

**INFLUÊNCIA DO EFEITO DE BORDA E DE GRUPO
NA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO DE
BARRAS COM CABEÇA EMBUTIDAS EM
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDAS À TRAÇÃO DIRETA**

JOÃO PAULO DE BARROS SANTOS

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

BRASÍLIA/DF

DEZEMBRO – 2023

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

**INFLUÊNCIA DO EFEITO DE BORDA E DE GRUPO NA
RUPTURA DO CONE DE CONCRETO DE BARRAS COM
CABEÇA EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDAS À TRAÇÃO DIRETA**

JOÃO PAULO DE BARROS SANTOS

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA/DF

DEZEMBRO – 2023

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**INFLUÊNCIA DO EFEITO DE BORDA E DE GRUPO NA
RUPTURA DO CONE DE CONCRETO DE BARRAS COM
CABEÇA EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDAS À TRAÇÃO DIRETA**

JOÃO PAULO DE BARROS SANTOS

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

APROVADA POR:

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc. (UnB).

EXAMINADOR INTERNO

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo. Ph.D. (UnB).

EXAMINADOR INTERNO

Prof. Rodrigo Gustavo Delalibera, D.Sc. (UFU).

EXAMINADOR EXTERNO

BRASÍLIA/DF, 12 DE DEZEMBRO DE 2023

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, JOAO PAULO DE BARROS

Influência do efeito de borda e de grupo na ruptura do cone de concreto de barras com cabeça embutidas em elementos de concreto armado submetidas à tração direta [Distrito Federal] 2023.

xx, 116p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2023).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Ancoragem

2. Barra com Cabeça

3. Métodos de Elementos Finitos

4. Análise Dinâmica Explícita

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Santos, João Paulo de Barros (2023). **Influência do efeito de borda e de grupo na ruptura do cone de concreto de barras com cabeça embutidas em elementos de concreto armado submetidas à tração direta**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 32A/23, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 116p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: João Paulo de Barros Santos

TÍTULO: INFLUÊNCIA DO EFEITO DE BORDA E DE GRUPO NA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO DE BARRAS COM CABEÇA EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À TRAÇÃO DIRETA.

GRAU: Mestre

ANO: 2023

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

João Paulo de Barros Santos
Rua A, Nº 291. Bairro Cidade Nova.
68515-000 Parauapebas-PA – Brasil.
joapaulo_bsantos@hotmail.com

*Dedico este trabalho ao meu filho Bernardo
e à minha esposa Maira,
Por todo amor e compreensão.*

AGRADECIMENTOS

Ao pai celestial, sou imensamente grato, pelo dom me dado, para desenvolver um trabalho que me proporciona grandes conquistas profissionais.

À minha mãe Edilza e meu pai João Neto, pelo apoio irrestrito, amor sem limites, confiança, investimento, por acreditarem nas minhas escolhas. Obrigado por serem meus maiores exemplos e por terem tornado possível que eu tivesse a oportunidade de estudar.

Ao meu orientador Marcos Honorato, pelos preciosos conselhos, presença constante, pelo seu comprometimento e entusiasmo em fazer pesquisa, sobretudo por acreditar no meu potencial e dar continuidade à pesquisa numérico-experimental de *pull out* iniciada pelo Paulo Santana.

À minha esposa Maira pela paciência, dedicação, amparo, compreensão e companheirismo, que me deram forças para realizar este trabalho.

Aos meus líderes Vale Leandro Bahia e Cleuton Silva, que incluíram no meu plano de carreira o mestrado e garantiram que eu fosse até o final.

Aos amigos do mestrado, Rafael Nepomuceno e Karimã Barbosa pelos compartilhamentos de conhecimentos, e pela ajuda com as disciplinas. Sem vocês eu não teria conseguido, obrigado.

Ao Paulo Santana, pelas dicas nas disciplinas do mestrado e principalmente por me ajudar com o domínio do *software* Abaqus e com as simulações numéricas de *pull out*.

Ao Nataniel Lima por ter me ajudado a entender o fenômeno de *pull out*, e a escrever este trabalho e os artigos científicos de nossa autoria.

Ao professor Maurício Ferreira de Pina da Universidade Federal do Pará, pela parceria, não só pela oportunidade e o privilégio de desenvolver este trabalho com os seus conhecimentos, que muito contribuíram para o enriquecimento da minha formação acadêmica e científica, mas também pela sua disponibilidade e igualmente pelo seu apoio na elaboração deste trabalho.

Ao professor Manoel Pereira Filho da Universidade Federal do Pará, tão jovem e com tanto conhecimento. Suas contribuições sobre o comportamento mecânico da ancoragem e sobre o modelo constitutivo do concreto, mudaram os rumos das minhas simulações, obrigado pelo tempo e por compartilhar conhecimentos que possibilitaram o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do PECC, em especial aqueles das disciplinas que mais me identifiquei: Guilherme Melo, Luciano Bezerra, e Paulo Chaves.

Ao professor José Getúlio Gomes de Souza da Universidade Federal do Vale do São Francisco, egresso da UnB, que me ingressou na iniciação científica ainda na graduação.

Aos alunos e colegas integrantes do GETEC-UnB pela parceria e troca de conhecimentos.

Enfim, a todos que direta ou indiretamente participaram desta fase da minha vida, obrigado.

RESUMO

INFLUÊNCIA DO EFEITO DE BORDA E DE GRUPO NA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO DE BARRAS COM CABEÇA EMBUTIDAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À TRAÇÃO DIRETA

Autor: João Paulo de B. Santos

Orientador: Marcos H. de Oliveira D.Sc.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, dezembro de 2023.

As barras com cabeça são uma alternativa promissora para ancoragem de elementos estruturais de concreto armado, em substituição a ganchos, curvas, e barras retas, que, em situações de limitação geométrica do elemento estrutural, pode resultar na restrição do embutimento necessário da ancoragem. Contudo, a aplicação da barra com cabeçalho é complexa. Requer uma compreensão aprofundada do mecanismo de falha e dos parâmetros que influenciam a resistência à tração do cone de concreto das barras com cabeça embutidas em elementos de concreto. Então, foram realizados seis modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos com o *software* Abaqus para investigar a influência dos efeitos de borda e de grupo na resistência de barras com cabeça em elementos de concreto sob ruptura de cone de concreto. Os valores das curvas carga-deslizamento, deformação do aço, e modos de falha do modelo numérico foram consistentes com os dados experimentais de referência. Adicionalmente, foi realizado um estudo numérico paramétrico com quarenta e duas simulações para explorar a influência de diversas variáveis na ruptura do cone de concreto, incluindo resistência do concreto, taxa de armadura de flexão, geometria e tamanho da cabeça, diâmetro da haste, e efeitos de borda e grupo. Os resultados da carga final, os modos de falha, e a influência na carga final são discutidos.

Palavras-chave: Ancoragem; Barra com cabeça; Método de elementos finitos; Ruptura do cone de concreto; Estudo numérico paramétrico.

ABSTRACT

INFLUENCE OF THE EDGE AND GROUP EFFECT ON THE FAILURE OF THE CONCRETE CONE OF BARS WITH HEADS EMBEDDED IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS SUBJECTED TO DIRECT TENSION

Author: João Paulo de B. Santos

Advisor: Marcos H. de Oliveira,

Dr.

Postgraduate Program in Structures and Civil

Construction Brasília, December of 2023.

Headed bars are a promising alternative for anchoring reinforced concrete structural elements, replacing hooks, curves, and straight bars, which, in situations of geometric gravity of the structural element, can result in the restriction of the necessary embedding of the anchor. However, applying the title bar is complex. It requires an in-depth understanding of the failure mechanism and the parameters that influence the concrete cone tensile strength of bars with heads embedded in concrete elements. Then, six numerical models based on the finite element method were conducted with the Abaqus software to investigate the influence of edge and group effects on the strength of headed bars in concrete elements under concrete cone failure. The values of the load-slip curves, steel deformation, and failure modes of the numerical model were consistent with the reference experimental data. Additionally, a parametric numerical study was conducted with forty-two simulations to explore the influence of several variables on concrete cone failure, including concrete strength, flexural reinforcement ratio, head geometry and size, press diameter, and edge and group effects. The ultimate load results, failure modes, and influence on ultimate load are planned.

Keywords: Anchorage; Headed bar; Finite element method; Concrete cone failure; Parametric numerical study.

ÍNDICE

| | | |
|--------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 | Objetivo geral | 4 |
| 1.2 | Objetivo específico | 4 |
| 1.3 | Metodologia do trabalho..... | 5 |
| 1.4 | Contribuições desta pesquisa..... | 5 |
| 1.5 | Organização do trabalho | 6 |
| 2 | REVISÃO DA LITERATURA | 8 |
| 2.1 | Mecanismo de transferência da força aço-concreto | 8 |
| 2.2 | Mecanismo de ruptura | 8 |
| 2.3 | Estudos teóricos e experimentais anteriores..... | 11 |
| 2.3.1 | <i>Eligehausen e Sawade (1989)</i> | 12 |
| 2.3.2 | <i>Fuchs et al. (1995)</i> | 14 |
| 2.3.3 | <i>DeVries (1996)</i> | 16 |
| 2.3.4 | <i>Thompson et al. (2005)</i> | 17 |
| 2.3.5 | <i>Ozbolt et al. 2007</i> | 19 |
| 2.3.6 | <i>Costa (2016)</i> | 20 |
| 2.3.7 | <i>Axelsson e Božić (2016)</i> | 22 |
| 2.3.8 | <i>Nilforoush et al. (2017)</i> | 23 |
| 2.3.9 | <i>Ferreira et al. (2021)</i> | 24 |
| 2.3.10 | <i>Lu e Sonoda (2021)</i> | 25 |
| 2.3.11 | <i>Santana et al. (2022)</i> | 27 |
| 2.3.12 | <i>Lai et al. (2023)</i> | 30 |
| 2.3.13 | <i>Hayek et al. (2023)</i> | 32 |
| 2.4 | Capacidade resistente do cone de concreto | 35 |
| 2.4.1 | <i>EN 1992-4 (2018)</i> | 35 |
| 2.4.2 | <i>ACI 318 (2019)</i> | 36 |

| | | |
|-------|---|----|
| 2.5 | Parâmetros que influencia a capacidade resistente à tração de barras com cabeça | 37 |
| 2.5.1 | <i>Influência do comprimento de embutimento (h_{ef})</i> | 37 |
| 2.5.2 | <i>Influência da resistência à compressão do concreto (f_{cm})</i> | 38 |
| 2.5.3 | <i>Influência do efeito de borda</i> | 39 |
| 2.5.4 | <i>Influência do efeito de grupo</i> | 40 |
| 2.5.5 | <i>Influência da taxa de armadura longitudinal do prisma de concreto</i> | 41 |
| 2.5.6 | <i>Influência do tamanho da cabeça</i> | 41 |
| 2.5.7 | <i>Influência do tipo de cabeça</i> | 43 |
| 2.5.8 | <i>Influência do diâmetro da haste da ancoragem</i> | 43 |
| 3 | ASPECTOS TEÓRICOS DA MODELAGEM NUMERICA | 44 |
| 3.1 | Análise não linear | 44 |
| 3.1.1 | <i>Análise Implícita Dinâmica</i> | 44 |
| 3.1.2 | <i>Análise Explícita</i> | 46 |
| 3.2 | Modelos constitutivos do concreto | 49 |
| 3.2.1 | <i>Modelo da fissura distribuída (Smearred crack model)</i> | 49 |
| 3.2.2 | <i>Model de Fissuração Frágil (Brittle Cracking model)</i> | 49 |
| 3.2.3 | <i>Modelo de Dano Plástico do Concreto (Concrete Damage Plasticity model)</i> | 50 |
| 3.2.4 | <i>Comportamento à compressão do concreto</i> | 57 |
| 3.2.5 | <i>Comportamento à tração do concreto</i> | 61 |
| 3.3 | Modelo Constitutivo do aço | 65 |
| 4 | TESTES EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA | 66 |
| 4.1 | Detalhes dos espécimes | 66 |
| 4.2 | Propriedade dos materiais | 66 |
| 4.3 | Procedimento do ensaio | 68 |
| 4.4 | Resultados experimentais e discussão | 69 |
| 5 | MODELO NUMÉRICO 3D | 71 |
| 5.1 | Análise Explícita Dinâmica | 71 |
| 5.2 | Modelo constitutivo para o concreto | 73 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 5.3 | Modelo constitutivo para o aço | 74 |
| 5.4 | Aferição do modelo de elementos finitos | 75 |
| 5.4.1 | <i>Taxa de carregamento de deslocamento</i> | 75 |
| 5.4.2 | <i>Estudo da energia de fratura do concreto</i> | 76 |
| 5.4.3 | <i>Ângulo de dilatação</i> | 77 |
| 5.4.4 | <i>Estudo e seleção tipo de elemento finito e densidade da malha</i> | 78 |
| 5.5 | Tipos de elemento e malha de elementos finitos | 80 |
| 5.6 | Condições de apoio, Interações e aplicação de carga | 82 |
| 6 | VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO | 84 |
| 6.1 | Comparação entre as curvas carga-deslizamento, numérico x Experimental | 84 |
| 6.2 | Validação da solução quase estática | 85 |
| 6.3 | Padrões de fissuração | 86 |
| 6.4 | Validação da deformação da armadura de flexão | 89 |
| 6.5 | Validação da deformação da barra com cabeça | 89 |
| 6.6 | Verificação dos resultados pelo modelo de cálculo ACI 318 (2019) | 91 |
| 7 | ESTUDO NUMÉRICO PARAMÉTRICO | 92 |
| 8 | RESULTADO NUMÉRICO E DISCUSSÃO | 93 |
| 8.1 | Efeito da Resistência à Compressão (f_{cm}) | 93 |
| 8.2 | Influência da taxa de armadura de flexão | 95 |
| 8.3 | Influência da geometria da cabeça | 96 |
| 8.4 | Efeito do diâmetro nominal do eixo $d_{s,L}$ em N_u | 97 |
| 8.5 | EFEITO DO TAMANHO DA CABEÇA NO N_u | 99 |
| 8.6 | Efeito de borda e de grupo | 100 |
| 9 | CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 107 |
| 9.1 | CONCLUSÕES | 107 |
| 9.2 | SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO | 109 |
| | REFERÊNCIAS | 110 |
| | APÊNDICE A | 116 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 - Congestionamento na conexão viga-pilar. Fonte: Hayek (2023). | 2 |
| Figura 1.2 - Detalhes de ancoragem mecânica. Da esquerda para a direita: soldagem por fricção, conexão roscada, forjamento, soldagem tradicional. Fonte: Alrasyid et al. (2017). | 2 |
| Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de esforços entre o concreto e aço em barras com cabeça. (a) Adesão química; (b) Atrito; e (c) Aderência mecânica. Fonte: Brantschen (2016). | 8 |
| Figura 2.2 - Modos de falha. Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019). | 9 |
| Figura 2.3 - Curva carga-deslizamento dos principais modos de ruptura. Fonte: Adaptado de Fuchs et al.,1995.. | 11 |
| Figura 2.4 - Linha do tempo das pesquisas de barras com cabeça. | 12 |
| Figura 2.5 - Espécime e resultados de tensões e deformações principais. Fonte: Adaptado de Eligehausen e Sawade (1989). | 13 |
| Figura 2.6 - Ruptura do cone de concreto idealizada para o CCD e ACI 349 (1985). Fonte: Adaptado de Karmokar et al. (2021). | 16 |
| Figura 2.7 - Tensão na cabeça vs. Tensão na barra. Fonte: Thompson et al. 2005. | 18 |
| Figura 2.8 - Modelo numérico. Fonte: Adaptado de Ozbolt et al. (2007). | 20 |
| Figura 2.9 - Detalhamento dos espécimes da pesquisa de Costa (2016). | 21 |
| Figura 2.10 - Sistema de ensaio pull-out. Fonte: Adaptado de Costa (2016). | 21 |
| Figura 2.11 - Carga última em função da espessura da laje. Fonte: Adaptado de Xelsson e Božić (2016). | 23 |
| Figura 2.12 - Sistema de ensaio. Fonte: Adaptado de Ferreira <i>et al.</i> (2021). | 25 |
| Figura 2.13 - Desenvolvimento de fissuras para espaçamentos $s = 234$ mm, 150 mm e 25 mm. Fonte: Adaptado de Lu e Sonoda, (2021). | 26 |
| Figura 2.14 - Padrão de fissuração para as relações c_{al}/h_{ef} . Fonte: Adaptado de Lu e Sonoda (2021). | 26 |
| Figura 2.15 - Resultados de carga de última em função do efeito de grupo e de borda. Fonte: Adaptado de Lu e Sonoda (2021). | 27 |
| Figura 2.16 - Modelo 3D. Fonte: Adaptado de Santana <i>et al.</i> (2022). | 28 |
| Figura 2.17 - Comparação entre as curvas carga-deslizamento dos modelos experimentais e numéricos. Fonte: Adaptado de Santana <i>et al.</i> (2022). | 29 |
| Figura 2.18 - Resultados numéricos de tensão e de formação ao longo da fissura. Fonte: Adaptado de Santana <i>et al.</i> (2022). | 30 |
| Figura 2.19 - Sistema de ensaio. Fonte: Adaptado de Lai <i>et al.</i> (2023). | 31 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.20 - Modelo 3D. Fonte: Adaptado de Lai <i>et al.</i> (2023). | 31 |
| Figura 2.21 - Efeito de grupo e função dos coeficientes φ_i e ψ_g nos resultados de Lai <i>et al.</i> (2023). | 32 |
| Figura 2.22 - (a) Modelo 3D, (b) Corte do modelo, (c) Armadura e contato entre aço e concreto, (d) Armadura e (e) modelo par ao cálculo da aderência entre o aço e o concreto. Fonte: Adaptado de Hayek <i>et al.</i> , (2023)..... | 33 |
| Figura 2.23 - Capacidade da ancoragem do estudo paramétrico, HR – Barra com cabeça e HS – pino com cabeça. Fonte: Adaptado de Hayek <i>et al.</i> (2023)..... | 34 |
| Figura 2.24 - Aumento da capacidade resistente com o aumento do comprimento de embutimento h_{ef} . Fonte: Adaptado de Gond e Kulkarni (2015)..... | 38 |
| Figura 2.25 - Superposição das projeções horizontais das rupturas dos cones de concreto para $s < 3h_{ef}$. Fonte: Costa (2016). | 40 |
| Figura 2.26 - Influência da ρ_f na inclinação da superfície de ruptura do cone de concreto. Fonte: Adaptado de Ferreira <i>et al.</i> (2021)..... | 41 |
| Figura 2.27 - Curvas de carga-deslocamento para as relações d_w/h_{ef} : pequeno (0,25), médio (0,30) e grande (0,56). Fonte: Ozbolt <i>et al.</i> (1999)..... | 42 |
| Figura 2.28 - Modos de ruptura d_w/h_{ef} (b) 0,25 (c) 0,30 e (c) 0,56. Fonte: Ozbolt <i>et al.</i> (1999)..... | 42 |
| Figura 3.1 - Razão entre as tensões desviadoras de tração e compressão (K_c). Fonte: Alfarah <i>et al.</i> (2017)..... | 53 |
| Figura 3.2 - Superfície de escoamento no estado plano de tensões (f_{bo}/f_{co}). Fonte: Abaqus (2014)..... | 54 |
| Figura 3.3 - Família de potenciais de fluxo hiperbólico no plano p – q. Fonte: Adaptado de Abaqus (2014)..... | 55 |
| Figura 3.4 - Ângulo de dilatância. Fonte: López-Almansa <i>et al.</i> (2014). | 55 |
| Figura 3.5 - Deformação volumétrica do concreto. Fonte: Adaptado de Szczecina e Winnick (2016)..... | 56 |
| Figura 3.6 - Resposta do carregamento uniaxial em tração ($\sigma_c - \varepsilon_c$), Fonte: Alfarah <i>et al.</i> (2017). | 58 |
| Figura 3.7 - Área sob a curva de tensão-deformação na compressão equivalente à energia de esmagamento localizada. Fonte: Adaptado de He <i>et al.</i> (2008)..... | 60 |
| Figura 3.8 - Resposta do carregamento uniaxial em tração ($\sigma_t - \varepsilon_t$), Fonte: Alfarah <i>et al.</i> (2017)..... | 62 |
| Figura 3.9 - Sofening na tração em relação a abertura de fissura. Fonte: Lima (2018). | 63 |
| Figura 3.10 - Área sob a curva de tensão-deformação na compressão equivalente à energia de fratura localizada. Fonte: Adaptado de He <i>et al.</i> (2008)..... | 64 |
| Figura 3.11 - Modelo elástico perfeitamente plástico para barras de aço. | 65 |
| Figura 4.1 - Detalhes de construção por grupo de testes. | 67 |
| Figura 4.2 - Configuração do teste. Fonte: Adaptado de Lima (2019). | 68 |
| Figura 4.3 - Sistema de instrumentação. Fonte: Adaptado de Lima (2019)..... | 69 |
| Figura 4.4 - Curvas carga deslizamento dos testes experimentais. Fonte: Adaptado de Lima (2019)..... | 70 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.1 - Fluxograma da metodologia aplicada nesta pesquisa..... | 72 |
| Figura 5.2 - Comportamento uniaxial do concreto | 73 |
| Figura 5.3 - Evolução das variáveis de dano do concreto..... | 74 |
| Figura 5.4 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversas taxas de carregamento. | 75 |
| Figura 5.5 - Curvas carga-deslizamento do modelo numérico com diversos valores de fratura do concreto energia. | 76 |
| Figura 5.6 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversos ângulos de dilatância..... | 78 |
| Figura 5.7 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversos comprimentos de malha..... | 79 |
| Figura 5.8 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversos comprimentos de malha..... | 80 |
| Figura 5.9 - Malha e elementos finitos do modelo 3D..... | 81 |
| Figura 5.10 - Condições de contorno, simetria e aplicação de carga..... | 83 |
| Figura 6.1 - Comparação carga-deslizamento numérico x experimental dos grupos EB e EG. | 85 |
| Figura 6.2 - Balanceamento energético de modelos computacionais. | 86 |
| Figura 6.3 - Padrão de fissuras..... | 87 |
| Figura 6.4 - Resultados numéricos de deformação total e tensão principal da superfície de ruptura da ruptura do cone de concreto do modelo EB-120..... | 88 |
| Figura 6.5 - Validação da deformação da armadura de flexão, comparação entre a deformação experimental vs. numérica. | 89 |
| Figura 6.6 - Comparação entre as curvas carga-deformação numérica e experimental das barras com cabeça. | 90 |
| Figura 6.7 - Comparação da carga última FEA com ACI 318 (2019). | 91 |
| Figura 8.1 - Comportamento uniaxial do concreto para estudo paramétrico..... | 93 |
| Figura 8.2 - Análise paramétrica da resistência à compressão do concreto no valor de N_u : (a) $N_u \times \zeta$, $h_{ef} = 60$ mm, (b) $N_u \times \zeta$, $h_{ef} = 120$ | 94 |
| Figura 8.3 - Influência da variação da resistência do concreto no valor da carga última N_u vs. f_{cm} | 94 |
| Figura 8.4 - Influência da taxa de armadura de flexão na inclinação do ângulo superficial da ruptura do cone de concreto. | 96 |
| Figura 8.5 - Tensão da cabeça x tensão na barra. | 99 |
| Figura 8.6 - Curvas carga-deslocamento calculadas para os modelos EB-60 EB-120 e dois tamanhos diferentes de | |

| | |
|--|-----|
| cabeça: médio e grande..... | 100 |
| Figura 8.7 - Carga última das barras com cabeça em função do efeito de borda e de grupo. | 102 |
| Figura 8.8 - Padrão de fissuração dos modelos com efeitos de borda e grupo. | 103 |
| Figura 8.9 - comparação entre os valores do fator de modificação do efeito de borda normativo e numérico $c_{a,TEO}$ e $c_{a,FEA}$ | 105 |
| Figura 8.10 - comparação entre os valores do fator de modificação do efeito de grupo normativo e do fator de modificação numérico $\psi_{a,TEO}$ e $\psi_{a,FEA}$ | 106 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 2.1 - Comparação entre os resultados de carga última no software Abaqus e DIANA. Fonte: Adaptado de Axelsson e Božić (2016)..... | 23 |
| Tabela 2.2 - Parâmetros de plasticidade. Fonte: Adaptado de Santana et al.(2022). | 27 |
| Tabela 2.3 - Influência do tipo de concreto na capacidade resistente à tração. Fonte: Adaptado de Gond e Kulkarni, (2015). | 39 |
| Tabela 3.1 - Referências dos parâmetros de plasticidade | 57 |
| Tabela 4.1 - Detalhe dos espécimes. Fonte: Adaptado de Lima (2019)..... | 67 |
| Tabela 4.2 - Resultados experimentais. Fonte: Adaptado de Lima (2019). | 69 |
| Tabela 5.1 - Parâmetros de plasticidade. | 73 |
| Tabela 5.2 - Parâmetros de Cálculo para geração de dados de entrada no CDP. | 73 |
| Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas do aço. Fonte: Adaptado de Lima (2019). | 74 |
| Tabela 5.4 - Resultados de carga última para os diversos valores de ângulo de dilatância | 77 |
| Tabela 5.5 - Resultados de carga última para diferentes tipos de elementos finitos | 79 |
| Tabela 6.1 - Comparação dos valores de carga última experimental vs. experimental..... | 84 |
| Tabela 7.1 - Variáveis do estudo numérico paramétrico. | 92 |
| Tabela 8.1 - Propriedades mecânicas do concreto. | 93 |
| Tabela 8.2 - Resultado do estudo paramétrico da variação da taxa de armadura de flexão. | 95 |
| Tabela 8.3 - Resultados de carga última dos modelos numéricos em função da variação da geometria da cabeça. | 97 |
| Tabela 8.4 - Carga última em função da variação do diâmetro da barra..... | 98 |
| Tabela 8.5 - Carga última e escorregamento em função do diâmetro da cabeça. | 100 |

LISTA DE ACRÔNIMOS E ABREVIATURAS

| | |
|--------|--|
| Abaqus | Finite Element Engineering Software |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ACI | American Concrete Institute |
| ALLKE | Kinetic energy (Energia cinética) |
| ALLIE | Internal energy (Energia interna) |
| CCD | Concrete Capacity Design |
| CCT | Nós do tipo compressão-compressão-tração |
| LABEST | Laboratório de Estruturas |
| LVDT | Transdutor de deslocamento variável linear |
| MEF | Método dos elementos finitos |
| RCC | Ruptura do cone de concreto |
| SPH | Smoothed Particle Hydrodynamics |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---------------|--|
| A_{brg} | Área líquida da cabeça da ancoragem; |
| $A_{c, N}$ | Projeção da superfície de ruptura para um grupo de ancoragens; |
| $A^0_{c, N}$ | Projeção da superfície de ruptura para uma única ancoragem; |
| b_w | Largura do espécime de concreto; |
| c_{a1} | Distância até a borda; |
| $c_{a, min}$ | Menor distância de uma barra com cabeça até a borda; |
| c_1 e c_2 | São parâmetros adimensionais; |
| c_d | Velocidade de propagação da onda de tensão no material; |
| D_a | Dimensão máxima característica do agregado; |
| 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; |

| | |
|---------------------|---|
| G_f | Extensômetro instalado na armadura de flexão; |
| G_{h1} e G_{h2} | Extensômetros instalados na barra com cabeça interno ao concreto; |
| G_s | Extensômetro instalado na barra com cabeça fora do concreto; |
| 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_{cc} | Resistencia característica à compressão simples do concreto obtida em corpos de prova cúbicos; |
| 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_{ys} | Tensão de escoamento do aço; |
| f_{tm} | Resistência média à tração do concreto; |
| 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 | Altura do espécime de concreto; |
| h_{ef} | Comprimento de embutimento efetivo do dispositivo de ancoragem; |
| I | Vetor de força interna; |
| K | Matriz de rigidez de um elemento finito; |
| K_c | Razão entre a tensão desviadora na tração e na compressão uniaxial; |
| k_c | Coeficiente de ajuste para condição de instalação do dispositivo de ancoragem (ACI 318, 2019); |
| k_{exp} | Coeficiente calculado como $N_u/(f^{0,5}h_{ef}^{1,5})$; |
| k_{uncr} | Coeficiente que considera a ancoragem instalada na zona não fissurada do concreto; |
| k_{NC} | Coeficiente igual 13.5 para barras com cabeça pós-instaladas e 15.5 para barras com cabeça pré-instaladas (Fuchs <i>et al.</i> , 1995); |
| L | Comprimento do espécime de concreto; |
| l_b | Comprimento da ruptura do cone de concreto; |
| l_{eq} | Comprimento característico do elemento finito; |
| M | Matriz de massa; |

| | |
|--------------|--|
| n | Número de incremento de tempo; |
| $N_{u,ACI}$ | Capacidade resistente à tração de barras com cabeça embutidos em concreto (ACI 318, 2019); |
| $N_{0u,ACI}$ | Resistência característica de uma única ancoragem isolado (ACI 318, 2019); |
| $N_{Rk,c}$ | Capacidade resistente de uma ancoragem pelo método (EN 1992-4, 2018); |
| $N_{Rk,c}^0$ | Resistência sem efeito de agrupamento ou de borda; |
| $N_{u,CCD}$ | Carga de ruptura do cone de concreto de uma ancoragem não afetada pela borda ou proximidade entre ancoragens (Fuchs <i>et al.</i> 1995); |
| P | Vetor de força externa; |
| p | Pressão hidrostática; |
| q | Tensão efetiva equivalente de Von Mises; |
| s | Espaçamento entre barras com cabeça; |
| T | Período da simulação computacional; |
| t | Tempo; |
| u | Vetor deslocamento; |
| \ddot{u} | Aceleração nodal; |
| V | Volume do modelo; |
| w | Abertura de uma fissura; |
| w_c | Abertura crítica de uma fissura. |

LETRAS GREGAS

| | |
|-------------------------|---|
| Δt | Limite de estabilidade; |
| ε_c^{ch} | Deformação plástica de esmagamento; |
| ε_c^{ck} | Deformação plástica de fissuração; |
| ε_{0c}^{el} | Deformação elástica de compressão não danificada do concreto; |
| ε_{0t}^{el} | Deformação elástica de tração não danificada do concreto; |
| ε_c^{el} | Deformação elástica de compressão do concreto; |
| ε_t^{el} | Deformação elástica de tração do concreto; |
| ε_{cpl} | Deformação plástica de compressão do concreto; |
| ε_t^{pl} | Deformação plástica de tração do concreto; |
| ε_{cm} | Deformação média de compressão correspondente à resistência média à compressão do concreto; |
| ε_y | Deformação de escoamento do aço; |

| | |
|-------------------|---|
| 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; |
| \emptyset_s | Diâmetro da armadura de flexão; |
| \emptyset_h | Diâmetro da cabeça do dispositivo de ancoragem; |
| $\emptyset_{s,L}$ | Diâmetro da haste do dispositivo de ancoragem; |
| ρ | Densidade do material; |
| ρ_f | Taxa de armadura de flexão; |
| σ_{i0} | Tensão uniaxial de tração no momento da ruptura; |
| $\sigma_{c(1)}$ | 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; |
| ω_{\max} | Frequência do sistema; |
| ζ | Deslizamento da barra com cabeça; |
| ξ' | Fração de amortecimento crítico no modo de maior frequência natural; |
| Ψ_2 | Fator de modificação para considerar o distúrbio radial simétrico da distribuição de tensão causada por uma borda, válido para ancoragens próximas das bordas (Fuchs <i>et al.</i> , 1995); |
| $\psi_{c,N}$ | 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 barras com cabeça quando submetidos a trações não uniformes; |
| $\psi_{ed,N}$ | 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 (ACI 318, 2019); |
| $\psi_{re,N}$ | Fator de modificação que considera o efeito do espaçamento entre as barras do elemento e o comprimento de embutimento (ACI 318, 2019). |

1 INTRODUÇÃO

As ligações viga-pilar são uma das regiões mais críticas de uma estrutura de concreto armado, do ponto de vista de concentração de esforços solicitantes, pois além de transferir os esforços solicitantes, influenciam nos deslocamentos laterais da estrutura e no dimensionamento das flechas. Em situações de mal dimensionamento podem causar o colapso total ou em parte de uma estrutura (Cosgun *et al.*, 2019).

Convencionalmente a transferência de esforços nessas ligações é realizada por ancoragens do tipo gancho 45° e 180°, dobra de 90° e barras retas. Os tradicionais problemas de detalhamento relacionados a esses tipos de ancoragens são muitas vezes importantes, devido aos longos comprimentos de desenvolvimento, grandes raios de curvatura necessário e uma quantidade considerável de armadura, para garantir ductibilidade suficiente nas ligações viga-pilar. Esses problemas são ainda mais relevantes em situações de limitação geométrica do elemento estrutural que pode levar a um congestionamento indesejável da armadura (ver Figura 1.1). Por consequência, o congestionamento da armadura pode levar uma má consolidação do concreto em um local crítico onde o concreto está sob um estado complexo de tensão e comprometer a força de ancoragem da ligação viga-pilar (Marchetto, 2015).

Como alternativa à terminação em gancho e as barras retas, um desenvolvimento relativamente recente na indústria da construção civil é o uso de barras com cabeça. Esse dispositivo é formado por uma placa de aço fixada ao vergalhão de aço por soldagem, fricção, forjamento ou simplesmente por uma conexão roscada ou rosca cônica (Alrasyid *et al.*, 2017) (Figura 1.2), que é o formato semelhante a um conector tipo pino com cabeça e experimenta os mesmos modos de ruptura quando submetido ao esforço de tração (Hayek, 2023). Então, neste trabalho será utilizada a expressão barra com cabeça, para se referir ao disposto de ancoragem em estudo.

A barra com cabeça tem se mostrado uma solução atrativa devido à fácil instalação, menor necessidade de comprimento de embutimento, economia de tempo na fabricação, minimização do congestionamento do aço nas juntas e melhor desempenho do concreto (Chourasia e Gupta, 2019, e Abed *et al.*, 2021). Devido a versatilidade deste dispositivo, ele tem aplicação nos mais variados sistemas estruturais como nos estudos propostos por Ferreira (2010) e Oliveira (2013) que avaliaram o comportamento e a resistência de lajes lisas com armadura de cisalhamento com barras com cabeça (*double-headed*) e destacaram as vantagens de se utilizar esse tipo de dispositivo.

Uma outra vantagem deste dispositivo é que ele permite que a transmissão de esforços de tração seja feita pela combinação da ancoragem mecânica na região da cabeça e pela aderência entre a barra e o concreto (Bashandy, 1996), diferente do pino com cabeça que considera apenas o intertravamento da cabeça com o concreto. Segundo Wright (1997) e Naito *et al.* (2002) a barra com cabeça tem desempenho semelhante, se não melhor, quando comparado com as ancoragens em gancho para um mesmo comprimento de embutimento.



Figura 1.1 - Congestionamento na conexão viga-pilar. Fonte: Hayek (2023).

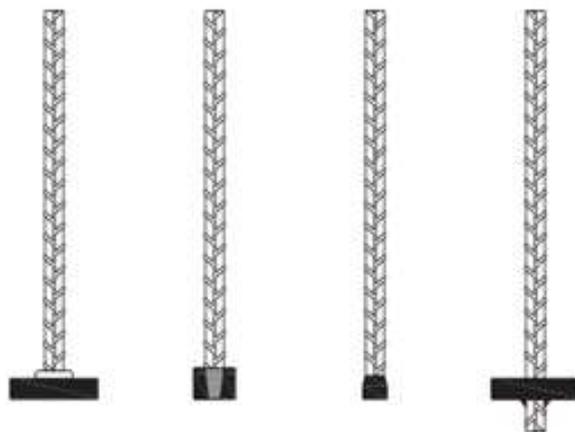


Figura 1.2 - Detalhes de ancoragem mecânica. Da esquerda para a direita: soldagem por fricção, conexão roscada, forjamento, soldagem tradicional. Fonte: Alrasyid *et al.* (2017).

Nas últimas décadas, o uso bem-sucedido de uma barra com cabeça como substituto do método tradicional foi demonstrado em pesquisas de DeVries (1996), Thompson *et al.* (2005), Pereira Filho *et al.* (2013), Ghimire *et al.* (2019), Ferreira *et al.* (2021) e Santana *et al.* (2022). Esses estudos investigaram a ruptura do cone de concreto sob diversas condições de

instalação e forneceram resultados valiosos para validar e melhorar os modelos de cálculo normativos existentes.

Contudo, o complexo mecanismo de transferência de esforços de tração através da ligação viga-pilar em uma estrutura de concreto, faz com que as disposições regulatórias ainda necessitem de avanços para estabelecer critérios de cálculo adequados. O método de projeto para o dimensionamento da capacidade do concreto do inglês *Concrete Capacity Design* (CCD), desenvolvido por Fuchs *et al.* (1995), é o método de dimensionamento de base da norma ACI 318 (2019) e EN 1992 (2018) para estimativa da resposta à tração de barras com cabeça. No entanto, o método CCD é um método de projeto semiempírico com configurações de âncoras restritas e, conseqüentemente, depende fortemente de dados de teste (Bokor *et al.*, 2019). Este método foi projetado para calcular conectores tipo pino com cabeça. Portanto, a ligação entre a haste e o concreto não é considerada na resistência à tração dos cálculos da ancoragem (Chourasia e Gupta, 2019).

Outro fator crucial é que este método estabelece que a distribuição de tensões desde a cabeça do dispositivo até a superfície do concreto apresenta um comportamento linear. No entanto, a pesquisa de Ozbolt *et al.* (1999) e Elfgren *et al.* (1982) concluíram que a tensão diminui da cabeça para a superfície do concreto de forma não linear, diferente do que estabelece o método CCD. Portanto, a simplificação do método pode levar a resultados conservadores na determinação precisa da força de tração de barras com cabeça (Lai *et al.*, 2023).

Além disso, a maioria dos estudos sobre o assunto são pesquisas experimentais focadas em barras com cabeça em concreto sem efeitos de borda e de grupo. Portanto, são necessárias mais pesquisas sobre simulações numéricas que explorem a ruptura do cone do concreto e a resistência à tração das ancoragens, com efeitos simultâneos de borda e de grupo, uma vez que há poucas pesquisas sobre o assunto, e esses parâmetros influenciam diretamente na substituição do método tradicional pela barra com cabeça. Então, são necessárias mais pesquisas sobre simulações numéricas que explorem a ruptura do cone do concreto e a resistência à tração das ancoragens, com efeitos simultâneos de borda e de grupo.

Tendo em vista os aspectos apresentados, este trabalho contribuirá com os avanços da linha de pesquisa de arrancamento de dispositivos de ancoragens desenvolvida no laboratório de estruturas da Universidade de Brasília (LABEST) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) da Universidade de Brasília (UnB) conduzida pelo Professor Marcos Honorato de Oliveira. Nesta linha de pesquisa os trabalhos experimentais de Silva (2018) e Lima (2019) e o trabalho numérico de Santana (2020) investigaram o

comportamento e a capacidade resistente ao arrancamento de barras com cabeça em diversas condições de instalações.

Nesse sentido, esta pesquisa conduziu testes numéricos de arrancamento com variação de parâmetros, incluindo comprimentos de embutimento, espaçamento entre barras com cabeça, dimensões dos blocos de concreto e taxas de armadura de flexão, e uma investigação abrangente sobre o comportamento das barras com cabeça, cobrindo aspectos como carga-curvas de escorregamento, modos de ruptura, armadura de flexão e deformações da barra com cabeça. Os resultados numéricos foram validados com os ensaios experimentais e mostraram que o modelo numérico proposto descreve adequadamente o comportamento da barra com cabeça sob carga de tração. Além disso, um estudo numérico paramétrico com quarenta e duas simulações foi planejado para explorar a influência de diversas variáveis na ruptura do cone de concreto, incluindo resistência do concreto, taxa de armadura de flexão, geometria e tamanho da cabeça, diâmetro da haste e efeitos de borda e grupo. Os resultados da carga final, os modos de ruptura e a influência na carga final são discutidos.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral dessa pesquisa é investigar numericamente a capacidade resistente do cone de concreto de barras com cabeça embutidas em elementos de concreto com influencia sob efeito de borda e de grupo sob tração direta que simulam a ligação viga-pilar.

1.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

Os objetivos específicos necessários para alcançar o objetivo geral estão listados abaixo:

- Criar com o *software* Abaqus modelos tridimensionais não lineares, capazes de simular ensaios experimentais do tipo *pull out* em barras com cabeça realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília por Lima (2019);
- Aferir os modelos numéricos com base em diagramas força-deslizamento tendo como referências os ensaios realizados por Lima (2019);
- Realizar a validação do modelo numérico com base nos resultados experimentais das deformações internas e externas das barras com cabeça, análise de energia do modelo e deformação da armadura de flexão do prisma de concreto;

- Realizar um estudo numérico paramétrico com o objetivo de avaliar a influência de diferentes variáveis na resposta da resistência à tração das barras com cabeça, tais como: resistência à compressão do concreto f_{cm} ; comprimento de embutimento h_{ef} ; taxa da armadura longitudinal do elemento de concreto ρ_s ; geometria e tamanho da cabeça; diâmetro da haste da ancoragem; efeito de borda; e o efeito de grupo;
- Comparar os resultados obtidos para o tipo de ruptura e capacidade resistente à tração com aqueles determinados de forma analítica através dos modelos de cálculo apresentados pelas normas EN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2019).
- Desenvolver um modelo de regressão que descreva o comportamento à tração de barras com cabeça.

