto, possível de se obter maiores capacidades resistentes ao arrancamento.

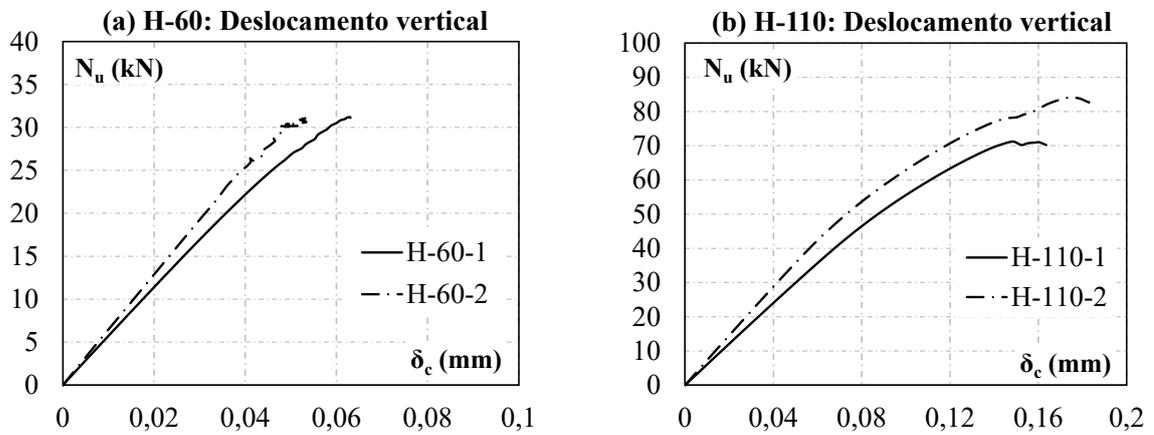


Figura 4.7 – Deslocamentos verticais dos modelos numéricos: (a) H-60; (b) H-110

Para cada modelo numérico, três respostas experimentais foram usadas na validação, sendo elas: deformações longitudinais na armadura de flexão (ϵ_f) e deformações longitudinais na barra de ancoragem em dois pontos distintos, sendo dentro da região de concreto próximo a cabeça do conector (ϵ_{sh}) e fora do concreto (ϵ_s). A instrumentação utilizada no ensaio experimental está esquematizada na Figura 4.8. Os resultados são mostrados nas Figuras 4.9 a 4.12:

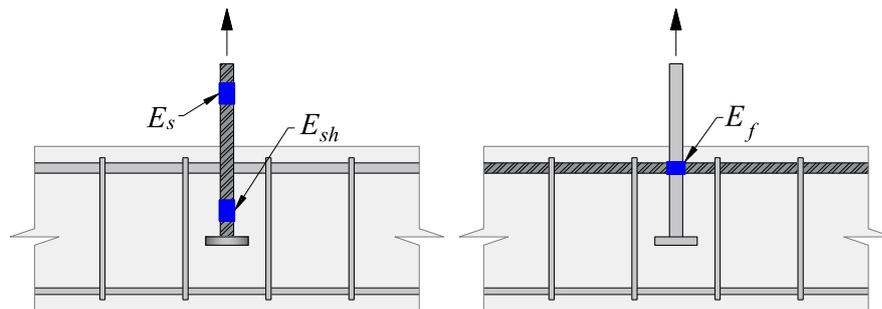


Figura 4.8 – Posição dos extensômetros instalados nos prismas (Modificado de SILVA, 2018)

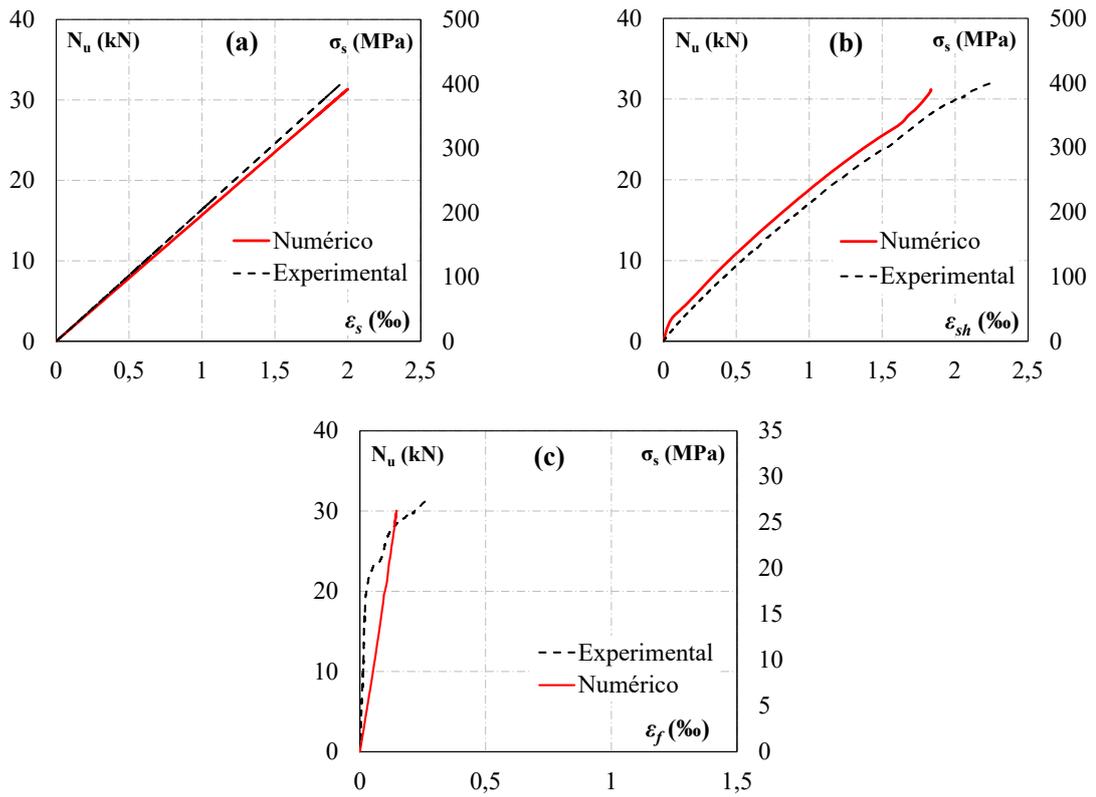


Figura 4.9 – Deformações do Modelo H-60-1: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão

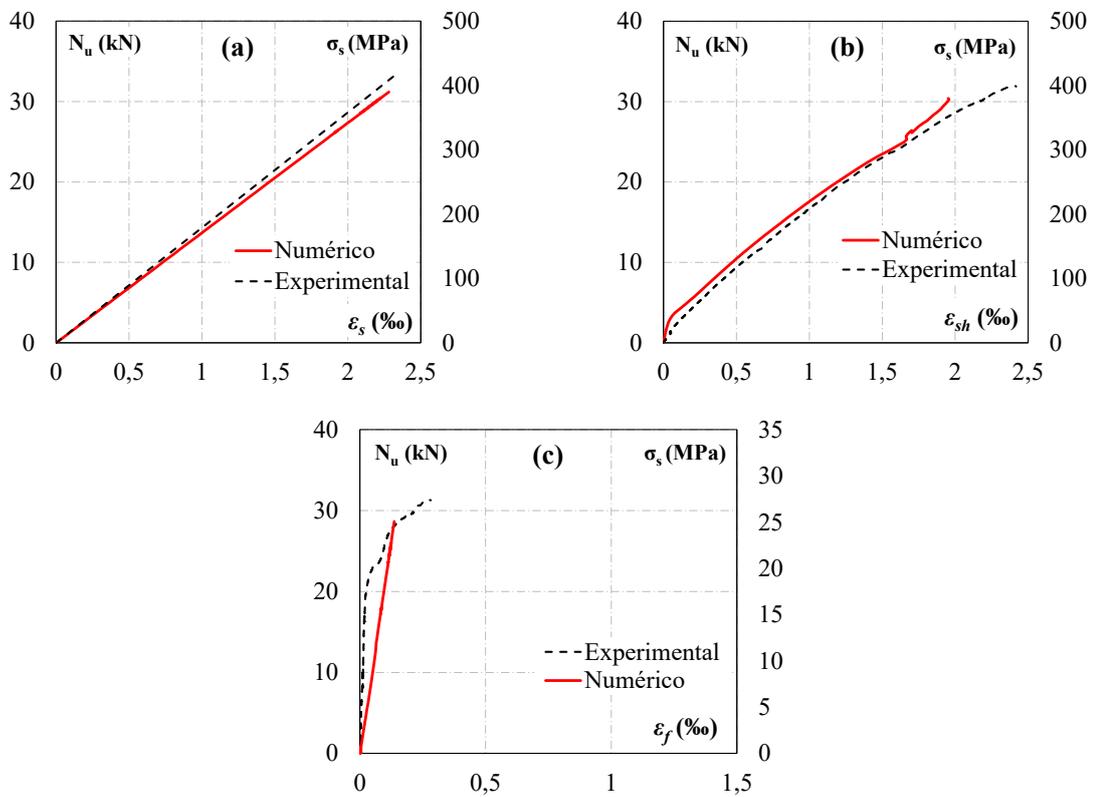


Figura 4.10 – Deformações do Modelo H-60-2: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão

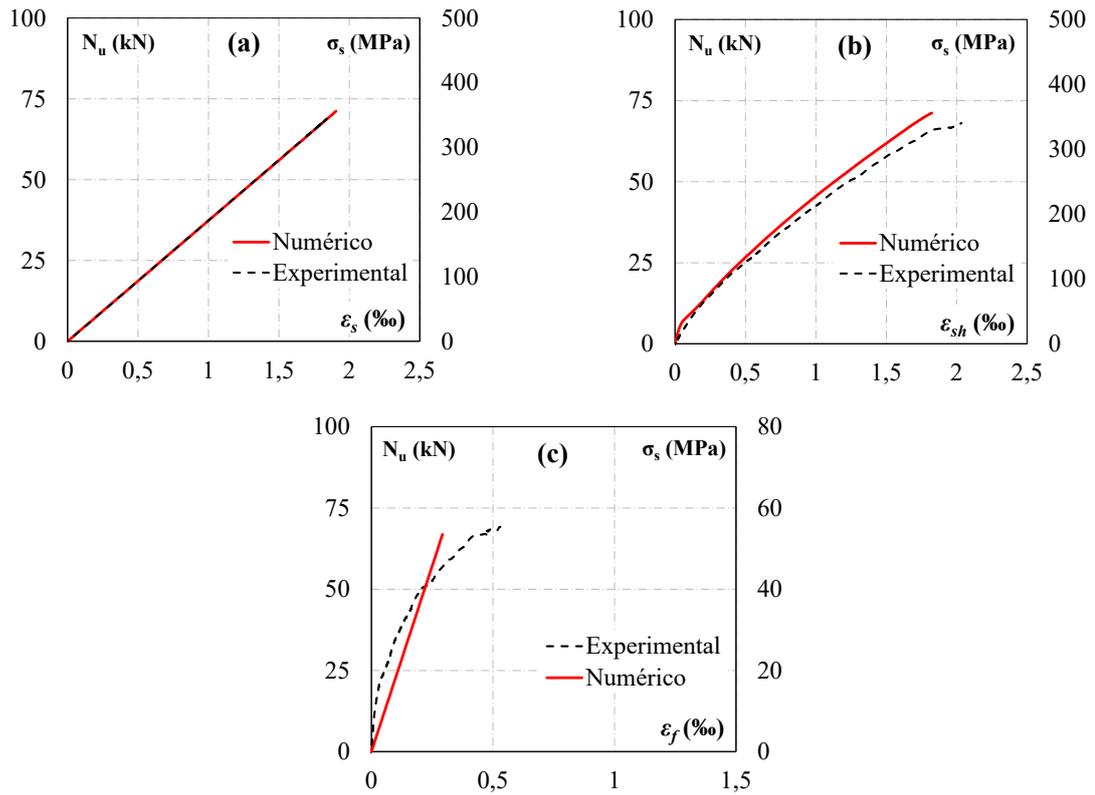


Figura 4.11 – Deformações do Modelo H-110-1: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão

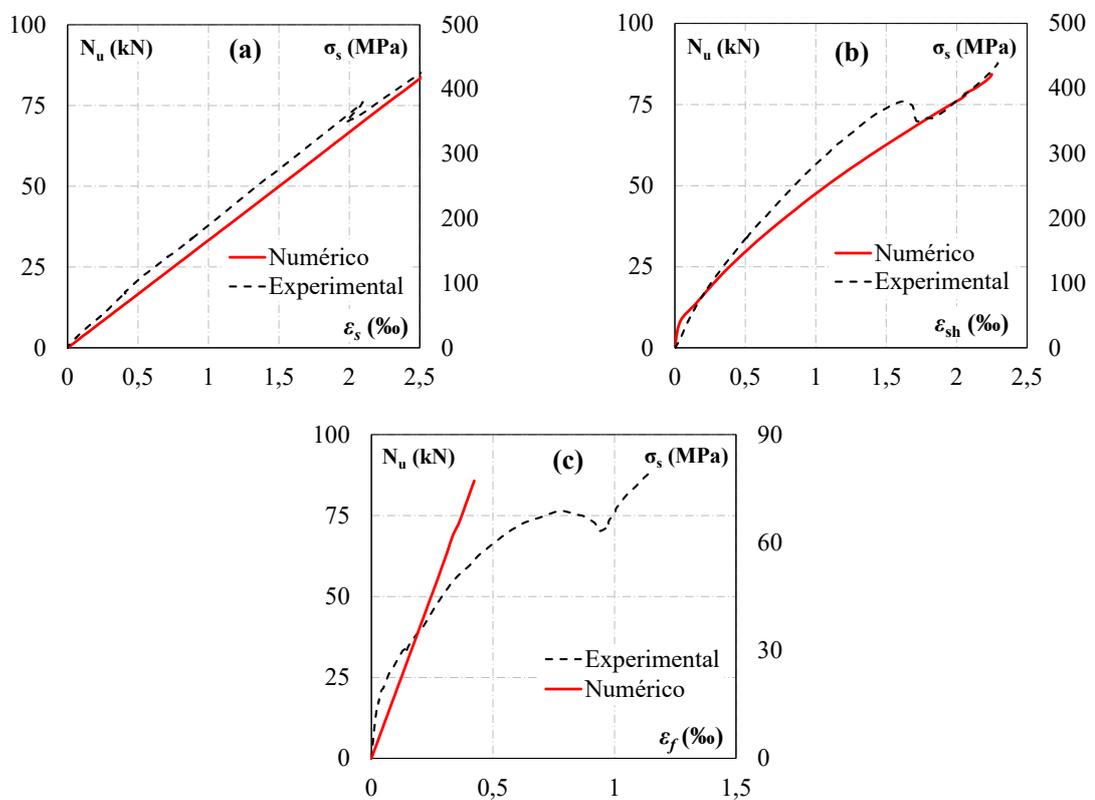


Figura 4.12 – Deformações do Modelo H-110-2: (a) Conector: fora do concreto; (b) Conector: dentro do concreto; (c) Armadura de flexão

Em todos os ensaios experimentais, nenhum dos conectores de aço ou armaduras de flexão instaladas nos prismas atingiram o escoamento. Comparando-se a Figura 4.9a com a Figura 4.9b, é possível perceber a contribuição do mecanismo de aderência entre aço e concreto através das deformações dentro e fora da região do concreto. Há uma tendência de crescimento linear de deformação da barra do conector devido ao arrancamento. Internamente ao concreto essa tendência de crescimento torna-se ligeiramente não linear devido a contribuição do concreto em resistir a parte dos esforços transmitidos pelo aço, como abordado no item 2.1 de mecanismos de transferência de esforços.

Nas Figura 4.4b e Figura 4.12 se observa um comportamento atípico do modelo H-110-2 comparado aos demais espécimes. Na curva carga-deslizamento dois picos de resistência foram observados. O primeiro pico ocorre com aproximadamente 0,50 mm de deslizamento relativo do conector e uma carga igual a 76,4 kN. O segundo pico ocorre com 3,70 mm de deslizamento e uma carga igual a 88,2 kN. Entretanto, de acordo com os demais experimentos de Silva (2018), Costa (2016) e Lima (2019), que apresentam espécimes com características semelhantes em relação ao estudo de conectores com cabeça, é observado que a máxima resistência ao arrancamento desse tipo de ancoragem ocorre dentro do primeiro milímetro de deslizamento da cabeça do conector relativo ao concreto. Isto sugere, portanto, que o real pico de resistência do experimento seja o primeiro, ocorrendo antes de atingir o primeiro milímetro de deslizamento.

Nas curvas de deformações nas armaduras mostradas na Figura 4.12 é possível verificar discontinuidades com cerca de 85% da carga de ruptura do modelo, através das leituras de deformações apresentando falhas no mesmo estágio de carregamento. Da mesma forma, isto sugere que houve uma falha no sistema de ensaio no momento da aquisição de dados. Dessa forma, os resultados numéricos se apresentariam em concordância com o resultado experimental caso não houvesse a falha no sistema de ensaio.

O propósito de investigação das deformações longitudinais na armadura de flexão instalada nos prismas é para entender de uma melhor forma como ocorre e quais os fatores que influenciam no deslizamento do conector embutido no concreto devido a uma força de arrancamento, uma vez que para este tipo de dispositivo de ancoragem, uma falha brusca e sem avisos, não é desejável. Dessa maneira a armadura de flexão tem um importante papel no controle da fissuração dos prismas, provendo-os de um comportamento mais dúctil no seu modo de ruptura

pela formação do cone de concreto sem afetar significativamente a capacidade resistente ao arrancamento, segundo o ACI 318 (2019).