1.3 METODOLOGIA DO TRABALHO

Para o desenvolvimento e simulação dos modelos numéricos de *pull out* foi utilizado o *software* Abaqus, que é baseado no Método dos Elementos Finitos. Os modelos numéricos foram aferidos com base na pesquisa numérica de Santana (2020) e validados a partir dos ensaios experimentais de Lima (2019). A validação do modelo numérico foi realizada com a comparação das curvas carga-deslizamento, modos de ruptura, deformação da armadura longitudinal, deformação interna e externa da barra com cabeça obtidos experimentalmente e numericamente. Adicionalmente, foi realizada a validação pelo balanço de energia do modelo e uma comparação dos valores de carga última com as estimativas do ACI 318 (2019). Após a validação do modelo, foi desenvolvido um estudo numérico paramétrico e uma discussão sobre a influência dos parâmetros no arrancamento de barras com cabeça, a saber: resistência à compressão do concreto f_{cm} , taxa de armadura de flexão φ_f , geometria da cabeça, diâmetro da haste $d_{s,L}$, diâmetro da cabeça d_h/h_{ef} , efeito de borda c_{a1}/h_{ef} e efeito de grupo s/h_{ef} .

1.4 CONTRIBUIÇÕES DESTA PESQUISA

Dentro desta pesquisa, as seguintes contribuições foram alcançadas e destinadas a melhorar o conhecimento sobre o comportamento de barras com cabeça embutidas em elementos de concreto sob tração:

- Desenvolvimento de um modelo numérico adequado a descrever o comportamento à tração de barras com cabeça sob efeito de borda e de grupo;
- Validação do modelo numérico contra os testes experimentais de referência;
- Apresentação consistente dos principais resultados numéricos associados ao mecanismo de aderência entre o concreto e a barra com cabeça;
- Apresentação consistente dos resultados da investigação numérica do comportamento das deformações e tensões principais ao longo da ruptura do cone de concreto e da redistribuição de tensão que ocorre durante o arrancamento;
- Contribuição ao entendimento do comportamento ao arrancamento de barras com cabeça sob diversas condições de instalação.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em 8 capítulos, e seus conteúdos estão resumidos nos parágrafos a seguir.

O capítulo 1 apresenta uma contextualização do tema, expondo os objetivos e justificativas desta pesquisa, assim como a descrição da metodologia de pesquisa adotada.

O capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica sobre barras com cabeça embutidas em elementos de concreto armado. Também apresenta modelos normativos, parâmetros que influenciam a capacidade resistente à tração do cone de concreto e pesquisas sobre o assunto no campo numérico e experimental dos últimos 30 anos.

O capítulo 3 exhibe uma explanação teórica acerca da modelagem numérica com o Método dos Elementos Finitos, software abaqus e dos modelos constitutivos do concreto e do aço, exibindo os principais aspectos e fundamentos importantes para a análise de elementos finitos realizada nesta pesquisa.

No capítulo 4 são descritos os testes experimentais de Lima (2019), bem como as propriedades mecânicas dos materiais utilizados, procedimento de ensaio e os resultados da pesquisa experimental, que são a referência para o desenvolvimento do modelo numérico.

O capítulo 5 apresenta de maneira detalhada o desenvolvimento da modelagem numérica, desde a aplicação dos modelos constitutivos do concreto e do aço, todo o processo de aferição da modelagem numérica e a definição da aplicação da carga, condições de apoio e interação do modelo numérico.

No capítulo 6 é apresentada a validação da modelagem numérica contra os testes experimentais de referência em termos de curvas carga-deslizamento, balanço de energia, deformação da barra com cabeça interna e externa, deformação da armadura de flexão, fissuração do modelo e verificação com a norma ACI 318 (2019).

No capítulo 7 são apresentadas as variáveis do estudo numérico paramétrico a validação da modelagem numérica em termos de curvas carga-deslizamento, deformação da barra com cabeça interna e externa, deformação da armadura de flexão e fissuração do modelo.

No capítulo 8 são apresentados os resultados e discussões acerca do estudo numérico paramétrico desenvolvido.

O capítulo 9 expõe as considerações e conclusões finais obtidas nesta pesquisa, e por fim apresenta sugestões para pesquisas futuras sobre o tema de pesquisa abordado.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DA FORÇA AÇO-CONCRETO

A aderência de barras com cabeça embutidas em concreto pode ser dividida entre três parcelas: a adesão química, o atrito e aderência mecânica, conforme Figura 2.1.

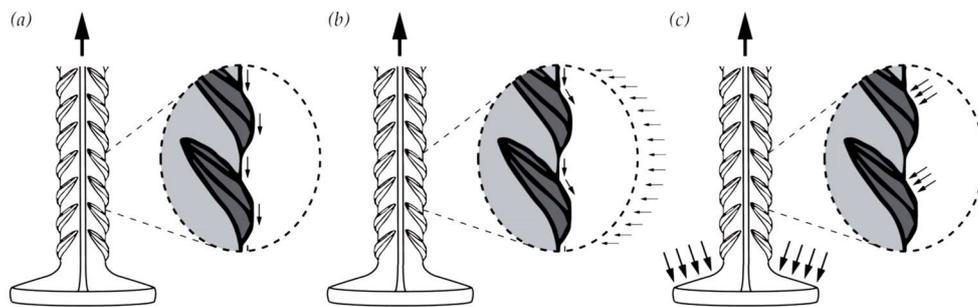


Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de esforços entre o concreto e aço em barras com cabeça. (a) Adesão química; (b) Atrito; e (c) Aderência mecânica. Fonte: Brantschen (2016).

Segundo Wight (2016) e Chourasia e Gupta (2019) a adesão química se dá pela interação físico-química entre a interface de aço-concreto no processo de cura e possui pouca influência na resistência ao arrancamento de barras em elementos de concreto. A fricção está associada à presença de esforços normais, devido às tensões de confinamento do concreto, quanto maior o confinamento, maior será a parcela de contribuição devido ao atrito. Após o primeiro deslocamento relativo da interface aço-concreto que há a perda da adesão química, a parcela de atrito de fato é ativada na resistência ao arrancamento. Já a aderência mecânica é proporcionada pela própria conformação superficial da barra (nervuras ou imperfeições no processo de fabricação de barras lisas).

2.2 MECANISMO DE RUPTURA

De acordo com ACI 318 (2019), modos de ruptura mais relevantes de barras com cabeça embutidos em concreto armado sob cargas de tração são: ruptura do aço, ruptura de escorregamento, deslocamento lateral, fendilhamento do concreto e ruptura do cone de concreto (Figura 2.2). O modo específico de ruptura depende de parâmetros como idade do concreto, resistência à compressão do concreto, comprimento de embutimento, resistência do

aço, área útil de apoio da cabeça, proximidade da borda livre do elemento de concreto, espaçamento livre entre as barras com cabeça e outras variáveis como discutido em detalhes por Eligehausen *et al.* (2006), Chourasia e Gupta (2019) e Karmokar *et al.* (2021).

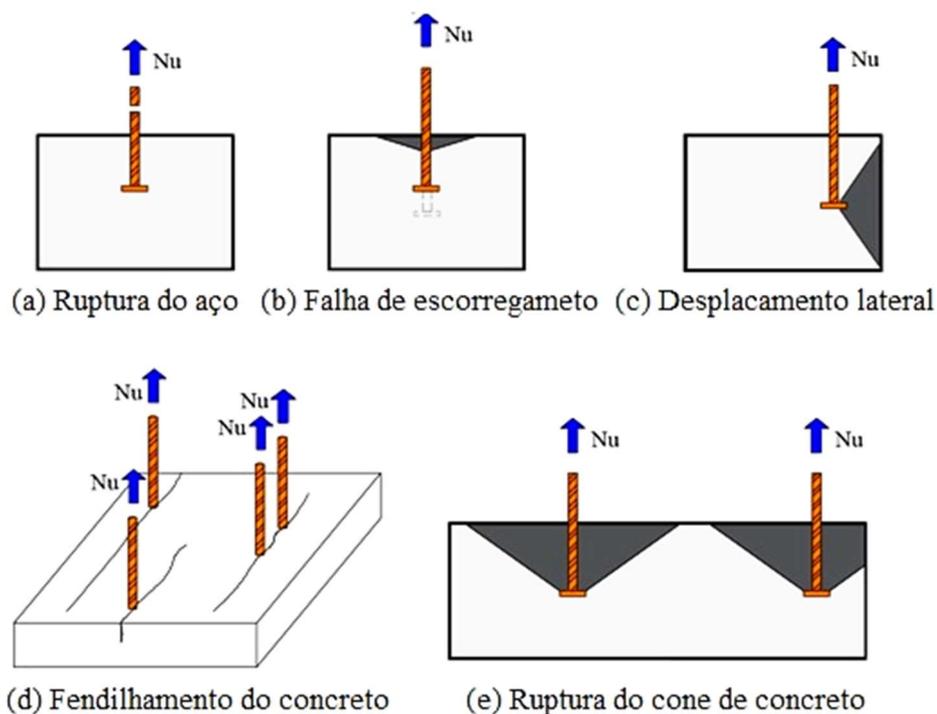


Figura 2.2 - Modos de falha. Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019).

A ruptura da barra de aço fora do concreto ocorre quando a força de arrancamento é maior que a tensão de escoamento, isso pode ocorrer em barras com diâmetros pequenos ou em barras com longos comprimentos de embutimento (ver Figura 2.2a).

A ruptura de escorregamento é caracterizada pela barra com cabeça sendo puxada para fora do furo, este arrancamento pode ou não, estar associado ao dano do concreto nas imediações da ancoragem. Esta ruptura ocorre quando a capacidade resistente da ancoragem é insuficiente para manter o dispositivo no comprimento de embutimento instalado para a carga correspondente à ruptura do cone de concreto (Figura 2.2b). Esta ruptura raramente ocorre em concreto com pouca idade a menos que haja uma pressão de apoio muito alta acima da cabeça ($\sigma_b > 30f_{cc,200}$) (Eligehausen *et al.*, 2006). Tal modo de ruptura também é observado em ancoragens com comprimentos de embutimento pequenos ($h_{ef} < 100$ mm) (Barraclogh, 2016).

O deslocamento lateral pode ocorrer com o caso em que a ancoragem tem grande

comprimento de embutimento e está muito próxima da borda do elemento de concreto (Figura 2.2c). Comparado ao modo de ruptura do cone de concreto, existem menos parâmetros que afetam a capacidade de explosão lateral de uma âncora; esses fatores incluem distância da borda, resistência à compressão do concreto, área útil da cabeça, efeito de grupo para várias âncoras próximas umas das outras e carregamento excêntrico no grupo de âncoras (Karmokar *et al.*, 2021).

A ruptura por fendilhamento do concreto ocorre devido às limitações das dimensões do concreto, ou devido à proximidade com a borda e quando barras com cabeça instaladas em linha estão muito próximas um do outro (Eligehausen *et al.*, 2006) (ver Figura 2.2d). A carga de ruptura associado à divisão é reduzida em relação àquela correspondente à ruptura do cone de concreto, mas a resposta carga-deslocamento é semelhante em cada caso.

A ruptura do cone de concreto é caracterizada pela formação de uma superfície de fratura em formato de cone no concreto (Figura 2.2e). Neste modo de ruptura toda a capacidade de tração do concreto é utilizada (Eligehausen *et al.*, 2006). Por isso, é o modo de ruptura desejável que ocorra. Nos atuais modelos de cálculo a definição precisa da carga de ruptura considera vários fatores de redução para os diferentes parâmetros que influenciam a capacidade de ruptura do cone, como distância da borda, efeito de grupo para várias ancoragens colocadas próximas umas das outras, carregamento excêntrico, carregamento de momento e presença de armadura de flexão.

Cada um dos modos de ruptura aqui citados, pode ser caracterizado por uma única curva de carga-deslizamento conforme Figura 2.3. Os modos de ruptura do aço e a ruptura por arrancamento exibem um comportamento dúctil, enquanto a ruptura do cone de concreto e o fendilhamento são caracterizados como modos de ruptura frágeis porque suas curvas de carga-deslocamento mostram declínios rápidos após o pico de carga devido à fissuração rápida e instável do concreto (Nilforoush, 2017). Ainda segundo Nilforoush (2017), independente do comportamento dúctil ou frágil, a carga de ruptura associada ao concreto deve ser prevista com a maior precisão possível para garantir uma ruptura dúctil ou uma probabilidade suficientemente baixa de ruptura frágil.

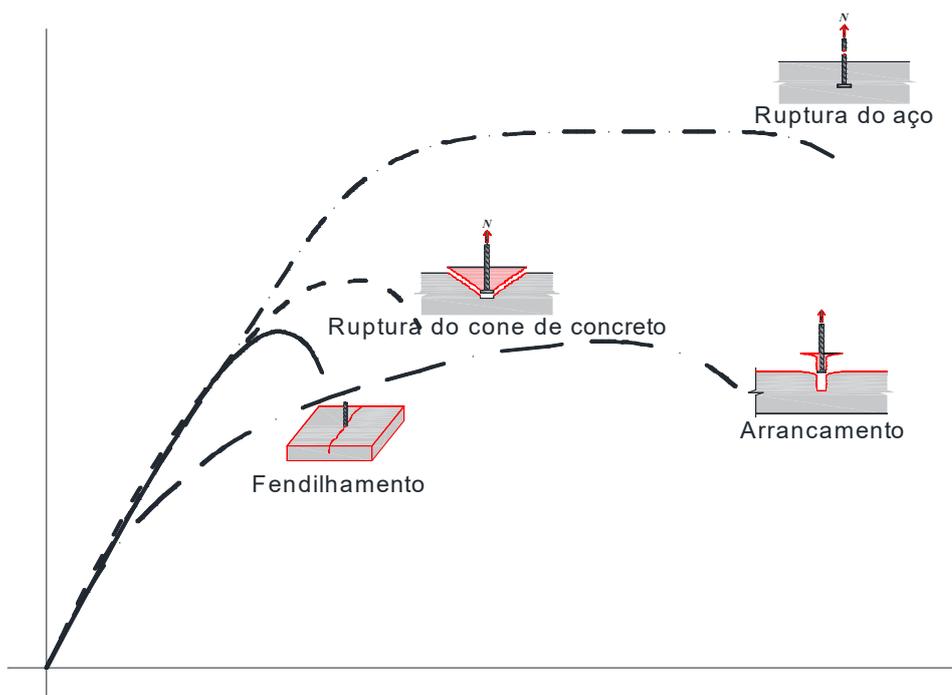


Figura 2.3 - Curva carga-deslizamento dos principais modos de ruptura. Fonte: Adaptado de Fuchs et al.,1995.

2.3 ESTUDOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS ANTERIORES

A Figura 2.4 mostra o desenvolvimento de trabalhos numéricos e experimentais nos últimos 30 anos sobre a aplicação de pinos e barras com cabeça embutidas em elementos de concreto. Estes trabalhos que foram utilizados como referência para o desenvolvimento desta pesquisa, tiveram o objetivo de aprimorar o conhecimento da capacidade resistente à tração dessas ancoragens nos mais diversos tipos de aplicação.

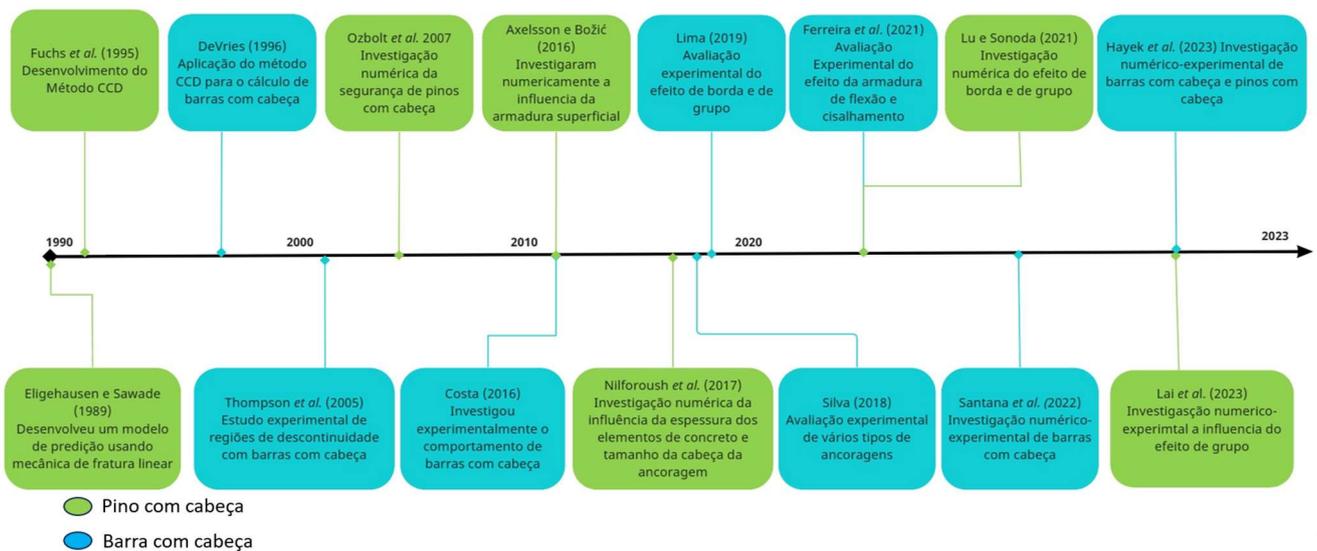


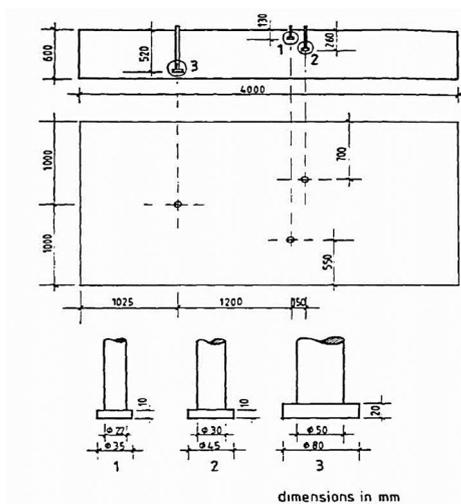
Figura 2.4 - Linha do tempo das pesquisas de barras com cabeça.

2.3.1 Eligehausen e Sawade (1989)

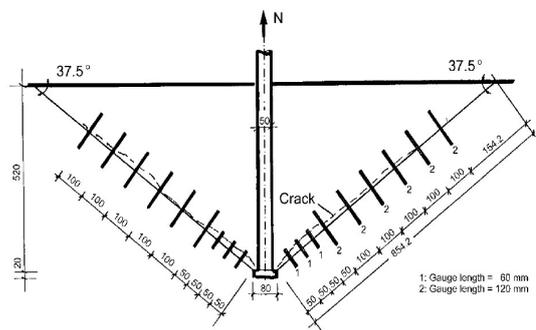
A pesquisa de Eligehausen e Sawade (1989) trouxe relevantes contribuições ao entendimento do formato da superfície de ruptura do cone de concreto no arrancamento de barras com cabeça. Para isso, os autores conduziram um rigoroso estudo experimental para determinar a relação entre a capacidade resistente à tração das ancoragens e a energia de fratura do elemento de concreto. O experimento consistiu em arrancar ancoragens de diferentes dimensões embutidos em concreto com comprimentos de embutimento 130 mm, 260 mm e 520 mm (Figura 2.5a). Os resultados apontaram que a capacidade resistente à tração da barra com cabeça dependia Módulo de Young E_c e da energia de fratura G_f do concreto e não da capacidade de tração do concreto.

Adicionalmente, eles também mediram a ruptura do cone de concreto com ângulo médio $37,5^\circ$ com a instalação de extensômetros elétricos especiais (ver Figura 2.5b). Com os resultados das deformações perpendiculares ao plano de fissura, os autores concluíram que a fissura surge inicialmente na cabeça da ancoragem com aproximadamente 30% da carga última ($0,30N_u$) e se estende até superfície de concreto e com 90% da carga última ($0,90N_u$) a ruptura do cone de concreto está totalmente formada (ver Figura 2.5c). Analisando as tensões principais apresentadas na Figura 2.5d é possível verificar que há uma redistribuição das tensões de tração com a formação de microfissuras, e a mudança pode ser observada na localização da tensão máxima de tração em direção à superfície do concreto. Segundo Eligehausen e Sawade (1989), o comprimento da fissura corresponde à distância entre a

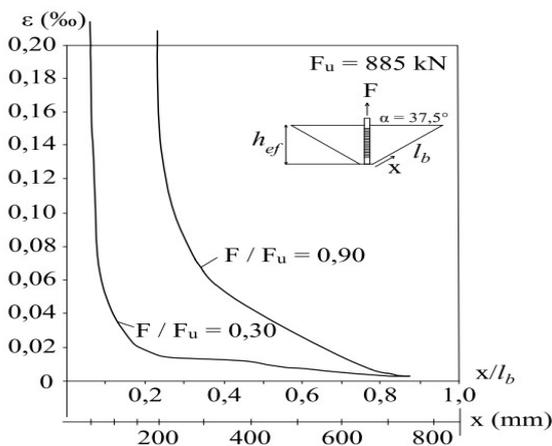
cabeça da ancoragem e o ponto em que a resistência do cone de concreto é atingida.



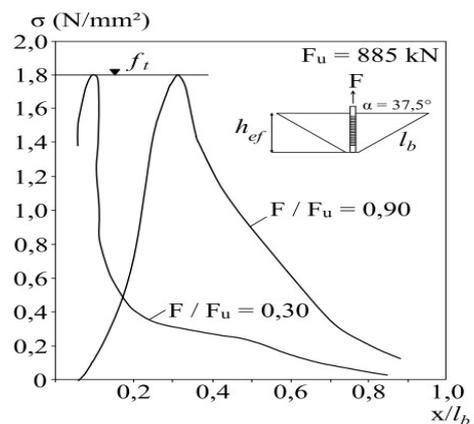
(a) Dimensões dos espécimes e das barras com cabeça



(b) Posições dos extensômetros para medir deformações perpendiculares à trinca



(c) Distribuição de deformação perpendicular à superfície de ruptura do cone de concreto



(d) Distribuição da tensão de tração perpendicular à superfície de ruptura do cone de concreto.

Figura 2.5 - Espécime e resultados de tensões e deformações principais. Fonte: Adaptado de Eligehausen e Sawade (1989).

Com base neste resultado, Eligehausen e Sawade (1989) desenvolveram um modelo de predição usando mecânica de fratura linear que mostrou um alto nível de precisão quando comparado aos resultados experimentais. A Equação 2,1 mostra que a carga final da ancoragem é proporcional às propriedades mecânicas do concreto $(E_c \cdot G_f)^{1/2}$ e ao comprimento de embutimento $h_{ef}^{1.5}$.

$$N_u = 2.1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \sqrt{E_c \cdot G_f} \quad (2,1)$$

No entanto, conforme Eligehausen *et al.* (2006) área do envelope do cone aumente proporcionalmente ao quadrado do comprimento de embutimento h_{ef}^2 se um ângulo constante entre a fissura e a superfície de concreto é assumida. Essa diferença é chamada de efeito do tamanho ou (*size effect*), a lei estabelecida por Bažant (1984) que estudou o concreto submetido a grandes gradientes de deformação. Segundo esta lei, um dos fatores que afeta a resistência nominal do concreto é o tamanho da estrutura, na carga final a tensão de tração tomado como uma média sobre a superfície de fratura não é constante, mas diminui à medida que o tamanho da área de fratura aumenta (Eligehausen *et al.*, 2006). Estudos de Eligehausen e Ozbolt (1990) confirmaram o *size effect*, com a aplicação da mecânica da fratura.

Segundo Karmokar *et al.* (2021) esta equação fornece resultados precisos, no entanto, ela não é adotada pelas prescrições normativas devido à alta complexidade associada à sua aplicação, pois exige a determinação de E_c e G_F do concreto, o que não foi considerado prático.

2.3.2 Fuchs *et al.* (1995)

O método de projeto da capacidade do concreto ou do inglês *Concrete Capacity Design* (CCD) foi proposto por Fuchs *et al.* (1995) e é derivado do método *kappa* desenvolvido na Universidade de Stuttgart. Este método se aplica a conectores tipo pino com cabeça, parafusos pré-instalados e pós-instalados em elementos de concreto sob carga de cisalhamento e tração. Devido a sua precisão e facilidade de aplicação tem sido amplamente utilizado mundo a fora para o cálculo de barras com cabeça e é base para as normas ACI 318 (2019) e EN 1992 (1998). É o método utilizado como referência por diversos pesquisadores para o desenvolvimento de novos métodos de cálculo, como nas pesquisas numéricas de Ozbolt *et al.* 2007 e Nilforoush (2017).

Para determinar a carga da ruptura do cone de concreto o método leva em conta fatores de modificação para a distância da borda e do espaçamento entre ancoragens, conforme Equações 2,2a, b e c, abaixo:

$$N_{u,CCD} = \frac{A_N}{A_{N0}} \psi_2 \cdot k_{nc} \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \sqrt{f_{cc}} \quad (2,2a)$$

Em que,

$N_{u,CCD}$ é a carga de ruptura do cone de concreto de uma ancoragem não afetada pela borda ou proximidade entre ancoragens;

f_{cc} é a resistência característica à compressão simples do concreto obtida em corpos de prova cúbicos ($\sqrt{f_{cc}} = 1.18 \cdot \sqrt{f_c}$);

O h_{ef} é o comprimento de embutimento. Para ancoragens com três ou quatro bordas e $c_{max} \leq 1,5 h_{ef}$ (c_{max} = distância mais afastada), o comprimento de embutimento pode ser limitado a $h_{ef} = c_{max}/1,5$;

k_{NC} é igual 13,5 para barras com cabeça pós-instalados e 15,5 para barras com cabeça pré-instalados;

A_{N0} é a projeção da área de ruptura de uma única ancoragem idealizada como uma pirâmide de base quadrada com lado $L = 3h_{ef}$. $A_{N0} = 9h_{ef}^2$;

A_N é a área de projeção atual da superfície de concreto assumindo a superfície de ruptura individual das ancoragens como uma pirâmide de comprimento de base $s_{cr} = 3h_{ef}$;

ψ_2 é Fator de modificação para considerar o distúrbio radial simétrico da distribuição de tensão causada por uma borda, válido para ancoragens próximas das bordas.

$$\psi_2 = 1.0, \text{ se } c_1 \geq 1.5 \cdot h_{ef} \quad (2,2b)$$

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{c_1}{1.5 \cdot h_{ef}}, \text{ se } c_1 < 1.5 \cdot h_{ef} \quad (2,2c)$$

Onde, c_1 = distância mais próxima da borda.

A Equação (2.2a) considera o *size effect* e utiliza $f_{cc}^{1/2}$ como um substituto suficiente preciso para a combinação dos efeitos de E_c e G_f (Karmokar *et al.*, 2021).

Fuchs *et al.* (1995) mostrou que em muitas aplicações o CCD é mais preciso do que o ACI 349 (1985). A comparação mostra melhores resultados para o espaçamento mínimo necessário entre as barras com cabeça para evitar interferência com as âncoras adjacentes. O CCD assume uma superfície de ruptura piramidal de quatro lados projetada da cabeça,

medindo $3h_{ef}$ de cada lado ($L = 3h_{ef}$), dando assim uma inclinação da superfície de ruptura de cerca de 35° (Figura 2.6a). Diferente do ACI 349 (1985) que estabelece a ruptura como um prisma cônico conforme Figura 2.6b. Portanto, o CCD fornece uma imagem mais clara de como as fissuras se iniciam e se propagam.

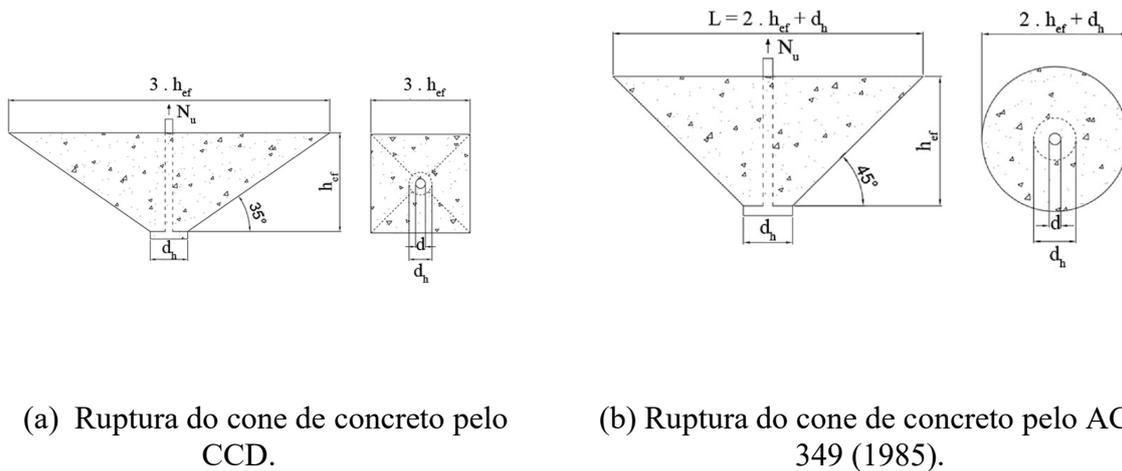


Figura 2.6 - Ruptura do cone de concreto idealizada para o CCD e ACI 349 (1985). Fonte: Adaptado de Karmokar et al. (2021).

2.3.3 DeVries (1996)

Uma extensa pesquisa sobre barras com cabeça foi conduzida na Universidade do Texas por três estudantes de doutorado: DeVries, Bashandy e Thompson. DeVries (1996) conduziu a primeira fase dos estudos com 140 testes de arrancamento em barras com cabeça embutidas em blocos de concreto nos quais algumas variáveis foram testadas para determinar sua influência no resultando de capacidade resistente da barra com cabeça. A campanha de retirada foi dividida em duas categorias principais, dependendo da relação entre o comprimento de embutimento e a distância da borda c_{al}/h_{ef} . A primeira fase com comprimento de embutimento raso, ou seja, $c_{al}/h_{ef} < 5$, e na segunda fase para comprimento de embutimento alto com $6 < c_{al}/h_{ef} < 8$.

O objetivo da pesquisa foi produzir recomendações de projeto para prever a capacidade resistente da barra com cabeça. Dos 21 testes de comprimento de embutimento raso, 18 resultaram em arrancamento de ruptura do cone de concreto e em 3 houve a fratura da barra de aço. Na segunda fase do estudo, foram ensaiados 129 testes de arrancamento, em espécimes com comprimento de embutimento alto. Foram estudados os seguintes parâmetros: comprimento de embutimento, espaçamento entre barras com cabeça; cobrimento; armadura

de cisalhamento; diâmetro da barra de aço; e o posicionamento das barras nos cantos e próximo das bordas. Com os resultados da pesquisa DeVries (1996) conclui que:

- O comprimento de embutimento geralmente aumenta a capacidade resistente da barra com cabeça;
- As variáveis críticas que afetam a capacidade de deslocamento lateral foram: distância da borda, resistência do concreto e área útil de intertravamento da cabeça com o concreto. O formato e orientação da cabeça, bem como a proporção de aspecto para retangulares cabeças, não teve influência perceptível na capacidade resistente da ancoragem;
- As barras com cabeça posicionadas em cantos ou com pequeno espaçamento entre elas diminuem a capacidade de ancoragem;
- Para grandes comprimentos de embutimento é esperada a ruptura pelo deslocamento lateral ou pelo escoamento da barra era esperada. O comprimento de embutimento adicional não aumenta a capacidade de ancoragem;
- A presença de armadura transversal não afetou o valor final resistência da ancoragem.

Adicionalmente, DeVries (1996) aplicou o método CCD, que foi inicialmente desenvolvido para o cálculo de pinos, parafusos e âncoras de expansão, aos resultados dos testes experimentais para estimar a capacidade resistente da barra com cabeça como forma de verificar a acurácia do método com os resultados experimentais. A capacidade básica de ruptura do cone de concreto foi estimada com as Equações 2,2. No entanto, os resultados dos experimentos com cabeças grandes foram subestimados por esta equação. Por esta razão, DeVries (1996) propôs ajustar a definição da superfície de ruptura A_N para levar em conta o tamanho da cabeça em vez do perímetro da cabeça, que resultou em melhores previsões.

2.3.4 Thompson et al. (2005)

Thompson *et al.* (2005) observaram que a barra com cabeça fornecia uma solução potencial para muitas regiões de descontinuidade complexas nas quais as restrições da geometria fornecem muito pouco espaço para ancoragem da armadura. Tais regiões de descontinuidade incluem as extremidades das curvas da ponte, diafragmas de ancoragem e blocos desviadores em pontes pós-tensionadas e nós do tipo compressão-compressão-tração (CCT) são um elemento comum nessas regiões de descontinuidade, um programa de estudo com foco.

Então, com o objetivo de estudar experimentalmente o comportamento de barras com

cabeça em regiões de descontinuidade, Thompson *et al.* (2005) realizou sessenta e quatro testes de nós CCT. Os resultados desses testes forneceram informações importantes sobre o comportamento e os modos de ruptura dos nós CCT. Além disso, as observações destes testes forneceram informações para o desenvolvimento de modelos realistas do comportamento da barra com cabeça.

Adicionalmente, Thompson *et al.* (2005) explica de maneira detalhada a contribuição da haste no mecanismo de resistência da barra com cabeça. Como pode ser visto na Figura 2.7, na primeira etapa ainda nos carregamentos iniciais, a força é resistida pela aderência próxima à superfície do concreto. O conceito de aderência já foi explanado no item 2.1. À medida que as tensões de tração ultrapassam a capacidade de tração do concreto, a aderência se deteriora e transfere sua capacidade resistente para a porção inferior em direção à cabeça. Eventualmente, a cabeça começa a adquirir parte da resistência e as tensões da cabeça aumentam rapidamente enquanto as tensões de aderência diminuem. Na carga última, as tensões da cabeça estão no seu pico de tensão de intertravamento, enquanto as tensões de aderência ultrapassam o seu pico de tensão máximo e, portanto, a ruptura do cone de concreto ocorre em uma combinação de pico de tensão de intertravamento da cabeça mais uma tensão de aderência reduzida. Thompson *et al.* (2005) conclui que na ruptura, o intertravamento da cabeça com o concreto resiste à 80% da carga enquanto a ligação resiste apenas 20%. Resultados similares foram observados Hayek (2023).

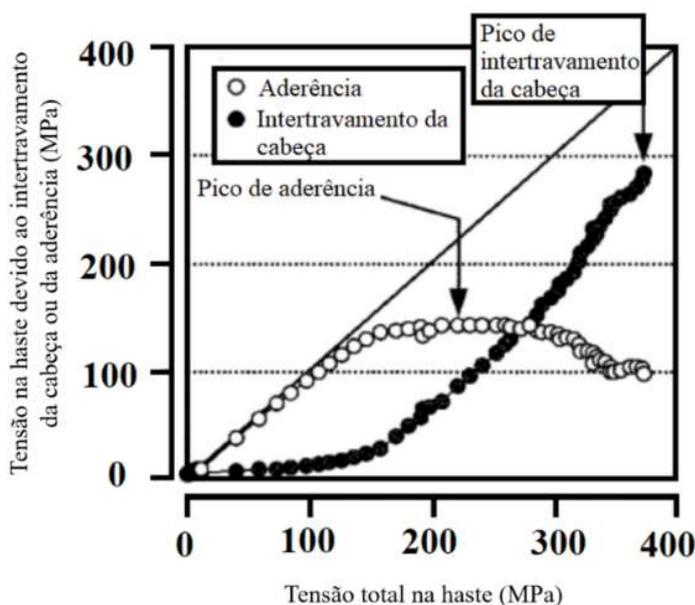


Figura 2.7 - Tensão na cabeça vs. Tensão na barra. Fonte: Thompson et al. 2005.

2.3.5 Ozbolt et al. 2007

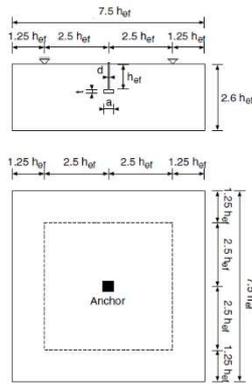
Ozbolt *et al.* 2007 desenvolveram um estudo numérico-computacional com o objetivo de investigar a segurança de pinos com cabeça sob tração com comprimento de embutimento até 1500 mm, visto que, na prática de engenharia esses dispositivos nesta condição são utilizados, mas há poucos trabalhos sobre o assunto.

A geometria do bloco de concreto e a geometria do pino com cabeça são mostradas em Figura 2.8a. O comprimento de embutimento variou entre 50 e 1500 mm. Para cada comprimento de embutimento três tamanhos de cabeça foram utilizados (pequenos, médios e grandes). Os tamanhos médio e grande das cabeças são 1.40 e 1.80 vezes maiores que a cabeça pequena, respectivamente.

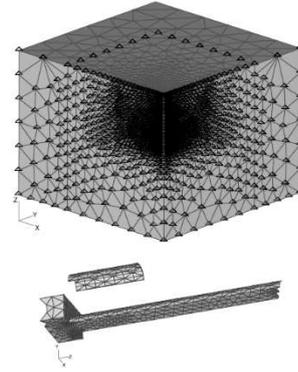
A discretização espacial é realizada usando elementos finitos sólidos de quatro nós. Devido a dupla simetria, apenas um quarto bloco de concreto é modelado. Malhas típicas de elementos finitos do bloco de concreto e pinos com cabeça são mostrados na Figura 2.8b. O contato entre o pino e o concreto existe apenas no topo da cabeça do pino (zona de transferência de compressão) e o modelo constitutivo para o concreto foi o modelo microplano.

A Figura 2.8c apresenta as curvas típicas de carga-deslocamento para os três diferentes tamanhos de cabeça ($h_{ef} = 150$ mm). Pode-se observar que o aumento da resistência da ancoragem é proporcional ao aumento do tamanho da cabeça, e o deslocamento na carga última tende a diminuir com o aumento da cabeça e a resposta se torna mais rígida.

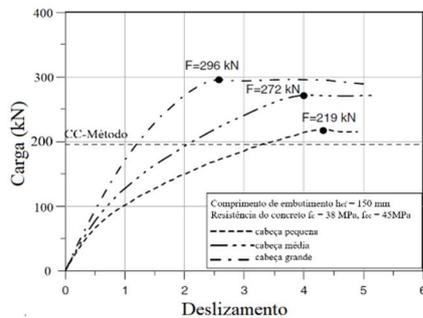
Os padrões de fissuras calculados para dois comprimentos de embutimento diferentes ($h_{ef} = 150$ mm – cabeça pequena e $h_{ef} = 1500$ mm – cabeça grande) são mostrados na Figura 2.8d. Observou-se que para cabeças de ancoragem menores o comprimento da fissura na carga última é menor que o comprimento da fissura obtido para dispositivo com cabeça maiores, e o ângulo de propagação de fissuras, aumenta com o aumento do comprimento de embutimento e tamanho da cabeça.



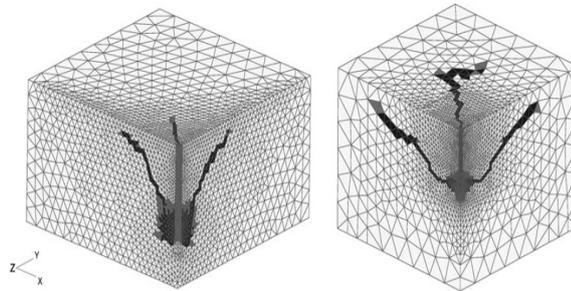
(a) Espécime de referência



(b) Geometria do modelo numérico, detalhe típico do bloco de concreto, pino e elemento de contato



(c) Curvas carga-deslocamento para três tamanhos diferentes de cabeça ($h_{ef} = 150$ mm).