O desempenho das análises realizadas nesta pesquisa pode ser analisada observando-se de maneira comparativa o contorno de tensões de Von-Mises apresentado na Figura 4.13 com o comportamento experimental pós-ruptura do espécime H-110 apresentado na Figura 4.14. A região de concreto imediatamente acima da cabeça do conector apresentou a maior concentração de tensões de compressão, sendo possível observar as regiões de esmagamento do concreto, representado pela cor cinza nos gráficos de contorno das tensões de Von-Mises. É importante destacar que nessa região houve uma grande movimentação do material concreto mostrado na Figura 4.14. Isto se deu devido a continuidade do esforço vertical de arrancamento muito além da capacidade resistente do conector durante o experimento.

Além disso, o processo de corte do espécime gera, inevitavelmente, perturbações internas na estrutura de concreto originalmente intacta após sua ruptura. Da mesma forma é importante ressaltar que a consideração de aderência perfeita na interface aço-concreto não impediu que os modelos computacionais representassem satisfatoriamente as distribuições de tensões esperadas para o fenômeno de arrancamento simulado, como visto na Figura 4.13.

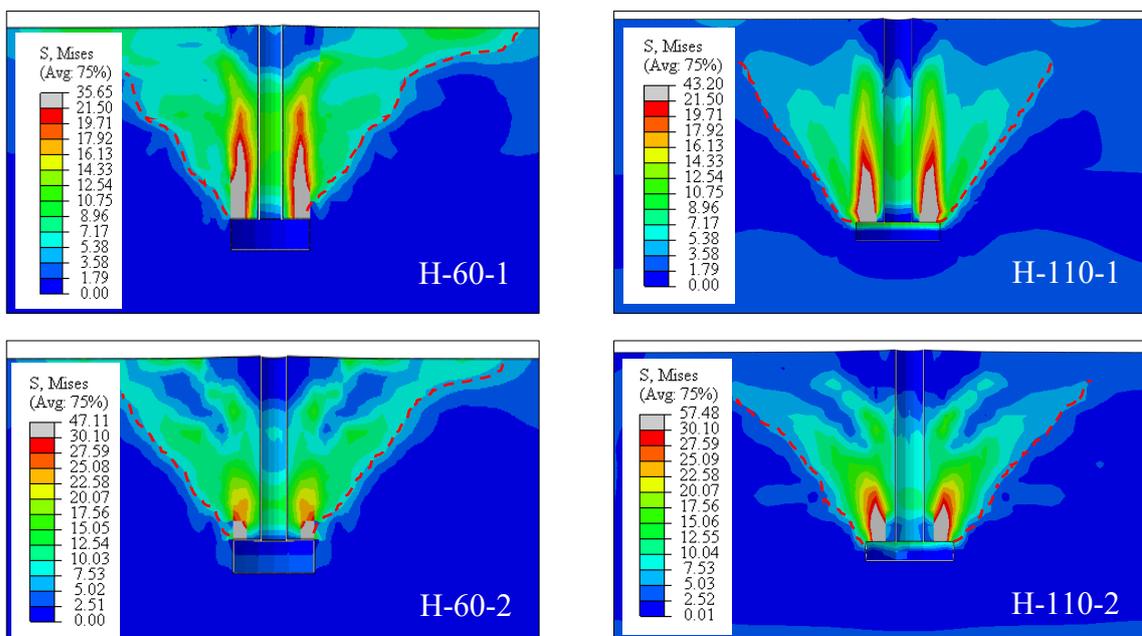


Figura 4.13 – Contorno da tensão de Von-Mises (em MPa)

Todos os experimentos falharam pela ruptura do cone de concreto, uma vez que as dimensões geométricas, taxas de armadura e condições de instalação dos conectores foram projetadas para que a falha ocorresse desta maneira. Silva (2018) concluiu em seu trabalho que a inclinação de ruptura do cone de concreto no espécime H-110 foi aproximadamente igual a 35°. O mesmo ângulo foi adotado nos modelos de cálculo teóricos propostos por EOTA/ETAG nº 001 (1997), Regan (2000), *fib* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019).

A modelagem computacional desenvolvida neste trabalho mostra regiões danificadas à tração orientadas a aproximadamente 45° em relação ao eixo horizontal até a superfície do prisma de concreto. (ver Figura 4.14). Além disso, na mesma Figura 4.14 é possível identificar semelhanças com o ensaio experimental em questão no surgimento de fissuras horizontais no concreto na região de instalação da armadura de flexão, atribuído a um processo de delaminação ocasionado pelos esforços de tração distribuídos entre as armaduras de flexão e estribos do prisma de concreto.

Esta região de falha observada no modelo computacional é caracterizada pela degradação do material em função das tensões de tração e deformações de fissuração. O padrão observado é consistente com o padrão de fissuração apresentado por Ozbolt *et al.* (1999) para tamanhos médios da cabeça do conector.

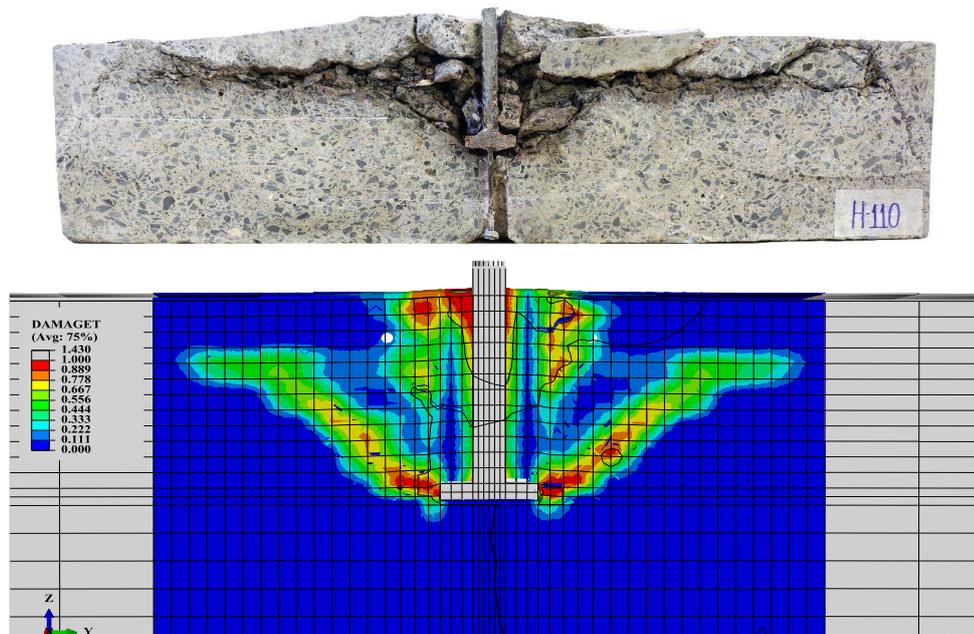


Figura 4.14 – Corte transversal do espécime H-110 (SILVA, 2018) e contorno do dano de tração (d_t) no modelo numérico H-110

No modelo computacional, a fissuração pode ser interpretada como um efeito local de dano. (OLLER *et al.*, 1990). A variável escalar de dano d_t é definida na Equação 3.6 e pode ser visualizada na etapa de pós-processamento através do parâmetro de saída *DAMAGET*. Baseado nesta região danificada à tração, foi possível avaliar o progresso da fissura que governa a formação do cone de ruptura ao longo do procedimento de análise.

Nesse contexto, onde sabe-se que a presença de fissuras no concreto pode reduzir em 30% a sua resistência, faz-se necessário verificar a condição de fissuração dos espécimes analisados por Silva (2018). O procedimento se dá através do cálculo do momento de fissuração da seção de concreto (M_{cr}) e da carga de fissuração (N_{cr}) segundo as recomendações do ACI 318 (2019). Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados de fissuração dos prismas de concreto armado. A classificação dos conectores quanto à condição de instalação no concreto é um fator importante para a avaliação do mecanismo resistente desse tipo de dispositivo de ancoragem.

Tabela 4.2 – Análise da carga de fissuração dos prismas de concreto armado

Espécimes	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	f_r (MPa)	M_{cr} (kN.mm)	N_{cr} (kN)	$N_{u,EXP}$ (kN)	Condição
H-60-1				2,9	6.990,0	39,9	31,4	Não Fissurado
H-60-2				3,4	8.206,7	46,9	32,6	Não Fissurado
H-110-1	350	200	173,75	2,9	7.229,5	41,3	69,4	Fissurado
H-110-2				3,4	8.443,0	48,2	88,2	Fissurado

Na Figura 4.15 são apresentados e identificados pontos de controle definidos ao longo de uma linha que coincide com a região de maior dano à tração. Através desses pontos de controle, relacionados com estágios de carregamento (N/N_u) ao longo do arrancamento da ancoragem são registrados, para cada ponto, as tensões máximas principais e deformações totais. Além disso, é apresentado um resumo dos momentos em que as máximas tensões principais atingem a resistência à tração do concreto ao longo da linha definida pelos pontos de controle, indicando a perda da capacidade resistente à tração naquele instante. O caminho da fissura crítica que forma o cone de concreto pode ser obtido através das deformações máximas ao longo dos pontos de controle e durante o processo de análise.

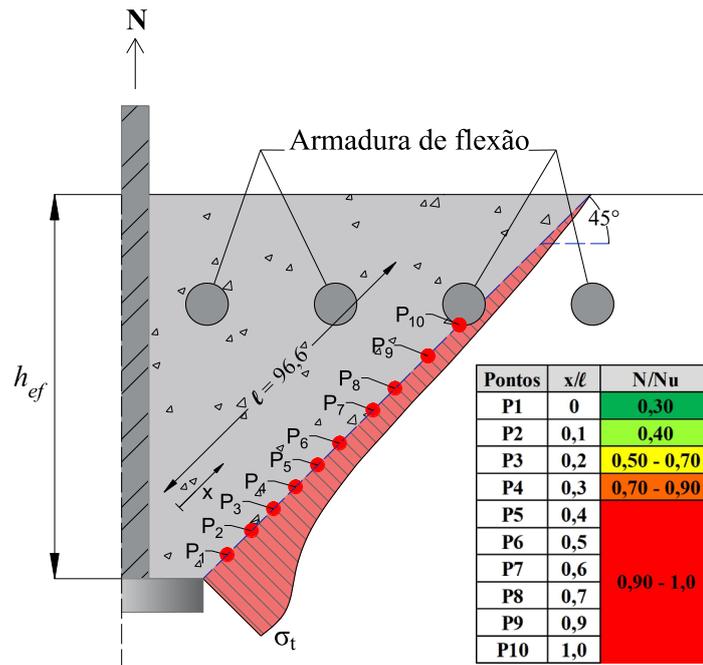


Figura 4.15 – Superfície de fissuração crítica e pontos de controle do modelo H-110-1

Assim como foi observado por Eligehausen e Sawade (1989), o início da fissura que define a formação do cone de concreto ocorre com aproximadamente 30% da carga última de arrancamento e propaga-se assim como as deformações totais. Na Figura 4.16 apresenta-se os resultados obtidos através do modelo H-110-1 observados em três estágios de carregamento: 30%, 60% e 90% da capacidade resistente do conector. O resultado numérico se mostrou em concordância com os resultados apresentados Eligehausen e Sawade (1989) na comparação das deformações totais (ver Figura 4.16a) e tensões principais (ver Figura 4.16b) ao longo da superfície de fissuração crítica.

No modelo computacional também se observou o início da fissuração no estágio de 30% da carga última, observando na Figura 4.16b a tensão principal máxima excedendo a resistência à tração do concreto. Ao longo dos pontos de controle é possível acompanhar o aumento das tensões principais até o limite de f_{tm} . Também é possível observar na Figura 4.16b que para uma carga de aproximadamente 90% da capacidade resistente do conector, o cone de ruptura começa a se propagar em direção a superfície do concreto. Além disso, aproximadamente 80% da área lateral do cone de concreto desenvolve um nível estável de tensão igual a resistência à tração do concreto.

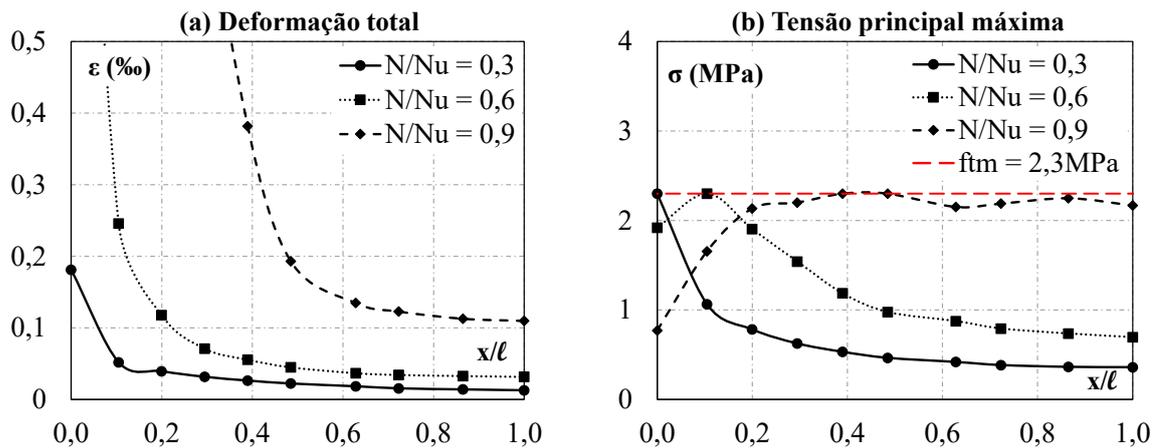


Figura 4.16 – Deformação total e Tensão principal máxima ao longo dos pontos de controle

4.2 PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA CAPACIDADE RESISTENTE

Com base em uma análise da distribuição de tensões máximas principais e deformações ao longo da superfície de fissuração crítica utilizando uma metodologia similar àquela feita por Eligehausen e Sawade (1989), foi possível desenvolver uma proposta de equação para a estimativa da capacidade resistente à tração de conectores com cabeça embutidos em membros de concreto armado considerando a ruptura do cone de concreto.

O desenvolvimento da proposta de equação leva em consideração o nível de fissuração do concreto, geometria do dispositivo de ancoragem e resistência à tração do concreto estimada para verificação do Estado Limite Último como fatores que influenciam na capacidade resistente. Através de uma análise prévia dos membros de concreto onde as ancoragens são instaladas, determina-se a condição de instalação em concreto fissurado ou não fissurado.

O procedimento analítico compreende o cálculo da força resultante verticalizada de uma tensão média de tração agindo sobre uma porcentagem da área lateral do cone de concreto. A força resultante verticalizada equilibra, portanto, a força de arrancamento imposta externamente ao dispositivo de ancoragem pelo sistema de ensaio.

A Figura 4.17 apresenta a esquematização do modelo analítico utilizado no desenvolvimento da proposta de equação. A área lateral do cone de concreto considerada na análise depende do nível de fissuração do concreto, justificando assim a necessidade anterior de verificação da carga de fissuração dos espécimes experimentais e posterior classificação dos mesmos.

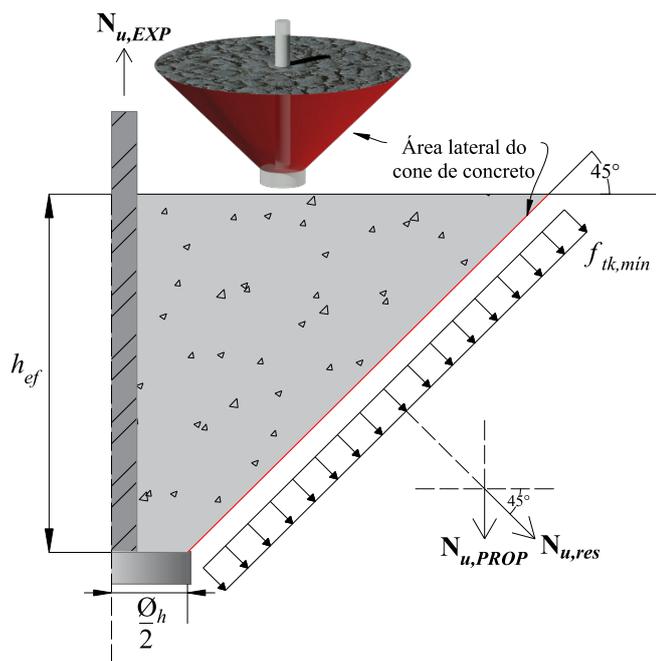


Figura 4.17 – Variáveis do modelo analítico proposto para o cálculo de $N_{u,PROP}$

Expressando todos os termos da área lateral do cone de concreto em função de h_{ef} e \varnothing_h , têm-se: a geratriz definida com base na projeção do comprimento de embutimento para um ângulo de 45° , o raio menor igual a $\varnothing_h / 2$ e o raio maior igual a $h_{ef} + (\varnothing_h / 2)$. Assim, o modelo analítico proposto é apresentado na Equação 4.1:

$$N_{u,PROP} = \alpha \cdot \pi \cdot h_{ef} \cdot (\varnothing_h + h_{ef}) \cdot f_{tk,min} \quad (4.1)$$

Onde α é igual a 0,80 para conectores instalados em concreto fissurado e igual a 1,0 para conectores instalados em concreto não fissurado. Esses valores foram estimados após a análise da Figura 4.16b, onde percebeu-se que aproximadamente 80% do cone de concreto, momentos antes da ruptura, foi solicitado a uma tensão média próxima a f_{tm} . Este comportamento foi observado nos modelos H-110, com maior embutimento efetivo. Já nos modelos H-60, pela proximidade com a superfície do concreto, toda a extensão da área lateral do cone foi necessária para calcular a força que equilibra o arrancamento. O limite inferior do valor característico da resistência a tração do concreto ($f_{tk,min}$) foi utilizado em função do modelo considerar a estimativa de capacidade resistente para o Estado Limite Último do conector de ancoragem. De acordo com o *fib* Model Code 2010 (2013) o limite inferior da resistência característica a tração do concreto pode ser determinada (em MPa) de forma aproximada em relação à resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}), sendo calculado como $0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}$.