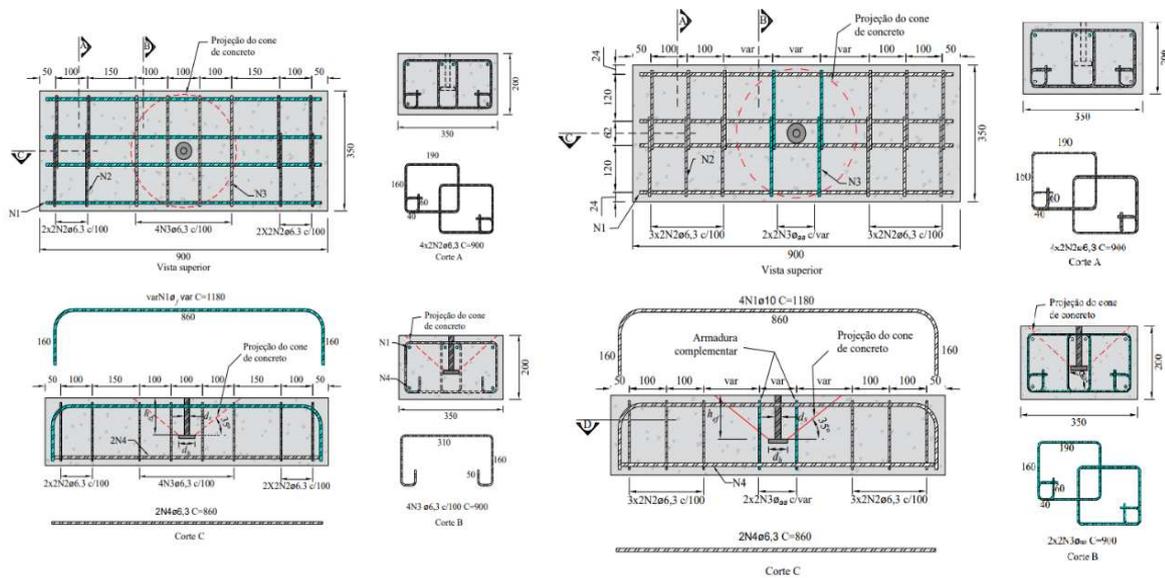


(d) Padrões típicos de fissuras: Esq. cabeça pequena, $h_{ef} = 150$ mm e dir. cabeça grande $h_{ef} = 1500$ mm.

Figura 2.8 - Modelo numérico. Fonte: Adaptado de Ozbolt et al. (2007).

2.3.6 Costa (2016)

A fim de investigar o comportamento de barras com cabeça sob tração, Costa (2016) desenvolveu uma pesquisa com duas séries de ensaios experimentais com 16 espécimes. A primeira série de ensaios avaliou a influência do nível de fissuração do concreto na resistência à tração de barras com cabeça, com a variação dos parâmetros: comprimento de embutimento h_{ef} com valores de 60 mm e 110 mm, e a taxa de armadura de flexão dos espécimes ρ_f , variando de 0,33% a 3,21%. A segunda série de ensaios avaliou a influência da armadura complementar na resistência ao arrancamento, onde as variáveis foram o diâmetro e o espaçamento entre a armadura complementar e a barra com cabeça. O h_{ef} e o ρ_f tiveram valores constantes de 110 mm e 0,51%, respectivamente (ver Figura 2.9).

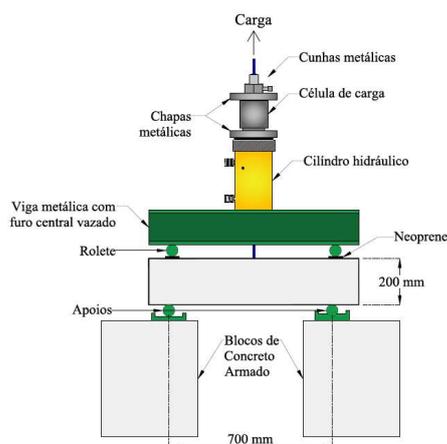


(a) Primeira série de ensaios

(b) Segunda série de ensaios

Figura 2.9 - Detalhamento dos espécimes da pesquisa de Costa (2016).

O sistema de ensaio proposto por Costa (2016) apresentado na Figura 2.10 foi composto pelo espécime de concreto sobre dois apoios inferiores com distância entre apoios de 700 mm. Na parte superior sobre dois roletes foi instalada uma viga metálica com um cilindro hidráulico centrado no prisma de concreto. O carregamento foi aplicado na barra com cabeça com controle de força e leituras eram realizadas a cada 4 kN.



(a) Vista do ensaio



(b) Vista real do ensaio

Figura 2.10 - Sistema de ensaio pull-out. Fonte: Adaptado de Costa (2016).

Os resultados da primeira série de ensaios mostraram que a fissuração do concreto influenciou diretamente no deslizamento da barra com cabeça, nos espécimes com maior fissuração, maior também era o deslizamento da barra com cabeça e a perda de resistência da ancoragem. Na segunda série de ensaios com armadura complementar foi observado um aumento na carga de ruptura de até 320% e que o diâmetro e a quantidade de armadura influenciaram no aumento da carga última.

Adicionalmente, Costa (2016) fez uma análise da força de arrancamento das prescrições normativas ACI 318 (2014), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 (2010), e de alguns modelos teóricos como INFASO (2012). Como resultado, o autor concluiu que os modelos prescritos pelo ACI 318 (2019), FIB BULLETIN 58 (2011) e EOTA/ETAG 001 apresentam resultados com maior confiabilidade em relação a segurança quando a análise foi realizada sem armadura complementar. Já com a armadura complementar o modelo teórico de INFASO (2012), mostrou ser mais exato, com resultados menos dispersos e menos conservador que o modelo do ACI 318 (2014) e o FIB BULLETIN 58 (2011).

2.3.7 Axelsson e Božić (2016)

Axelsson e Božić (2016) investigaram a influência da armadura superficial do membro de concreto na capacidade de ancoragens individuais e em grupo sob ruptura do cone de concreto. Os softwares de elementos finitos DIANA e Abaqus foram usados para estabelecer um modelo numérico que pudesse descrever o padrão das fissuras e a capacidade resistente a tração da ancoragem. O modelo DIANA foi verificado contra testes físicos de uma única ancoragem e depois usados para um grupo de ancoragens, em seguida os dados foram replicados no Abaqus com os mesmos parâmetros e premissas.

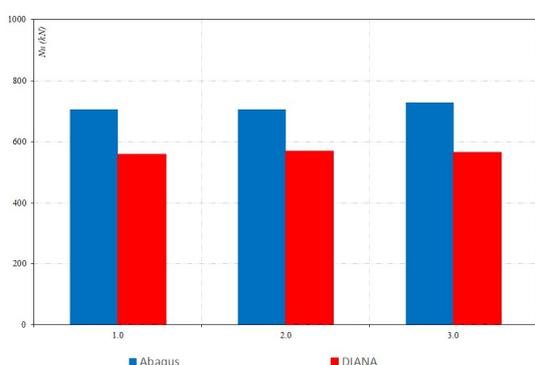
Como pode ser visto na Tabela 2.1 e na Figura 2.11 o aumento na carga última foi maior para as lajes mais finas ($H = 30$ cm) do que para as mais espessas ($H = 60$ cm) para ancoragens em grupo. As lajes mais espessas ($H = 60$ cm) o aumento da taxa de armadura de superfície teve pouca ou nenhuma influência (Figura 2.11a). No entanto, para lajes mais esbeltas houve um aumento de até 36% na carga última e, portanto, uma grande influência da armadura superficial (Figura 2.11b).

O comportamento a fissuração de ambos os fiteares foram semelhantes, os valores de carga última observados no software Abaqus para ancoragens em grupo foram em média 23% maiores do que no software DIANA, assim como o tempo computacional de análise também foi maior. Este fato pode estar relacionado ao modelo constitutivo do concreto ou ao tipo de

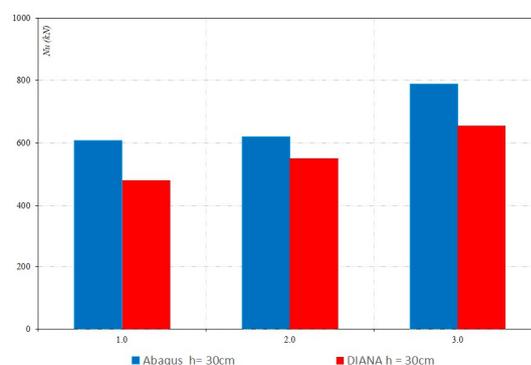
resolver de cada software. Apesar das diferenças ambos os softwares conseguiram descrever o comportamento de ancoragens com cabeça sob influência de armadura de superfície.

Tabela 2.1 - Comparação entre os resultados de carga última no software Abaqus e DIANA. Fonte: Adaptado de Axelsson e Božić (2016).

| Tipo de ancoragem | H(m) | Armadura de superfície | $N_{u,tot}$ (kN) | $N_{u,tot}$ (kN) | Abaqus/Diana |
|-------------------|------|------------------------|------------------|------------------|--------------|
| | | | Abaqus | Diana | |
| Grupo | 0.6 | - | 706,00 | 56,00 | 1,26 |
| | 0.6 | φ12 S300 | 706,00 | 570,00 | 1,24 |
| | 0.6 | φ16 S100 | 729,00 | 567,00 | 1,29 |
| | 0.3 | - | 608,00 | 481,00 | 1,26 |
| | 0.3 | φ12 S300 | 621,00 | 550,00 | 1,13 |
| | 0.3 | φ16 S100 | 789,0 | 656,00 | 1,20 |



(a) Espessura da laje H = 60 cm



(b) Espessura da laje H = 30 cm

Figura 2.11 - Carga última em função da espessura da laje. Fonte: Adaptado de Xelsson e Božić (2016).

2.3.8 Nilforoush *et al.* (2017)

Este estudo avaliou numericamente a influência da espessura dos elementos de concreto e tamanho da cabeça da ancoragem na capacidade resistente à tração, com comprimentos de embutimento variando entre $50 \text{ mm} < h_{ef} < 500 \text{ mm}$, espessuras dos membros de concreto variando entre $1,5 < H < 5,0h_{ef}$ e três diferentes tamanhos de cabeça

(pequena, média e grande).

Os resultados numéricos mostram que a resistência do cone de concreto aumenta com o aumento da espessura do membro de concreto e/ou tamanho da cabeça da ancoragem, em que o efeito do tamanho na resistência do cone de concreto reduz com o aumento do tamanho da cabeça ou do membro de concreto. Os resultados foram comparados com diversos modelos desenvolvidos aos longos dos anos para prever a capacidade resistente à tração da ancoragem. As simulações indicaram que o projeto atual os modelos geralmente subestimam a capacidade de tração de grandes ancoragens. Então os autores sugerem a incorporação de dois fatores de modificação para levar em conta a influência da espessura do membro e do tamanho da cabeça da âncora.

2.3.9 Ferreira *et al.* (2021)

Ferreira *et al.* (2021) em sua pesquisa de arrancamento de barras com cabeça investigaram a influência da armadura de flexão e a armadura suplementar na resistência à tração do cone de concreto. Os autores buscaram entender como a presença e a quantidade deste tipo de armadura podem influenciar na resistência ao arrancamento de ancoragens pré-instaladas em concreto. Para isso foram realizados 16 ensaios de arrancamento com diferentes quantidades e disposições de armadura. O sistema de ensaio está apresentado na Figura 2.12.

Os resultados mostraram que para uma determinada faixa de taxa de armadura a armadura de flexão não influencia na capacidade resistente, mas alteram a inclinação da superfície de ruptura. Para os diferentes comprimentos de embutimento avaliados (h_{ef} variando de 60 mm a 110 mm), a taxa de armadura de flexão afetou ligeiramente o ângulo da superfície do cone de concreto, que variou consistentemente entre 34° ($\rho_s = 3,2\%$) a 42° ($\rho_s = 0,10\%$).

Os autores compararam os resultados com ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) e o modelo teórico apresentado por Sharma *et al.* (2017). Foi observado uma boa correlação entre os dados experimentais e o modelo de Sharma *et al.* (2017). Por outro lado, ACI 318 e EN 1992-4 eram conservadores e menos precisos, mas isso é razoável devido à simplicidade de suas equações.

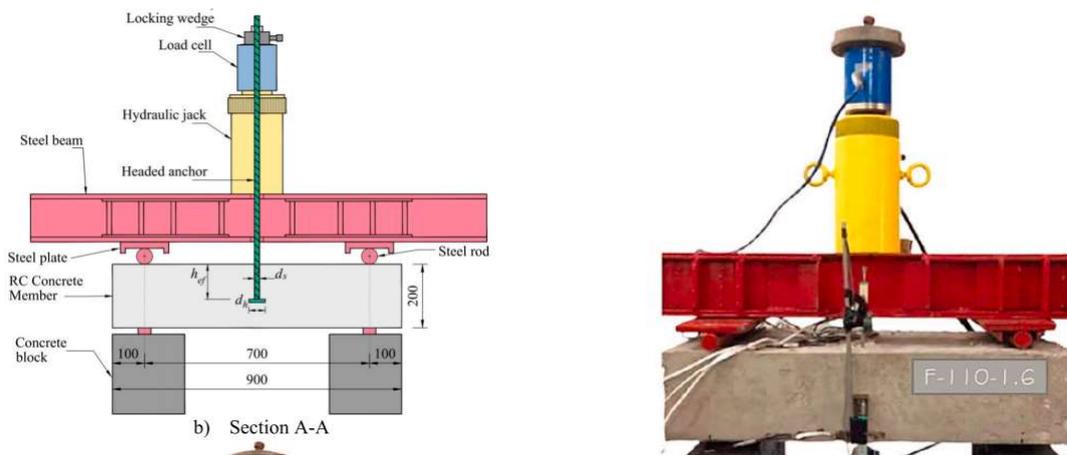


Figura 2.12 - Sistema de ensaio. Fonte: Adaptado de Ferreira *et al.* (2021).

2.3.10 Lu e Sonoda (2021)

Com o objetivo de investigar padrões mistos de fratura em barras como cabeça embutidos em concreto, Lu e Sonoda (2021) desenvolveram um estudo analítico que avaliou a capacidade resistente a tração de ancoragens sob várias condições de instalação utilizando a técnica Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH). SPH é um método de partículas sem usar malha, que permite um tratamento direto de deformações muito grandes, uma vez que a conectividade entre as partículas é gerada como parte do cálculo e pode mudar com o tempo. Exemplos típicos incluem as aplicações SPH em fenômenos de alta energia, explosão, impacto de alta velocidade e penetrações (M.B. Liu e G.R. Liu, 2010).

Como resultado da comparação com os valores experimentais existentes, foi confirmado que a análise de crescimento de fissuras utilizando o método SPH proposto neste estudo foi muito eficaz na estimativa precisa da resistência final ao arrancamento da barra com cabeça. Adicionalmente, os pesquisadores avaliaram numericamente o efeito de borda e de grupo em várias condições de instalação das ancoragens, variando o espaçamento s (234, 150 e 25 mm) entre as ancoragens e a distância até a borda c_1 (100 mm, 67 mm, 48 mm e 17 mm). Variou-se também o controle de deslocamento (x) (0,30 mm e 0,45 mm), conforme Figura 2.13 e Figura 2.14.

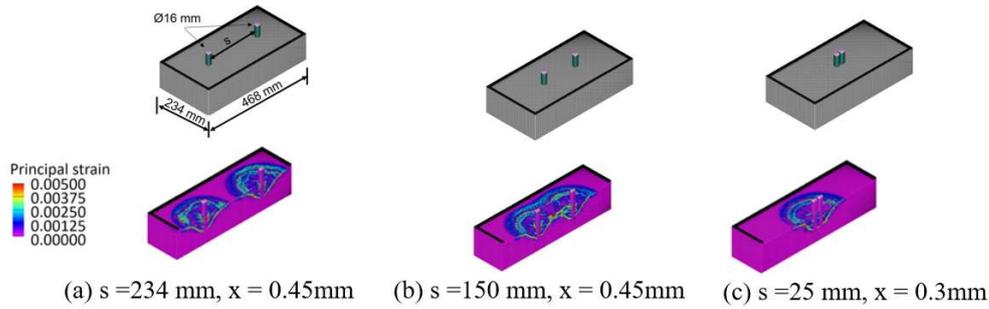


Figura 2.13 - Desenvolvimento de fissuras para espaçamentos $s = 234$ mm, 150 mm e 25 mm. Fonte: Adaptado de Lu e Sonoda, (2021).

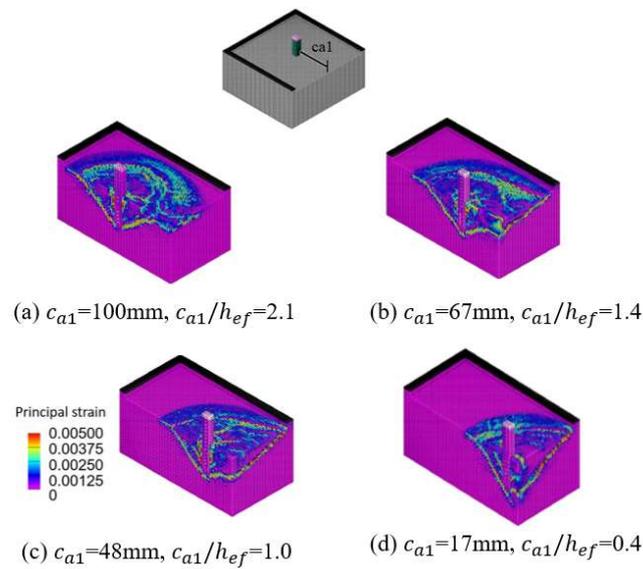
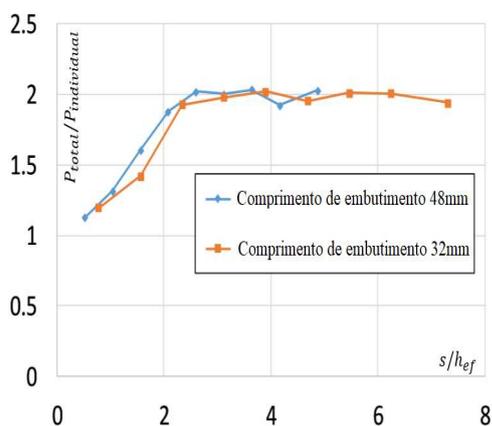


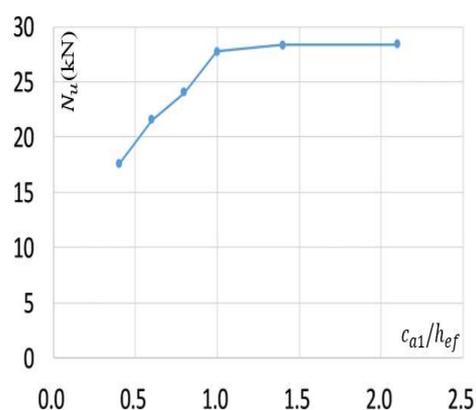
Figura 2.14 - Padrão de fissuração para as relações c_{a1}/h_{ef} . Fonte: Adaptado de Lu e Sonoda (2021).

Os pesquisadores concluíram que se a distância entre duas barras com cabeça adjacentes fosse encurtada sob as condições de instalação onde ocorreu a ruptura do cone de concreto, as regiões de ruptura do cone das ancoragens individuais sobrepostos e a resistência total ao arrancamento das duas barras com cabeça diminuía. De acordo com os resultados da análise, se a distância entre as duas barras com cabeça era menor que o comprimento de embutimento, a resistência total ao arrancamento diminuiu em torno 50% em comparação com a condição de distância suficiente (Figura 2.15a).

Quando a distância até a borda era maior que o comprimento de embutimento, a força de arrancamento pode manter um certo nível. No entanto, se a distância da borda for menor que o comprimento de embutimento $c_{a1}/h_{ef} < 1,0$, a força de arrancamento diminuiu com a distância (ver Figura 2.15b).



(a) $P_{total}/P_{individual}$ VS. s/h_{ef}



(b) Relação entre carga última e c_{a1}/h_{ef}

Figura 2.15 - Resultados de carga de última em função do efeito de grupo e de borda. Fonte: Adaptado de Lu e Sonoda (2021).

2.3.11 Santana *et al.* (2022)

Esta pesquisa investigou a resistência à ruptura do cone de concreto de barras com cabeça em membros de concreto armado por meio de quatro testes experimentais da pesquisa Silva (2018) e análises numéricas. O modelo de elementos finitos simulou adequadamente os testes experimentais de referência usando o Modelo de Dano Plástico para o concreto (CDP) para o concreto e uma análise dinâmica explícita com o software Abaqus, os parâmetros de plasticidade do modelo CDP estão apresentados na Tabela 2.2 abaixo:

Tabela 2.2 - Parâmetros de plasticidade. Fonte: Adaptado de Santana et al.(2022).

| Parâmetro | Descrição | Valor |
|---------------------------|---|-------|
| ψ | Ângulo de dilatação | 13° |
| ϵ | Excentricidade | 0,1 |
| σ_{b0}/σ_{c0} | Proporção da resistência à compressão equibiaxial inicial à resistência à compressão uniaxial inicial | 1,16 |
| K_c | Razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador (fator de forma) | 0,70 |

O modelo 3D foi discretizado com elementos C3D8 na região de influência do cone de concreto ($3h_{ef}$) e elementos C3D8R fora da região de influência do cone de concreto (Figura 2.16a). A barra com cabeça foi discretizada com o elemento C3D8R (Figura 2.16b) e o

elemento T3D2 foi utilizado para discretizar a armadura embutida no concreto (Figura 2.16c). A interação entre a barra com cabeça foi considerada como uma aderência perfeita. No software Abaqus esse tipo de contato é feito com a restrição *tie*, que une os nós das superfícies master (barra com cabeça) e *slave* (concreto). Dessa forma as superfícies destacadas no prisma de concreto e na barra de ancoragem (Figura 2.16d e Figura 2.16e), foram unidas para impedir qualquer deslocamento relativo. As armaduras foram embutidas no concreto utilizando a restrição *embedded region* disponível no software.

Um carregamento com controle de deslocamento foi aplicado de forma suave para que a solução quase estática fosse alcançada. Para isso um teste de sensibilidade foi desenvolvido para a definição da taxa de deslocamento, 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.

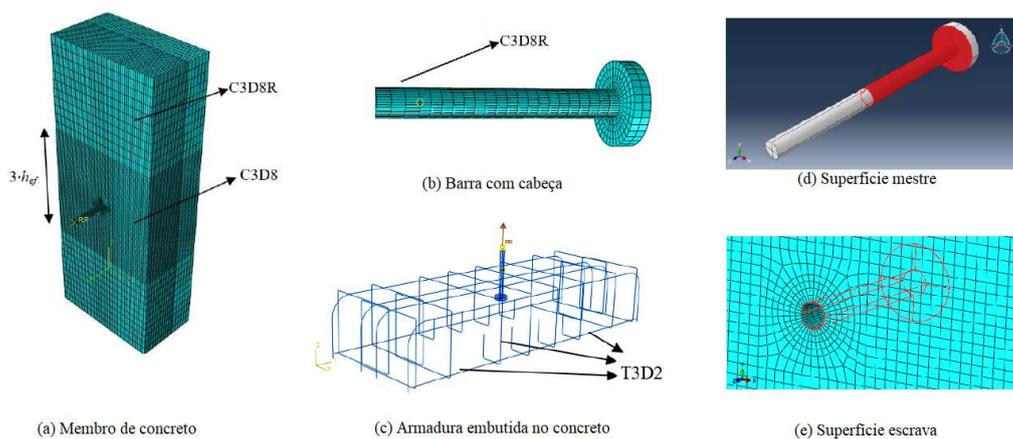


Figura 2.16 - Modelo 3D. Fonte: Adaptado de Santana *et al.* (2022).

Como resultado, A Figura 2.17 mostra a comparação entre os resultados numéricos e experimentais de carga-deslizamento. É possível verificar que os modelos se aproximam adequadamente em termos de rigidez inicial, endurecimento e carga última.

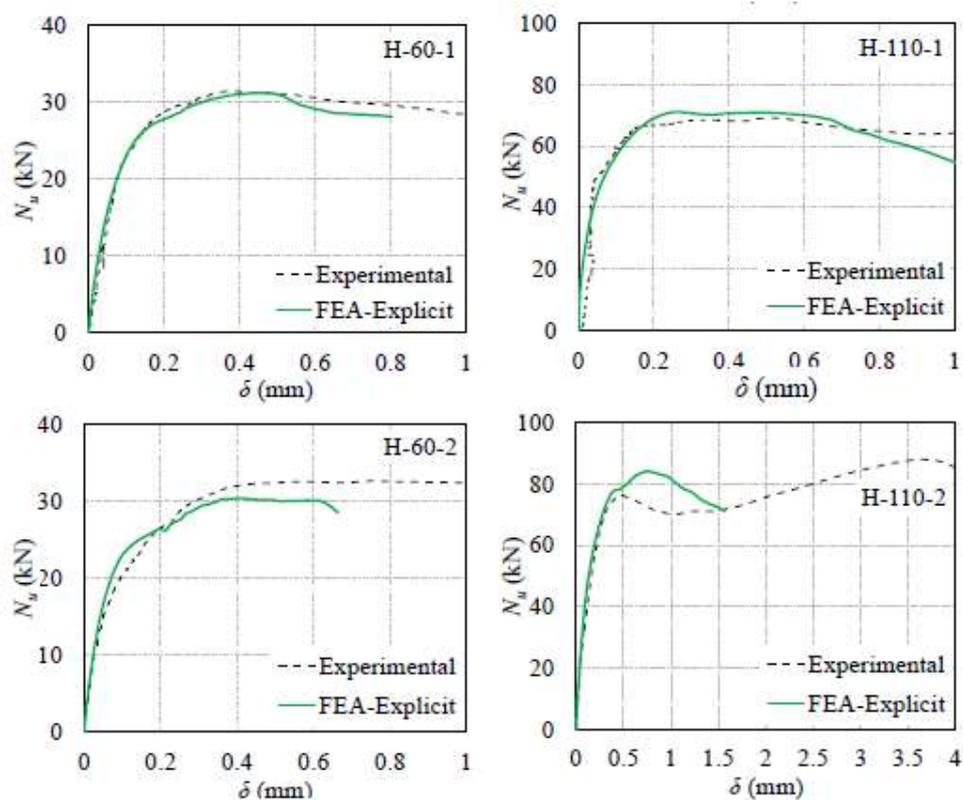


Figura 2.17 - Comparação entre as curvas carga-deslizamento dos modelos experimentais e numéricos. Fonte: Adaptado de Santana *et al.* (2022).

A ruptura do cone de concreto ocorreu em todos os espécimes, com uma inclinação da superfície do cone próxima às observações teóricas, em torno de 35° (Figura 2.18a). Adicionalmente, Santana *et al.* (2022) fizeram uma análise das tensões e deformações ao longo da ruptura do cone de concreto com base na pesquisa de Eligehausen e Sawade (1989).

Na Figura 2.18b são apresentados e identificados pontos de controle definidos ao longo de uma linha que coincide com a região de maior dano à tração. Os pesquisadores observaram que o início da fissuração ocorre em 30% da carga última (Figura 2.18c). Ao longo dos pontos de controle é possível acompanhar o aumento das tensões principais até o limite da resistência à tração do concreto f_{tm} . Também é possível observar que para uma carga de aproximadamente 90% da capacidade resistente da barra com cabeça, a ruptura do cone de concreto se propagar em direção a superfície do concreto (Figura 2.18d).

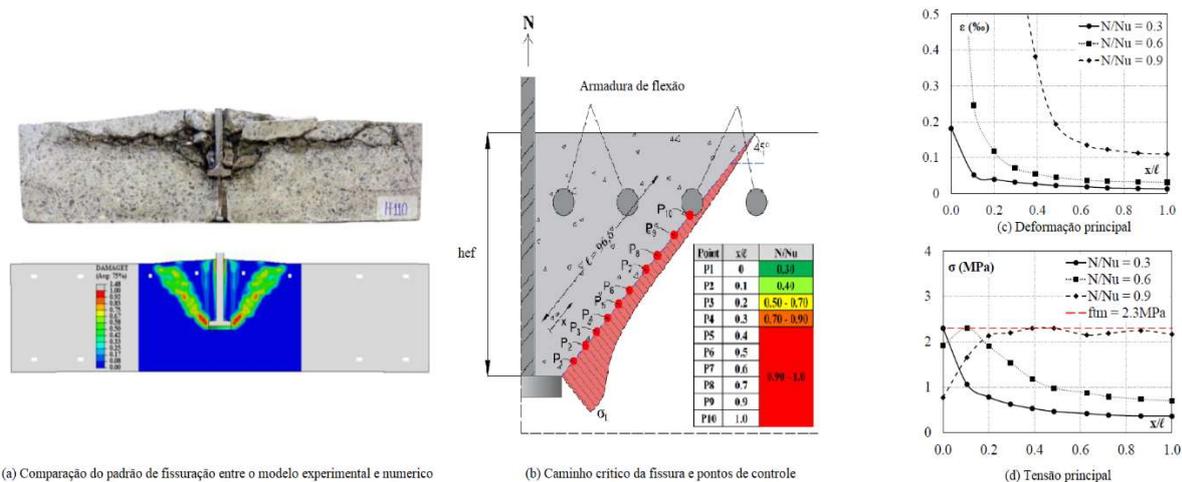


Figura 2.18 - Resultados numéricos de tensão e de formação ao longo da fissura. Fonte: Adaptado de Santana *et al.* (2022).

Por fim, os autores propuseram uma nova equação para determinar a capacidade resistente do cone de concreto de barras com cabeça embutidas em concreto armado. Com uma razão média $N_{u,EXP} / N_{u,PROP}$ de 0,98 e um coeficiente de variação de 4,1%, mostrou uma boa concordância com os resultados experimentais. Quando comparada com os valores médios obtidos pelos modelos teóricos, a equação proposta forneceu as boas previsões da capacidade resistente das barras com cabeça.

2.3.12 Lai *et al.* (2023)

Os pesquisadores investigaram numérico e experimental o comportamento ao arrancamento de grupos de barras com cabeça embutidos em concreto com a utilização do software Abaqus (ver Figura 2.19 e Figura 2.20). O estudo incluiu sete grupos de testes de arrancamento para estudar o efeito do arranjo (única linha e matriz) e do espaçamento na resistência à tração das barras com cabeça e investigar o comportamento linear da distribuição de tensão da barra com cabeça até a superfície do concreto e propor uma equação para o cálculo da resistência ao arrancamento em função do arranjo entre as ancoragens.



Figura 2.19 - Sistema de ensaio. Fonte: Adaptado de Lai *et al.* (2023).

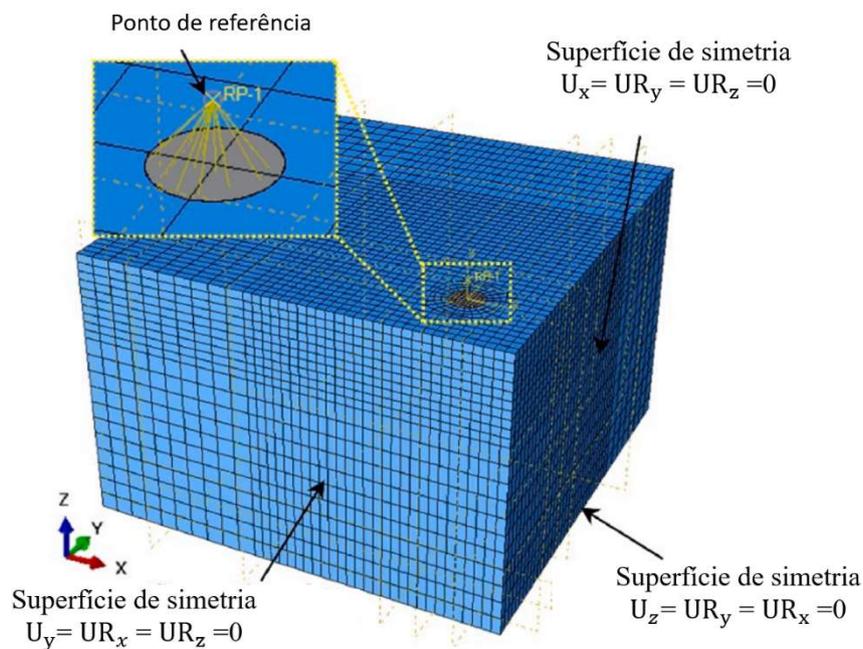
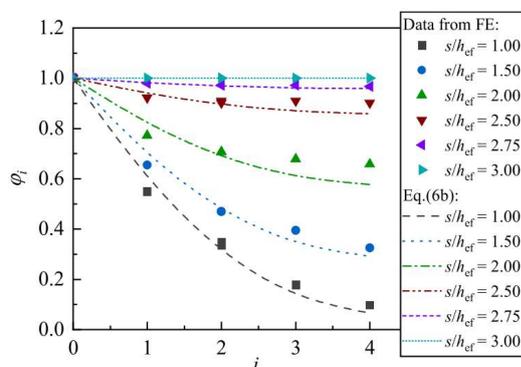


Figura 2.20 - Modelo 3D. Fonte: Adaptado de Lai *et al.* (2023).

Os pesquisadores definiram um fator de modificação para o efeito de grupo baseado em ACI 318 (2019) e ACI 349 (1985), $\psi_g = F_g/F_s$, em que F_g é a soma de força resistida por cada uma das ancoragens no grupo $F_i = \phi_i F_s$; ψ_g é determinado pela soma de ϕ_i baseado em vários arranjos dos grupos de barras com cabeça. O fator ψ_g varia em função da relação s/h_{ef} e do arranjo das barras com cabeça, ψ_g aumenta com o aumento de s/h_{ef} e decresce com o aumento do número de barras com cabeça circundantes (Figura 2.21).

Um modelo detalhado de elementos finitos foi desenvolvido para investigar o efeito da

resistência do concreto, do número, espaçamento e arranjo dos pinos, a distribuição de força entre os pinos e a distribuição de tensão de tração ao longo da superfície de ruptura do concreto.



(a) efeito de s/h_{ef} em ϕ_i .

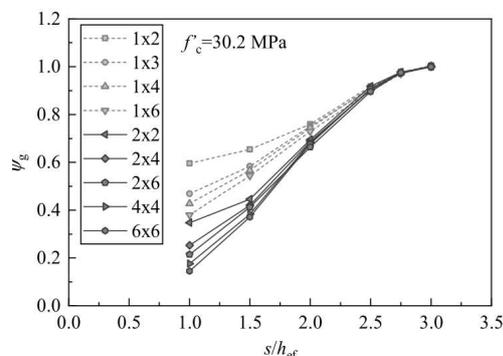


Fig. 16. Group effect coefficient (ψ_g).

(b) Efeito de grupo coeficiente ψ_g .

Figura 2.21 - Efeito de grupo e função dos coeficientes ϕ_i e ψ_g nos resultados de Lai *et al.* (2023).

Os resultados numéricos mostraram que o fator de redução da resistência, considerando o efeito de grupo, aumenta com o aumento do espaçamento (quando a razão para o comprimento de embutimento é menor que 3,0) e é influenciado pelo arranjo. As análises de elementos finitos mostraram que a força resistida pelo pino externo era maior que a do pino interno e que a tensão diminuía do cabeça do pino para a superfície do concreto e forma não linear. Finalmente, uma nova equação de projeto foi proposta para estimar a resistência à extração de grupos de pinos.

2.3.13 Hayek *et al.* (2023)

Hayek *et al.* (2023) sugere que considerar uma barra com cabeça como um pino com cabeça como é estabelecido no *Fib Model Code 2010* (2013) e no *ACI 318* (2019), nem sempre é conservadora, e, portanto, precisa de uma investigação mais aprofundada. Especialmente em casos com baixo comprimento de embutimento e proximidade com a borda em que as nervuras do vergalhão apresentam um efeito mais proeminente na ruptura de barras com cabeça.

Então com o objetivo de investigar comparativamente o comportamento de barras com

cabeça e pinos com cabeça sob carga de tração. Hayek *et al.* (2023), desenvolveram um modelo numérico de elementos finitos e avaliaram o efeito de vários parâmetros na resistência à tração de barras com cabeça e pinos com cabeça, como: comprimento de embutimento, distância da borda, comprimento de aderência e resistência a compressão do concreto.

O estudo foi desenvolvido computacionalmente usando um modelo 3D de elementos finitos, empregando o software MASA (Macroscopic Space Analysis) e o modelo microplano para o concreto. O concreto foi discretizado com elementos tetraédricos (Figura 2.22a e b). O aço (cor azul) foi discretizado com elementos hexaédricos com 8 nós (Figura 2.22c e d). O contato entre a armadura e o concreto (cor verde) foi modelado com elementos de barra com dois nós, os quais são atribuídos com uma relação de tensão de aderência deslizamento (Figura 2.22e).

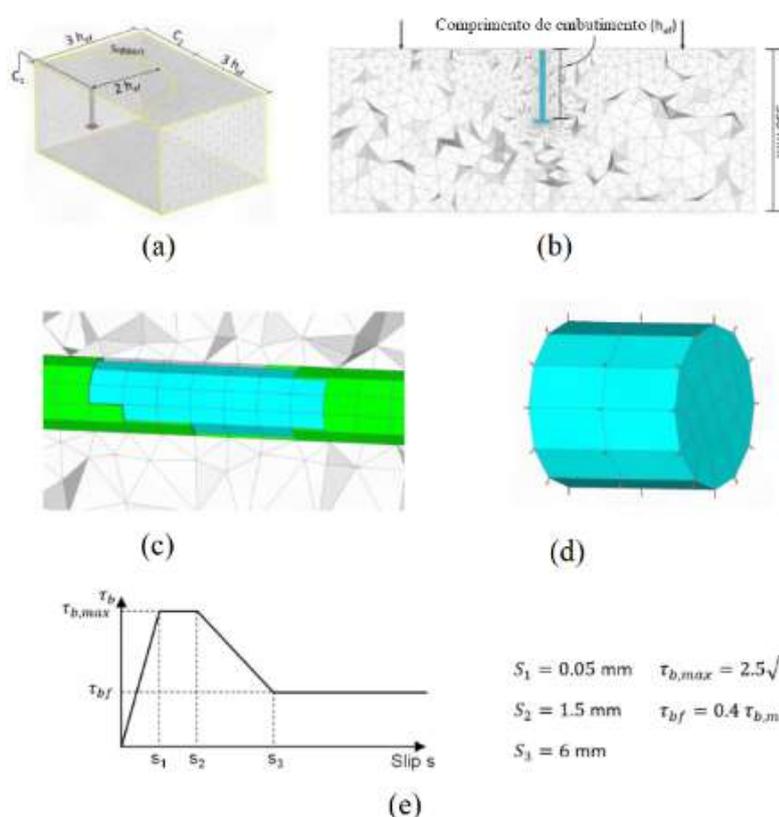


Figura 2.22 - (a) Modelo 3D, (b) Corte do modelo, (c) Armadura e contato entre aço e concreto, (d) Armadura e (e) modelo par ao cálculo da aderência entre o aço e o concreto.

Fonte: Adaptado de Hayek *et al.*, (2023).

Os resultados numéricos mostraram que a capacidade de ancoragem aumenta com o aumento do comprimento de embutimento em ambos os tipos de dispositivos. De modo geral,

os pinos com cabeça atingiram uma carga de ruptura mais alta em comprimentos de embutimento baixos ($h_{ef} < 11.45d_{s,L}$), e as barras com cabeça apresentam maiores valores de carga última à medida que o comprimento de embutimento aumenta ($11.45d_{s,L} < h_{ef} < 34.5d_{s,L}$) (ver Figura 2.23a). A carga última em ambos os dispositivos aumentou quase que linearmente com o aumento da resistência à compressão do concreto (Figura 2.23b).

Com relação ao efeito de borda, a carga de ruptura parece aumentar linearmente ao longo da faixa investigada de distâncias de borda, com barras com cabeça tendo uma capacidade de ancoragem menor do que os pinos com cabeça (Figura 2.23c).

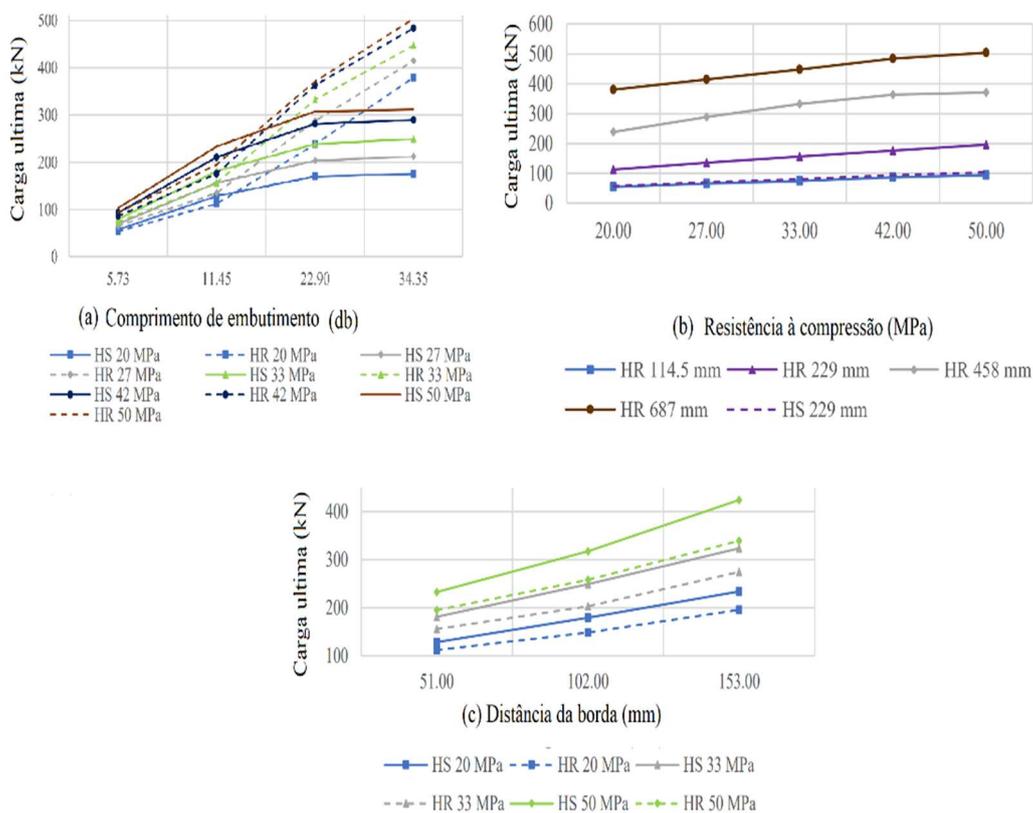


Figura 2.23 - Capacidade da ancoragem do estudo paramétrico, HR – Barra com cabeça e HS – pino com cabeça. Fonte: Adaptado de Hayek *et al.* (2023).

2.4 CAPACIDADE RESISTENTE DO CONE DE CONCRETO

Os métodos de cálculo teóricos e de prescrições normativas para o cálculo da capacidade de barras com cabeça submetidos à tração serão abordados nesse item.

2.4.1 EN 1992-4 (2018)

O modelo de cálculo preconizado pela EN 1992-4 (2018) para determinar a capacidade resistente à tração de uma ancoragem ou grupo de ancoragens pela ruptura do cone de concreto é apresentado na Equação 2,3:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{S,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \quad (2,3)$$

A resistência característica de uma única barra com cabeça embutido no concreto e não influenciada por barras com cabeça adjacentes ou bordas do membro de concreto são obtidos da Equação 2,4:

$$N_{Rk,c}^0 = k_l \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2,4)$$

Em que, $N_{0Rk,c}$ é a resistência sem efeito de agrupamento ou de borda, $k_l = k_{cr,N}$ para concreto fissurado ou $k_l = k_{ucr,N}$ para concreto não fissurado, sendo os valores para fixadores pré-instalados são de 8,9 e 12,7, respectivamente. h_{ef} é o comprimento de embutimento e f_{ck} é a resistência à compressão do concreto. Os outros parâmetros são dados pelas Equações 2,5, 2,6 e 2,7:

$$\Psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}, A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2,5)$$

$$\Psi_{S,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1.0 \quad (2,6)$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_n}{3 \cdot h_{ef}}} \leq 1.0 \quad (2,7)$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \quad (2,8)$$

Em que, $\psi_{A,N}$ é o fator que considera os espaçamentos entre ancoragens e suas distâncias até a borda. $\psi_{S,N}$ considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões no concreto para os conetores de canto, em que a menor distância até a borda $c_{a,min}$ será levada em conta $\psi_{ec,N}$ considera a redução da capacidade de um grupo de ancoragens quando estas estão submetidas a carregamentos excêntricos. $\psi_{re,N}$ é aplicado para barras com cabeça com comprimento de embutimento inferior a 100 mm, assume o valor de 1,0 para espaçamento entre barras maior que 150 mm ou para barras com diâmetro menor que 10 mm e espaçamento maior que 100 mm entre barras.

2.4.2 ACI 318 (2019)

Neste método considera-se que o ângulo de ruptura do cone de concreto é de aproximadamente 35° e a projeção do tronco de cone na superfície do elemento é dada por $3h_{ef}$. A capacidade resistente a tração de um pino com cabeça é calculada pela Equação 2,9, quando há o efeito de grupo é dado pela Equação 2,10. Os coeficientes das Equações 2,9 e 2,10 podem ser determinados de acordo com o item 17.6.2 do ACI 318 (2019).

$$N_{R,ACI} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_{R,ACI}^0 \quad (2,9)$$

$$N_{R,ACI} = \frac{A_{c,N}}{A_c^0 \cdot N} \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_{R,ACI}^0 \quad (2,10)$$

A resistência característica de uma única ancoragem, $N_{0R,ACI}$, é dada pela Equação 2,11:

$$N_{R,ACI}^0 = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2,11)$$

Em que, k_c é igual a 10 para ancoragens pré-instaladas e igual a 7 para pós-instaladas. λ_a é igual a 1 para concreto normal moldado in loco.

2.5 PARÂMETROS QUE INFLUENCIA A CAPACIDADE RESISTENTE À TRAÇÃO DE BARRAS COM CABEÇA

O comportamento de barras com cabeça depende de vários fatores relacionados instalação da ancoragem, carregamento e propriedades do concreto (Karmokar *et al.*, 2021). Nesta seção serão abordados os parâmetros: comprimento de embutimento, resistência a compressão do concreto, influência da armadura de flexão do concreto, efeito de borda, efeito de grupo, diâmetro da haste, tipo e tamanho da cabeça.

2.5.1 Influência do comprimento de embutimento (h_{ef})

O comprimento de embutimento h_{ef} é a distância da superfície de contato do concreto com a cabeça até a superfície do elemento de concreto (Chourasia e Gupta, 2019). Uma relação entre a distância até a borda e comprimento de embutimento c_{al}/h_{ef} inferior a 5 pode ser considerada como um comprimento de embutimento baixo, enquanto uma relação superior a 5 pode ser considerado um comprimento de embutimento alto. Ainda segundo Chourasia e Gupta (2019), o comprimento de embutimento influencia diretamente no comportamento do modo de ruptura da barra com cabeça. Um maior valor de h_{ef} pode levar ao escoamento da barra, enquanto um menor valor pode ao fendilhamento do concreto. Por outro lado, um grande valor de h_{ef} com grande diâmetro da barra e pouca distância até a borda promove a explosão lateral da barra com cabeça.

A carga de ruptura do cone de concreto pode ser prevista usando a lei do efeito de tamanho de Bažant (1984). Essa lei estabelece que a tensão de tração média calculada no limite sobre a superfície de ruptura a carga, diminui à medida que o comprimento de embutimento aumenta. Isto implica que o aumento na carga última é menos proporcional ao aumento na superfície de ruptura, que varia com h_{ef}^2 . Então pode-se assumir a carga de ruptura do cone de concreto é proporcional a $h_{ef}^{1.5}$ (Eligehausen *et al.*, 2006). Isto corresponde ao máximo possível do efeito de tamanho dado pela mecânica da fratura resultante da

mudança de comprimento de embutimento. Posteriormente à pesquisa de Bažant (1984), (Eligehausen e Sawade (1989) e Eligehausen e Ozbolt (1990), confirmaram que há uma forte relação entre o efeito do tamanho e o comprimento de embutimento.

A Figura 2.24 mostra o aumento da carga última com o aumento do comprimento de embutimento h_{ef} da pesquisa de Gond e Kulkarni (2015).

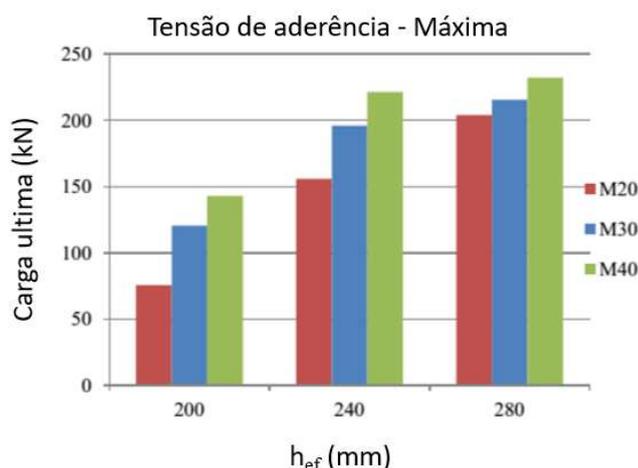


Figura 2.24 - Aumento da capacidade resistente com o aumento do comprimento de embutimento h_{ef} . Fonte: Adaptado de Gond e Kulkarni (2015).

2.5.2 Influência da resistência à compressão do concreto (f_{cm})

A carga da ruptura do cone de concreto é influenciada pelas propriedades mecânicas do concreto: módulo de elasticidade E_c e energia de fratura G_f . Em contrapartida, a influência da resistência à tração do concreto força f_{tm} é insignificante (Eligehausen *et al.*, 2006; Eligehausen e Sawade, 1989). Ainda segundo Eligehausen *et al.* (2006), a carga de ruptura do cone de concreto é proporcional a resistência média à compressão do concreto $f_c^{0.5}$. O aumento da resistência nominal do concreto pode efetivamente reduzir a deformação compressiva do concreto local sob a cabeça da barra com cabeça e adiar a fissuração do concreto rompido, aumentando assim a carga crítica e a deformação crítica do concreto de ancoragem (Zhuang *et al.*, 2021). Tabela 2.3 da pesquisa de Gond e Kulkarni (2015) mostra o aumento da carga última com o aumento da resistência a compressão do concreto de barras com cabeça embutida em concreto.

Tabela 2.3 - Influência do tipo de concreto na capacidade resistente à tração. Fonte: Adaptado de Gond e Kulkarni, (2015).

| Tipo de concreto | h_{ef} (mm) | Carga última (kN) |
|------------------|------------------|-------------------|
| M20 | | 55 |
| M30 | 200 | 120 |
| M40 | | 140 |

No entanto, o tipo e tamanho do agregado da mistura do concreto pode influenciar a carga da ruptura do cone de concreto. Para uma mesma resistência a compressão, a carga última correspondentes à ruptura do cone de concreto é maior em concreto com agregados fabricados do que em concretos com agregados naturais de tamanho máximo de agregado menor (Eligehausen *et al.*, 2006).

2.5.3 Influência do efeito de borda

O método CCD estabelece que o efeito de borda deve ser considerado quando $c_{al} < 1.5h_{ef}$, caso contrário, ele deve ser desconsiderado. O ACI 318 (2019) estabelece que o cobrimento livre até a borda do elemento de concreto deve ser de 2 vezes o diâmetro da haste $d_{s,L}$. De acordo com Eligehausen *et al.* (2006) supondo que barras com cabeça sejam posicionadas próximas à borda livre como estabelecido pelo CCD, a condição de tensão rotacionalmente simétrica produzida no concreto pela tensão carregada longe das bordas é interrompida, reduzindo ainda mais a carga de ruptura. Ainda segundo Eligehausen *et al.* (2006) a proximidade da borda produz o mesmo efeito que a presença de fissuras no concreto, uma vez que o cone não consegue ser desenvolvido em sua forma completa, diminuindo a carga última.

Fuchs *et al.* (1995) concluíram que a distância crítica na qual o modo de ruptura muda de deslocamento lateral para a ruptura do cone de concreto depende de, h_{ef} , e que a carga de ruptura é linearmente proporcional à distância da ancoragem até a borda. Lu e Sonoda (2021) chegaram à conclusão de que a relação $c_{al}/h_{ef} < 1,0$ produz resultados de resistência em torno de 50% em comparação com a condição de distância suficiente da borda. Resultados similares foram obtidos por Lima (2019), Zhuang *et al.* (2021) e Hayek (2023).

2.5.4 Influência do efeito de grupo

Na prática barras com cabeça são dimensionadas em grupo e o espaçamento livre entre elas é um aspecto importante no projeto e detalhamento da viga, com base no qual o tamanho e as dimensões da viga são determinados (Chourasia e Gupta, 2019). O método CCD estabelece que se um grupo de barras com cabeça for instalado com espaçamento menor $s < 3,0h_{ef}$ o efeito de grupo deve ser considerado, e os cones de concreto adjacentes são interceptando e um cone de ruptura comum se desenvolve (Figura 2.25). A resistência do grupo deve ser reduzida em comparação com o caso de grupos de ancoragens com espaçamento $s \geq 3h_{ef}$. O ACI 318 (2019) preconiza que haja um espaçamento entre barras com cabeça superior a $3d_{s,L}$, que é bem maior do que os métodos tradicionais de ancoragem. Segundo Chourasia e Gupta (2019), esta limitação conservadora é adotada para evitar que sobreposição da área de superfície de ruptura do cone de concreto ao redor da barra com cabeça sob carga de tração.

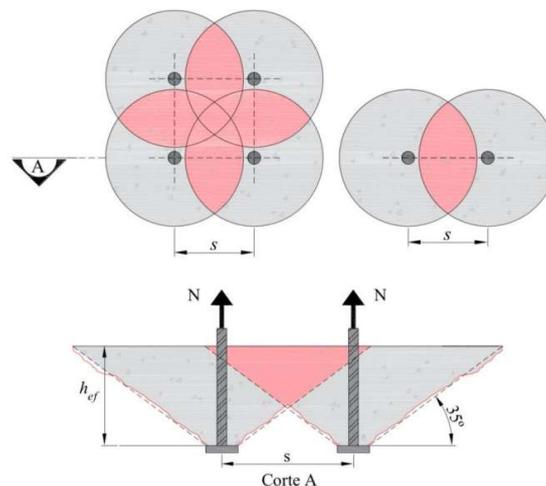


Figura 2.25 - Superposição das projeções horizontais das rupturas dos cones de concreto para $s < 3h_{ef}$. Fonte: Costa (2016).

Lu e Sonoda (2021) observaram que se a distância entre duas barras com cabeça for menor o comprimento de embutimento ($s < h_{ef}$), a resistência total do cone de concreto diminui em torno 50% em comparação com a condição em que o efeito de borda não está presente. Lima (2019) conclui que para diferentes comprimentos de embutimento (h_{ef} variando de 60 mm para 150 mm) e quando o espaçamento s variou de $3h_{ef}$ para $2h_{ef}$ a resistência do cone de concreto diminuiu em média 11%.

2.5.5 Influência da taxa de armadura longitudinal do prisma de concreto

Ferreira *et al.* (2021) desenvolveram ensaios experimentais de barras com cabeça em elementos de concreto sem efeito de borda e efeito de grupo. Os autores avaliaram a influência da taxa de armadura de flexão na capacidade resistente do cone de concreto. Os autores concluíram que para $0,15\% < \rho_f < 0,60\%$ um aumento médio de 30% é observado para k_{exp} , que é proporcional a capacidade resistente à tração da barra com cabeça, e que parece estabilizar para $\rho_f > 0,60\%$, portanto, a taxa de armadura de flexão não influencia na capacidade resistente do cone de concreto. Resultado similar foi observado na pesquisa de Nilforoush (2017), em que, o autor concluiu que elementos de concreto super armados tem um efeito insignificante sobre capacidade de ancoragem e desempenho.

Adicionalmente, Ferreira *et al.* (2021) concluíram que o aumento da taxa de armadura de flexão aumentou o controle de fissuração e enrijeceu a resposta carga-deslizamento de arrancamento. Portanto, houve alteração na inclinação da superfície de ruptura do cone de concreto, independente do comprimento de embutimento da ancoragem. Os espécimes com maior taxa de armadura de flexão apresentaram o menor ângulo de inclinação conforme a Figura 2.26.

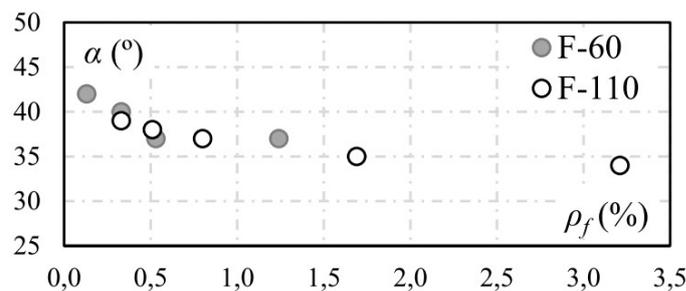


Figura 2.26 - Influência da ρ_f na inclinação da superfície de ruptura do cone de concreto.
Fonte: Adaptado de Ferreira *et al.* (2021).

2.5.6 Influência do tamanho da cabeça

De acordo com o ACI 318 (3019) a área líquida da seção transversal da cabeça A_{brg} deve ser ao menos 4 vezes o diâmetro da seção transversal da barra $d_{s,L}$. As dimensões nominais da cabeça são calculadas para garantir que as forças de cisalhamento ou flexão não causem ruptura prematura da cabeça ou ruptura por esmagamento do concreto sob a cabeça

(Park *et al.*, 2003).

Ozbolt *et al.* (1999) em sua pesquisa realizou simulações numéricas variando o tamanho da cabeça da ancoragem entre pequeno d_h/h_{ef} igual 0,25, médio d_h/h_{ef} igual 0,30 e grande d_h/h_{ef} igual 0,56, para um mesmo comprimento de embutimento. Os resultados mostraram que a resistência aumenta com o aumento da razão (ver Figura 2.27), já o modo de ruptura mostra que a barra com cabeça pequena sofre um forte efeito de cisalhamento e a superfície de ruptura se propaga quase que verticalmente (Figura 2.28a), ao aumentar a cabeça o cisalhamento é menos pronunciado (ver Figura 2.28b) e com a cabeça grande não há quase nenhum crescimento de trincas (ver Figura 2.28c).

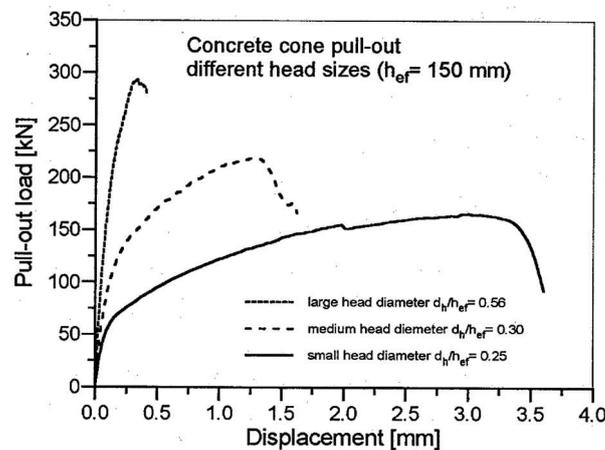


Figura 2.27 - Curvas de carga-deslocamento para as relações d_h/h_{ef} : pequeno (0,25), médio (0,30) e grande (0,56). Fonte: Ozbolt *et al.* (1999).

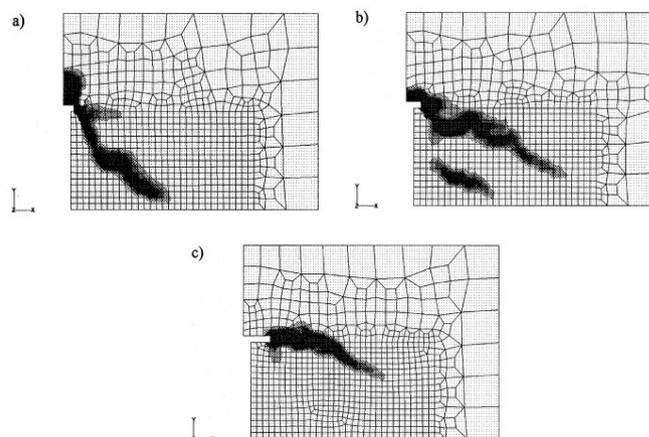


Figura 2.28 - Modos de ruptura d_h/h_{ef} (b) 0,25 (c) 0,30 e (c) 0,56. Fonte: Ozbolt *et al.* (1999).

2.5.7 Influência do tipo de cabeça

Com relação a geometria da cabeça, para uma mesma área líquida da cabeça A_{brg} e comprimento de embutimento, a capacidade resistente da barra com cabeça é maior na seguinte ordem: circular > quadrada > retangular, conforme pesquisas de Park *et al.* (2003), Chourasia e Gupta (2019) e Sachdeva *et al.* (2022).

2.5.8 Influência do diâmetro da haste da ancoragem

Sachdeva *et al.* (2022) em sua pesquisa de ensaio de arrancamento de barras com cabeça embutido em concreto com fibras de aço, concluiu que a carga última para os diâmetros da haste de 16, 20 e 25 mm e os resultados foram: 130,4 kN, 195,9 kN e 230 kN, respectivamente. Isto significa que houve um aumento de 33% para 77% na carga última da barra com cabeça à medida que o diâmetro da barra aumenta. Portanto, o aumento da área superficial da haste aumentou a carga última. Além disso, vergalhões com maiores diâmetros produziram valores maiores de resistência de união devido as nervuras maiores que aumentam a ação de cunha.

No entanto, Lima (2019) em sua pesquisa de arrancamento com efeito de borda e de grupo observou que o diâmetro da haste não influencia na carga última da barra com cabeça.

3 ASPECTOS TEÓRICOS DA MODELAGEM NUMERICA

3.1 ANÁLISE NÃO LINEAR

A análise linear de estruturas de concreto armado, consideram-se as relações lineares entre forças, deformações e deslocamentos. Isso implica que a resposta da estrutura é proporcional à aplicação das cargas, seguindo o princípio da superposição. No entanto, em casos de carregamentos mais elevados, grandes deformações ou presença de não linearidades dos materiais, a solução para o problema de equilíbrio torna-se consideravelmente complicada para ser obtida analiticamente e a análise não linear pode ser mais apropriada para fornecer resultados mais precisos (Melo, 2019).

Nesse sentido, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é atualmente um dos métodos mais utilizado para as análises não lineares de estruturas de concreto armado, em virtude da evolução tecnológica das ferramentas computacionais e da disponibilidade de vários programas que incorporam módulos de análises não lineares no âmbito do MEF (Ferreira, 2016).

Uma das ferramentas computacionais mais utilizadas atualmente no meio científico para simulação de problemas de engenharia baseado no MEF é o *software* Abaqus. Este software possui dois métodos de integração: implícito e explícito, que são capazes de obter aproximações numéricas para as soluções de equações diferenciais dependentes do tempo, como é necessário em simulações de fenômenos mecânicos.

3.1.1 Análise Implícita Dinâmica

Na análise implícita a solução para problemas não lineares é encontrada com aplicação das cargas especificadas de maneira gradual e incremental, até alcançar a solução final. A simulação é particionada em um número de incrementos de carga e encontra a configuração de equilíbrio aproximada no final de cada incremento de carga (Abaqus, 2014). Pode ser necessário várias iterações para determinar uma solução aceitável para um determinado incremento de carga, o somatório de todas as respostas incrementais é a solução aproximada. O método implícito é incondicionalmente estável, mas pode enfrentar dificuldades com modelos tridimensionais complexos devido ao aumento do custo computacional e à dificuldade de alcançar equilíbrio de forças (Sun *et al.*, 2000).

A Equação 3,1 do equilíbrio dinâmico, diz que a força resultante é igual a massa multiplicada pela aceleração e pode ser escrita pela Equação 3,1:

$$P - I = M\ddot{u} \quad (3,1)$$

Em que, P é o vetor de força externa, I é o vetor de força interna criada devido atenção nos elementos discretizados, M é a matriz de massa diagonal e \ddot{u} é a aceleração nodal, o produto $M\ddot{u}$ representa o vetor força devido a inercia do material.

As forças internas são dadas pela Equação 3,2 abaixo:

$$I = \int_V \bar{K} u dv \quad (3,2)$$

Em que, V é o volume do modelo, K é a matriz de rigidez do elemento finito empregado e, u , o vetor deslocamento.

O equilíbrio estático significa que as forças de *d'Alembert* variam lentamente, ou são constantes com o tempo, como a gravidade ou uma carga centrífuga. Isso implica em dizer que:

$$M\ddot{u} \approx 0 \quad (3,3)$$

O procedimento implícito é eficaz quando a análise pode ser realizada em relativamente poucos incrementos de tempo. O Abaqus/*Standard* utiliza uma estratégia de incremento automático baseado no método de Newton para resolver o equilíbrio estático, aplicando a Equação 3,4:

$$\Delta u^{(i+1)} = \Delta u^{(i)} + K_t^{-1} \cdot (P - I) \quad (3,4)$$

Onde, K_t é a matriz de rigidez tangente atual, Δu é o incremento do deslocamento.

Para um procedimento dinâmico implícito, o algoritmo é dado pela Equação 3,5:

$$M\ddot{u}^{(i+1)} + (1 + \alpha)Ku^{(i+1)} - \alpha Ku^{(i)} = P^{(i+1)} \quad (3,5)$$

Onde, u é o vetor deslocamento.

O vetor deslocamento e o vetor velocidade podem ser escritos pelas Equação 3,6, 3,7 e 3,8 abaixo:

$$u^{(i+1)} = u^{(i)} + \Delta t\dot{u} + \Delta t^2\left(\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{u}^{(i)} + \beta\ddot{u}^{(i+1)}\right) \quad (3,6)$$

$$\dot{u}^{(i+1)} = \dot{u}^{(i)} + \Delta t((1 - \gamma)\ddot{u}^{(i)} + \gamma\ddot{u}^{(i+1)}) \quad (3,7)$$

$$\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha^2). \quad \gamma = \frac{1}{2} - \alpha, \quad e \quad \alpha = -0.05 \quad (3,8)$$

Para problemas lineares, sem contatos, plasticidade do material ou grandes deformações, a equação 3,6 e 3,7 são sempre estáveis e grandes passos de tempo Δt podem ser usados. Para modelos com não linearidades a matriz K se torna não linear, então pequenos passos de tempo Δt podem ser necessários e ainda sim a convergência não é garantida (Abaqus, 2014).

3.1.2 Análise Explícita

A solução para o equilíbrio dinâmico no *Abaqus/Explicit* em um incremento de tempo t é dado pela Equação 3,9 abaixo:

$$M\ddot{u}_i = (P - I)_i \quad (3,9)$$

Usando as propriedades da matriz de massa diagonal, a aceleração nodal pode ser obtida com a Equação 3,10:

$$M^{-1}M\ddot{u} = M^{-1}(P-I)_i \rightarrow \ddot{u} = M^{-1}(P-I)_i \quad (3,10)$$

Assim o método explícito obtém a aceleração instante a instante através da inversão da matriz de massa M e a multiplicação da subtração das forças internas I e externas P . Como todos os dados são obtidos utilizando o instante atual, este é um procedimento bastante rápida de ser realizada. Com a regra da diferença central pode-se determinar os deslocamentos e velocidades dos nós no instante seguinte. Segundo Abaqus (2014), a equação de equilíbrio é integrada com incrementos de tempo Δt , em que é obtida a velocidade no tempo $(t + \Delta t/2)$, e integrando novamente o deslocamento no tempo $(t+\Delta t)$, tem-se as Equações 3,11 e 3,12:

$$\dot{u}_{n+\frac{n}{2}} = \dot{u}_{n-\frac{\Delta n}{2}} + \left(\frac{(\Delta t)_{n+\Delta n} + (\Delta t)_n}{2} \right) \ddot{u}_n \quad (3,11)$$

$$u_{n+\Delta n} = u_n + \Delta t_{n+\Delta n} \dot{u}_{n+\frac{\Delta n}{2}} \quad (3,12)$$

Em que, n refere-se ao número de incremento de tempo, \dot{u} é a velocidade e u é o deslocamento.

De acordo com Abaqus (2014), o limite de estabilidade é definido em termos da maior frequência do sistema ω_{\max} , sem considerar o amortecimento, o limite de estabilidade é definido pela Equação 3,13:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (3,13)$$

Considerando o amortecimento, o limite de estabilidade pode ser expresso pela Equação 3,14:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \left(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right) \quad (3,14)$$

Em que, ω_{\max} é a maior frequência natural do modelo de elementos finitos, e ξ' é a fração de amortecimento crítico no modo de maior frequência natural.

Uma estimativa para o incremento do limite de estabilidade é dada pela Equação 3,15, abaixo:

$$\Delta t = \min \left(\frac{l_{eq}}{c_d} \right) \quad (3,15)$$

Em que, l_{eq} é o comprimento efetivo do elemento e c_d é a velocidade de propagação da onda de tensão sobre o modelo que é dada pela Equação 3,16:

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3,16)$$

Em que, E é o módulo de Young, ρ , é a densidade de massa.

Segundo Abaqus (2014), quanto mais rígido o material, maior a velocidade da onda, resultando em um limite de estabilidade menor. Quanto maior a densidade, menor a velocidade da onda, resultando em um maior limite de estabilidade.

A escolha entre uma análise implícita ou explícita depende do problema em estudo. A análise implícita pode ser mais aplicável para a avaliação de estruturas de concreto armado e protendido sob cargas normais. O método implícito estável irá encontrar algumas dificuldades quando um modelo tridimensional complicado é considerado. Segundo Sun *et al.* (2000) as razões para isso são as seguintes: à medida que a redução do incremento de tempo continua, o custo computacional na matriz de rigidez tangente é aumentado dramaticamente e até pode causar divergências. Locais de instabilidades fazem com que o equilíbrio de forças seja difícil de ser alcançar.

Já a análise explícita pode ser útil para estudar o comportamento de estruturas sob cargas dinâmicas extremas, problemas de arrancamento, contatos complexos ou impactos, análises quase estáticas, dano e ruptura de material (Lima, 2018).

As pesquisas de Hu *et al.* (1994), Sun *et al.* (2000) e Chen *et al.* (2014) abordam de forma aprofundada problemas não lineares com aplicação de ambos os métodos, estes autores

conseguiram bons resultados com ambos os métodos para diversos tipos de aplicações. Esta pesquisa buscou utilizar o procedimento explícito devido ao problema dinâmico de contato entre a barras com cabeça e o concreto, e a busca do comportamento da ruptura do concreto.

3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO

Existem vários modelos constitutivos disponíveis no software Abaqus para simular o comportamento do concreto. Esses modelos são fundamentais para a análise estrutural, sua aplicação depende do fenômeno a ser estudado. Os três tipos de modelos constitutivos para o concreto serão apresentados a seguir.

3.2.1 Modelo da fissura distribuída (Smearred crack model)

Este modelo aborda a fissuração do concreto simples de forma distribuída, sem rastrear fissuras macroscópicas individuais. Segundo do Abaqus (2014) é adequado para situações em que a fissuração é o aspecto dominante, como em concretos sob cargas monótonas e baixas pressões de confinamento.

Este modelo está disponível no Abaqus/*Standard*, e assume que a fissuração é o aspecto mais importante do comportamento do concreto, utilizando uma superfície de ruptura simples, chamada de superfície de detecção de fissura, baseada nos invariantes de tensão p e q . Segundo Abaqus (2014) este modelo emprega uma abordagem de fissuras distribuídas, onde os cálculos são realizados independentemente em cada ponto de integração do modelo de elemento finito. Este método introduz sensibilidade à malha nas soluções, resultando em diferentes resultados com o refinamento da malha.

Apesar de algumas limitações, como a superestimação da deformação inelástica de volume e a não inclusão do comportamento inelástico sob alta pressão e custo computacional elevado, o modelo fornece previsões úteis para diversos problemas envolvendo o carregamento inelástico do concreto (Abaqus, 2014).

3.2.2 Model de Fissuração Frágil (Brittle Cracking model)

O modelo de fissuração frágil é adequado para simular o comportamento frágil de

materiais como concreto, cerâmica e rochas frágeis. Este modelo foca principalmente na formação e propagação de fissuras sob tração e está disponível no *Abaqus/Explicit* e *Abaqus/Standard*.

Na modelagem de concreto armado no *software* Abaqus, os elementos de concreto são combinados com elementos de vergalhão, que usam teoria de deformação unidimensional para representar a armadura. Os elementos de vergalhão são sobrepostos à malha de concreto, esta abordagem separa o comportamento do concreto da armadura, com foco na fissuração do concreto. Efeitos na interface vergalhão/concreto são simulados modificando características do concreto.

3.2.3 Modelo de Dano Plástico do Concreto (Concrete Damage Plasticity model)

Enquanto o modelo de Fissuração Frágil (*Brittle Cracking*) e o modelo da Fissuração Distribuída (*Smeared Crack*) são mais adequados a modelar a fissuração do concreto, o modelo de Dano Plástico (*Concrete Damaged Plasticity-CDP*) é o mais adequado para modelar o comportamento não linear do concreto de estruturas sob cargas que podem ser monotônicas, cíclicas ou dinâmicas (Lima, 2018). Portanto, nesta pesquisa o CDP será adotado para simular o comportamento do concreto armado.

De acordo com Kmiecik e Kaminski (2011), o CDP é uma modificação da hipótese de resistência de Drucker-Prager e foi desenvolvido com base nas pesquisas de Lubliner *et al.* (1989) e Lee e Fenves (1998). Por ser baseado na Teoria do fluxo de Plasticidade e da mecânica do dano, permite descrever a degradação da rigidez do concreto esmagado ou fissurado a partir da consideração de parâmetros de plasticidade e dano.

Segundo Basak e Paul (2012) para descrever o comportamento do concreto, as seguintes características são consideradas no modelo CDP:

- Diferentes resistências de escoamento em tração e compressão comportamento de amolecimento em tração em oposição ao endurecimento inicial seguido de amolecimento em compressão;
- Diferente degradação da rigidez elástica em tração e compressão;
- Sensibilidade da frequência, especialmente um aumento na força de pico com a taxa de deformação.

Santana *et al.* (2022) e Lai *et al.* (2023) estudaram o arrancamento de barras com

cabeça em substratos de concreto utilizando o CDP e conseguiram reproduzir com precisão a carga de ruptura, deslizamento da ancoragem e os modos de ruptura. As curvas carga-deslizamento numéricas apresentam um ramo inicial com comportamento elástico, seguido de um trecho de endurecimento (comportamento plástico) até a capacidade de resistência final e correspondente deslizamento. Na pesquisa de Lai *et al.* (2023) os modos de ruptura das simulações numéricas foram condizentes com os trabalhos experimentais de referência. O dano à tração mostrou o caminho de fissuração no concreto, indicando um ângulo entre o cone de ruptura e a superfície do concreto de 35° que é consistente com as normas EN 1992-4 (2018) e ACI-318 (2019). De forma similar, os modelos numéricos de Santana *et al.* (2022) também sofreram a ruptura pelo cone de concreto como os testes de referência, e ainda apresentaram fissuras horizontais devido à proximidade da ancoragem com as armaduras de flexão.

A elasticidade isotrópica danificada e a plasticidade isotrópica de tração e compressão são utilizadas no modelo CDP para estudar o comportamento do concreto de maneira não elástica (Hafezolghorani *et al.*, 2017). Com base na teoria incremental da plasticidade o tensor de deformação total ε é decomposto em uma parte elástica ε^{el} e em outra parte plástica ε^{pl} , que é dado pela equação 3,17:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (3,17)$$

A parcela elástica ε^{el} é linear e recobrável da deformação total, que é dada pela Equação 3,18:

$$\varepsilon^{el} = E^{-1} : \sigma \quad (3,18)$$

Em que, a rigidez elástica, E , é um tensor de ordem quarta. Substituindo a Equação 3,17 na Equação 3,18, uma relação de tensão e deformação pode ser escrita pela Equação 3,19:

$$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3,19)$$

Considerando o dano escalar na degradação da rigidez, a rigidez elástica pode ser definida pela Equação 3,20:

$$E = E_0(1 - D) \quad (3,20)$$

Em que, D é variável de degradação e E_0 é o tensor de rigidez elástica. Aplicando a Equação 3,20 na equação. 3,19, temos a tensão em função da deformação e do dano escalar na Equação 3,21:

$$\sigma = E_0(1 - D) : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3,21)$$

Escrevendo a Equação 3,21 em função da tensão efetiva $\bar{\sigma}$, temos a tensão de Cauchy na Equação 3,22:

$$\sigma = (1 - D)\bar{\sigma} \quad (3,22)$$

Por fim, o modelo constitutivo do dano plástico é baseado na relação de tensão deformação na Equação 3,23:

$$\sigma = (1 - d_t)\bar{\sigma}_t + (1 - d_c)\bar{\sigma}_c \quad (3,23)$$

Reescrevendo a equação anterior em termos de tensões de compressão e tração, temos a Equação 3,24, abaixo:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)}, \quad \bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} \quad (3,24)$$

Em que d_t e d_c são as variáveis escalares de dano, t e c representam tração e compressão, que tendem a aumentar as tensões equivalentes plásticas. Assim sendo, as variáveis de dano uniaxiais podem tomar valores entre 0, para materiais não danificados, e 1 para materiais totalmente danificados (Ferreira, 2016).

O parâmetro f_{b0}/f_{c0} é a relação entre a resistência do concreto à compressão biaxial f_{b0} e a resistência à compressão uniaxial f_{c0} (Figura 3.2), que representa o ponto em que o concreto sofre ruptura sob compressão biaxial. O valor padrão para f_{b0}/f_{c0} , de acordo com o Abaqus (2014), é igual a 1,16, baseado nas recomendações de Kupfer (1973).

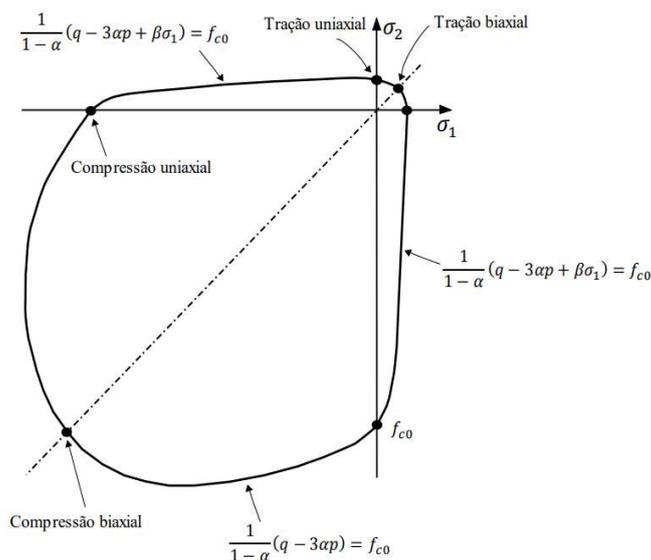


Figura 3.2 - Superfície de escoamento no estado plano de tensões (f_{b0}/f_{c0}). Fonte: Abaqus (2014).

A regra de fluxo plástico do modelo CDP é descrita pela função G hiperbólica de *Drucker-Prager* dada pela equação 3,28:

$$G = \sqrt{\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi + q^2} - p \tan \psi \quad (3,28)$$

Em que, σ_{t0} é a tensão de tração uniaxial na ruptura, ϵ é a excentricidade da superfície de potencial plástico, ψ é o ângulo de dilatância medida no plano p - q (desviador) em alta pressão de confinamento.

A excentricidade ϵ define a razão na qual a função se aproxima da assíntota (ver Figura 3.3). O potencial de fluxo tende para uma linha reta à medida que a excentricidade tende para zero, o Abaqus (2014) recomenda o valor de 0,1.

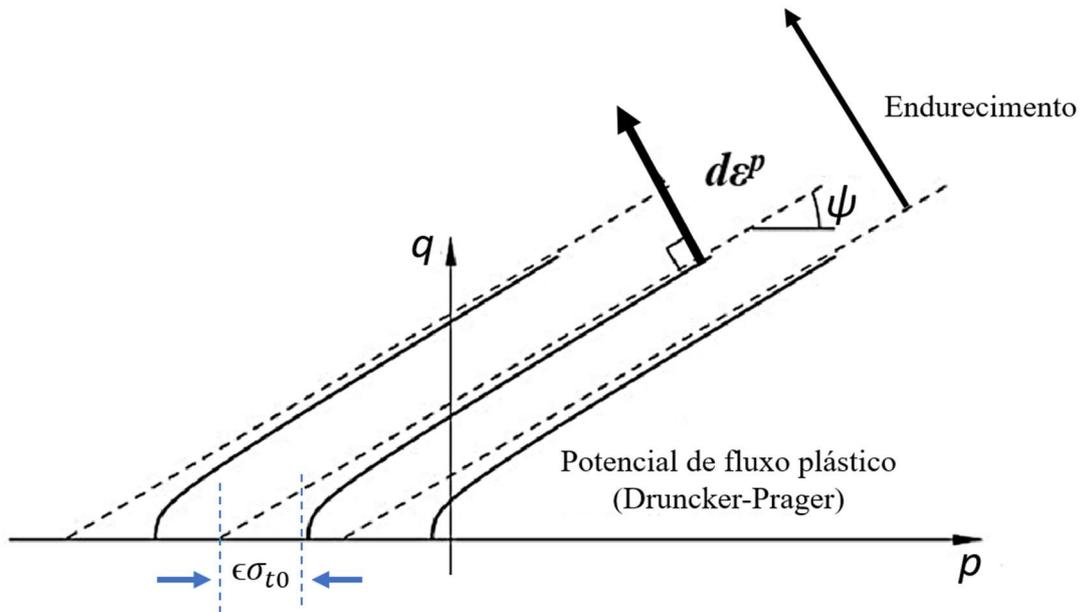


Figura 3.3 - Família de potenciais de fluxo hiperbólico no plano $p - q$. Fonte: Adaptado de Abaqus (2014).

O último parâmetro de plasticidade a ser discutido é o ângulo de dilatância, ψ . Segundo López-Almansa *et al.* (2014), fisicamente 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. Na Figura 3.4 verifica-se que $(\epsilon^p)_\xi$ é a parcela volumétrica devido a deformação plástica e $(\epsilon^p)_\rho$ é a parcela de distorção plástica. Assim o ângulo de dilatância (ψ) é medido entre os planos desviatórios.