Neste trabalho, os modelos computacionais foram capazes de reproduzir os resultados apresentados na Tabela 4.3, utilizando das informações descritas acima. A equação proposta aqui nesta pesquisa obteve a melhor aproximação entre os resultados experimentais e numéricos na estimativa da capacidade resistente ao arrancamento dos conectores com cabeça.

4.3 AVALIAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS E NORMATIVOS

Os modelos teóricos e formulações normativas de estimativa da capacidade resistente ao arrancamento utilizam coeficientes de ajuste para cada condição de instalação destes dispositivos. Esses coeficientes modificam a resistência à tração da ancoragem em função da proximidade com as bordas do membro de concreto, agrupamento com outros dispositivos de ancoragem próximos e condição de fissuração do concreto.

Outros modelos teóricos utilizam coeficientes para estimar a capacidade resistente de conectores com cabeça contendo armaduras complementares passando pela região de formação do cone de concreto, como avaliado por Costa (2016), Silva (2018) e Lima (2019). Nestes estudos experimentais foram feitas análises de abrangência de aplicação e precisão das formulações teóricas e normativas vigentes. O propósito destas análises é avaliar a capacidade das formulações em prever o comportamento de ancoragens submetidas a novas condições de instalação com base em resultados experimentais, sendo possível sugerir novos coeficientes de ajuste que melhor estimem a capacidade resistente ao arrancamento dos conectores.

Dessa maneira, os resultados experimentais, numéricos e da proposta de equação desenvolvida nesta pesquisa são comparados com as estimativas baseadas nas formulações teóricas apresentadas no item 2.3. Na Figura 4.18 mostra-se que os resultados numéricos obtiveram uma correlação satisfatória com os resultados experimentais e o modelo analítico proposto teve um bom desempenho comparado às estimativas teóricas e normativas. Resultados conservadores para conectores instalados em concreto fissurado foram observados. Em um deles, o resultado experimental foi 76% superior à estimativa teórica. O modelo de Regan (2000) obteve, na média, o melhor desempenho dentre os modelos teóricos comparados. Este modelo é o único que não considera a variação no nível de fissuração do concreto. Na Tabela 4.3 apresenta-se o resumo dos resultados comparados entre numéricos, experimentais, teóricos e da proposta de equação.

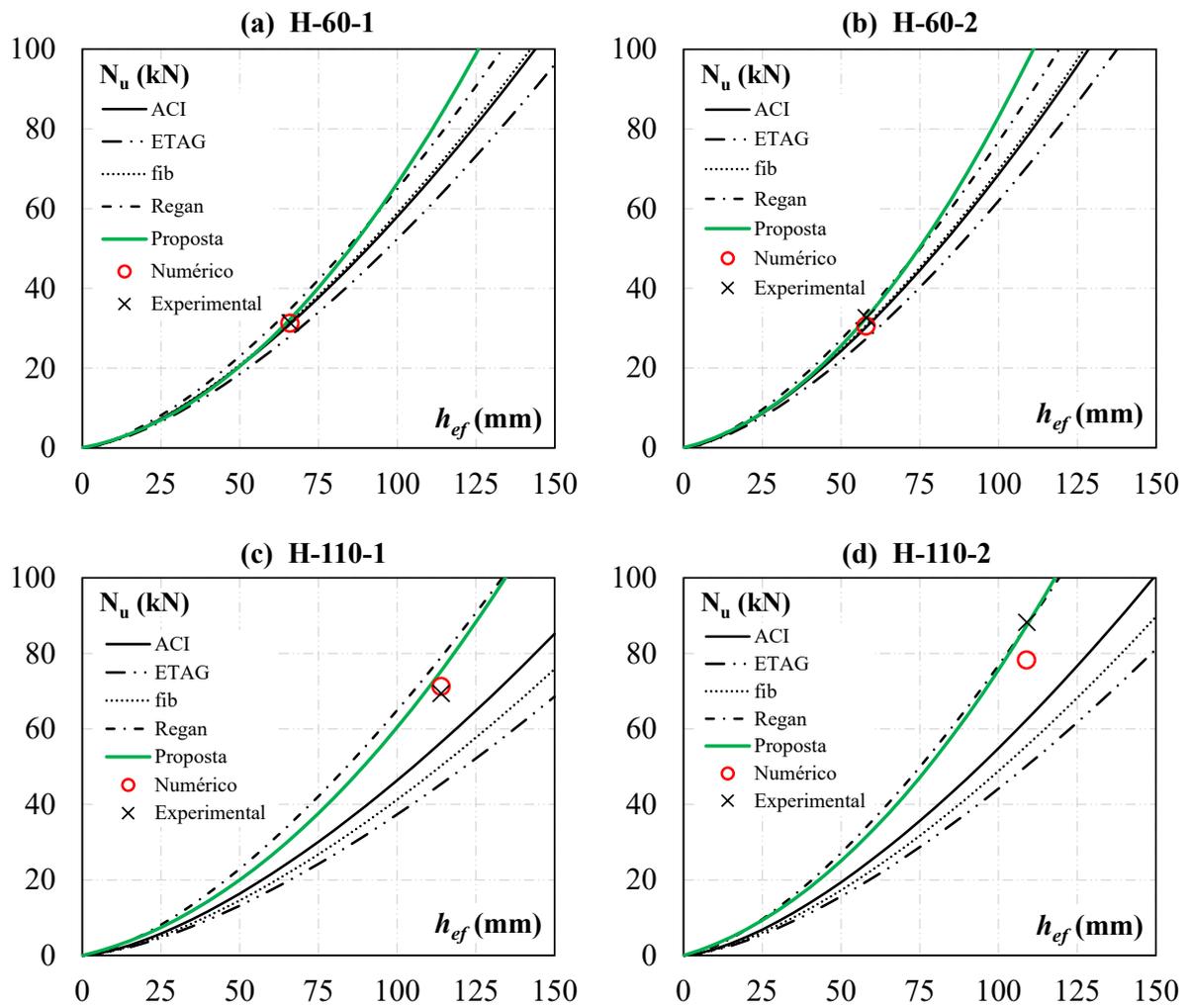


Figura 4.18 – Avaliação da precisão dos resultados numéricos, experimentais, teóricos e da proposta de equação: (a) H-60-1; (b) H-60-2; (c) H-110-1; (d) H-110-2

Tabela 4.3 – Resumo dos resultados numéricos, experimentais, teóricos e proposta de equação

Espécimes	$N_{u,EXP}$	$N_{u,NUM}$	$N_{u,PROP}$	$N_{u,EXP}$	$N_{u,EXP}$	$N_{u,EXP}$	$N_{u,EXP}$	$N_{u,EXP}$	$N_{u,EXP}$
	(kN)	(kN)	(kN)	/	/	/	/	/	/
				$N_{u,NUM}$	$N_{u,PROP}$	$N_{u,ACI}$	$N_{u,FIB}$	$N_{u,REGAN}$	$N_{u,ETAG}$
H-60-1	31,37	31,25	32,32	1,00	0,97	1,01	0,99	0,90	1,12
H-60-2	32,64	30,47	32,58	1,07	1,00	1,08	1,06	0,96	1,19
H-110-1	69,40	71,20	75,37	0,97	0,92	1,23	1,38	0,88	1,53
H-110-2	88,23	78,19	87,40	1,13	1,01	1,41	1,59	1,01	1,76
Média				1,04	0,98	1,18	1,26	0,94	1,40
Desvio Padrão				0,07	0,04	0,18	0,28	0,06	0,30
Coefficiente de variação				6,6%	4,1%	15,2%	22,2%	6,3%	21,3%

5 CONCLUSÕES

Nesta pesquisa foram desenvolvidos 4 modelos computacionais tridimensionais não lineares via Método dos Elementos Finitos tendo como base ensaios experimentais do tipo *pull-out* de ancoragens do tipo conector com cabeça, desenvolvidos por Silva (2018). O objetivo das análises numéricas realizadas é avaliar a capacidade e performance de modelos computacionais em reproduzir ensaios experimentais de arrancamento para fornecer dados que possam contribuir no estudo do comportamento mecânico destes dispositivos, sendo possível o desenvolvimento de uma proposta de equação capaz de estimar a capacidade resistente à tração desses conectores e na contribuição do estudo de modelagens computacionais que envolvam a representação numérica de membros de concreto armado.