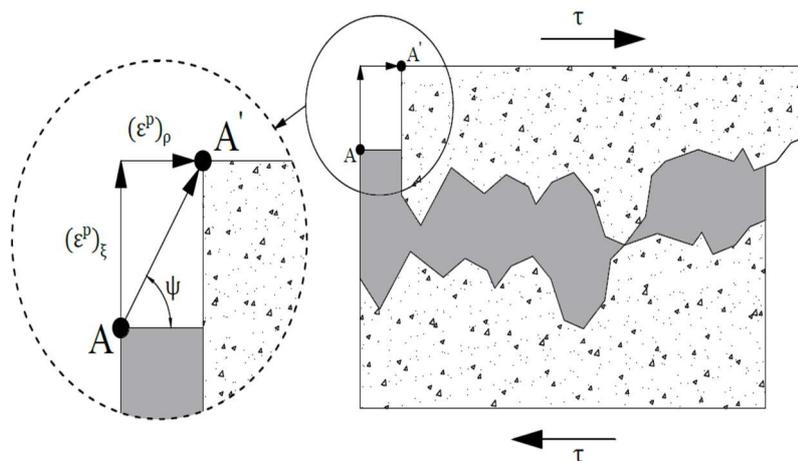


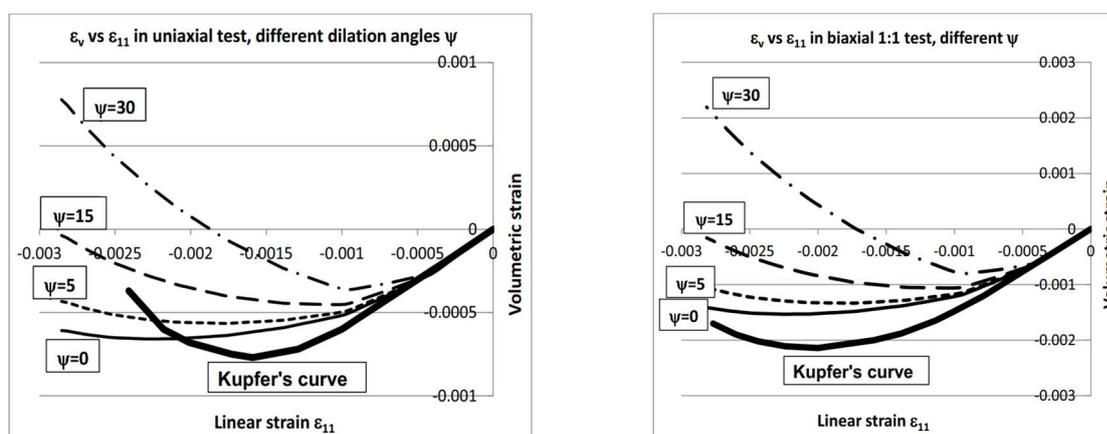
Figura 3.4 - Ângulo de dilatância. Fonte: López-Almansa *et al.* (2014).

A Dilatância refere-se à tendência do material em expandir-se volumetricamente sob

carga de cisalhamento. Em outras palavras, quando um material, como o concreto, é submetido a cisalhamento, ele não apenas se deforma na direção do cisalhamento, mas também tende a expandir-se em volume. Valores mais altos do ângulo de dilatação indicam uma maior tendência do concreto a expandir-se volumetricamente sob cargas de cisalhamento, valores baixos indicam o contrário.

Apesar de várias pesquisas científicas utilizarem o modelo CDP e discutirem a aplicação desse parâmetro, ele ainda é o que apresenta maior falta de consenso no meio científico quanto ao seu valor (Santana, 2020).

Os pesquisadores Szczecina e Winnick (2016) realizaram modelagens numéricas de testes de compressão biaxial e uniaxial com base nos estudos experimentais de Kupfer (1973). As Figura 3.5a e b apresentam as curvas de compressão uniaxial vs. deformação volumétrica e compressão biaxial vs. deformação volumétrica, respectivamente. É possível observar que maiores valores do ângulo de dilatação provocam deformação volumétrica positiva maiores do que aquelas observadas no experimento. Com base nesses resultados os pesquisadores Szczecina e Winnick (2016) sugerem que os valores preferíveis de dilatação ângulo estão entre 5 ° e 15 °.



(a) Deformação volumétrica vs. deformação linear em teste uniaxial

(b) Deformação volumétrica vs deformação linear em teste biaxial

Figura 3.5 - Deformação volumétrica do concreto. Fonte: Adaptado de Szczecina e Winnick (2016)

Lima (2018), em sua pesquisa de *push out* utilizou o ângulo de dilatação de 13° e teve excelentes resultados em sua pesquisa. Santana (2020) concluiu após um processo de aferição do modelo, que o ângulo dilatação ψ mais adequado para simular o comportamento de

arrancamento de barras com cabeça em concreto é de 13°.

Alguns autores como Ribeiro *et al.* (2020) e Mathern e Yang (2021) em seus estudos de comportamento de vigas chegaram à conclusão de que o ângulo adequado está entre 35 ° e 42°. Segundo Santana (2020), 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. Nesta pesquisa, será realizada a aferição do ângulo de dilatância com valores variando ente 10 ° e 30 ° graus.

Por fim, A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros de plasticidade utilizados como referência para o desenvolvimento da presente pesquisa.

Tabela 3.1 - Referências dos parâmetros de plasticidade

| Parâmetro | Nível | Referências |
|-----------------|-------|--|
| ψ | 13° | Kupfer (1973), Szczecina e Winnick (2016), Alfarah <i>et al.</i> (2017), Lima (2018), Santana <i>et al.</i> (2022) |
| f_{b0}/f_{c0} | 1.16 | Abaqus (2014), Lima (2018), Santana <i>et al.</i> (2022) |
| K_c | 0.7 | Abaqus (2014), Alfarah <i>et al.</i> (2017), Lima (2018), Santana <i>et al.</i> (2022) |
| ϵ | 0.1 | Abaqus (2014), Lima (2018), Santana <i>et al.</i> (2022) |

3.2.4 Comportamento à compressão do concreto

Para definir a relação tensão-deformação do concreto, no Abaqus o usuário precisa inserir as tensões σ_c , deformações inelásticas, ϵ_c^{ch} , correspondentes aos valores de tensão, e propriedades de dano d_c com deformações plásticas de esmagamento em formato tabular. Então, os valores de deformação total devem ser convertidos em deformação de esmagamento plástico de acordo com a Equação 3,29:

$$\epsilon_c^{ch} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el} \quad (3,29)$$

Em que, ϵ_c é a deformação total e ϵ_{0c}^{el} é a deformação elástica não danificada, dada pela Equação 3,30:

$$\epsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (3,30)$$

A curva de tensão-deformação uniaxial do concreto à compressão, é modelada em três

partes diferentes, conforme ilustrado na Figura 3.6.

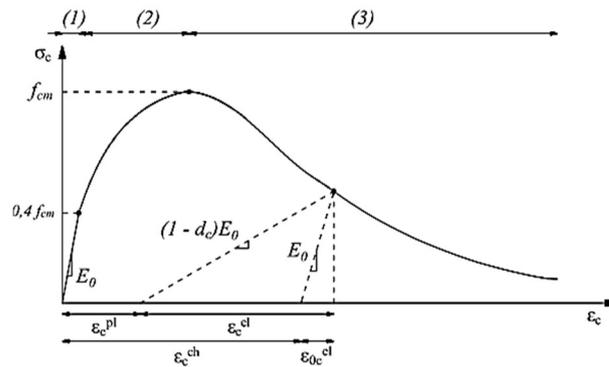


Figura 3.6 - Resposta do carregamento uniaxial em tração (σ_c - ϵ_c), Fonte: Alfarah *et al.* (2017).

Em que ϵ_c^{ch} e ϵ_{0c}^{el} são as deformações plásticas de esmagamento e elástica não danificada respectivamente, já apresentadas; ϵ_c^{pl} e ϵ_c^{el} são as componentes de deformação plástica e elástica danificadas. Conforme o Abaqus (2014), as deformações plásticas de esmagamento devem ser fornecidas ao software com dados de entrada e a partir destes, as deformações plásticas danificadas são geradas automaticamente pelo software.

De acordo com o *Fib Model Code 2010* (2013), pode-se assumir que a deformação média de compressão ϵ_{cm} é igual a 0.0022, correspondente à resistência a compressão média f_{cm} (MPa), $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$. Na falta de dados experimentais, o módulo de elasticidade secante E_0 e tangente inicial E_{ci} , dados em MPa, podem ser calculados de acordo com as seguintes expressões:

$$E_0 = \left(0.8 + 0.2 \frac{f_{cm}}{88} \right) E_{ci} \quad (3.25)$$

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (3.26)$$

Caso os experimentos sejam realizados para definir esses parâmetros, eles devem seguir as recomendações da ABNT NBR 8522 (2021).

No trecho (1) a curva tem um comportamento linear elástico até uma tensão igual a 40% da tensão de ruptura, f_{cm} , definido por um módulo de elasticidade secante E_0 e o coeficiente de Poisson ν de 0.2. O trecho (1) é representado pela equação 3,31:

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \epsilon_c \quad (3,31)$$

Nesta região do trecho (2), conhecida como endurecimento (Hardening), a tensão cresce até a resistência de ruptura f_{cm} . A equação 3,32, representa bem o comportamento de endurecimento e se encaixa bem com experimentos.

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ccm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ccm}} \right)} f_{cm} \quad (3,32)$$

Para o trecho descendente, é considerada a dependência da geometria do corpo de prova para garantir resultados de simulação quase independentes de malha (Birtel e Mark, 2006). Assim, a Equação 3,33 incorpora dentro da função de descida γ_c (Equação 3,34 e 3,35) e a energia de esmagamento constante G_{ch} como propriedade do material (Krätzig e Pölling, 2004). Além de um parâmetro de comprimento efetivo, l_{eq} , calculado para elementos sólidos, conforme Alfarah *et al.* (2017), como sendo o volume do elemento finito dividido pela área da maior face desse elemento.

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\gamma_c \varepsilon_c^2}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (3,33)$$

$$\gamma_c(l_{eq}) = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1-b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (3,34)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (3,35)$$

Com base em dados experimentais, Alfarah *et al.* (2017) atribui o valor inicial para o parâmetro adimensional, b , da Equação 3,34 como sendo, 0,90. Com os cálculos dos parâmetros de dano, é possível determinar os valores de deformação inelástica e plástica e traçar a curva de tensão-deformação inicial. Em seguida calcula-se o novo valor de, b , para cada ponto da curva, mas agora utilizando a Equação 3,35, e então um valor médio de, b , é adquirido. Repete-se o processo de maneira interativa até que haja uma convergência e o valor médio de b , seja igual ao valor de entrada.

O parâmetro γ_c é o responsável em controlar a área sob a curva (terceiro trecho) e varia

em função do l_{eq} . Segundo Krätzig e Pölling (2004) a área sob a curva (Figura 3.7) deve ser igual à energia de esmagamento localizada, dada pela relação G_{ch}/l_{eq} . A deformação última à compressão do concreto é definida de modo que essa energia não seja ultrapassada.

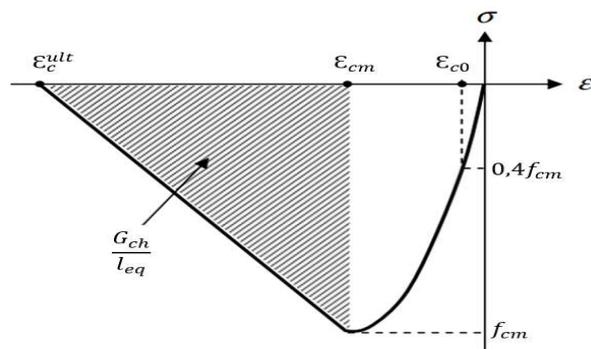


Figura 3.7 - Área sob a curva de tensão-deformação na compressão equivalente à energia de esmagamento localizada. Fonte: Adaptado de He *et al.* (2008).

A evolução do dano por compressão do concreto d_c no modelo CDP foi, a ser utilizado nesse estudo, foi proposto por Alfarah *et al.* (2017), conforme as equações 3,36 e 3,37, abaixo:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + \alpha_c} \left[2(1 + \alpha_c) \cdot e^{-b_c \varepsilon_c^{ch}} - \alpha_c \cdot e^{-2b_c \varepsilon_c^{ch}} \right] \quad (3,36)$$

$$b_c = \frac{1.97(f_{ck} + 8)}{G_{ch}} l_{eq}, \quad \alpha_c = 7.873 \quad (3,37)$$

De acordo com o *CEB-FIP código 90* (1993) a energia de fratura G_f (N/mm) e a energia de esmagamento, necessárias para os cálculos do parâmetro de dano são dadas pelas Equações 3,38 e 3,39:

$$G_f = (0.0469D_a^2 - 0.5D_a + 26) \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \quad (3,38)$$

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 \cdot G_f \quad (3,39)$$

Em que, D_a é dimensão máxima característica do agregado.

3.2.5 Comportamento à tração do concreto

Para definir a relação tensão-deformação de tração, o procedimento é similar à compressão. No Abaqus o usuário precisa inserir as tensões σ_t , deformações de fissuração ε_t^{ck} correspondentes aos valores de tensão, e propriedades de dano d_t com deformações de fissuração no formato tabular. Então, os valores de deformação total devem ser convertidos em deformação de fissuração de acordo com a Equação 3,40:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (3,40)$$

Em que, ε_t é a deformação total e ε_{0t}^{el} é a deformação elástica não danificada, dada pela Equação 3,41:

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (3,41)$$

O comportamento não linear do concreto à tração pode ser representado por uma curva uniaxial tensão vs. deformação, como pode ser visto Figura 3.8. O primeiro trecho representa um comportamento linear elástico e parte da origem até o ponto de tensão máxima de tração, a partir da qual o concreto fissura (Santana, 2020). O segundo trecho da curva, pós pico, chamado de *softening*, representa o comportamento não linear do concreto devido ao decréscimo da rigidez causada pela formação de fissuras (Santana, 2020).

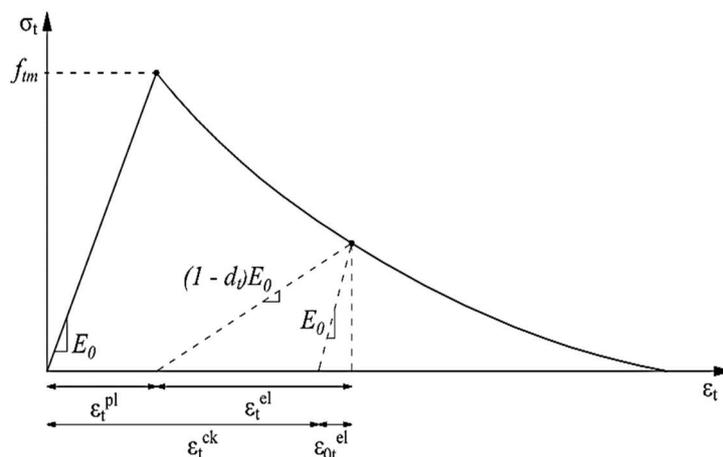


Figura 3.8 - Resposta do carregamento uniaxial em tração ($\sigma_t - \epsilon_t$), Fonte: Alfarah *et al.* (2017).

A resposta ao *softening* do concreto usando o conceito de energia de fratura pode ser definido a partir de três modelos: linear, bi linear ou exponencial. Abaqus (2014) sugere uma relação linear entre a tensão de tração no concreto e a abertura da fissura, a queda de resistência, em relação a abertura de fissura, ocorre de forma linear. A abertura de fissura limite, w_c , correspondente a uma tensão nula, com valor de $2G_f/f_{tm}$, conforme apresentado na Figura 3.9a.

Embora resultados razoavelmente precisos possam ser obtidos usando softening linear, a resposta do material tende a ser muito rígida (Qureshi, Lam e Ye, 2011).

A Figura 3.9b mostra uma função bi linear derivada de Hillerborg (1976), que é um pouco mais representativa da perda da resistência do que a curva linear, e menos rígida. O terceiro método mais realista para se definir o softening da tensão é usar uma expressão exponencial, desenvolvida por Hordijk (1991) conforme Figura 3.9c.

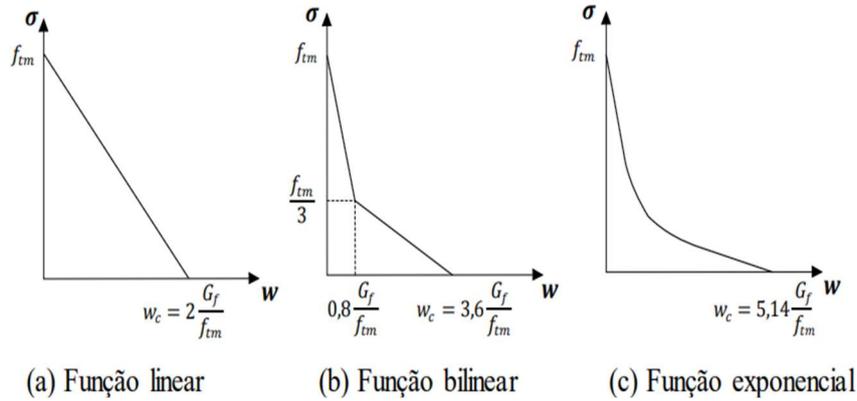


Figura 3.9 - Sofening na tração em relação a abertura de fissura. Fonte: Lima (2018).

Para traçar o comportamento à tração do concreto, faz-se necessário inicialmente definir a resistência à tração do concreto. O *CEB-FIP código 90* (1993), recomenda que na ausência de dados experimentais a resistência média à tração para concretos normais pode ser definida em função do f_{cm} (MPa) do concreto dado pela Equação 3,42:

$$f_{tm} = 1,4 \left(\frac{f_{cm} - 8}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3,42)$$

Para simular o comportamento uniaxial à tração do concreto no ramo descendente, pode-se utilizar a Equação 3,43 e 3,44 proposta por Hordijk (1991):

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(\frac{c_1 w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (3,43)$$

$$w_c = 5,14 \left(\frac{G_f}{f_{tm}} \right) \quad (3,44)$$

Em que, w é a largura da fissura, w_c é a largura da fissura na liberação completa de tensão ou fratura energia, c_1 e c_2 são parâmetros adimensionais definidos pelos autores com valores de 3 e 6,97, respectivamente. Esta equação considera a fissura distribuída no elemento com base no modelo de fissuras coesivas para simular o comportamento e a propagação da fissura, como na mecânica da fratura (Silva, 2018).

Dentro da analogia ao regime de compressão, a curva pós-pico apresentada na Figura 3.10, depende da energia de fratura, G_f , presente no parâmetro w_c e do comprimento equivalente l_{eq} . De acordo com Krätzig e Pölling (2004) a área sob a curva de tensão-deformação deve ser igual à energia de fratura localizada, dada pela relação G_f/l_{eq} . A deformação última à tração do concreto é definida de modo que essa energia não seja ultrapassada.

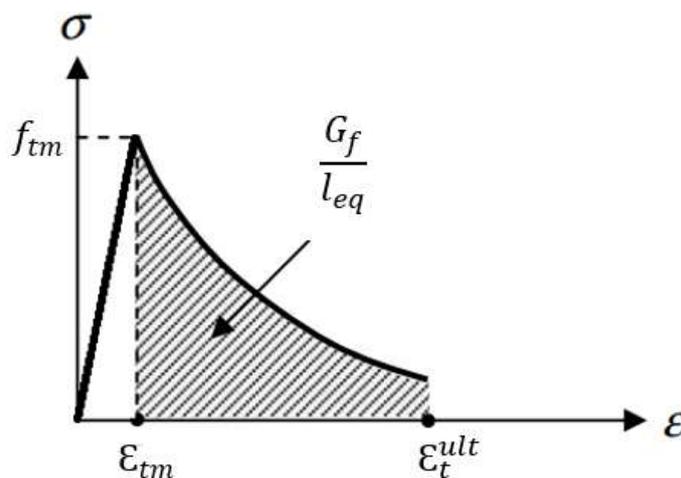


Figura 3.10 - Área sob a curva de tensão-deformação na compressão equivalente à energia de fratura localizada Fonte: Adaptado de He et al. (2008).

A evolução do dano por tração do concreto fissurado d_t no modelo CDP foi, a ser utilizado nesse estudo, foi proposto por Alfarah *et al.* (2017), conforme expresso na equação 3,45 e 3,46:

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + \alpha_t} \left[2(1 + \alpha_t) \cdot e^{-b_t \varepsilon_t^{\alpha_t}} - \alpha_t \cdot e^{-2b_t \varepsilon_t^{\alpha_t}} \right] \quad (3,45)$$

$$b_t = \frac{0,453 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{G_f} \cdot l_{eq}, \quad \alpha_t = 1 \quad (3,46)$$

Segundo Alfarah *et al.* (2017), pode haver uma única fissura por elemento finito e com esta suposição evitar o estudo do espaçamento real das fissuras. Com isso, os valores de deformação que do trecho pós pico de tensão, pode ser obtida em termos da abertura da trinca da Equação 3,47:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_m + \frac{w}{l_{eq}} \quad (3,47)$$

Evidencia-se que a deformação média depende do comprimento efetivo do elemento discreto para converter deslocamento em deformação plástica, por esta razão a fase plástica da curva tensão-deformação do concreto não é uma característica do material, mas um efeito localizado de deformação (Lima, 2018).

3.3 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

Os parâmetros necessários para construir a curva de tensão-deformação da armadura são o módulo de elasticidade do aço, E_s , o coeficiente de Poisson, ν , e a tensão de escoamento f_y . Na falta de dados experimentais, os valores para esses parâmetros podem ser encontrados na Norma ABNT NBR 8800:2008. A curva de tensão-deformação do aço é bi-linear e constituída por duas partes: a primeira é linear elástica, que inicia em zero e se estende até a tensão de escoamento do material f_y e a segunda é uma região plástica, onde a tensão permanece constante com a variação da deformação Figura 3.11.

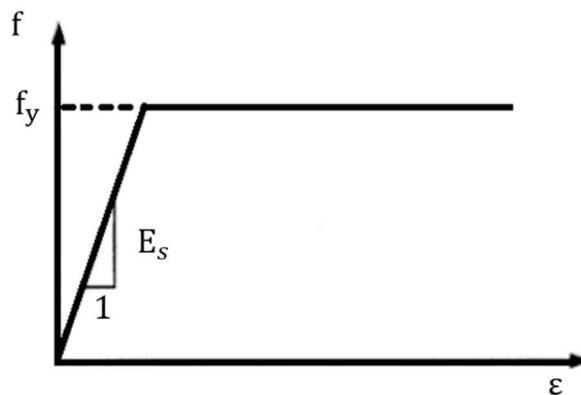


Figura 3.11 - Modelo elástico perfeitamente plástico para barras de aço.

Conforme Santana (2020), para o aço pode ser adotado o critério de escoamento de *Von Mises* e superfície de escoamento com endurecimento anisotrópico.

4 TESTES EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA

4.1 DETALHES DOS ESPÉCIMES

O programa experimental desenvolvido para calibração do modelo numérico foi conduzido no Laboratório de Estruturas (LABEST-UnB) da Universidade de Brasília por Lima (2019). Foram utilizados seis ensaios do programa experimental para avaliar os efeitos de borda e grupo na resistência do cone de concreto das barras moldadas no local embutidas no concreto simples.

Os espécimes foram divididos em dois grupos: o primeiro, EB, avaliou a influência de borda, e o segundo grupo, EG, avaliou a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo. Nos espécimes EB-60, EB-85 e EB-120, a relação c_{a1}/h_{ef} variou entre 0,4 e 0,9 para garantir a ruptura do cone de concreto. Onde, h_{ef} é o comprimento de embutimento e c_{a1} é a distância da borda. A área da cabeça deve ser quatro vezes a área nominal da barra de armadura para atender às recomendações da ACI-318 (2019) e ASTM A970 (2018), e a relação s/h_{ef} deve ser igual a 3 para evitar o efeito do grupo, de acordo com o limite estabelecido pela EN 1992-4 (2018) e ACI-318 (2019). Os espécimes EG-60, EG-85 e EG-120 foram desenvolvidos para avaliar sua influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo na ruptura do cone de concreto. As relações c_{a1}/h_{ef} do grupo EB foram mantidas, e o espaçamento das barras, s , e a largura b_w dos espécimes foram reduzidos para que a relação s/h_{ef} fosse menor que 3 e a superposição das projeções das superfícies horizontais resultaram na ruptura do cone de concreto.

Os prismas de concreto possuíam dimensões fixas de altura, h , igual a 250 mm e comprimento L de 1100 mm; apenas a largura b_w variou. As armaduras de flexão cobriram 25 mm até as faces dos espécimes e tiveram taxa ρ_f entre 1,27% e 1,75%. Os estribos tinham diâmetro de 6,3 mm e formato retangular que variava de acordo com a largura b_w dos espécimes, restrito à região fora da influência da ruptura de ruptura do concreto. A barra com cabeça foi fabricada com diâmetro de barra \varnothing_s igual a 12,5 mm e diâmetro de cabeça \varnothing_h igual a 37,5 mm.

4.2 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

O concreto dos espécimes teve suas propriedades mecânicas determinadas conforme as normas ABNT NBR 7222 (2011), ABNT NBR 8522 (2021) e ABNT NBR 5739 (2018). A resistência média à compressão f_{cm} , a resistência à tração média f_{tm} e o módulo de elasticidade

E_c foram de 47,6 MPa, 3,38 MPa e iguais a 39,0 GPa, respectivamente. A haste foi fabricada com armadura CA-50 e diâmetro de 12,5 mm, e a cabeça circular foi confeccionada com aço ASTM A970M (2018). As propriedades mecânicas da barra com cabeça foram obtidas a partir de ensaios de tração seguindo ASTM A370 (2023). As armaduras de flexão foram fabricadas em aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm e os estribos foram fabricados em aço CA-60. A

Tabela 4.1 apresenta um resumo dos detalhes dos espécimes, parâmetros geométricos e propriedades mecânicas dos materiais. A Figura 4.1 mostra os detalhes construtivos dos espécimes.

Tabela 4.1 - Detalhe dos espécimes. Fonte: Adaptado de Lima (2019).

| Espécime | Barra com cabeça | | | | | | Armadura de flexão | | | | | Coeficiente de análise | | |
|----------|------------------|------------|---------------|---------------|----------|-------------|--------------------|----|-----------------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|------------|
| | Name | b_w (mm) | h_{ef} (mm) | c_{al} (mm) | s (mm) | f_y (MPa) | E_s (MPa) | n° | \varnothing_f | f_y (MPa) | E_s (MPa) | ρ_f (%) | c_{al}/h_{ef} | s/h_{ef} |
| EB-60 | 285 | 60 | | 181 | | | | 4 | | | | 1,38 | 0,9 | 3,0 |
| EB-85 | 360 | 85 | | 256 | | | | 5 | | | | 1,36 | 0,6 | 3,0 |
| EB-120 | 465 | 120 | 52 | 361 | | 557 | 181 | 6 | 12,5 | 557 | 181 | 1,27 | 0,4 | 3,0 |
| EG-60 | 225 | 60 | | 121 | | | | 4 | | | | 1,75 | 0,9 | 2,0 |
| EG-85 | 275 | 85 | | 171 | | | | 5 | | | | 1,78 | 0,6 | 2,0 |
| EG-120 | 350 | 120 | | 246 | | | | 6 | | | | 1,68 | 0,4 | 2,1 |

Note: $f_{cm} = 47,6$ MPa, $f_{tm} = 3,38$ MPa; $E_c = 39,0$ GPa; $L = 1100$ mm; $h = 250$ mm.

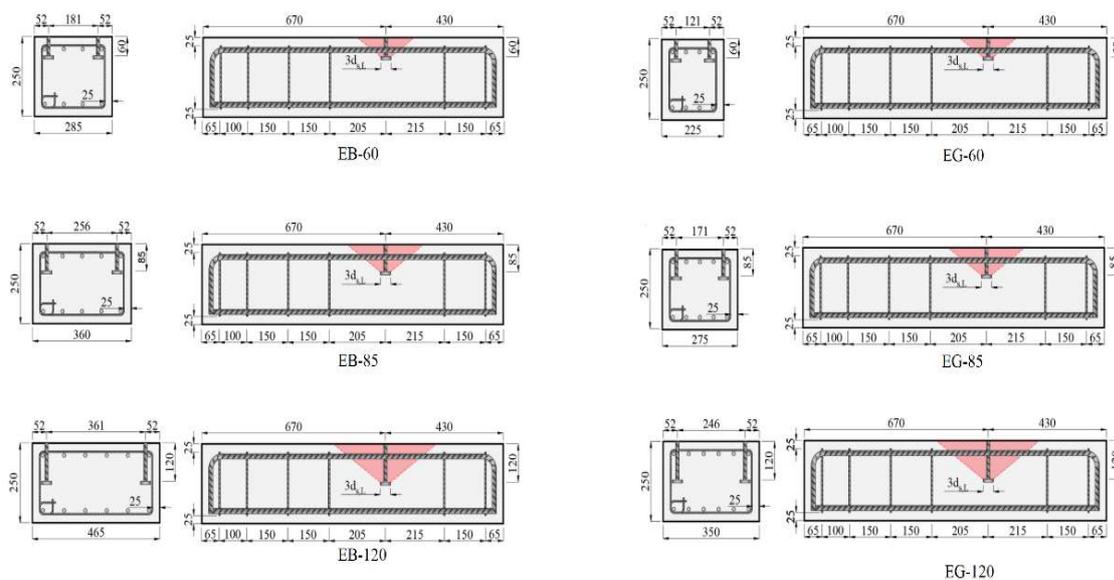


Figura 4.1 - Detalhes de construção por grupo de testes.

4.3 PROCEDIMENTO DO ENSAIO

Como é mostrado na Figura 4.2, um sistema de carregamento auto balanceado foi projetado para simular uma ligação viga-pilar. As armaduras de flexão da viga são representadas pelas barras de duas cabeças; o amplo apoio central simula a zona de compressão da viga em 140 mm; e o prisma de concreto da mesma largura da viga representa o pilar imaginário. O teste de arrancamento foi controlado pela aplicação de força em cada barra com cabeça a uma taxa aproximada de 2.5 kN/min e uma frequência de leitura de dados de 1 Hz.

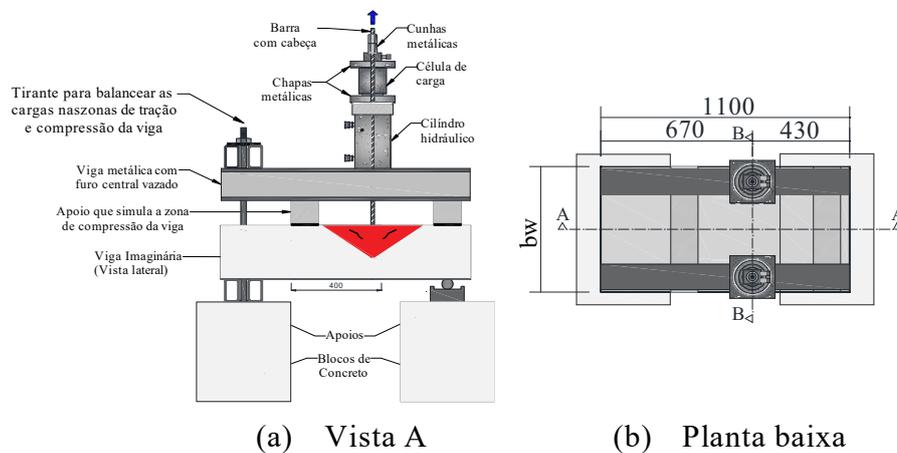
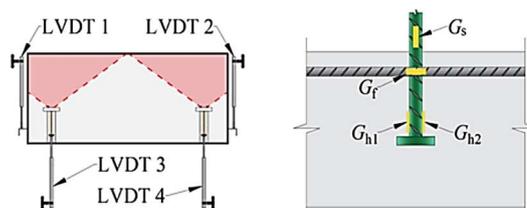


Figura 4.2 - Configuração do teste. Fonte: Adaptado de Lima (2019).

Os deslocamentos verticais foram medidos usando quatro transdutores lineares de deslocamento variável (LVDTs) com precisão de 0.01 mm e capacidade de medição de até 50 mm. Os LVDTs 1 e 2 foram instalados nas laterais dos prismas de concreto, enquanto os LVDTs 3 e 4 foram fixados sob a barra com cabeça usando barras soldadas protegidas por EPS para medir o deslizamento da barra com cabeça (ver Figura 4.3a).

A região próxima à barra com cabeça tende a apresentar deformações mais significativas (Lima, 2019). Portanto, os extensômetros monitoraram as deformações. Esses dispositivos foram instalados para medir deformações de armaduras de flexão e deformações de barras com cabeça (Figura 4.3b). Para o primeiro caso foram utilizados quatro extensômetros G_f , sendo dois em cada armadura de flexão extrema ao prisma. A deformação da barra com cabeça foi monitorada por três extensômetros, sendo dois instalados próximos à cabeça G_{h1} e G_{h2} , e outro G_s instalado na região externa do concreto para medir as

deformações internas e externas.



(a) Instalação dos LVDT'S

(b) Instalação dos extensômetros

Figura 4.3 - Sistema de instrumentação. Fonte: Adaptado de Lima (2019).

4.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

Os resultados experimentais de deslizamento relativo na ruptura, ξ , carga última N_u e modos de ruptura são apresentados na Tabela 4.2. Em todos os casos avaliados dos grupos EB e EG, incrementos no valor do comprimento de embutimento h_{ef} aumentaram a carga última em média 48%. No grupo EG, a redução do espaçamento entre barras com cabeça reduziu a carga última N_u devido à sobreposição da projeção da ruptura do concreto com redução média de 9%. Observou-se que o efeito de borda agindo sozinho ou em conjunto com o efeito de grupo não influenciou a tendência da capacidade de resistência da barra com cabeça aumentar proporcionalmente a $h_{ef}^{1.5}$ (Bažant, 1984).

Tabela 4.2 - Resultados experimentais. Fonte: Adaptado de Lima (2019).

| Model | h_{ef} (mm) | c_{a1}/h_{ef} | s/h_{ef} | ξ (mm) | $N_{u,EXP}$ (kN) | Modo de ruptura |
|--------|------------------|-----------------|------------|---------------|---------------------|-----------------|
| EB-60 | 60 | 0,9 | 3,0 | 0,08 | 36,30 | RCC |
| EB-85 | 85 | 0,6 | 3,0 | 0,11 | 54,40 | RCC |
| EB-120 | 120 | 0,4 | 3,0 | 0,19 | 66,70 | RCC |
| EG-60 | 60 | 0,9 | 2,0 | 0,13 | 30,80 | RCC |
| EG-85 | 85 | 0,6 | 2,0 | 0,08 | 47,30 | RCC |
| EG-120 | 120 | 0,4 | 2,1 | 0,13 | 71,30 | RCC |

A Figura 4.4 ilustra a resposta carga-deslizamento para os grupos EB e EG. A taxa de armadura de flexão controla a fissuração da amostra e conseqüentemente aumenta a carga última. Também foi possível observar que os espécimes do grupo efeito apresentaram menores valores de carga última devido à sobreposição de projeções de ruptura do cone de

concreto.

A ruptura do cone de concreto (RCC) ocorreu em todos os ensaios experimentais. A fissura iniciou-se na cabeça e estendeu-se até a face do prisma de concreto, com inclinação variando entre 22° e 32°. Os resultados do monitoramento das deformações da armadura de flexão e da barra cabeça durante a execução do ensaio mostraram que, na maioria dos espécimes, não houve ruptura por flexão dos membros de concreto, uma vez que não houve escoamento da armadura de flexão. O estudo das deformações internas e externas das barras com cabeça indica que o intertravamento mecânico entre a cabeça e a superfície do concreto governa o mecanismo de resistência. Ferreira *et al.* (2021) observaram comportamento semelhante em seu estudo.

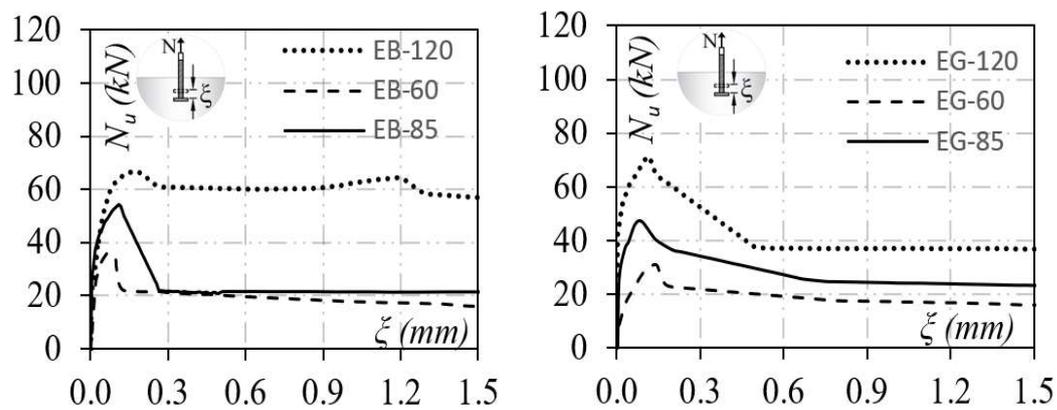


Figura 4.4 - Curvas carga deslizamento dos testes experimentais. Fonte: Adaptado de Lima (2019).

5 MODELO NUMÉRICO 3D

5.1 ANÁLISE EXPLÍCITA DINÂMICA

A fim de prever o comportamento ao arrancamento de ancoragens sob tração em substratos de concreto dos testes experimentais descritos na seção anterior, um modelo não linear de elementos finitos 3D foi desenvolvido com a utilização do software Abaqus. Uma análise explícita dinâmica foi adotada por ser capaz de simular adequadamente fenômenos estáticos e quase estáticos que envolvam problemas de contato complexo, dano e ruptura de material, como a ligação-deslizamento interfacial entre o aço e o concreto, a fissuração e o esmagamento do concreto. Estudos prévios de Genikomsou e Polak (2015), Earij et al. (2017), Shafei et al. (2021), Santana et al. (2022) e Lai et al. (2023) obtiverem sucesso em suas simulações do comportamento não linear do concreto sob diversas condições de carregamento e análise com a utilização da análise dinâmica explícita. A Figura 5.1 apresenta o fluxograma da metodologia utilizada nesta pesquisa.

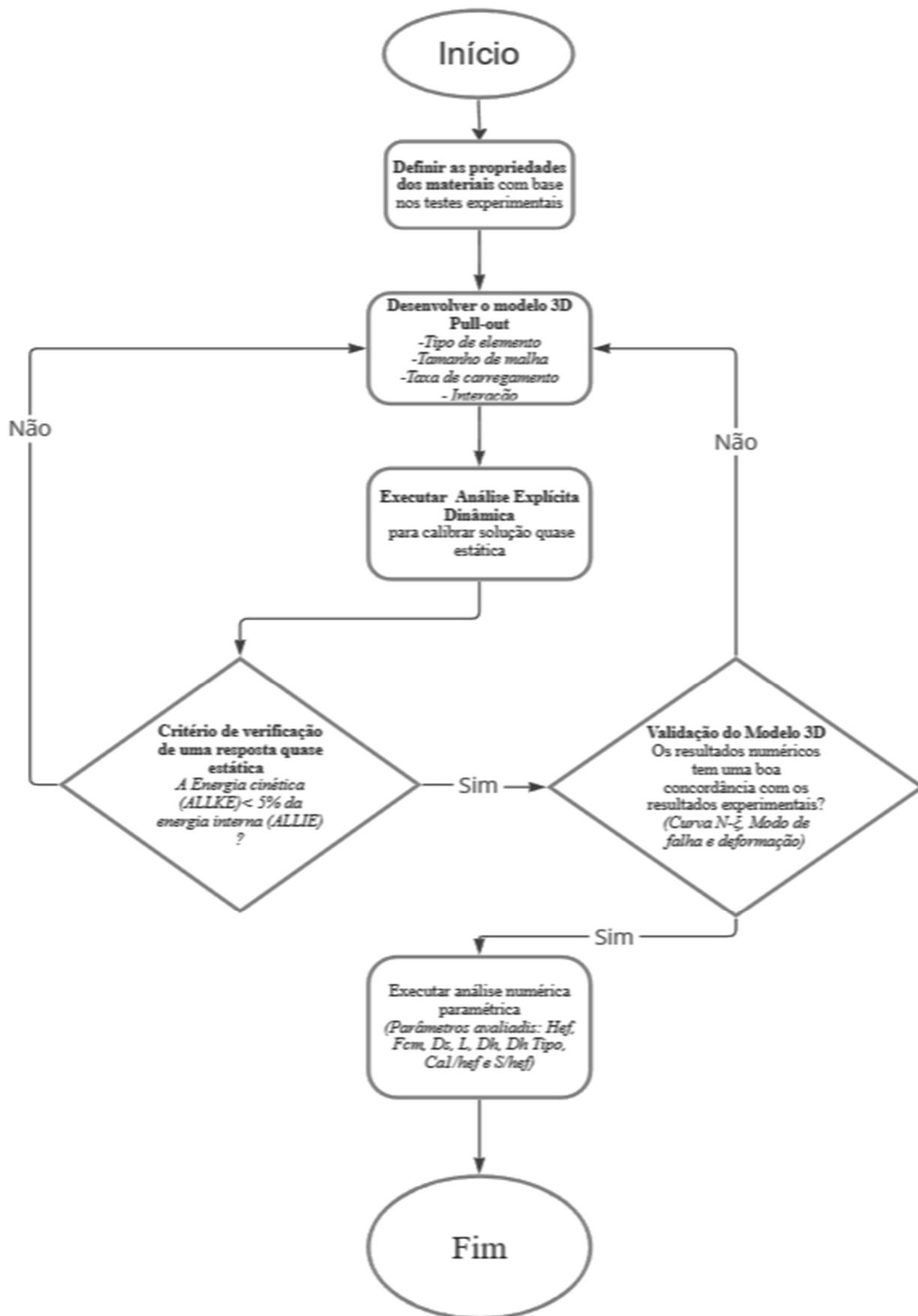


Figura 5.1 - Fluxograma da metodologia aplicada nesta pesquisa

5.2 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

O CDP está disponível no software Abaqus e foi adotado para modelagem do concreto nesse estudo. Com base em Alfarah *et al.* (2017), Lima (2018) e Santana (2020) os parâmetros de plasticidade a serem implementados no software Abaqus podem ser os apresentados na Tabela 5.1.

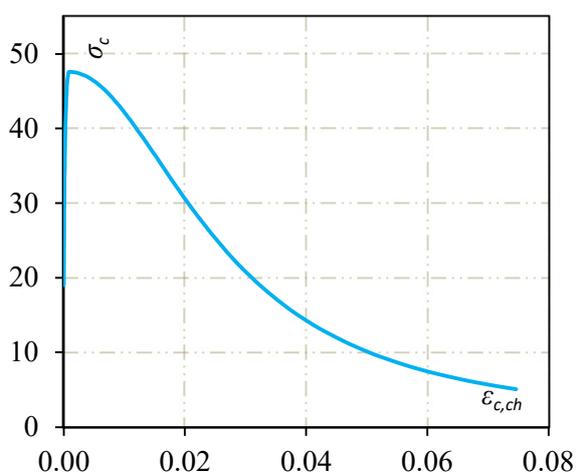
Tabela 5.1 - Parâmetros de plasticidade.

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

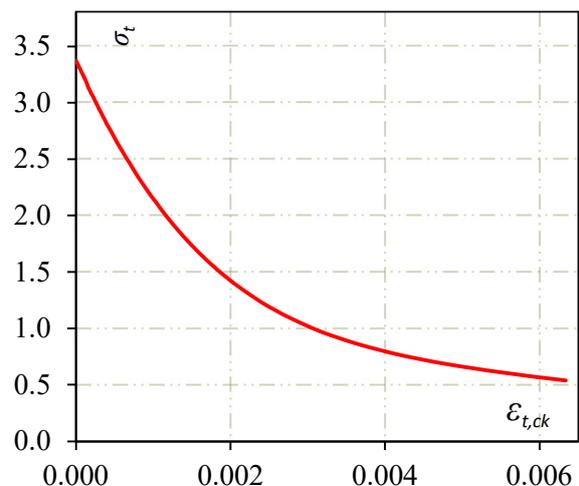
Foram adotadas as equações propostas por Alfarah *et al.* (2017) para geração das curvas à compressão e tração do concreto. A Tabela 5.2 apresenta as propriedades mecânicas experimentais fornecidas dos ensaios de caracterização do concreto realizados por Lima (2019), assim como os parâmetros calculados de acordo com o algoritmo para a geração das curvas (Figura 5.2 e Figura 5.3). Foi adotada a densidade de 2400kg/m³ para o concreto.

Tabela 5.2 - Parâmetros de Cálculo para geração de dados de entrada no CDP.

| f_{cm} (MPa) | l_{eq} (mm) | E_{ci} (MPa) | E_0 (MPa) | f_{im} (MPa) | G_{ch} (N/mm) | G_f (N/mm) | w_c (mm) | b |
|-------------------|------------------|-------------------|----------------|-------------------|--------------------|-----------------|---------------|-------|
| 47,6 | 8 | 39.000,00 | 35.419,00 | 3,38 | 15,23 | 0,077 | 0,117 | 0,976 |



(a) Diagrama tensão-deformação de esmagamento



(b) Diagrama tensão-deformação de fissuração

Figura 5.2 - Comportamento uniaxial do concreto

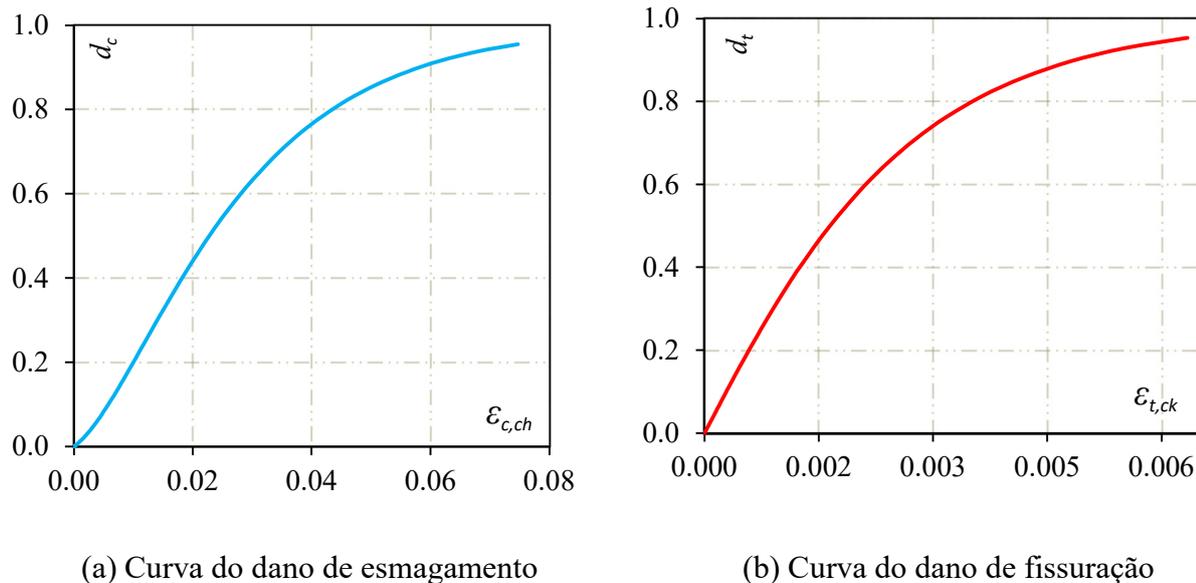


Figura 5.3 - Evolução das variáveis de dano do concreto

5.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO

O modelo adotado para representar o comportamento do aço da barra com cabeça e da armadura do prisma de concreto foi o elástico perfeitamente plástico (Earij *et al.*, 2017). Este modelo adota critério de escoamento de *Von Mises*, com regra de fluxo associativa, ideal para modelagem de materiais dúcteis como o aço (Lima *et al.*, 2020). O coeficiente de Poisson foi assumido como 0,30 e a densidade como 7850 kg/m³, as demais propriedades dos aços da pesquisa experimental estão apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas do aço. Fonte: Adaptado de Lima (2019).

| Θ_s (mm) | f_y (MPa) | ε_y (%) | E_s (MPa) |
|--------------------|----------------|------------------------|----------------|
| 5,0 | 714 | 5,53 | 202.000 |
| 6,3 | 688 | 3,38 | 200.000 |
| 12,5 | 557 | 3,23 | 181.000 |
| 16,0 | 545 | 3,18 | 188.000 |
| 20,0 | 545 | 2,85 | 194.000 |

5.4 AFERIÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

A aferição do modelo de elementos finitos representa o processo de ajuste dos parâmetros necessário para garantir que o modelo numérico represente de forma precisa o verdadeiro comportamento dos testes experimentais de barras com cabeça embutidas em concreto de Lima (2019). Esse processo é essencial para melhorar a confiabilidade e a precisão das previsões geradas pelo modelo numérico e para avaliar a influência de propriedades do material, tamanho e tipo dos elementos da malha e taxa de carregamento na simulação. Neste item, uma série de testes são realizados para cada parâmetro acima citado baseado nas pesquisas de arrancamento de barras com cabeça de Nilforoush (2017) e Santana (2020) e tomado como exemplo o modelo EG-60 com efeito simultâneo de borda e de grupo.

5.4.1 Taxa de carregamento de deslocamento

Para avaliar a influência da taxa de carregamento, o modelo numérico foi simulado com várias taxas de carregamento igual a 100, 50, 25 e 10 e 5 (mm/s). A Figura 5.4 mostra a comparação de curvas de carga-deslocamento obtidas numericamente com várias taxas de deslocamento. Como pode ser visto, a carga de pico e o deslizamento da ancoragem aumentam com o aumento da taxa de carregamento.

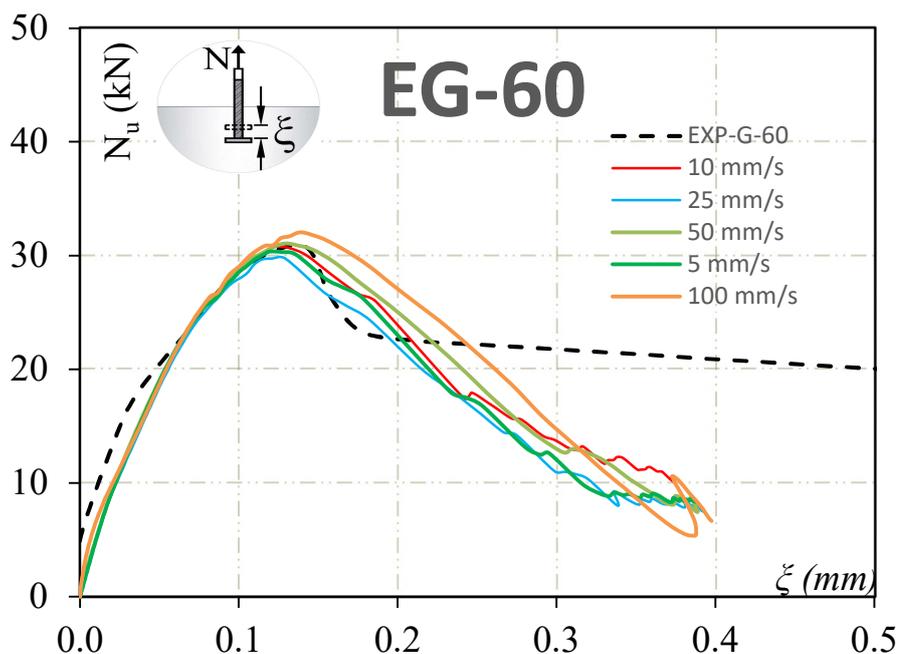


Figura 5.4 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversas taxas de carregamento.

Portanto, a taxa de deslocamento deve ser definida cuidadosamente para simulação de arrancamento de cabeça âncoras. Com base em comparações, a melhor concordância com os resultados do teste foi obtida com uma taxa de deslocamento de 10 mm/s.

Vale destacar que as curvas pós-pico do modelo numérico não se aproximam do modelo experimental pelo fato do ensaio experimental considerar um carregamento com controle de força diferente do modelo numérico que considera o carregamento com controle de deslocamento.

5.4.2 Estudo da energia de fratura do concreto

Na calibração do modelo numérico foram utilizados os valores de energia de fratura do concreto G_f igual a 0,045, 0,077 e 0,146 em (N/mm), esses valores foram definidos com base na pesquisa de Nilforoush (2017). A comparação das curvas carga-deslocamento obtido a partir de análises de modelos numéricos com vários valores de energia de fratura do concreto e o resultado experimental é mostrado em Figura 5.5.

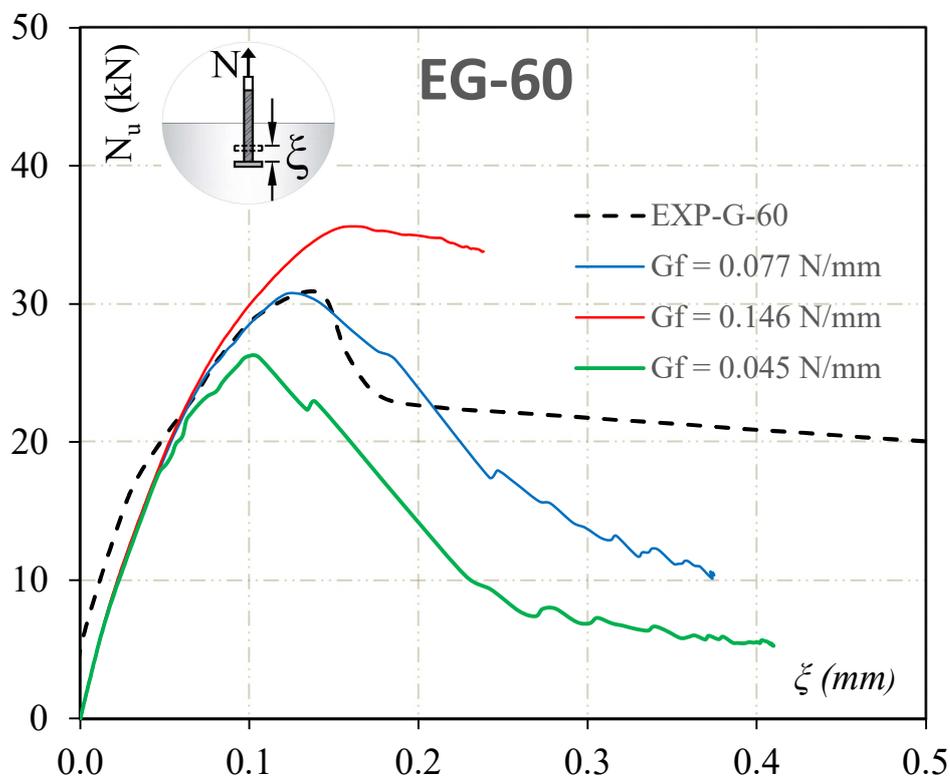


Figura 5.5 - Curvas carga-deslizamento do modelo numérico com diversos valores de fratura do concreto energia.

Observa-se que a carga última da ancoragem aumenta com o aumento da energia de fratura do concreto. Adicionalmente, os deslizamentos das barras com cabeça na carga de pico e na carga de pós-pico aumentam consideravelmente com aumentando a energia de fratura do concreto, o que, segundo Nilforoush (2017) representa um comportamento mais dúctil da ancoragem. Baseado nessas comparações, a melhor concordância com os resultados experimentais obtidos para a energia de fratura do concreto é $G_f = 0,077$ (N/mm).

5.4.3 Ângulo de dilatância

Por ser o parâmetro de plasticidade com maior divergência entre os pesquisadores sobre o seu valor, conforme abordado no capítulo 3, o ângulo de dilatância, ψ , foi alvo de calibração do modelo numérico. Para investigar esse parâmetro foram utilizados ângulos variando entre 10°, 13°, 16 °, 20 ° e 30°, baseado em Santana (2020). A Tabela 5.4 apresenta os resultados de carga última dos modelos numéricos para os diversos valores de ângulo de dilatância e a Figura 5.6 apresenta as curvas de carga deslizamento para os diversos valores do ângulo de dilatância aqui discutidos. Pode-se observar que houve um acréscimo no valor de carga última com o aumento do ângulo de dilatância, mas pouco significativo até o ângulo de 30°.

Baseado nessas comparações desenvolvidas e nas pesquisas de Alfarah *et al.* (2017), Lima (2018) e Santana (2020), a melhor aproximação do modelo numérico com o modelo experimental é com ângulo de dilatância $\psi = 13^\circ$.

Tabela 5.4 - Resultados de carga última para os diversos valores de ângulo de dilatância

| Ângulo de dilatância | Resultados numéricos | | $N_{u,EXP}/N_{u,FEA}$ | $\xi_{,EXP}/\xi_{,FEA}$ |
|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------|
| | $N_{u,EXP}$ (kN) | $\xi_{,EXP}$ (mm) | | |
| 10 | 29.8 | 0.12 | 0.966 | 0.78 |
| 13 | 30.8 | 0.12 | 1.000 | 1.06 |
| 16 | 30.88 | 0.12 | 1.002 | 1.17 |
| 20 | 31.12 | 0.13 | 1.010 | 0.92 |
| 30 | 31.8 | 0.14 | 1.033 | 0.92 |
| EG-60 | 30.80 | 0.14 | | |

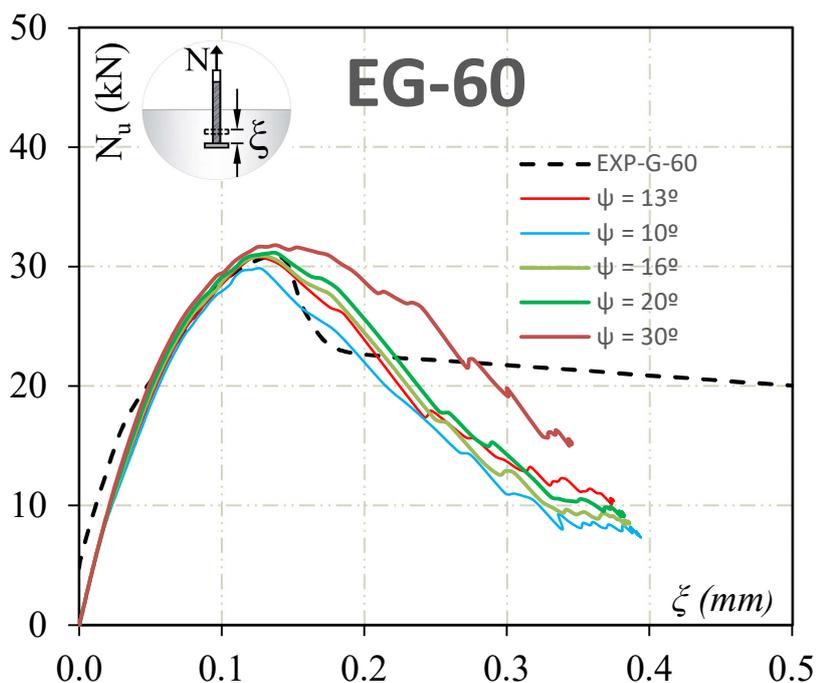


Figura 5.6 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversos ângulos de dilatância.

5.4.4 Estudo e seleção tipo de elemento finito e densidade da malha

Para garantir a objetividade da análise numérica em relação ao tipo de elementos finitos, diferentes configurações do prisma de concreto foram avaliadas, em algumas análises foi considerado o mesmo tipo de elemento finito para todo o prisma e em outras análises foi considerado a combinação de dois tipos de elementos, nas regiões entre eixos dos apoios e na região fora dos apoios.

A Tabela 5.5 resume os resultados da utilização de diferentes tipos de elementos finitos no modelo. É possível observar que a configuração (D), dada pela combinação de elementos C3D8 entre eixos dos apoios, C3D8R na região externa, é a que melhor explica o comportamento da barra com cabeça em termos de carga última, esses resultados são condizentes com Santana (2020). Embora a configuração (B) não esteja descartada, com a presença de elementos C3D8 em todo o prisma e menor tempo de simulação e carga última similar à configuração (D).

Tabela 5.5 - Resultados de carga última para diferentes tipos de elementos finitos

| Model | Parte do prisma | Tipo de elemento | Resultados Numéricos | | $N_{u,EXP}/N_{u,FEA}$ | t (h:min) |
|-------|-----------------|------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-----------|
| | | | $N_{u,FEA}$ (kN) | $\xi_{,FEA}$ (mm) | | |
| A | Interno | C3D8R | 30.33 | 0.14 | 1.02 | 00:13 |
| | Externo | C3D8R | | | | |
| B | Interno | C3D8 | 30.76 | 0.13 | 1.00 | 00:38 |
| | Externo | C3D8 | | | | |
| C | Interno | C3D8I | 25.70 | 0.11 | 1.20 | 01:02 |
| | Externo | C3D8I | | | | |
| D | Interno | C3D8 | 30.79 | 0.12 | 1.00 | 00:43 |
| | Externo | C3D8R | | | | |
| E | Interno | C3D8I | 25.66 | 0.11 | 1.20 | 00:50 |
| | Externo | C3D8R | | | | |
| | | EG-60-EXP | 30.8 | 0.13 | | |

Em termos de curva carga deslizamento não há diferença nas curvas quando da utilização dos elementos C3D8 e C3D8R independente da configuração. A única diferença é observada com a utilização do elemento C3D8I nas configurações C e E em comparação as configurações A, B, e D (ver Figura 5.7).

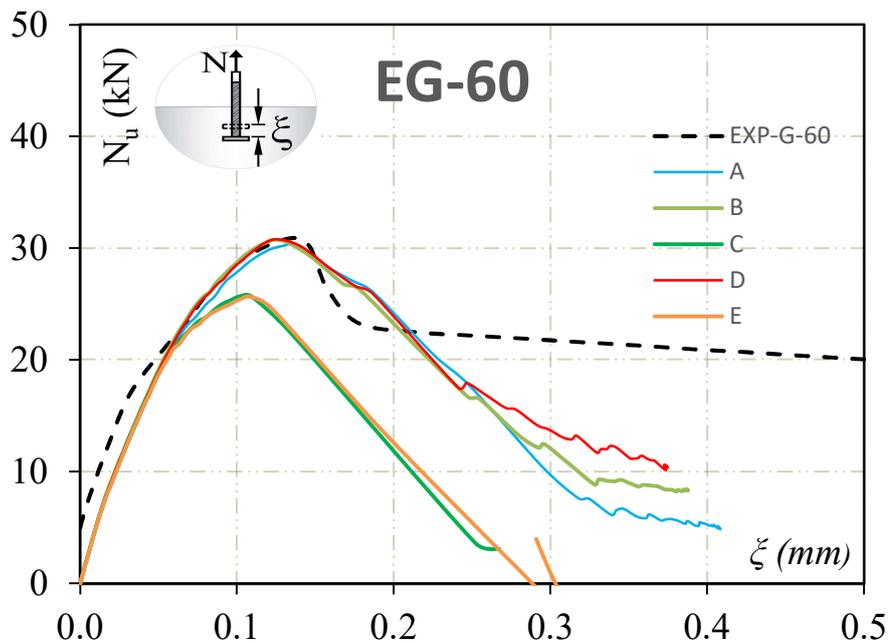


Figura 5.7 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversos comprimentos de malha.

Da mesma forma que para a seleção do tipo de elemento finito, para a densidade da malha o modelo numérico foi discretizado e simulado com tamanhos de 6, 8, 10 e 14 mm entre eixos dos apoios que abrange a área de influência da ruptura do cone de concreto $3h_{ef}$ e externo a esses eixos tamanho de malha constante 25 mm.

As curvas carga-deslocamento obtidas para os modelos numéricos estão na Figura 5.8. Como pode ser visto, quanto maior é o tamanho da malha maiores são os resultados de carga de pico e deslizamento da ancoragem. Com base nessas comparações a melhor aproximação do modelo numérico é o tamanho de malha $l_{eq} = 8$ mm.

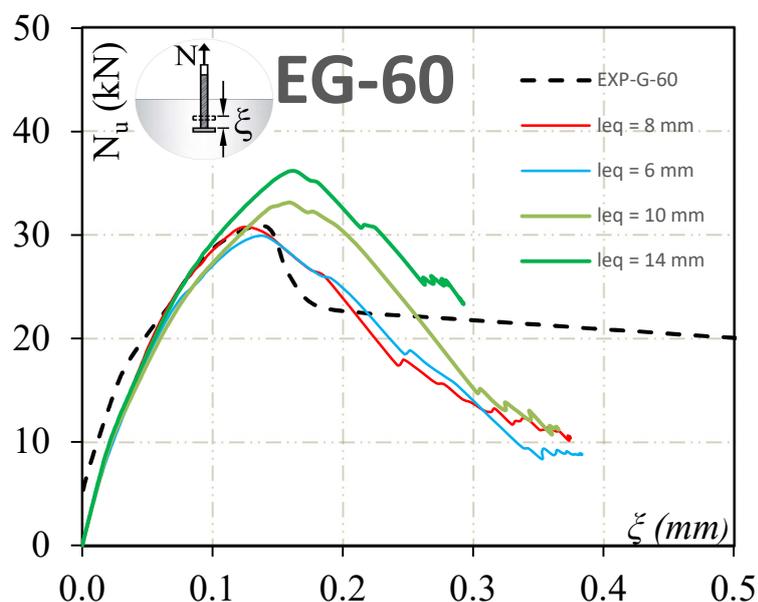


Figura 5.8 - Curvas carga-deslocamento obtidas a partir de análises do modelo numérico com diversos comprimentos de malha.

5.5 TIPOS DE ELEMENTO E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Após análise de sensibilidade do item 5.4, o tipo de elemento e o tamanho da malha foram definidos para elaboração do modelo numérico. Os elementos C3D8 e C3D8R foram utilizados para modelar o prisma de concreto, o elemento T3D2 foi utilizado para modelar a armadura embutida no concreto e barra com cabeça assim como os suportes foram modelados com o elemento C3D8R (ver Figura 5.9).

Os elementos prismáticos C3D8 possuem 8 pontos de integração. Este elemento pode ser usado para modelagem 3D de sólidos com ou sem armadura e é capaz de contabilizar fissuração do concreto sob tensão, esmagamento do concreto sob compressão, fluência e grandes deformações (Abaqus, 2014). Então, estes elementos foram utilizados na

discretização da região entre os suportes com tamanho de malha igual a 8 mm devido à concentração de tensões e deformações onde está localizada a projeção horizontal da ruptura do cone de concreto que é teoricamente igual a $3h_{ef}$ como estabelece o ACI-318 (2019), enquanto o concreto mais afastado da região das ancoragens, em que há pouca variação de tensão, foi discretizada com elementos do tipo C3D8R e tamanho de malha igual 25 mm.

Os elementos com integração reduzida C3D8R e controle de ampulheta são frequentemente utilizados para modelar elementos prismáticos de aço e concreto. Diferente dos elementos C3D8 possuem apenas 1 ponto de integração para o cálculo de tensões e deformações e por isso apresentam menos tempos de solução. A barra com cabeça foi discretizada com este elemento e tamanho de malha igual a 5 mm na ligação com o concreto para obter resultados mais precisos, e na região fora do prisma de concreto o tamanho da malha foi igual a 10 mm.

Os elementos de treliça T3D2 são barras unidimensionais que se deformam por estiramento axial apenas. Eles são unidos por pinos em seus nós; apenas os deslocamentos translacionais e o vetor de posição inicial em cada nó são usados na discretização (Abaqus, 2014). Estes elementos foram utilizados para discretizar a armadura de flexão e o estribo do prisma de concreto.

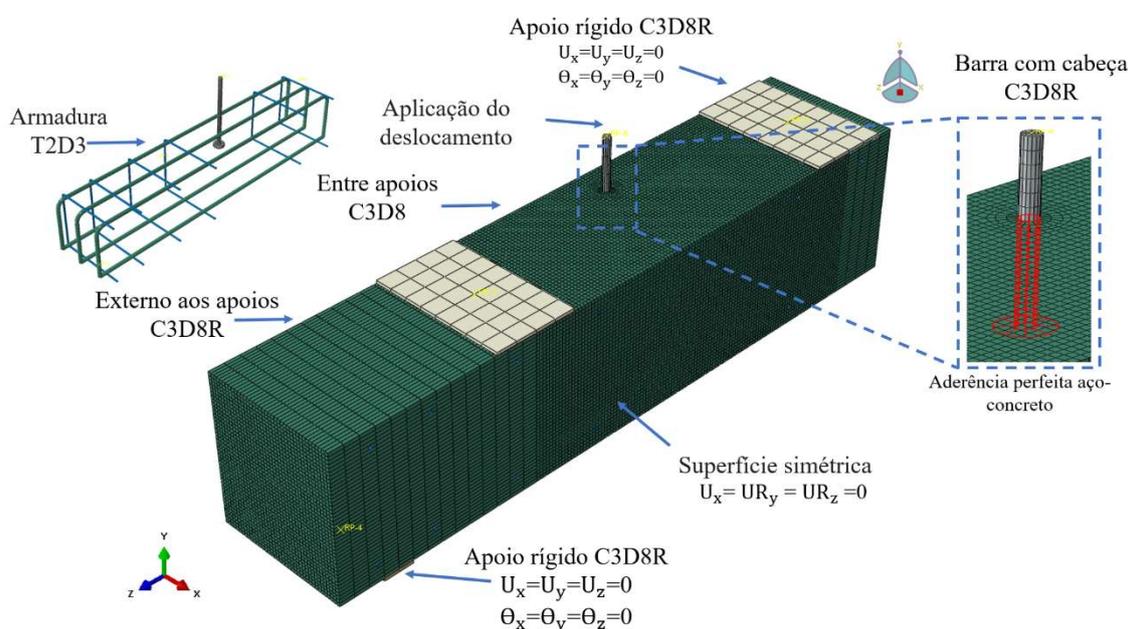


Figura 5.9 - Malha e elementos finitos do modelo 3D.

5.6 CONDIÇÕES DE APOIO, INTERAÇÕES E APLICAÇÃO DE CARGA

As condições de apoio dos testes experimentais foram preservadas em relação à modelagem numérica. Restrições de rotação e deslocamento foram aplicadas nos suportes do prisma de concreto, apenas o deslocamento na direção da força de tração no eixo- Y da barra com cabeça foi permitido (Figura 5.10a). A fim de obter uma solução quase estática do procedimento dinâmico explícito, é essencial manter os efeitos inerciais minimizados aplicando taxas de carregamento lento e suave (Qureshi *et al.*, 2011). Baseado em Genikomsou e Polak (2005) uma amplitude do tipo suave foi aplicada variando de 0 mm/s a 10 mm/s para que a energia cinética (ALLKE) da estrutura deformada não extrapolasse uma pequena fração, tipicamente 5%, de sua energia interna (ALLIE) durante a maior parte da simulação (Abaqus, 2014).

Adicionalmente, por questões de simetria da geometria do modelo experimental, método de carregamento e condições de contorno apenas metade do modelo foi desenvolvido. Segundo Maia (2018), de forma geral as condições de simetria em relação a um plano estabelecem que os deslocamentos na direção normal ao plano devem ser nulos e que as rotações em relação aos eixos contidos no plano também devem ser nulas. Na Figura 5.10b superfície 1 é considerada simétrica no eixo- X , e, portanto, todos os nós do modelo que estão localizados nesta superfície são impedidos de transladar na direção X e girar nas direções Y e Z , ou seja, $U_x = U_{Ry} = U_{Rz} = 0$. Com a redução dos nós do modelo houve também uma considerável redução no custo computacional das análises.

Para modelar o contato entre a superfície do concreto e a superfície da barra com cabeça foi assumido que existe uma aderência perfeita entre as superfícies. Para isso um modelo de restrição de ligação baseado em superfície foi utilizado para garantir a ligação perfeita (Figura 5.10c). Esta técnica une as duas superfícies separadas, restringindo cada um dos nós da superfície escrava a ter o mesmo movimento que a superfície mestre de modo que não haja movimento relativo entre as superfícies (Abaqus, 2014). Essa mesma técnica foi utilizada em simulações mecânicas e análise de tensão não linear para ligar o concreto e o aço por Lima *et al.* (2020) e Santana *et al.* (2022).

Para descrever a interação entre a armadura e o concreto foi utilizada uma restrição do tipo “*Embedded Region*” torna o concreto um hospedeiro, e seus nós têm a função de restringir os graus de liberdade dos nós da armadura embutida, garantindo assim a perfeita aderência entre o concreto e a armadura (ver Figura 5.10d).

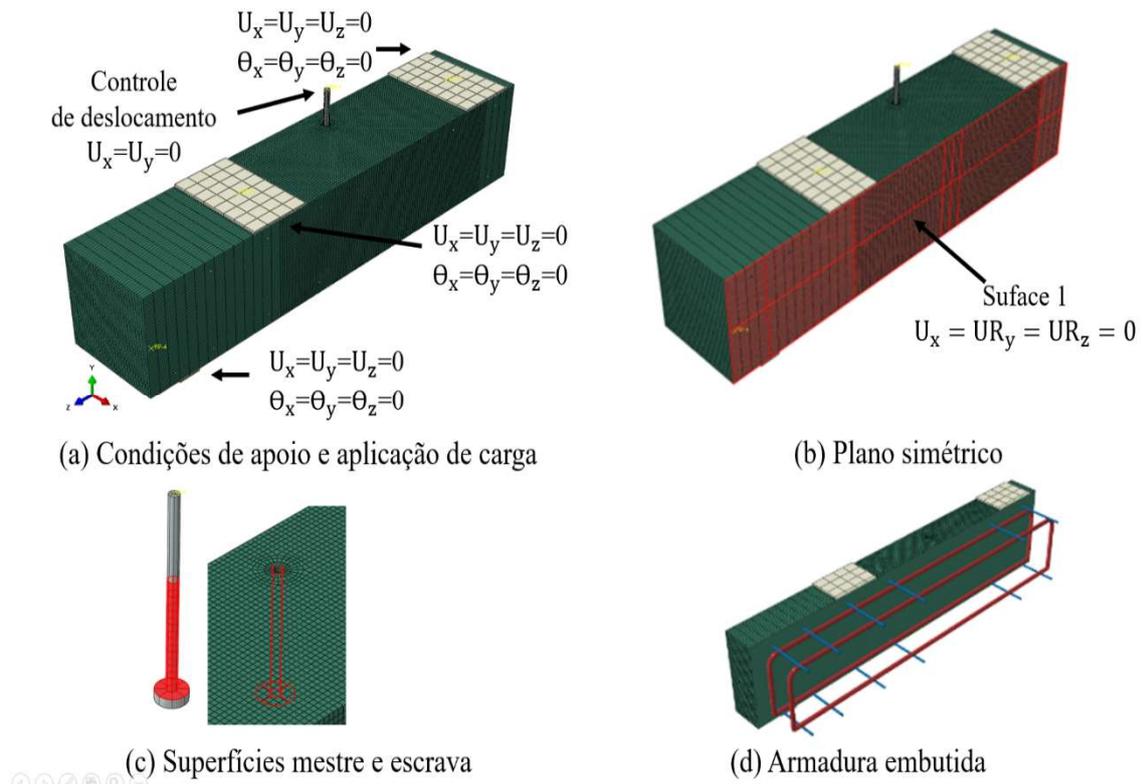


Figura 5.10 - Condições de contorno, simetria e aplicação de carga.

6 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Cada modelo numérico foi validado contra os resultados experimentais das curva carga-deslizamento, deformação interna e externa da barra com cabeça e a deformação da armadura longitudinal nas proximidades da barra com cabeça. Além disso, a resposta quase estática foi validada com base no balanço de energia do sistema e os resultados numéricos foram verificados contra as estimativas do ACI-318 (2019).

6.1 COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS CARGA-DESLIZAMENTO, NUMÉRICO X EXPERIMENTAL

A Tabela 6.1 apresenta os valores de carga última e escorregamento na ruptura dos modelos numéricos e experimentais dos grupos EB e EG. Todos os modelos apresentaram ruptura do cone de concreto (RCC). A relação entre as cargas últimas experimentais e numéricas apresentou média igual a $N_{u,EXP}/N_{u,FEA} = 1,04$ e desvio padrão de 0,04, enquanto a relação entre os deslizamentos experimentais e numéricos na carga última foi igual a $\zeta_{EXP}/\zeta_{FEA} = 1,04$ e desvio padrão de 0,16. Estes resultados confirmam a excelente concordância entre os modelos numérico e experimental.

Tabela 6.1 - Comparação dos valores de carga última experimental vs. experimental.

| Espécime | Resultados experimentais | | Resultados numéricos | | Modo de ruptura | $N_{u,EXP}/N_{u,FEA}$ | ζ_{EXP}/ζ_{FEA} |
|----------|--------------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------|-----------------------|---------------------------|
| | $N_{u,EXP}$ (kN) | ζ_{EXP} (mm) | $N_{u,FEA}$ (kN) | ζ_{FEA} (mm) | | | |
| EB-60 | 36,3 | 0,07 | 36,05 | 0,09 | RCC | 1,01 | 0,73 |
| EB-85 | 54,4 | 0,11 | 49,58 | 0,09 | RCC | 1,10 | 1,22 |
| EB-120 | 66,7 | 0,17 | 66,91 | 0,16 | RCC | 1,00 | 1,08 |
| EG-60 | 30,8 | 0,14 | 30,79 | 0,12 | RCC | 1,00 | 1,14 |
| EG-85 | 47,3 | 0,09 | 43,36 | 0,08 | RCC | 1,09 | 1,13 |
| EG-120 | 71,30 | 0,11 | 66,35 | 0,12 | RCC | 1,07 | 0,94 |
| | | | | | Média | 1,04 | 1,04 |
| | | | | | Desvio – padrão | 0,04 | 0,16 |

Nota: RCC: ruptura do cone de concreto; ζ : deslizamento.

Adicionalmente, a Figura 6.1 compara as curvas carga-deslizamento dos modelos experimentais e numéricos dos grupos EB e EG; as linhas tracejadas representam o comportamento experimental e a linha sólida representa o comportamento numérico. Ambos

os grupos apresentam excelente concordância entre as curvas numéricas e experimentais em relação à rigidez inicial, carga última e deslizamento. Portanto, o modelo é adequado para prever o arrancamento de barras com cabeça embutidas no concreto. Resultados semelhantes foram observados na pesquisa de Santana *et al.* (2022) e Lai *et al.* (2023).

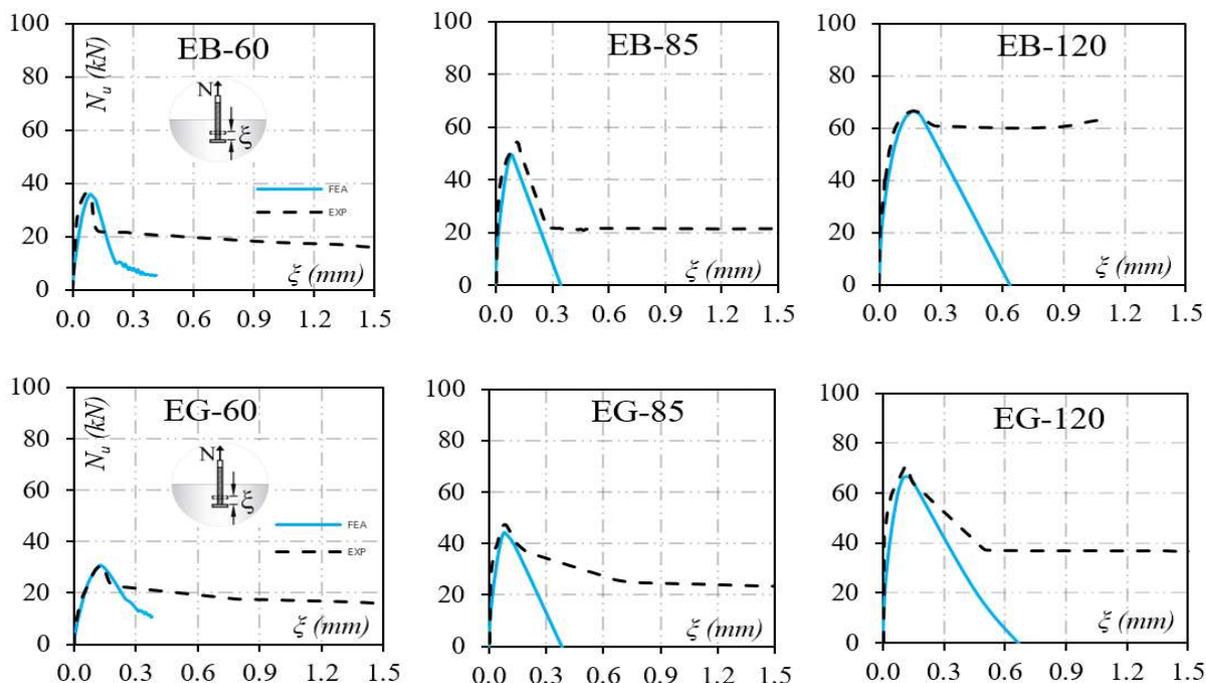


Figura 6.1 - Comparação carga-deslizamento numérico x experimental dos grupos EB e EG.

6.2 VALIDAÇÃO DA SOLUÇÃO QUASE ESTÁTICA

A validação da solução quase estática é necessária para verificar a possibilidade de efeitos inerciais indesejáveis associados ao rápido aparecimento de fissuras no concreto decorrente do arrancamento da barra com cabeça. Esta validação é realizada com base no balanço energético do sistema. Como pode ser visto na Figura 6.2, a partir do histórico da energia cinética e interna durante o processo de arrancamento da barra com cabeça para todos os modelos, a energia cinética permaneceu em um nível baixo, em menos de 5% da energia interna, conforme estabelecido pelo Abaqus (2014) e, portanto, os efeitos inerciais podem ser desprezados. Análise similar foi realizada por Ke *et al.* (2022).