Portanto, neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento desta pesquisa, no que diz respeito aos aspectos computacionais da modelagem em elementos finitos e aspectos mecânicos da resistência à tração de conectores com cabeça, suas formulações e estimativas teóricas e normativas.

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O modelo constitutivo de dano plástico CDP, escolhido e empregado na modelagem dos espécimes para representação do ensaio *pull-out*, foi capaz de simular com satisfatória precisão o comportamento carga-deslizamento dos conectores com cabeça bem como as respostas de carga-deformação longitudinal apresentadas em três pontos distintos do espécime por Silva (2018). O modelo, quando bem calibrado e alimentado com todos os dados experimentais, obteve bons resultados na representação do complexo comportamento não linear do concreto quando submetido ao fenômeno do arrancamento.

Assim como em outros modelos constitutivos, as curvas tensão \times deformação de tração e compressão são essenciais para descrever o comportamento do material. Para o modelo CDP essa entrada de dados pode ser feita utilizando diferentes metodologias, assim como as curvas que descrevem a evolução das variáveis escalares de dano. Nesta pesquisa, os procedimentos apresentados por Alfarah *et al.* (2017) para o cálculo das curvas de compressão e tração do concreto e curvas de dano, foram eficientes e práticos de serem implementados para o

desenvolvimento do estudo. Esse conjunto de dados utilizado para alimentação do modelo constitutivo no *software* ABAQUS assim como os parâmetros plásticos do concreto, foram referências de grande importância para a caracterização do concreto empregado nos modelos computacionais, uma vez que tais valores trouxeram bons resultados nas simulações numéricas desenvolvidas pelos autores.

O processo de geração das curvas de compressão, como sugere Alfarah *et al.* (2017), realiza o cálculo aproximado (com base em formulações teóricas e normativas) de propriedades mecânicas do concreto como por exemplo: resistência característica à compressão, resistência característica à tração, módulo de elasticidade secante e tangente inicial, energia de fratura e energia de esmagamento. Essas grandezas são parâmetros fundamentais para descrever o comportamento do material. Logo, a utilização de dados aferidos experimentalmente do ensaio que se pretende simular, tende a conferir uma maior confiabilidade aos resultados numéricos.

O método de análise dinâmica explícita com resposta *quasi-static* utilizado nesta pesquisa se mostrou eficiente em representar o complexo comportamento não linear do concreto até a carga última de arrancamento dos modelos, o comportamento pós-ruptura e os modos de falha por fissuração e esmagamento. Através do controle de deslocamentos prescritos na seção da barra de aço ancorada, foi possível acompanhar com maior riqueza de detalhes ao longo dos incrementos de tempo o comportamento da ancoragem submetida à tração e avaliar a capacidade resistente de cada modelo, comparando com os resultados experimentais.

Em todos os modelos computacionais desenvolvidos, o melhor desempenho na representação do comportamento carga-deslizamento dos conectores ocorreu com a utilização de elementos finitos do tipo C3D8 na região teórica de $1,5 \cdot h_{ef}$ a partir do centro do conector e de elementos finitos do tipo C3D8R nas demais regiões afastadas do prisma de concreto. A utilização do elemento volumétrico com integração completa na região de formação do cone de concreto proporcionou uma melhor capacidade em prever a resistência ao arrancamento devido sua maior rigidez, confirmado pelos resultados experimentais. Os elementos finitos do tipo C3D8R quando utilizados nesta região central, ficam sujeitos a deformações excessivas devido a maior flexibilidade por conta da integração reduzida. Estas deformações excessivas geram códigos de erro durante a análise, encerrando o processo de simulação. Por consequência, não foi possível observar capacidades resistentes compatíveis com os resultados experimentais.

O desempenho da simulação numérica utilizando o modelo constitutivo de dano plástico depende dos valores utilizados para definição dos parâmetros plásticos do concreto, principalmente o ângulo de dilatância. Diversas referências utilizam o valor igual a 13° como uma boa indicação para representação do concreto. No entanto, existem outras referências que avaliam outros valores para este ângulo, desde 5° até 55° . Com base nas diferentes aplicações em que se baseiam tais referências, a análise de variação do ângulo de dilatância realizada nesta pesquisa foi concordante com o estudo de Vermeer e Borst (1984) em concluir que o ângulo igual a 13° foi o mais adequado na representação do comportamento não linear do concreto para o fenômeno de arrancamento dos conectores. Em termos de capacidade resistente à tração, os modelos numéricos apresentaram erro médio igual a 2,5% em relação aos resultados experimentais, evidenciando uma boa acurácia obtida na utilização deste valor.

A utilização do fator *mass scaling* foi de fundamental importância para viabilizar os resultados numéricos, uma vez que a geometria tridimensional em escala real dos modelos em grande parte constituídos por elementos sólidos gera um alto custo computacional. O refinamento da malha na região de instalação do conector de ancoragem, necessário para obtenção de resultados mais precisos, eleva a quantidade de elementos finitos requeridos e a complexidade das equações constitutivas do modelo. Com um fator *mass scaling* igual a 16, foi possível reduzir em aproximadamente 70% o tempo de simulação dos modelos computacionais sem resultar em prejuízos significativos no comportamento mecânico dos modelos e nos resultados utilizados na comparação com os ensaios experimentais.

A consideração de aderência perfeita entre as superfícies de aço e concreto na região de contato entre o conector de ancoragem e o concreto adjacente, embora tenha sido um artifício para simplificação do procedimento de análise, não impediu os modelos numéricos de representar as distribuições de tensões e regiões danificadas esperadas para o fenômeno de arrancamento. Os modelos computacionais reproduziram satisfatoriamente os resultados experimentais de deformações longitudinais nas armaduras de flexão e no conector de ancoragem. Estes resultados confirmam a adequada modelagem das armaduras de flexão e a interação com o concreto através da condição *embedded region* disponível no ABAQUS.

As regiões danificadas à tração, visualizadas através do contorno da variável de dano d_t (*DAMAGE_T*), foram compatíveis às observadas experimentalmente, principalmente na

representação da fissura crítica de formação do cone de ruptura do concreto. Nos ensaios experimentais a inclinação da fissura crítica foi de aproximadamente 35°, ao passo que nos modelos computacionais este valor observado foi de aproximadamente 45°. Ambos os valores apresentam referências de aplicação na literatura, embora o valor estimado experimentalmente seja o mesmo adotado em recomendações teóricas e normativas.

Com base na análise realizada acerca da formação e propagação da fissura crítica de ruptura do cone de concreto, avaliando o desenvolvimento das tensões e deformações principais ao longo de pontos de controle, foi possível desenvolver uma equação para estimar a capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça sob tal modo de ruptura.

Para isso, fez-se necessário verificar a condição de fissuração dos espécimes analisados por Silva (2018). O procedimento foi feito através do cálculo do momento de fissuração da seção de concreto (M_{cr}) e da carga de fissuração (N_{cr}) segundo as recomendações do ACI 318 (2019). Os espécimes com embutimento efetivo de 110 mm foram considerados fissurados uma vez que as cargas de ruptura experimentais foram superiores aos valores teóricos de fissuração. Os espécimes com embutimento efetivo de 60 mm foram considerados não fissurados.

A abordagem proposta nesta pesquisa considera parâmetros como: o diâmetro da cabeça do conector (\varnothing_h) e o comprimento de embutimento efetivo (h_{ef}). Além disso, considera o nível de fissuração do concreto através de um fator de correção (α) e a resistência à tração do concreto, estimada através do limite mínimo para a resistência característica de projeto ($f_{tk,min}$). Mediante análise prévia da condição de fissuração no membro estrutural em que se pretende instalar o dispositivo de ancoragem é possível estimar sua capacidade resistente ao arrancamento. A resistência à tração do concreto foi utilizada explicitamente na formulação proposta, uma vez que está diretamente relacionada à propagação da fissura crítica, como observado pelo estudo feito com base na pesquisa de Eligehausen e Sawade (1989).

A equação proposta neste trabalho obteve o melhor desempenho na estimativa da capacidade resistente, com a melhor média (0,98) e o menor coeficiente de variação (4,1%). É importante destacar que uma análise mais aprofundada da equação proposta deve ser realizada, aplicada a um banco de dados experimental com uma quantidade expressiva de ensaios. Não é possível afirmar que a proposta desenvolvida nesta pesquisa se aplica com confiabilidade a todos os

casos de conectores com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração com ruína originada pela ruptura do cone de concreto, pois apenas um restrito número de ensaios experimentais foi utilizado.