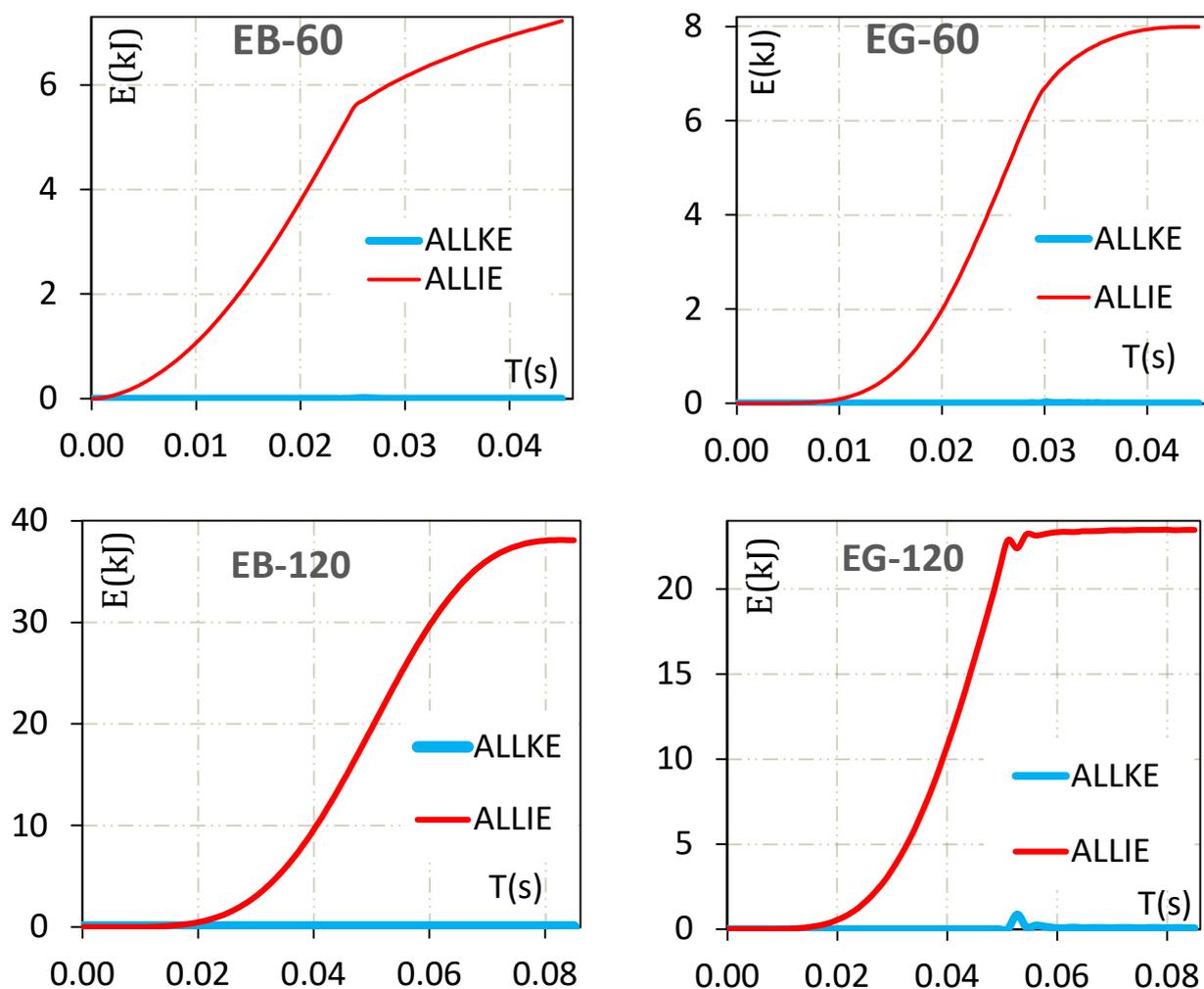


Figura 6.2 - Balanceamento energético de modelos computacionais.

6.3 PADRÕES DE FISSURAÇÃO

Com o auxílio da variável de dano à tração (DAMAGET) e com a utilização da sub-rotina *Element Deletion* é possível identificar o caminho da fissuração do concreto e eliminar os elementos que foram totalmente danificados à tração.

Como exemplo, na Figura 6.3 estão o padrão de fissuração dos modelos EB-60, EB-120, EG-60 e EG-120. A fissura iniciou-se na cabeça do dispositivo e estendeu-se até atingir a superfície da armadura de flexão. O padrão de fissuração dos modelos computacional e experimental foi abordado adequadamente, sendo a menor inclinação de 16° nos espécimes EB-60 e a maior de 33° no EB-120 espécimes. Estes resultados foram diferentes do ângulo de 35° estabelecido nas normas ACI-318 (2019) e EN 1992-4 (2018). Essa diferença do ângulo com o valor normativo pode estar relacionada à taxa de armadura de flexão dos espécimes, que variou entre 1,27% e 1,38% nos espécimes EB e de 1,68% a 1,75% nos espécimes do grupo EG. Ferreira *et al.* (2021) desenvolveram ensaios experimentais de barras com cabeça

em elementos de concreto sem efeito de borda e efeito de grupo. Eles concluíram que o aumento da taxa de armadura de flexão aumentou o controle de fissuração e enrijeceu a resposta carga-deslizamento de arrancamento. Portanto, houve uma alteração na inclinação da superfície de ruptura do cone de concreto, independente do comprimento de embutimento da barra com cabeça. Os espécimes com maior taxa de armadura de flexão apresentaram o menor ângulo de inclinação. Portanto, resultados equivalentes quanto à influência da taxa de armadura de flexão foram observados na presente pesquisa, uma vez que o grupo EG com maior relação de aço também apresentou os menores ângulos de ruptura.

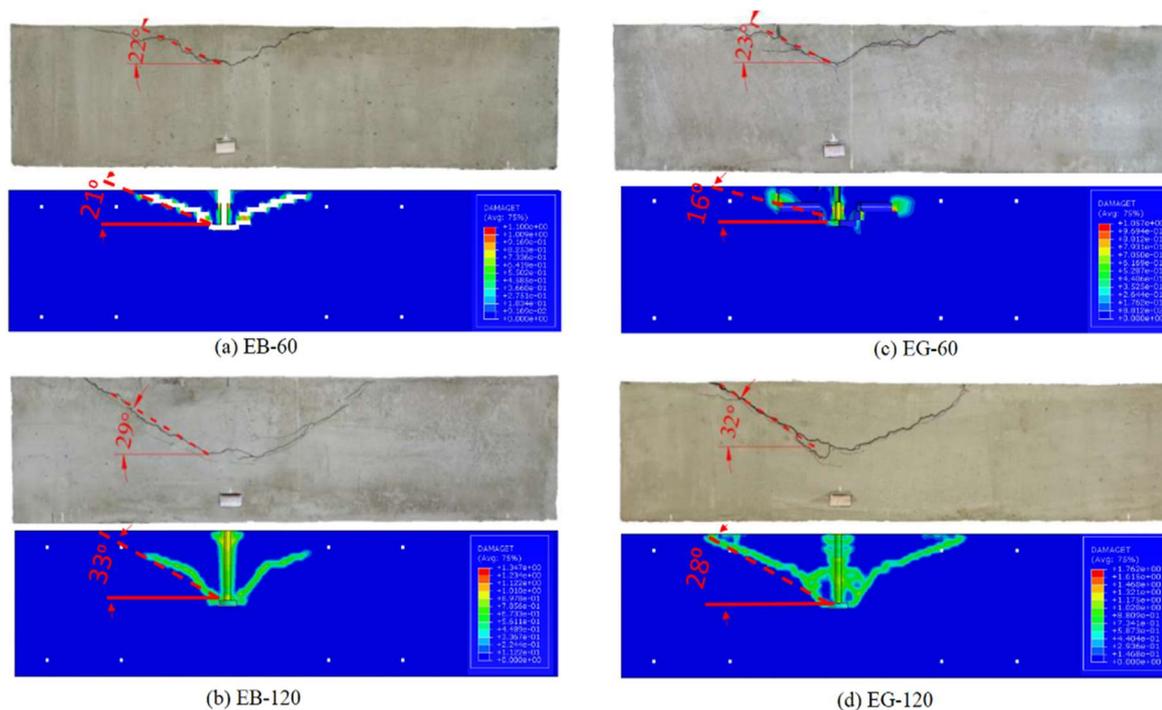


Figura 6.3 - Padrão de fissuras.

Por outro lado, observou-se que para modelos com comprimentos de embutimento h_{ef} igual a 60 mm, em ambos os grupos EB e EG, a fissura tendeu a seguir o sentido longitudinal da armadura de flexão, tanto no modelo experimental quanto no modelo numérico. Isto pode estar relacionado ao pequeno comprimento de embutimento da barra com cabeça e à proximidade da superfície da armadura de flexão, que funciona como uma descontinuidade e reduz o volume de concreto disponível para transferir as forças de tração. A consequência é o aparecimento de delaminação em direção à armadura. Um fenômeno semelhante foi estudado por Eligehausen *et al.* (2006).

Com base no estudo de Eligehausen e Sawade (1989), o comportamento da ruptura do cone de concreto foi analisado no modelo numérico EB-120, em pontos escolhidos ao longo de uma linha na superfície de ruptura que iniciava na cabeça da barra e terminava na superfície de concreto. Os resultados das deformações e tensões principais de tração no plano de fratura ao longo da superfície de ruptura do cone de concreto foram extraídos para uma carga em serviço de $N/N_u = 0,3$ e uma carga de quase ruptura de $N/N_u = 0,9$. Como resultado do aumento da carga de 30% para 90% da carga última N_u , houve um aumento nas deformações no sentido da cabeça do dispositivo para a superfície do concreto, conforme visto na Figura 6.4a. Além disso, houve uma redistribuição das tensões de tração com a formação de microfissuras, e a mudança pode ser observada na localização da tensão máxima de tração em direção à superfície do concreto. Segundo Eligehausen e Sawade (1989), o comprimento da fissura corresponde à distância entre a cabeça do dispositivo e o ponto em que a resistência do cone do concreto é atingida. Para o espécime EB-120 a 90% N_u , o comprimento da fissura corresponde a cerca de 10% do comprimento lateral do envelope do cone (Figura 6.4b).

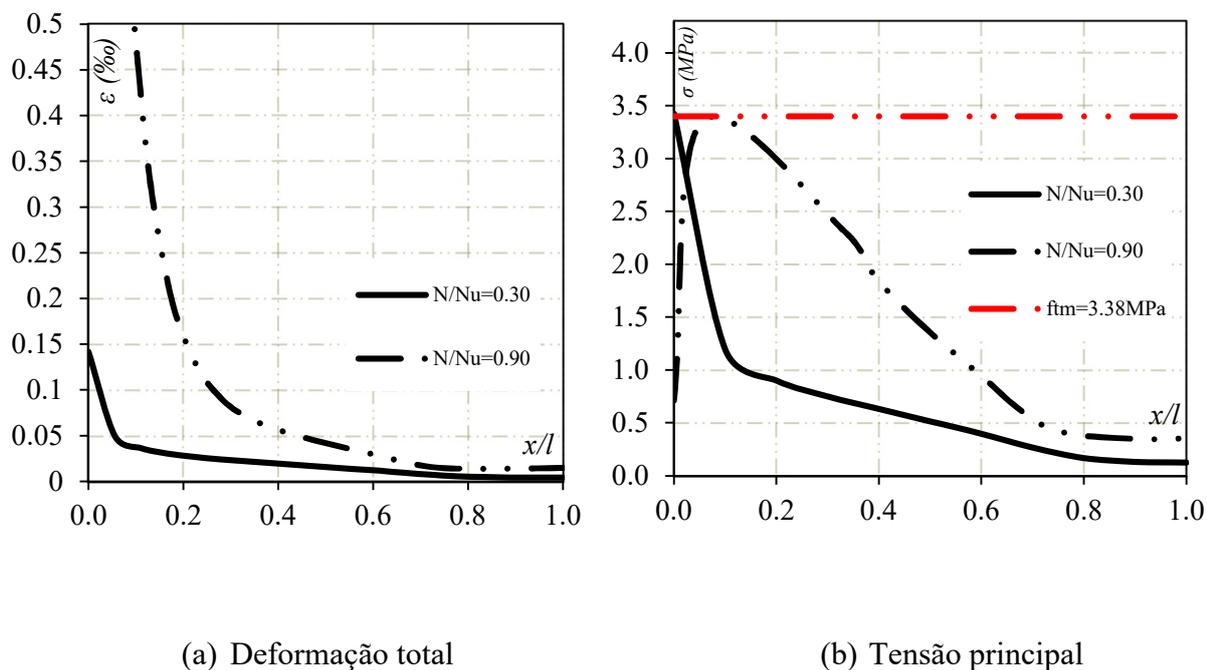


Figura 6.4 - Resultados numéricos de deformação total e tensão principal da superfície de ruptura da ruptura do cone de concreto do modelo EB-120.

6.4 VALIDAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO

As deformações das armaduras de flexão do prisma de concreto foram obtidas a partir do monitoramento das deformações nos ensaios experimentais. Essas armaduras de flexão com diâmetro $\varnothing_h = 12,5$ mm foram fabricadas com aço CA-50 e deformação de escoamento de 3,23 %. A Figura 6.5 compara a resposta à flexão da armadura dos espécimes. Observou-se que o maior valor de deformação de escoamento da armadura nos resultados numéricos foi de 0,23‰, enquanto nos ensaios experimentais foi de 0,50‰. Estes valores são muito inferiores ao limite de escoamento do aço. O aço funcionou apenas no regime elástico; portanto, não houve ruptura devido à deformação excessiva do aço durante a flexão.

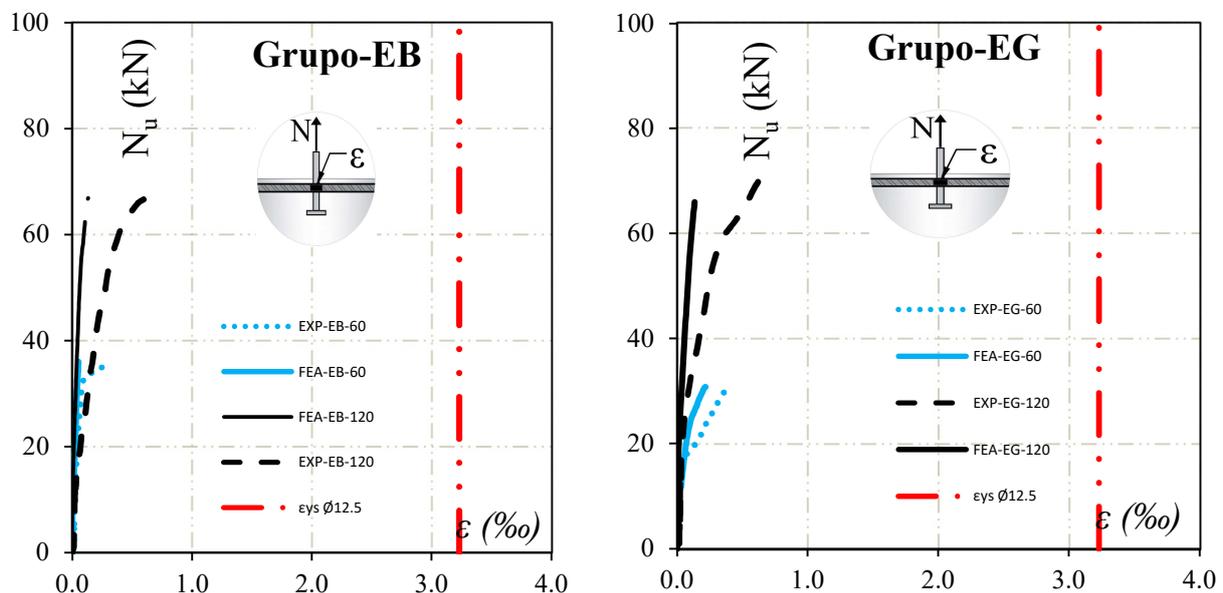


Figura 6.5 - Validação da deformação da armadura de flexão, comparação entre a deformação experimental vs. numérica.

6.5 VALIDAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DA BARRA COM CABEÇA

A Figura 6.6 compara os resultados numéricos e experimentais de deformação de barras com cabeça dentro e fora do concreto dos modelos do grupo EB e EG. O modelo numérico conseguiu prever satisfatoriamente o comportamento das deformações das barras com cabeça. Observou-se que as deformações externas da barra com cabeça foram mais significativas que as internas, e isso está relacionado ao fato de as deformações variarem da cabeça do dispositivo até a superfície do concreto de forma não linear. Os espécimes experimentais EB-120 e EG-120 apresentaram escoamento do aço da barra com cabeça. Porém, este fenômeno não ocorreu no

modelo numérico EG-120. De qualquer forma, este fenômeno não afetou a ruptura do cone de concreto.

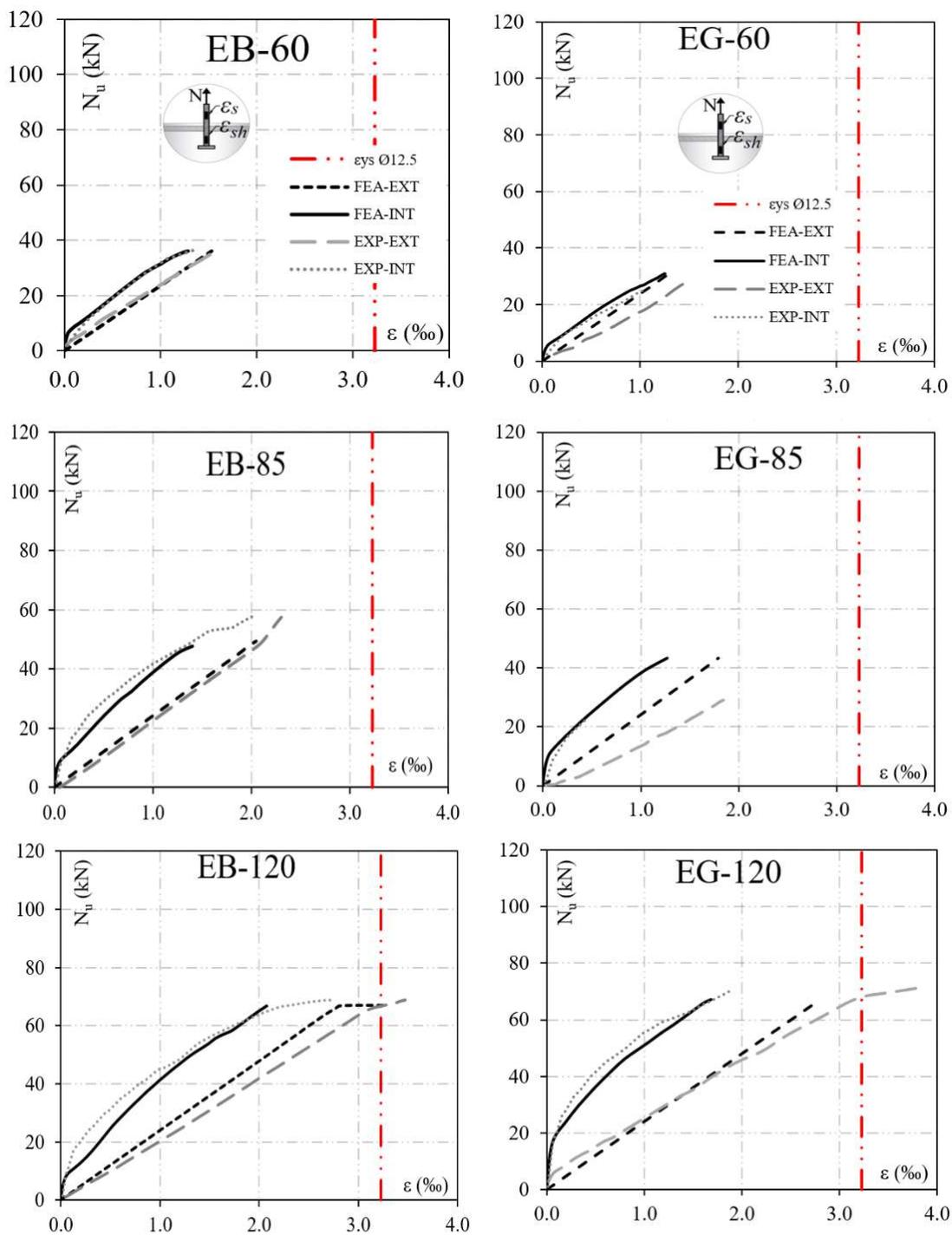


Figura 6.6 - Comparação entre as curvas carga-deformação numérica e experimental das barras com cabeça.

6.6 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS PELO MODELO DE CÁLCULO ACI 318 (2019)

Os resultados de carga última dos modelos numéricos foram avaliados em relação às prescrições normativas do ACI 318 (2019). A Figura 6.7 apresenta o gráfico da carga última calculada com ACI 318 (2019) em função da carga última extraída dos modelos numéricos. A linha tracejada vermelha representa o limite entre os valores conservadores e não conservadores. Pode-se concluir que os valores numéricos da carga última, por estarem todos à esquerda da linha limite do ACI 318(2019), favorecem a segurança. Portanto, o modelo é a favor da segurança conforme a norma analisada.

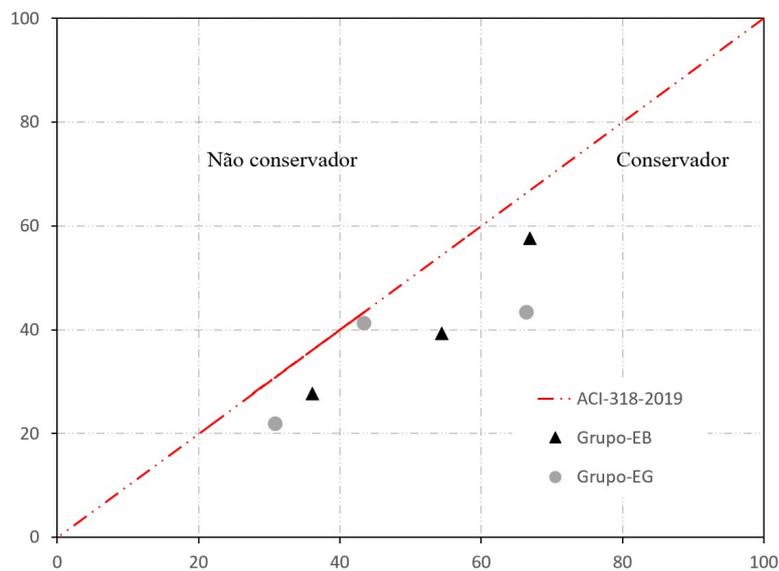


Figura 6.7 - Comparação da carga última FEA com ACI 318 (2019).

7 ESTUDO NUMÉRICO PARAMÉTRICO

Após a validação do modelo de elementos finitos, foi desenvolvido um estudo numérico paramétrico para avaliar a influência de diferentes parâmetros na resposta à ruptura do cone de concreto como forma de testar limites normativos e propor outras opções para o dimensionamento de barras com cabeça. A partir dos seis modelos iniciais validados na seção anterior, foram desenvolvidos trinta e seis modelos, realizando um total de quarenta e dois modelos numéricos para investigar o efeito de sete parâmetros que influenciam a resistência do cone de concreto em barras com cabeça embutidas em elementos de concreto. Para investigar o efeito de um parâmetro no comportamento de arrancamento da barra com cabeça, apenas o seu valor foi variado enquanto os valores dos demais parâmetros foram mantidos inalterados. Foram estudadas as seguintes variáveis: resistência à compressão do concreto f_{cm} , taxa de armadura de flexão ρ_f , geometria da cabeça, diâmetro da haste $d_{s,L}$, diâmetro da cabeça d_h/h_{ef} , efeito de borda c_{a1}/h_{ef} e efeito de grupo s/h_{ef} . A Tabela 7.1 apresenta os parâmetros estudados e seus respectivos níveis.

Tabela 7.1 - Variáveis do estudo numérico paramétrico.

| ID | Parâmetros | Níveis | | |
|----|---|--------------------|------------|--------------------|
| 1 | Resistência a compressão do concreto (f_{cm}) | 17,7 MPa | 32,7 MPa | 47,6 MPa |
| 2 | Taxa da armadura de flexão (ρ_f) | 0,88% | 1,38% | 2,26% |
| | | 1,12% | 1,74% | 2,86% |
| 3 | Geometria da cabeça | Circular | Retangular | Quadrada |
| 4 | Diâmetro da barra ($d_{s,L}$) | 10,0 mm | 12,5 mm | 16,0 mm |
| 5 | Diâmetro da cabeça (d_h/h_{ef}) | $d_h = 0,31h_{ef}$ | - | $d_h = 0,56h_{ef}$ |
| 6 | Efeito de borda (c_{a1}/h_{ef}) | 0,9 – 1,5 | | |
| 7 | Efeito de grupo (s/h_{ef}) | 0,8 – 3,0 | | |

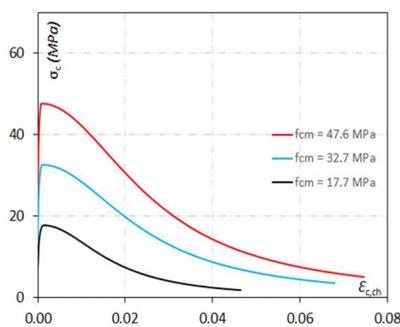
8 RESULTADO NUMÉRICO E DISCUSSÃO

8.1 EFEITO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (FCM)

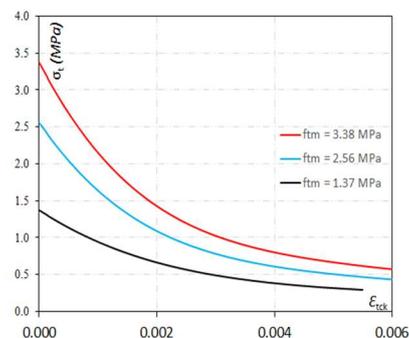
Três valores de resistência – 17,7 MPa, 32,7 MPa e 47,6 MPa, foram utilizados para avaliar a influência da resistência à compressão na carga última. As propriedades mecânicas dos dois espécimes com resistências de 17,7 MPa e 32,7 MPa foram definidas conforme as equações do modelo *CEB-FIP código 90* (1993) (Tabela 8.1). As curvas de comportamento uniaxial do concreto sob compressão e tração e a evolução dos danos para esses três tipos de concreto foram estabelecidas conforme o capítulo 4 e apresentadas na Figura 8.1.

Tabela 8.1 - Propriedades mecânicas do concreto.

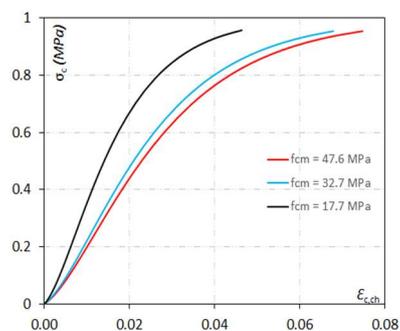
| ID | Concreto | | |
|----|-------------------|-------------------|----------------|
| | f_{cm} (MPa) | f_{tm} (MPa) | E_c (GPa) |
| 1 | 47,6 | 3,38 | 39,00 |
| 2 | 32,7 | 2,56 | 31,98 |
| 3 | 17,7 | 1,37 | 24,59 |



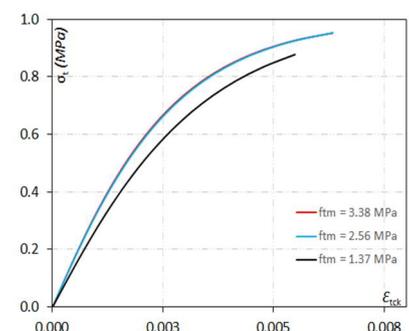
(a) Curva uniaxial à compressão



(b) Curva uniaxial à tração



(c) Evolução do dano à compressão



(d) Evolução do dano à tração

Figura 8.1 - Comportamento uniaxial do concreto para estudo paramétrico.

As Figura 8.2a e b mostram as curvas carga-deslizamento para comprimentos de embutimento h_{ef} de 60 mm e 120 mm. Observa-se que apenas o concreto com $f_{cm} = 47,6$ Mpa apresentou resultados favoráveis à segurança para ambos os comprimentos de embutimento quando comparado com os valores de referência recomendados pela ACI 318 (2019). Adicionalmente, a Figura 8.3 mostra a variação da carga última em função da variação da resistência. A carga última aumentou proporcionalmente ao aumento da resistência à compressão do concreto quando f_{cm} passou de 17,7 MPa para 47,6 MPa com $h_{ef} = 60$ mm, houve um aumento de 72%. Enquanto com o comprimento de embutimento de $h_{ef} = 120$ mm, o aumento foi de 95%. Esta proporcionalidade da carga última na ruptura do cone do concreto com a resistência do concreto está relacionada às propriedades mecânicas do concreto, como discutido no Capítulo 2. Resultados semelhantes foram observados por outros pesquisadores (Eligehausen *et al.*, 2006; Eligehausen e Sawade, 1989; Ghimire *et al.*, 2019; Zhuang *et al.*, 2021).

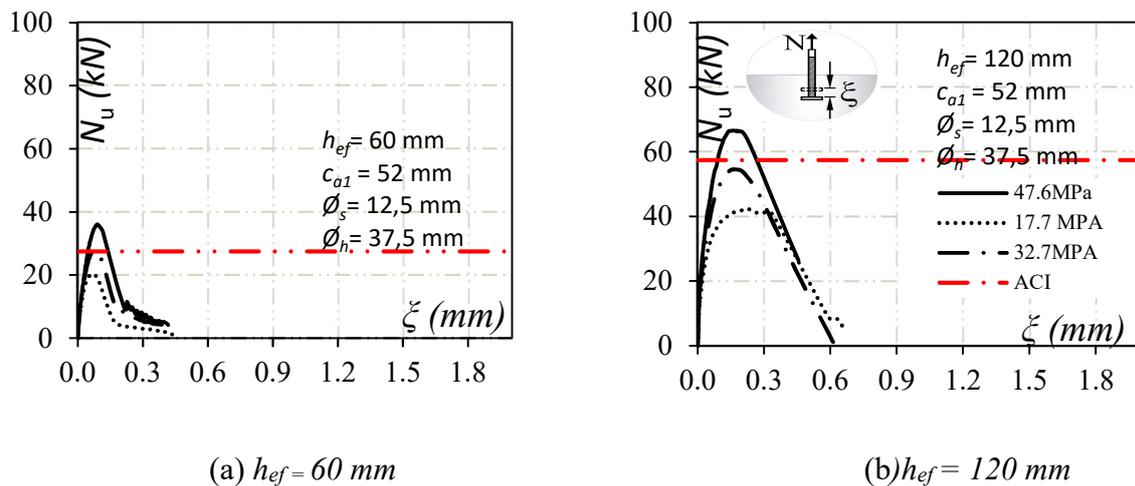


Figura 8.2 - Análise paramétrica da resistência à compressão do concreto no valor de N_u : (a) N_u x ξ , $h_{ef} = 60$ mm, (b) N_u x ξ , $h_{ef} = 120$.

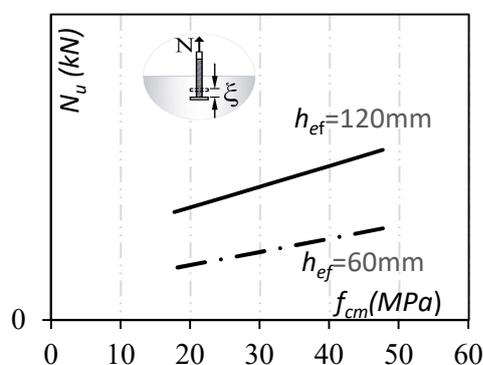


Figura 8.3 - Influência da variação da resistência do concreto no valor da carga última N_u vs. f_{cm} .

8.2 INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA DE FLEXÃO

O efeito da taxa de armadura de flexão foi avaliado nos modelos EB-60 e EG-60. Para tanto, foram utilizados diâmetros de armadura de flexão de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm em cada modelo, mantendo a configuração dos modelos iniciais e alterando apenas o diâmetro da armadura de flexão. Todos os modelos possuíam blindagem transversal constante de 6,3 mm e a mesma disposição em todos os modelos. A Tabela 8.2 apresenta as taxas de armadura de flexão de cada modelo, suas propriedades mecânicas e seus resultados de carga última. As propriedades mecânicas do aço de 10 mm e 16 mm foram determinadas por Ferreira *et al.* (2021).

Tabela 8.2 - Resultado do estudo paramétrico da variação da taxa de armadura de flexão.

| Espécime | Armadura de flexão | | | | | N_u (kN) |
|----------|--------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------|---------------|
| | n° | φ_f | f_y (MPa) | E_s (MPa) | ρ_f (%) | |
| E-60 | | 10 | 504 | 190 | 0.88 | 35.98 |
| | 4 | 12.5 | 557 | 181 | 1.38 | 36.05 |
| | | 16 | 545 | 188 | 2.26 | 36.10 |
| G-60 | | 10 | 504 | 190 | 1.12 | 29.72 |
| | 4 | 12.5 | 557 | 181 | 1.74 | 30.79 |
| | | 16 | 545 | 188 | 2.86 | 31.15 |

A influência da taxa de armadura de flexão foi estudada por Ferreira *et al.* (2021), que desenvolveram ensaios experimentais de barras com cabeça em elementos de concreto sem efeitos de aresta e de grupo. Esses autores concluíram que, para uma taxa de $0.15\% < \rho_f < 0.60\%$, observa-se um aumento médio de 30% para k_{exp} , que é o fator de modificação proporcional à resistência à tração da barra com cabeça e que parece estabilizar para $\rho_f > 0,60\%$. Portanto, a taxa de armadura de flexão não influenciou a capacidade resistente do cone de concreto. Resultado semelhante foi observado em estudo de Nilforoush (2017) sobre arrancamento de barras com cabeça, no qual se concluiu que elementos de concreto superarmados têm efeito insignificante na capacidade e desempenho de ancoragem. Portanto, os resultados deste estudo são consistentes com os resultados de Nilforoush (2017) e Ferreira *et al.* (2021).

Ainda de acordo com a pesquisa de Ferreira *et al.* (2021), observou-se que o aumento da taxa de armadura de flexão aumentou o controle da fissuração do concreto e alterou a inclinação do ângulo de ruptura do cone de concreto, independente do comprimento de embutimento de ancoragem. Os autores concluíram que os espécimes com maior taxa de armadura de flexão apresentaram menores

inclinações no ângulo superficial de ruptura do cone de concreto. Os modelos com menor taxa de armadura de flexão apresentaram maiores inclinações superficiais. A Figura 8.4 apresenta a ruptura do cone de concreto em função da variação da taxa de armadura para os modelos EB-60 e EG-60. É possível observar que, no grupo E, a inclinação do ângulo de ruptura do cone de concreto variou entre 23° e 20° com aumento da taxa de armadura de 0,88% para 2,26%. No grupo EG, o ângulo variou de 18° a 14°, com a taxa de armadura aumentando de 1,12% para 2,86%. Com base nos resultados da carga última apresentados e no modo de ruptura, é possível concluir que a taxa de armadura não afetou significativamente a carga última, mas alterou a inclinação do ângulo da superfície de ruptura do cone de concreto. Resultados relacionados foram observados nos estudos de Ferreira *et al.* (2021).

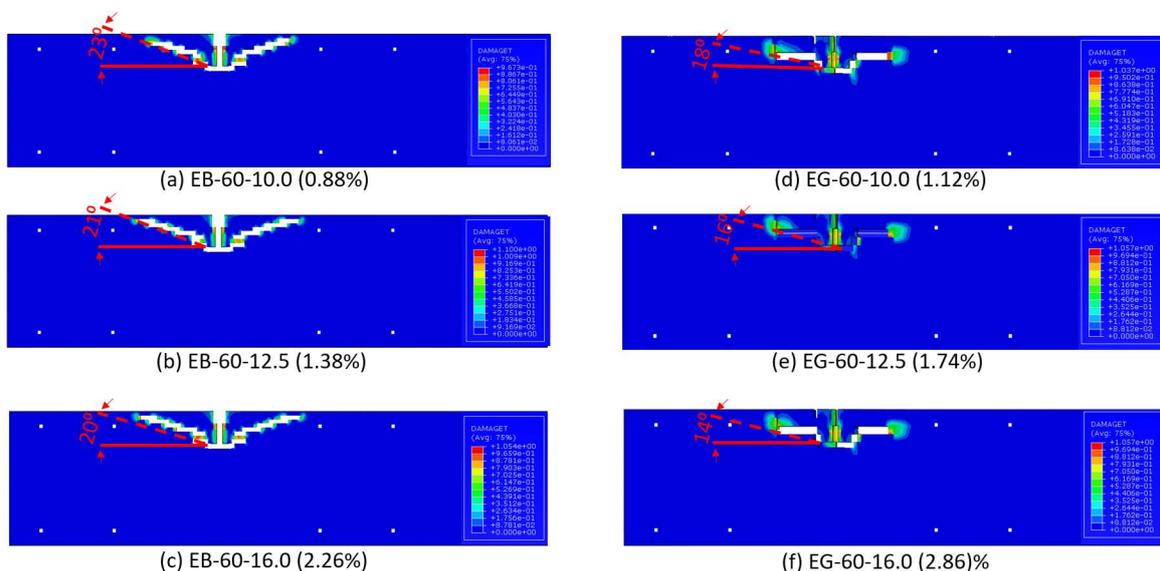


Figura 8.4 - Influência da taxa de armadura de flexão na inclinação do ângulo superficial da ruptura do cone de concreto.

8.3 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CABEÇA

O modelo EB-60 foi utilizado como exemplo para investigar a influência da geometria da cabeça, as formas escolhidas foram circulares, quadradas e retangulares. A relação entre a área útil do cabeça e a área da seção transversal do eixo foi mantida a mesma para todos os modelos, igual a $A_{brg}/A_b = 8$, para evitar que o tamanho do cabeça não influenciasse os valores de carga última. Como resultado, foi possível verificar que uma forma circular é mais eficiente que as outras formas e que a carga última do cone de concreto diminui na seguinte ordem: circular > retangular > geometria da cabeça quadrada. A resistência à tração da barra com cabeça foi reduzida em 21% quando a cabeça

mudou de circular para quadrada. A Tabela 8.3 apresenta os resultados de carga última em função da geometria da cabeça.

Tabela 8.3 - Resultados de carga última dos modelos numéricos em função da variação da geometria da cabeça.

| ID | Geometria da cabeça | h_{ef} (mm) | A (mm) | B (mm) | A_h (mm ²) | A_b (mm ²) | A_{brg} (mm ²) | A_{brg}/A_b | N_u (kN) |
|----|---------------------|---------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|---------------|------------|
| Q1 | Quadrada | | 33,23 | 33,23 | 1104 | 122,66 | 981 | 8,0 | 28,50 |
| R1 | Retangular | 60 | 24,53 | 45,00 | 1104 | 122,66 | 981 | 8,0 | 30,11 |
| C1 | Circular | | 37,50 | 37,50 | 1104 | 122,66 | 981 | 8,0 | 36,05 |

Nota: A_b : seção transversal do eixo (mm²); A_h : área bruta da cabeça (mm); A_{brg} : área útil (mm).

8.4 EFEITO DO DIÂMETRO NOMINAL DO EIXO $D_{s,L}$ EM N_U

Para avaliar a influência do diâmetro nominal da barra $d_{s,L}$ foram utilizadas barras com diâmetros de 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, traduzindo-se na relação $d_{s,L}/h_{ef}$ igual a 0,17, 0,21, e 0,27, respectivamente. A Tabela 8.4 apresenta os resultados da carga última em função da relação $d_{s,L}/h_{ef}$. Pode-se concluir que a carga última aumenta com o aumento da relação $d_{s,L}/h_{ef}$, variando o diâmetro da haste de 10 mm a 16 mm para o mesmo comprimento de embutimento; a carga última tendeu a aumentar, em média, cerca de 8%.

Hastes com diâmetros maiores produziram maiores valores de carga última devido às nervuras serem mais proeminentes em barras com diâmetros maiores, o que, por sua vez, aumentou a ligação mecânica da haste com a superfície do concreto (Sachdeva *et al.*, 2022). Este fenômeno foi adequadamente modelado na simulação numérica porque o contato entre as superfícies do concreto e das hastes da barra foi assumido como uma aderência perfeita. Esta abordagem utilizou um modelo de restrição de ligação baseado em superfície para garantir uma ligação perfeita. Esta técnica une as duas superfícies separadas, restringindo cada nó na superfície secundária a ter o mesmo movimento que a superfície primária, de modo que não haja movimento relativo entre as superfícies (Abaqus, 2014). Lima *et al.* (2020) e Santana *et al.* (2022) utilizaram esta mesma técnica para analisar tensões mecânicas e não lineares para a adesão com concreto e aço.

Apesar do aumento da carga última com o aumento do diâmetro nominal do eixo, este aumento de 5% na carga última não é significativo em termos de projeto. Portanto, o diâmetro

nominal do eixo tem pouca influência na capacidade de resistência de uma barra com cabeça sob a ruptura do cone de concreto.

Tabela 8.4 - Carga última em função da variação do diâmetro da barra.

| Espécime | $d_{s,L}$ (mm) | h_{ef} (mm) | $d_{s,L}/h_{ef}$ | N_u (kN) |
|----------|-------------------|------------------|------------------|---------------|
| EB-60 | 10 | | 0,17 | 34,99 |
| EB-60 | 12,5 | 60 | 0,21 | 36,05 |
| EB-60 | 16 | | 0,27 | 36,89 |
| EG-60 | 10 | | 0,17 | 28,52 |
| EG-60 | 12,5 | 60 | 0,21 | 30,79 |
| EG-60 | 16 | | 0,27 | 31,71 |

Uma análise mais aprofundada do mecanismo de ligação entre a haste e a superfície do concreto foi realizada com base nos estudos de Thompson *et al.* (2005) e os três modelos numéricos exemplares, E-60-10, E-60-12.5 e E-60-16, conforme Figura 8.5. A ancoragem das barras cabeças foi mobilizada em duas etapas. Na primeira etapa, a força foi resistida devido à aderência próxima à superfície do concreto e a ancoragem foi realizada inteiramente com base na tensão de aderência, que atingiu seu pico no final da primeira etapa. Essa ligação é atribuída a fatores como adesão química, fricção e adesão mecânica facilitada pelas nervuras na superfície da haste, conforme estudos de Chourasia e Gupta (2019).