Em relação aos modelos teóricos e normativos analisados, observou-se que ACI 318 (2019), *fib* Bulletin 58 (2011) e EOTA/ETAG nº 001 (1997) apresentaram resultados conservadores para os espécimes com conectores instalados em concreto fissurado e embutimento efetivo igual a 110 mm, uma vez que os resultados experimentais foram na média entre 18% e 40% superiores aos valores estimados. O modelo de Regan (2000) foi o que melhor se aproximou, na média, das evidências experimentais. Isto evidencia que a proposta de equação aqui desenvolvida, baseada em princípios consolidados por outros modelos teóricos e investigações científicas, obtém resultados ainda que preliminares, concordantes com a realidade experimental fazendo uso de poucas variáveis, sendo uma formulação prática para estimativa da capacidade resistente ao arrancamento de conectores com cabeça sob tração.

5.2 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS

De modo a ampliar os conhecimentos acerca do comportamento mecânico de dispositivos de ancoragem embutidos em membros de concreto armado e acerca dos aspectos computacionais da modelagem em elementos finitos destes dispositivos, sugere-se os seguintes interesses de estudo:

- Realizar uma verificação aprofundada, por meio de uma análise estatística de variância, com o objetivo de verificar a relevância dos diversos parâmetros que influenciam na capacidade resistente à tração de conectores com cabeça com ruptura do cone de concreto obtidas pela proposta de equação desenvolvida nesta pesquisa. Um banco de dados com expressiva quantidade de resultados experimentais deve ser utilizado para validação do modelo teórico de previsão desenvolvido;
- Ampliar a modelagem computacional de dispositivos de ancoragem, incluindo outros tipos como: ganchos de 45°, dobras de 90° e 180°, barras retas e utilização de armaduras complementares na região de formação do cone de concreto. Exemplos desses modelos podem ser encontrados em Costa (2016), Silva (2018) e Lima (2019);

- Realizar um estudo mais aprofundado acerca dos limites, vantagens e desvantagens para o uso do fator *mass scaling* na análise dinâmica explícita com resposta *quasi-static* envolvendo membros de concreto armado, uma vez que são escassas as referências na literatura acerca deste ponto, sendo uma lacuna teórica na ciência a ser estudada;
- Utilizar modelos constitutivos de fratura para representação do comportamento frágil do concreto, por exemplo, através do X-FEM (*Extended Finite Element Method*), a fim de otimizar o procedimento de análise priorizando os momentos de fratura do concreto e representação do comportamento pós-ruptura.
- Testar outras configurações de malha, tipos de elementos finitos e planos de simetria, quando possível, a fim de reduzir a quantidade de graus de liberdade do problema e tempo de análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS, **User's Manual**, Version 2017, Dessault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2017.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. **New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for rc structures**. *Engineering Structures*, v. 132, p. 70 – 86, ISSN 0141-0296, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.022>

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19)**. Farmington Hills, MI, USA, 2019.

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 de estruturas de concreto – 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.

BALAS, J.; SLADEK, J.; DRZIK, M. **Stress analysis by combination of holographic interferometry and boundary integral methods**. *Experimental Mechanics*, v. 23, p. 196-202, 1983. <https://doi.org/10.1007/BF02320409>

BARBOSA, W. C. S. **Estudo de conectores de cisalhamento em barras de aço para vigas mistas de aço-concreto**. (Tese de Doutorado), Publicação E.TD - 008A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 511p. 2016.

BAŽANT, Z. P. **Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal**. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 110, nº 4, p. 518 – 535, 1984. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1984\)110:4\(518\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1984)110:4(518))

BAŽANT, Z. P.; OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Fracture size effect: Review of evidence for concrete structures**. Journal of Structural Engineering, v. 120, n° 8, p. 2377-2398, 1994. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:8\(2377\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2377))

BEUTEL, R.; HEGGER, J. **The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone**. Cement and Concrete Composites, v. 24, n° 6, p. 539-549, 2002. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00070-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00070-1)

BEZERRA, L. M.; BARBOSA, W. C. S.; BONILLA, J.; CAVALCANTE, O. R. O. **Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams**. Construction and Building Materials, v. 167, p. 757 – 767, ISSN 0950-0618, 2018a. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.183>

BEZERRA, L. M.; CAVALCANTE, O. R. O.; CHATER, L.; BONILLA, J. **V-shaped shear connector for composite steel-concrete beam**. Journal of Constructional Steel Research, v. 150, p. 162 – 174, ISSN 0143-974X, 2018b. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.07.016>

BONILLA, J.; BEZERRA, L. M.; LARRÚA, R.; RECAREY, C.; MIRAMBELL, E. **Modelación numérica con validación experimental aplicada al estudio del comportamiento de conectores tipo perno de estructuras compuestas de hormigón y acero**. Revista ingeniería de construcción, v. 30, p. 53 – 68, ISSN 0718-5073, 2015. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732015000100005>

BOULBES, R. J. **Troubleshooting Finite-Element Modeling with Abaqus (eBook)**. Springer Nature, p.78, Lyon, France, ISBN 978-3-030-26740-7, 2020. <https://link.springer.com/book/10.1007%2F978-3-030-26740-7>

BRANTSCHEN, F. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs**. PhD Thesis, Doctoral Program in Civil and Environmental Engineering, École Polytechnique FédÉrale de Lausanne, Switzerland, 227p. 2016. <http://dx.doi.org/10.5075/epfl-thesis-7315>

CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D. A.; REINHARDT, H. W. **Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete**. Heron n° 2, v. 31, p. 45 – 56, ISSN 0046-7316. 1986.

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, PA, 124p. 2016.

DELHOMME, F.; DEBICKI, G. **Numerical modelling of anchor bolts under pullout and relaxation tests**. Construction and Building Materials, v. 24, p. 1232-1238, 2010. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.015>

DI NUNZIO, G.; MUCIACCIA, G. **A literature review of the head-size effect on the capacity of cast-in anchors.** 10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. 2019. <https://doi.org/10.21012/FC10.239783>

EARIJ, A.; ALFANO, G.; CASHEL, K.; ZHOU, X. **Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation.** Engineering Failure Analysis, v. 82, p. 92 – 115, ISSN 1350-6307. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.08.025>

ELIGEHAUSEN, R.; COOK, R. A.; APPL, J. **Behavior and design of adhesive bonded anchors.** ACI Structural Journal, v. 103, n° 6, p. 822-831, 2006a.

ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R.; SILVA, J. **Anchorage in Concrete Construction:** First edition. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Stuttgart, Germany, p. 391, ISBN: 978-3-433-01143-0, 2006b.

ELIGEHAUSEN, R.; OZBOLT, J. **Size effect in anchorage behavior.** ECF 8 Fracture Behavior and Design of Materials and Structures, p. 721-727, 1990.

ELIGEHAUSEN, R.; OZBOLT, J. **Use of the tensile strength in anchorage to concrete.** p. 731-736, 1991. <https://doi.org/10.18419/opus-400>

ELIGEHAUSEN, R.; OZBOLT, J. **Influence of crack width on the concrete cone failure load,** p. 876-881, 1992. <https://doi.org/10.18419/opus-407>

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V. V. **Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations,** p. 69-80, 1982.

ELIGEHAUSEN, R.; SAWADE, G. **A fracture mechanics based: description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete,** p. 281-299, 1989. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-7930>

EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS. **ETAG n° 001:** Edition 1997: Annex C: Design methods for anchorages. Brussels, 1997.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin 58:** Design for anchorages in concrete. Lausanne, Switzerland, ISSN 1562-3610, 2011.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code 2010:** for concrete structures. Berlin, Germany, ISBN: 978-3-433-03061-5, 2013.

FENG, D. C.; WU, G.; LU, Y. **Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading.** Engineering Structures, v. 174, p. 49 – 66, ISSN 0141-0296, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.055>

FERREIRA, M. de P. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados.** (Tese de Doutorado), Publicação E.TD - 007A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 298p. 2010.

FERROTO, M. F.; CAVALERI, L.; DI TRAPANI, F. **FE modeling of partially steel-jacketed (PSJ) RC columns using CDP model.** Computers and concrete, v. 22, nº 2, p. 143-152, ISSN: 1598-8198, 2018. <https://doi.org/10.12989/cac.2018.22.2.143>

FONTENELLE, E. G. **Resistência à tração de pinos de ancoragem isolados e pré-instalados: Influência da armadura de flexão e de cisalhamento.** (Dissertação de Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 148p. 2011.

FORNUSEK, J.; KONVALINKA, P. **The numerical analysis of influence of the shape of the anchor head on the headed stud's tensile capacity.** Applied Mechanics and Materials, v. 486, p. 117-122, 2013. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.486.117>

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J. E. **Concrete Capacity Design (CCD) approach for fastening to concrete.** ACI Structural Journal, v. 92, p. 73 – 94, ISSN 794-802, 1995. <https://doi.org/10.14359/1533>

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. **Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in abaqus.** Engineering Structures, v. 98, p. 38 – 48, ISSN 0141-0296, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.016>

GRASSL, P.; JIRÁSEK, M. **Damage-plastic model for concrete failure.** International Journal of Solids and Structures, v. 43, p. 7166 – 7196, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2006.06.032>

GRASSL, P.; XENOS, D.; NYSTRÖM, U.; REMPLING, R.; GYLLTOFT, K. **CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure.** International Journal of Solids and Structures, v. 50, p. 3805 – 3816, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.07.008>

HENRIQUES, J. A. G. **Behaviour of joints: Simple and efficient steel-to-concrete joints.** Dissertação científica na especialidade de Construção Metálica e Mista, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, 298p, 2013.

JANG, J. B.; SUH, Y. P. **The experimental investigation of a crack's influence on the concrete breakout strength of a cast-in-place anchor.** Nuclear Engineering and Design, v. 236, p. 948-953, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2005.09.018>

JAVANMARDI, M. R.; MAHERI, M. R. **Extended finite element method and anisotropic damage plasticity for modelling crack propagation in concrete.** Finite Elements in Analysis and Design, v. 165, p. 1-20, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2019.07.004>

JUNG, D. W. **Study of Dynamic Explicit Analysis in Sheet Metal Forming Processes Using Faster Punch Velocity and Mass Scaling Scheme.** Journal of Materials Engineering and Performance, v. 7, p. 479 – 490, 1998. <https://doi.org/10.1361/105994998770347620>

KRÄTZIG, W. B.; PÖLLING, R. **An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters.** Computers and Structures, v. 82, p. 1201–1215, 2004. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.03.002>

LEE, J.; FENVES, G. L. **Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures.** Journal of Engineering Mechanics, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))

LIMA, J. M. **Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via Método dos Elementos Finitos.** (Dissertação de Mestrado), Publicação E.DM - 12A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 107p. 2018.

LIMA, N. W. B. **Resistência à tração de conectores do tipo pino com cabeça embutidos em elementos de concreto armado considerando efeito de borda e efeito de grupo.** (Dissertação de Mestrado), Publicação E.DM - 14A/19, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 153p. 2019.

LOPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. **Numerical simulation of rc frame testing with damaged plasticity model: comparison with simplified models.** Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, 08, 2014.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. **A plastic-damage model for concrete.** International Journal of Solids and Structures, v. 25, n. 3, p. 299 – 326, ISSN 0020-7683, 1989. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)

MAJEWSKI, T.; BOBINSKI, J.; TEJCHMAN, J. **FE analysis of failure behavior of reinforced concrete columns under eccentric compression.** Engineering Structures, v.30, n. 2, p. 300 – 317, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.024>

MIARKA, P.; SEITL, S.; DE CORTE, W. **Notch tip displacements of the concrete Brazilian disc test with central notch analysed by the concrete damaged plasticity model.** Theoretical and Applied Fracture Mechanics, v. 102, p. 122 – 150, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2019.04.006>

MICHAL, S. ANDRZEJ, W. **Calibration of CDP model parameters in ABAQUS**. The 2015 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM15), Incheon, Korea, 2015.

MOHAMMADI, M.; WU, Y. **Modified plastic-damage model for passively concrete based on triaxial tests**. Composites Part B, v. 159, p. 211 – 223, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.09.074>

NGUYEN, H. T.; KIM, S. E. **Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors**. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, p. 1909-1920, 2009. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.06.010>

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, L.; OZBOLT J.; HOFMAN, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Influence of surface reinforcement, member thickness, and cracked concrete on tensile capacity of anchor bolts**. ACI Structural Journal, v. 114, p. 1543 – 1556, 2017a. <https://doi.org/10.14359/51689505>

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, L.; OZBOLT J.; HOFMAN, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Tensile capacity of anchor bolts in uncracked concrete: Influence of member thickness and anchor's head size**. ACI Structural Journal, v. 114, p. 1519 – 1530, 2017b. <https://doi.org/10.14359/51689503>

NILSSON, M.; OHLSSON, U.; ELFGREN, L. **Effects of Surface Reinforcement on Bearing Capacity of Concrete with Anchor Bolts**. Cement and Concrete Research, v. 44, p. 161 – 174, 2011. <https://www.researchgate.net/publication/259980432>

OLIVEIRA, M. H. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares**. (Tese de Doutorado), Publicação E.TD - 002A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013.

OLLER, S.; OÑATE, E.; OLIVER, J.; LUBLINER, J. **Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a plastic damage model**. Engineering Fracture Mechanics, v. 35, p. 219 – 231, 1990. [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(90\)90200-Z](https://doi.org/10.1016/0013-7944(90)90200-Z)

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Numerical analysis of headed studs embedded in large plain concrete blocks**, p. 645-656, 1990. <https://doi.org/10.18419/opus-418>

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; PERISKIC, G.; MAYER, U. **3D FE analysis of anchor bolts with large embedment depths**. Engineering Fracture Mechanics, v. 74, p. 168 – 178, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.01.019>

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H.W. **Size effect on the concrete cone pullout load**. International Journal of Fracture, Netherlands, v. 95, p. 391 – 404, 1999. <https://doi.org/10.1023/A:1018685225459>

OZBOLT, J.; RAH, K. K.; MESTROVIC, D. **Influence of loading rate on concrete cone failure**. International Journal of Fracture, v. 139, p. 239 – 252, 2006. <https://doi.org/10.1007/s10704-006-0041-3>

PAPADOPOULOS, V.; MURCIA-DELISO, J.; SHING, P. B. **Development of headed bars in slab-column joints of reinforced concrete slab bridges**. ACI Structural Journal, v. 115, nº 5, ISSN 0889-3241, 2018. <https://escholarship.org/uc/item/9rc9561d>

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUDEVAC, D. **Bolted shear connectors vs. headed stud's behavior in push-out tests**. Journal of Constructional Steel Research, v. 88, p. 134 – 149, 2013. ISSN 0143-974X, 2013. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X13001314>

PEREIRA, H. F. S. G.; CUNHA, V. M. C. F.; SENA-CRUZ, J. **Numerical simulation of galvanized rebars pullout**. Frattura ed Integrità Strutturale, v. 31, p. 54-66, 2015. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.31.05>

PEREIRA FILHO, M. J. M.; COSTA, H. D.; OLIVEIRA, D. R. C.; FERREIRA, M. P. **Pull-out test in steel connectors embedded in reinforced concrete elements**. Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto – 55CBC, ISSN: 2175-8182, 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D. **Aderência e Ancoragem – Capítulo 10**. Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios, Universidade de São Paulo, p.87, 2003.

POLIOTTI, M.; BAIRÁN, J. **A new concrete plastic-damage model with an evolutive dilatancy parameter**. Engineering Structures, v. 189, p. 541 – 549, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.086>

QURESHI, J.; LAM, D. **Behaviour of headed shear stud in composite beams with profiled metal decking**. Advances in Structural Engineering, v. 15, n. 9, p. 1547–1558, 2012. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.15.9.1547>

REGAN, P. E. **Shear reinforcement of flat slabs**. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slab, p. 99 – 107, 2000.

SANTOS, K. D. **Resistência ao arrancamento de pinos de aço embutidos em elementos estruturais com agregado reciclado de concreto**. (Dissertação de Mestrado), Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, 105p. 2018

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

VERMEER, P.; BORST, R. **Non-associated plasticity for soils, concrete and rock.** HERON n° 3, v. 29, ISSN 0046-7316, 1984. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:4ee188ab-8ce0-4df3-adf5-9010ebfaabf0>

WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**, 7^aed, Pearson Education, Inc. New Jersey, USA, 1144p. ISBN: 978-0133485967, 2016.

WOSATKO, A.; WINNICKI, A.; POLAK, M. A.; PAMIN, J. **Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete.** Archives of Civil and Mechanical Engineering, v. 19, n. 4, p. 1268 – 1283, ISSN 1644-9665, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2019.07.003>

XU, X.; LIU, Y.; HE, J. **Study on mechanical behavior of rubber-sleeved studs for steel and concrete composite structures.** Construction and Building Materials, v. 53, p. 533-546, ISSN 0950-0618, 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.011>

YÖN, B.; SAYIN, E.; ONAT, O. **Earthquakes and structural damages.** Earthquakes – Tectonics, Hazard and Risk Mitigation, IntechOpen, Chapter 13, p. 319-339, 2017. ISBN: 978-953-51-5087-9. <http://dx.doi.org/10.5772/65425>

YU-HANG, W.; QI, T.; XIN, N. **Comparative investigation on influences of concrete material constitutive models on structural behavior.** Construction and Building Materials, v. 144, p. 475 – 483, ISSN 0950-0618, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.174>