Na segunda etapa, como as forças de tração na barra com cabeça excederam a resistência à tração do concreto, a aderência próxima à superfície deteriorou-se em aproximadamente $0,30N_u$ e a tensão no eixo foi resistida de forma mais significativa pela cabeça. Na carga última N_u , a tensão da cabeça atingiu o seu valor máximo, enquanto a tensão de ligação excedeu o seu ponto máximo. Como resultado deste comportamento, a ruptura do cone de concreto ocorreu como uma combinação de pico de tensão de cabeça e redução de pico de tensão de aderência. Portanto, estes resultados indicam que o mecanismo primário por trás da capacidade de carga das barras com cabeça é governado pelo intertravamento da cabeça com o concreto e menos pela conexão entre a haste e o concreto. Essas observações estão de acordo com os encontrados em pesquisas anteriores de Thompson *et al.* (2005), Ghimire *et al.* (2019) e Hayek (2023).

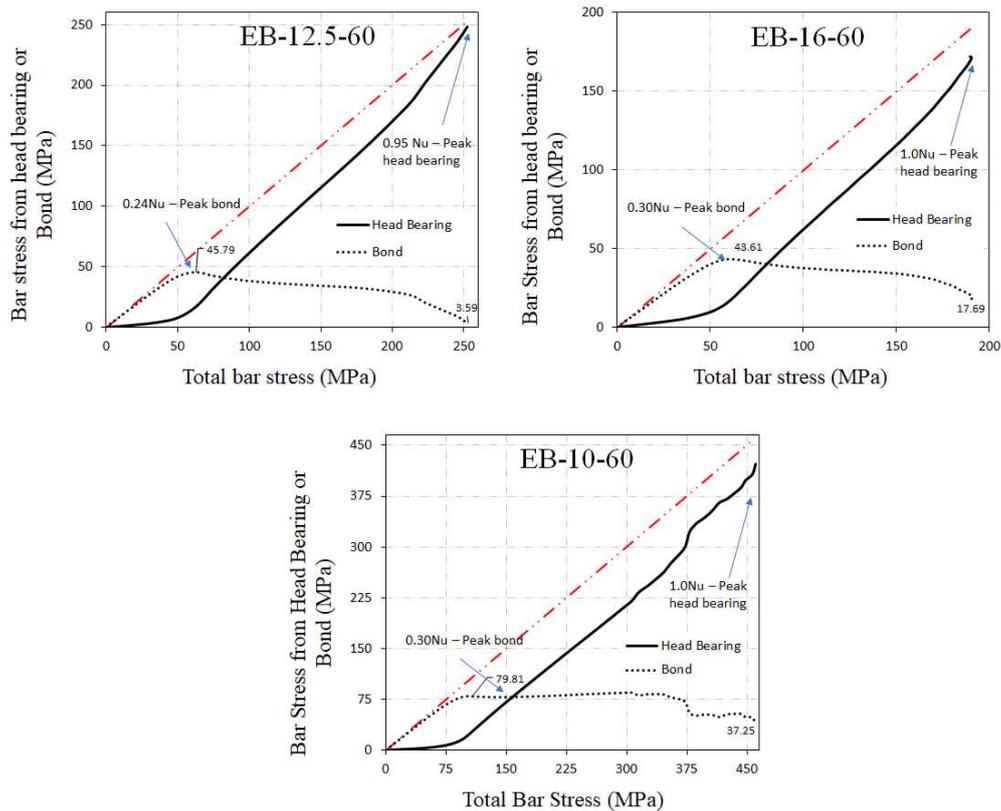


Figura 8.5 - Tensão da cabeça x tensão na barra.

8.5 EFEITO DO TAMANHO DA CABEÇA NO NU

O efeito do tamanho da cabeça na carga final foi investigado usando dois tamanhos de cabeça diferentes: d_h/h_{ef} médio = 0,31 e d_h/h_{ef} grande = 0,56 para comprimentos de embutimento de 60 mm e 120 mm. A definição do tamanho foi baseada no estudo numérico do arrancamento de barras com cabeça de concreto realizado por Ozbolt *et al.* (1999), que em suas pesquisas realizaram simulações numéricas variando a cabeça da ancoragem em diferentes tamanhos para um mesmo comprimento de embutimento. Os resultados apresentados na Tabela 8.5 mostram que a carga última da barra com cabeça aumenta em média 5% com o aumento do tamanho da cabeça. Por outro lado, o deslizamento da barra com cabeça tendeu a diminuir com o aumento da cabeça, independentemente do comprimento de embutimento. A proximidade com a borda não alterou o comportamento da curva de carga de escorregamento. Estes resultados estão de acordo com a pesquisa de Ozbolt *et al.* (1999) e Thompson *et al.* (2005). A Figura 8.6 mostra os resultados do deslizamento de carga em função da variação do tamanho da cabeça.

Tabela 8.5 - Carga última e escorregamento em função do diâmetro da cabeça.

| Espécime | d_h (mm) | h_{ef} (mm) | d_h/h_{ef} | ξ (mm) | N_u (kN) |
|----------------------|---------------|------------------|--------------|---------------|---------------|
| EB-60-Cabeça-média | 18,0 | 60 | 0,31 | 0,24 | 33,14 |
| EB-60-Cabeça-grande | 37,5 | | 0,56 | 0,09 | 36,05 |
| EB-120-Cabeça-média | 37,5 | 120 | 0,31 | 0,16 | 66,91 |
| EB-120-Cabeça-grande | 62,7 | | 0,56 | 0,12 | 68,31 |

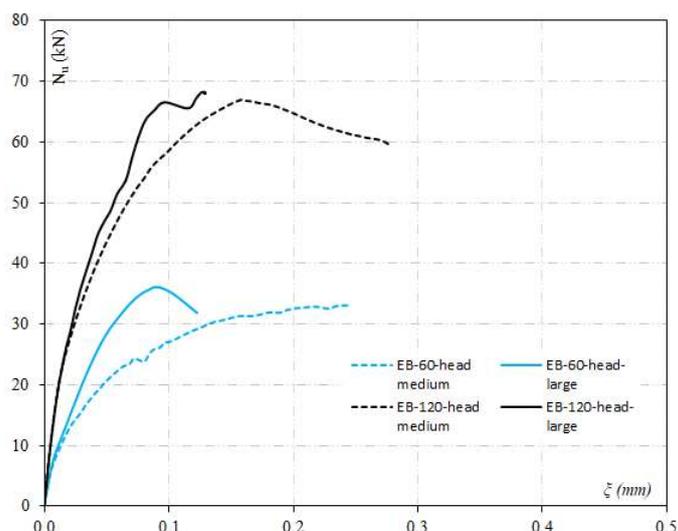


Figura 8.6 - Curvas carga-deslocamento calculadas para os modelos EB-60 EB-120 e dois tamanhos diferentes de cabeça: médio e grande.

8.6 EFEITO DE BORDA E DE GRUPO

De acordo com o método CCD, os efeitos de borda e de grupo devem ser considerados quando $c_{al} < 1,5h_{ef}$ e quando $s < 3h_{ef}$, respectivamente. Para investigar esses parâmetros, foram utilizados vinte e seis modelos numéricos com base nos seis modelos numéricos calibrados e validados nas seções anteriores. A Tabela 8.6 apresenta os resultados da carga última N_u e as relações de análise: $c_{al} < 1,5h_{ef}$ variaram entre 0,9 e 1,5 e a relação s/h_{ef} variou entre 0,80 e 3,0.

Tabela 8.6 - Resumo dos parâmetros de projeto da influência do efeito de borda e de grupo.

| Modelo | h_{ef} (mm) | c_{al} (mm) | s (mm) | $d_{s,L}$ (mm) | c_{al}/h_{ef} | s/h_{ef} | $d_{s,L}/h_{ef}$ | N_u (kN) | Modo de Falha |
|--------|------------------|------------------|-------------|-------------------|-----------------|------------|------------------|---------------|---------------|
| EB-60 | 60 | 52 | 181 | 10 | 0,9 | 3,0 | 0,17 | 35,98 | RCC |
| EB-60 | 60 | 52 | 181 | 12,5 | 0,9 | 3,0 | 0,21 | 36,05 | RCC |
| EB-60 | 60 | 52 | 181 | 16 | 0,9 | 3,0 | 0,27 | 36,10 | RCC |
| EB-60 | 60 | 60 | 181 | 12,5 | 1,0 | 3,0 | 0,21 | 38,50 | RCC |
| EB-60 | 60 | 70 | 181 | 12,5 | 1,2 | 3,0 | 0,21 | 39,90 | RCC |
| EB-60 | 60 | 90 | 181 | 12,5 | 1,5 | 3,0 | 0,21 | 42,90 | RCC |
| EB-85 | 85 | 52 | 255 | 12,5 | 0,6 | 3,0 | 0,15 | 49,60 | RCC |
| EB-120 | 120 | 52 | 360 | 12,5 | 0,4 | 3,0 | 0,10 | 66,90 | RCC |
| EG-60 | 60 | 52 | 121 | 10 | 0,9 | 2,0 | 0,17 | 29,72 | RCC |
| EG-60 | 60 | 52 | 121 | 16 | 0,9 | 2,0 | 0,27 | 31,15 | RCC |
| EG-60 | 60 | 52 | 48 | 12,5 | 0,9 | 0,8 | 0,21 | 22,30 | RCC |
| EG-60 | 60 | 52 | 81 | 12,5 | 0,9 | 1,4 | 0,21 | 27,10 | RCC |
| EG-60 | 60 | 52 | 121 | 12,5 | 0,9 | 2,0 | 0,21 | 30,90 | RCC |
| EG-60 | 60 | 60 | 121 | 12,5 | 1,0 | 2,0 | 0,21 | 35,60 | RCC |
| EG-60 | 60 | 90 | 50 | 12,5 | 1,5 | 0,8 | 0,21 | 25,40 | RCC |
| EG-60 | 60 | 70 | 48 | 12,5 | 1,2 | 0,8 | 0,21 | 25,50 | RCC |
| EG-60 | 60 | 70 | 81 | 12,5 | 1,2 | 1,4 | 0,21 | 29,10 | RCC |
| EG-60 | 60 | 70 | 121 | 12,5 | 1,2 | 2,0 | 0,21 | 37,60 | RCC |
| EG-60 | 60 | 90 | 48 | 12,5 | 1,5 | 0,8 | 0,21 | 27,10 | RCC |
| EG-60 | 60 | 90 | 81 | 12,5 | 1,5 | 1,4 | 0,21 | 29,80 | RCC |
| EG-60 | 60 | 90 | 121 | 12,5 | 1,5 | 2,0 | 0,21 | 38,60 | RCC |
| EG-85 | 85 | 52 | 170 | 12,5 | 0,6 | 2,0 | 0,15 | 43,40 | RCC |
| EG-120 | 120 | 52 | 75 | 12,5 | 0,4 | 0,6 | 0,10 | 42,40 | RCC |
| EG-120 | 120 | 52 | 162 | 12,5 | 0,4 | 1,4 | 0,10 | 63,60 | RCC |
| EG-120 | 120 | 52 | 246 | 12,5 | 0,4 | 2,1 | 0,10 | 66,40 | RCC |
| EG-120 | 120 | 70 | 75 | 12,5 | 0,6 | 0,6 | 0,10 | 50,10 | RCC |
| EG-120 | 120 | 70 | 162 | 12,5 | 0,6 | 1,4 | 0,10 | 66,40 | RCC |
| EG-120 | 120 | 180 | 75 | 12,5 | 1,5 | 0,6 | 0,10 | 66,40 | RCC |

A influência dos efeitos de borda e de grupo foram avaliados na carga última para os modelos numéricos com comprimentos de embutimento h_{ef} de 60 mm. Observou-se que quando a relação c_{al}/h_{ef} variou de 1,5 a 0,9 para a mesma relação s/h_{ef} , houve uma redução média na resistência da barra com cabeça de 16%. De acordo com Eligehausen *et al.* (2006), supondo que barras com cabeça sejam posicionadas próximas à borda livre, a condição de

tensão rotacionalmente simétrica produzida no concreto pela tensão carregada longe das bordas é interrompida, reduzindo ainda mais a carga de ruptura.

Quando a relação s/h_{ef} variou de 3,0 a 0,80 para a mesma relação c_{a1}/h_{ef} , houve uma redução média na carga última de 37%. Isto indicou que o efeito de grupo tem mais influência do que o efeito de borda na carga última. A Figura 8.7 ilustra esta tendência, ilustrando a variação na carga última em função do efeito de grupo (Figura 8.7a) e do efeito de borda (ver Figura 8.7b).

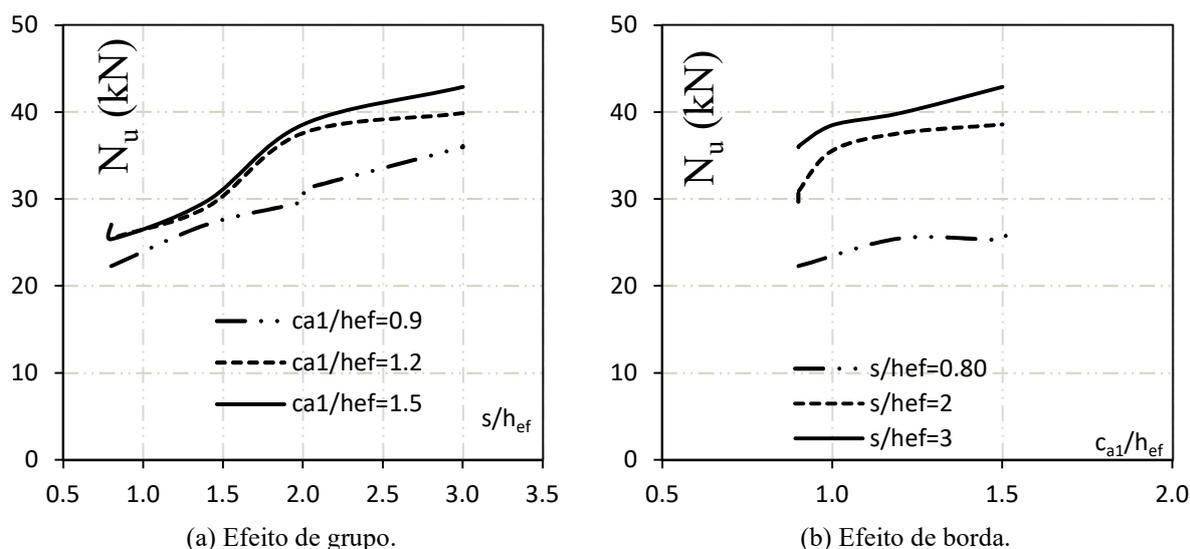
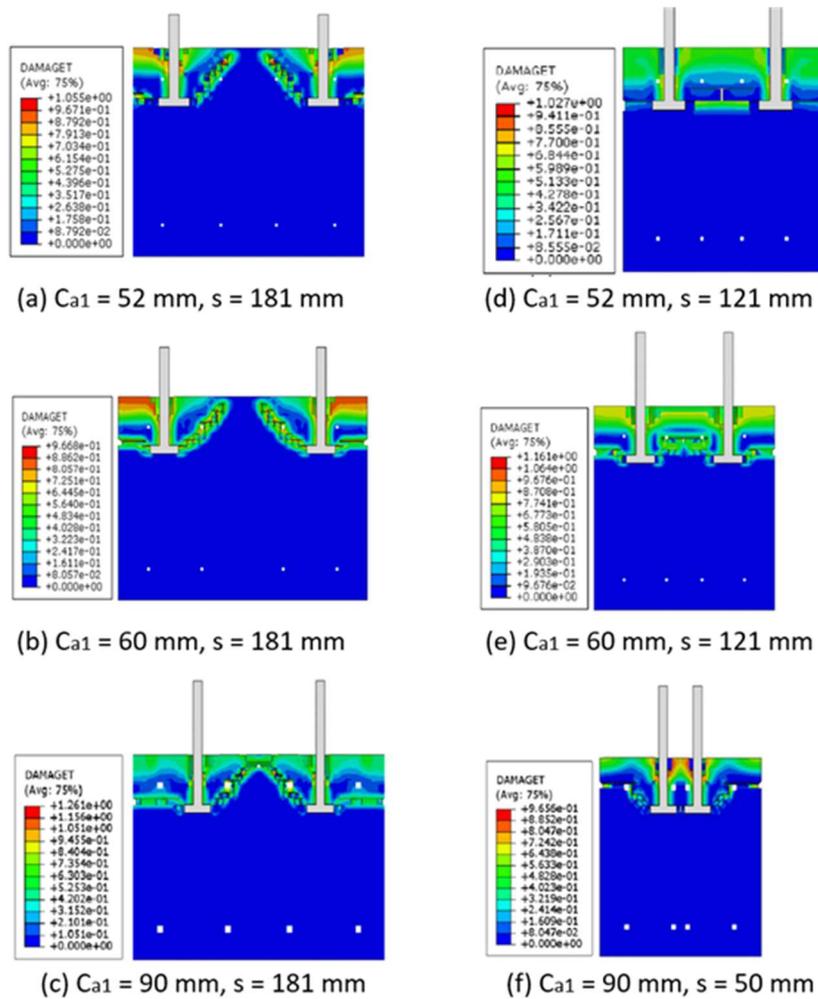


Figura 8.7 - Carga última das barras com cabeça em função do efeito de borda e de grupo.

A Figura 8.8 apresenta os padrões de fissuração dos espécimes dos grupos EB e EG com comprimento de embutimento igual a 60 mm. Nos modelos apenas com efeito de borda, a proximidade com a borda impediu o desenvolvimento completo da ruptura do cone de concreto (Figura 8.8a, b e c). Entre as barras com cabeça, as rupturas dos cones de concreto assemelharam-se à ruptura de uma barra única cabeça centrada no concreto, pois não houve sobreposição entre elas.

Nos modelos com efeito simultâneo de borda e grupo, a proximidade da borda também impediu o desenvolvimento completo do cone de concreto. Porém, devido ao pouco espaço entre as ancoragens, houve uma superposição das rupturas do cone de concreto, resultando em uma complexa superfície de ruptura de duplo cone de concreto (Figura 8.8d, e, f). Estudos de Lu e Sonoda (2021) observaram comportamento semelhante.



Grupo - EB

Grupo EG

Figura 8.8 - Padrão de fissuração dos modelos com efeitos de borda e grupo.

Adicionalmente, foi avaliada a influência dos efeitos de borda e de grupo no valor da carga última seguindo os modelos de cálculo de predição normativa ACI-318 (2019) e EN 1992-4 (2018). Nestes modelos, os fatores de efeito de borda e de grupo foram determinados numericamente em comparação com os valores teóricos dos fatores de prescrições normativas.

O modelo de cálculo da resistência do cone de concreto de um conjunto de barras com cabeça sob o efeito de borda recomendado pelas normas ACI-318 (2019) e EN 1992-4 (2018) é derivado do método CCD. Isto inclui variação apenas nos valores de k dependendo do comprimento de embutimento. Independentemente de haver ou não fissuração no concreto, os valores de k podem ser encontrados nas normas acima. Equação 8,1 calcula a influência do efeito de borda e do efeito de grupo dos modelos numéricos, nos quais, segundo EN 1992-4 (2018), a resistência média do cone de concreto de um grupo de barras com cabeça sob carga de tração é obtida como:

$$N_u = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \psi_s \cdot N_{u,0} \quad (8,1)$$

Onde, A_{Nc0} refere-se à projeção da superfície de ruptura do cone de concreto de uma barra única, dada por $9h_{ef}^2$, A_{Nc} é a projeção do grupo de ancoragem, ψ_s é o fator de modificação devido à proximidade da borda calculado por $0,7+0,30c_{a1}/1,5h_{ef}$, e $N_{u,0}$ é o nominal.

A resistência média do cone de concreto de uma cabeça simples em concreto não fissurado sem qualquer influência, calculada conforme Equação 8,2:

$$N_u = \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot k \quad (8,2)$$

Onde, o fator k é o coeficiente que considera o mecanismo de transferência de carga, o valor k para ancoragem moldada no concreto não fissurado e no concreto fissurado é 12,7 e 8,9, respectivamente, de acordo com a EN 1992-4 (2018).

Além disso, de acordo com ACI-318 (2019), o fator k para concreto fissurado é 10 para $h_{ef} < 280$ mm. O f_{cm} é a resistência à compressão do concreto. Eq. (8,1) foi reescrito para calcular os fatores de modificação do efeito de borda $A_{Nc}/A_{Nc0} \cdot \psi_s k$ e grupo $A_{Nc}/A_{Nc0} \cdot k$ em função da carga última do modelo numérico $N_{u,FEA}$. Então, os coeficientes de efeito de borda e de grupo podem ser calculados com as Equações 8,3 e 8,4, respectivamente.

$$c_{a,FEA} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \psi_s \cdot k = \frac{N_{u,FEA}}{\sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5}} \quad (8,3)$$

$$\psi_a = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot k = \frac{N_{u,FEA}}{\psi_s \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5}} \quad (8,4)$$

A Figura 8.9 compara os valores do fator de modificação do efeito de borda normativo e do fator de modificação deduzido dos modelos numéricos $c_{a,TEO}$ e $c_{a,FEA}$.

Os modelos em que foi avaliada apenas a influência do efeito de borda c_{a1}/h_{ef} variaram entre 0,4 e 1,5, e $s/h_{ef} = 3$. Isso mostra que as prescrições normativas traduzem efetivamente os resultados da carga última das barras com cabeça sob o efeito de borda considerando um fator (k) de concreto não fissurado (Figura 8.9a). O mesmo ocorreu quando a análise foi realizada para efeito de grupo para relações s/h_{ef} entre 2,0 e 3,0. Porém, para $s/h_{ef} \leq 1,4$, os valores de carga última apresentados foram considerados inseguros por estarem abaixo das referências normativas, como pode ser observado na Figura 8.9b.

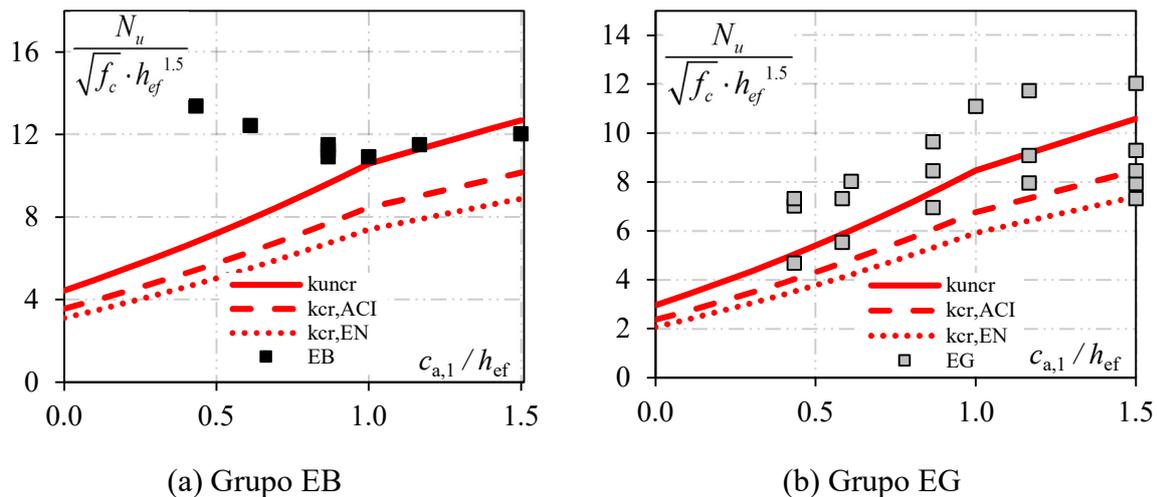
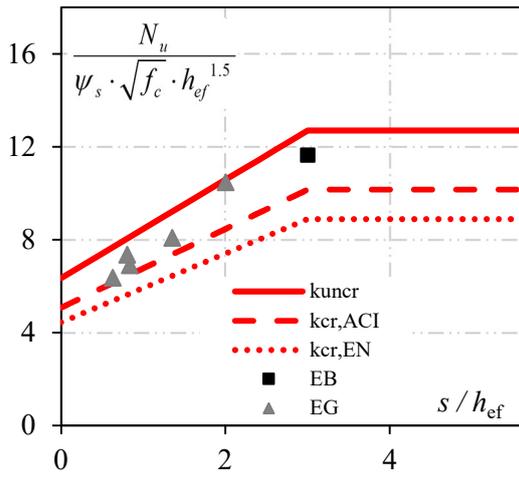


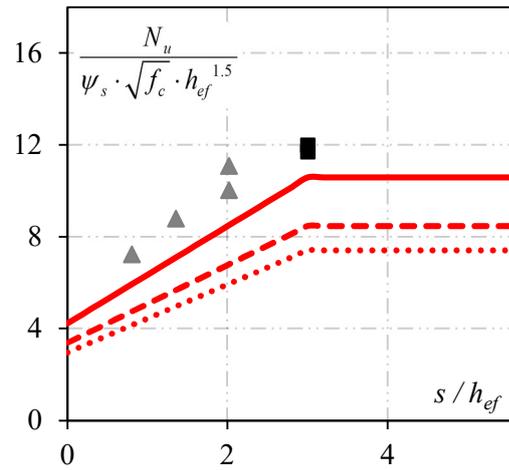
Figura 8.9 - comparação entre os valores do fator de modificação do efeito de borda normativo e numérico $c_{a,TEO}$ e $c_{a,FEA}$.

A Figura 8.10 compara os fatores modificadores $\psi_{a,TEO}$ e $\psi_{a,FEA}$, necessários para avaliar apenas a influência do efeito de grupo. Para isso, valores fixos da razão $c_{a1}/h_{ef} = 1,5$, 1,2, 1,0, 0,60 e 0,40, foram utilizados. Nessa análise de efeito de grupo, a capacidade resistente do cone de concreto é proporcional ao fator ψ_a . Então, foram traçadas as curvas de referência dos modelos teóricos do fator de modificação $\psi_{a,TEO}$ contra os valores numéricos do fator ψ_a .

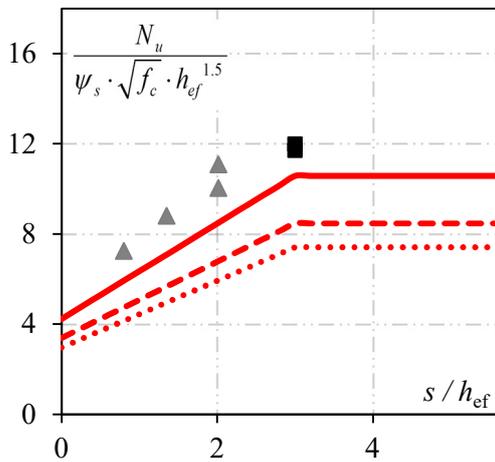
As estimativas teóricas para barras com cabeça embutidas em concreto sob carga de tração apresentam uma boa aproximação com os resultados numéricos. No entanto, quando a relação $c_{a1}/h_{ef} = 1,5$ e $s/h_{ef} \leq 1,4$, para um comprimento de embutimento $h_{ef} = 60$ mm, o modelo apresenta valores contra a segurança.



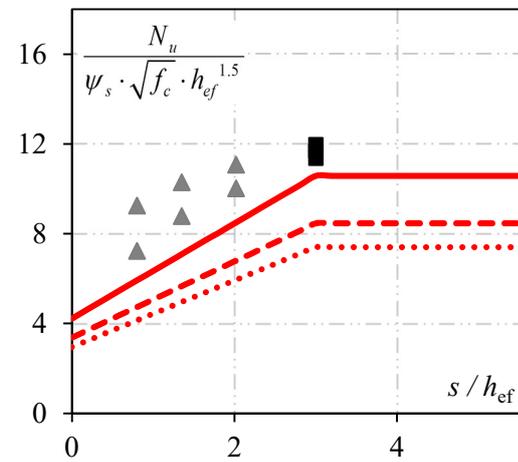
a) $c_{al}/h_{ef} = 1,5$



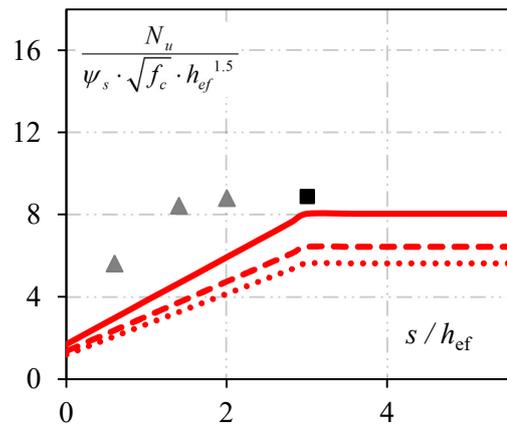
b) $c_{al}/h_{ef} = 1,2$



c) $c_{al}/h_{ef} = 1,0$



d) $c_{al}/h_{ef} = 0,6$



(e) $c_{al}/h_{ef} = 0,4$

Figura 8.10 - comparação entre os valores do fator de modificação do efeito de grupo normativo e do fator de modificação numérico $\psi_{a,TEO}$ e $\psi_{a,FEA}$.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

9.1 CONCLUSÕES

Este trabalho abordou um modelo de elementos finitos e um estudo numérico paramétrico de barras com cabeça embutidas em elementos de concreto. Primeiramente, este artigo realiza uma análise numérica, incluindo seis modelos iniciais com efeitos de borda e grupo.

Sobre a criação do modelo com o software Abaqus as seguintes conclusões foram observadas:

- Foram desenvolvidos modelos numéricos com o *software Abaqus*, aplicando uma análise dinâmica explícita – quase estática, adequado a descrever o arrancamento de barras com cabeça.
- O modelo de dano plástico CDP e as curvas de compressão e tração do concreto adotadas para calibrar o modelo computacional forneceram previsões precisas para as respostas carga-deslizamento das barras com cabeça e fissuração do concreto compatíveis com modelos experimentais.
- A suposição de uma aderência perfeita adotada entre a barra com cabeça e a superfície do concreto usando uma restrição de ligação baseada na superfície, apesar de ser uma simplificação, mostrou-se bastante adequada para simular o arrancamento de barras com cabeça.

Com relação a validação do modelo numérico criado contra os dados experimentais de referência da pesquisa de Lima (2019) e da validação da solução quase estática, podem ser destacadas as seguintes conclusões:

- A média da relação entre as cargas últimas experimentais e numéricas foi 1,04, com desvio padrão de 0,04. A relação média entre os deslizamentos experimentais e numéricos na carga última foi 1,04, com desvio padrão de 0,16.
- O balanço energético do sistema mostrou que a energia cinética permaneceu abaixo de 5% da energia interna, indicando que foi possível alcançar uma solução quase estática com a taxa de carregamento de 10 mm/s.
- Os modelos numéricos apresentaram o mesmo modo de falha dos testes experimentais. O ângulo de ruptura do cone de concreto variou entre 16° e 33°; a diferença mais significativa em relação aos resultados experimentais foi de 7°.
- Os resultados indicam o aumento nas deformações em direção à cabeça do dispositivo e redistribuição das tensões de tração ao longo da superfície de ruptura do cone de concreto, acompanhadas pela formação de microfissuras. No espécime EB-120 a 90% N_u , o

comprimento da fissura representa aproximadamente 10% do comprimento lateral do envelope do cone.

- A armadura de flexão trabalhou no regime elástico e não alterou o modo de ruptura do concreto.
- O modelo numérico previu satisfatoriamente o comportamento das deformações nas barras com cabeça, destacando que as deformações externas foram mais significativas do que as deformações internas pelo fato do concreto internamente impedir a deformação do aço o que não ocorre na parte externa ao concreto.

Sobre o estudo numérico paramétrico que incluiu quarenta e dois modelos nos quais foram avaliados diferentes parâmetros, incluindo resistência à compressão do concreto f_{cm} , taxa de armadura de flexão ρ_s , geometria da cabeça, diâmetro do eixo $d_{s,l}/h_{ef}$, diâmetro da cabeça d_h/h_{ef} e efeitos de borda e grupo. As principais conclusões relacionadas a este trabalho estão resumidas a seguir:

- Os modelos do grupo EB com efeito de borda confirmaram que a carga última é proporcional à resistência à compressão do concreto $f_{cm}^{0.5}$. A carga última aumentou 72% quando o f_{cm} aumentou de 17,7 MPa para 47,6 MPa para $h_{ef} = 60$ mm. Nesta mesma análise, para $h_{ef} = 120$ mm, o aumento foi de 95%.
- A variação da taxa de armadura de flexão nos modelos dos grupos EB e EG não influenciou os resultados da carga última. Porém, observou-se que a taxa de armadura altera a inclinação do ângulo de ruptura do cone de concreto. No grupo EB o ângulo variou de 23° a 20° quando a taxa de armadura aumentou de 0,88% para 2,26%, e no grupo EG o ângulo variou de 18° a 14° quando a taxa de armadura aumentou de 1,12% para 2,86%.
- Na análise da geometria da cabeça, para uma relação $A_{brg}/A_b = 8$, concluiu-se que a geometria circular da cabeça é mais eficiente para formatos quadrados e retangulares, com aumento de mais de 21% na resistência ao arrancamento.
- O tamanho do diâmetro nominal da haste tem pouca ou influência na capacidade de resistência de uma barra com cabeça sob ruptura do cone de concreto.
- O pico de aderência ocorre em aproximadamente 30% da carga última. E na carga última há o pico da tensão de intertravamento com declínio da tensão de aderência.
- A carga final aumenta em média 5% quando o tamanho da cabeça passa de média para grande para os comprimentos de embutimento de 60 mm e 120 mm, o que não é significativo. No entanto, a alteração de cabeça grande para média altera o modo de ruptura;
- A redução máxima na carga última devido ao efeito de borda é de 16%, enquanto o efeito de grupo a reduz em média 41%.

- Na análise dos modelos normativos teóricos EN 1992-4 (2018) e ACI 318 (2019), observou-se que o modelo numérico proposto é adequado para descrever o arrancamento da barra com comprimento de embutimento para uma relação $s/h_{ef} > 1.4$.
- Este estudo mostrou que a resistência do cone de concreto de barras com cabeça com h_{ef} de 60 mm e 120 mm, embutidas em elementos de concreto sob efeitos de borda e grupo, pode ser avaliada com precisão com um modelo 3D baseado no método dos elementos finitos.
- A aplicação deste modelo permite prever a resistência do cone de concreto, o modo de ruptura e os padrões de fissuração sob diferentes condições de instalação de barras com cabeça em uma estrutura.

9.2 SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO

É evidente a necessidade da continuidade de pesquisas sobre barras com cabeça embutidas em elementos de concreto. Recomenda-se a realização dos seguintes estudos, dentre outros:

- Realizar novos estudos experimentais considerando configurações de barras com cabeça diferentes das que existem na norma EN 1992 (2018);
- Simular numericamente a influência da armadura suplementar na resposta ao arrancamento de barras com cabeça;
- Modelar experimental e numericamente barras com cabeça com grandes diâmetros nas proximidades com borda e grandes comprimentos de embutimento para validar o modelo numérico com estas características;
- Utilizar elementos coesivos para descrever o comportamento da interface entre a barra com cabeça e o concreto.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS, **User's Manual, Version 6.14-4**, Dessault Systèmes Simulia Corp, Providence, RI, USA, 2014.
- ABED, Huda Saad; ABED, Jasim Mohammed; AL-RAWE, Hesham Salim. **Anchorage behavior of headed bars in reinforced concrete beams**. In: *Structures*, Elsevier, p. 1954-1959. 2021.
- 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.
- ALRASYID, H.; YOGANATA, YEHEZKIEL S.; SULUCH, M. **Headed reinforcement in concrete structure: State of the art**. In: AIP Conference Proceedings, AIP Publishing. 2017.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-19: **Building code requirements for structural concrete**. [S.l.]: Michigan – USA. 2019.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 349-01. **Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures**. Reported by ACI Committee 349, Farmington Hill, Michigan. 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: **Argamassa e concreto endurecido–Determinação da absorção de água por imersão**, Rio de Janeiro, 5p, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: **Concreto e argamassa–Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: **Concreto–Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. 2008.
- ASTM A370. **Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products**, ASTM International. 2023.
- ASTM A970M. **Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement**, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. 2018.
- AXELSSON, Emil; BOZIC, Filip. **Numerical analyses of surface reinforcement's impact on anchorage in concrete**. 2016.
- BARRACLOUGH, A. **Analysis of Edgelifit Anchor Failures in Experimental Precast Panels**. 2016. Tese de Doutorado. Curtin University.
- BASAK, S.; e PAUL D. **Damage Evaluation of A RCC Containment Structure Subjected to Internal Pressure**. *International Journal of Engineering Science and Technology* , 4(6), 2823-2829, 2012.

- BASHANDY, T. **Application of headed bars in concrete members**. Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1996.
- BAŽANT, Z. P. **Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal**. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 110, n° 4, p. 518 – 535, 1984.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-399\(1984\)110:4\(518\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-399(1984)110:4(518)).
- BRANTSCHEN, F. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs**. 2016. 227 f. PhD Thesis, Doctoral Program in Civil and Environmental Engineering, École Polytechnique FédÉrale de Lausanne, Switzerland, 2016.
- BIRTEL, V. P.; MARK, P. **Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure**. In: ABAQUS users' conference, 2006.
- BOKOR, B.; SHARMA, A.; HOFMANN, J. **Experimental investigations on concrete cone failure of rectangular and non-rectangular anchor groups**. *Engineering Structures*, v. 188, p. 202-217, 2019.
- CEB/FIP. **CEB-FIP Model Code 1990** (Design Code), 1993.
- CHEN, L. **Comparisons of explicit and implicit finite element methods for sheet Metal forming**. *Advanced Materials Research*, v. 936, p. 1836-1839, 2014.
- CHOURASIA, A; GUPTA, S. **Influential parameters for headed bars in RC beam-column joint**. *Current Science*, v. 116, n. 10, p. 1666-1673, 2019.
- COSGUN, C.; *et al.* **Experimental behaviour and failure of beam-column joints with plain bars, low-strength concrete, and different anchorage details**. *Engineering Failure Analysis*, v. 109, p. 104247, 2020.
- COSTA, H. D. **Resistência à tração de conectores de aço embutidos em elementos de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Pará (UFPA), Belém-PA, 124p. 2016.
- DEVRIES, R. **Anchorage of headed reinforcement in concrete**. The University of Texas at Austin, 1996.
- EARIJ, A.; *et al.* **Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation**. *Engineering Failure Analysis*, v. 82, p. 92-115, 2017.
- ELFGREN, L.; *et al.* **Fatigue of anchor bolts in reinforced concrete foundations**. In: IABSE Colloquium: 17/12/1982. International Association for Bridge and Structural Engineering, p. 463-470, 1982.
- ELIGEHAUSEN, R., SAVADE, G. **A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete**. *Fracture Mechanics of Concrete Structures* 281–299, 1989.
- ELIGEHAUSEN, R; MALLÉE, R; SILVA, J. F. **Anchorage in Concrete Construction**. 1° edition, Ernst and Sohn GmbH and Co. KG, 2006.
- ELIGEHAUSEN, Rolf; OZBOLT, Josko. **Size effect in anchorage behavior**. 1990.

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.

FERREIRA, M. P. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados**. Tese (Doutorado). Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

FERREIRA, M. R. **Análise não Linear por Elementos Finitos de Vigas de Betão Armado à Torção**. 2016. Tese de Doutorado. Universidade da Beira Interior (Portugal).

FERREIRA, M., PEREIRA FILHO, M., LIMA, N., OLIVEIRA, M. (2021). **Influence of the flexural and shear reinforcement in the concrete cone resistance of headed bars**. *Engineering Structures*, v. 248, p. 113212, 2021.

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.

GENIKOMSOU, A. S., POLAK, M. A. **Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS**. *Engineering structures* 98: 38-48, 2015.

GHIMIRE, K.P. *et al.* **Conventional and high-strength headed bars—Part 2: Data analysis**, 2019.

GOND, S.; KULKARNI, S. M. **Bond Strength Behavior of Headed Reinforcement bar with varying embedment length**. 2015.

HAFEZOLGHORANI, M.; *et al.* **Simplified damage plasticity model for concrete**. *Structural engineering international*, v. 27, n. 1, p. 68-78. 2017.

HAYEK, Z. N. (2023). **Numerical Investigations on the Comparative Study of Headed Studs and Headed Reinforcement**, Doctoral thesis (in English), Purdue University, USA.

HAYEK, Z.; TONIDIS, M.; SHARMA, A. **Numerical Investigations on the Influence of Different Parameters on the Behavior of Headed Reinforcement**. In: International Symposium of the International Federation for Structural Concrete. Cham: Springer Nature Switzerland, p. 1640-1649, 2023.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements**. *Cement and concrete research*, v. 6, n. 6, p. 773-781. 1976.

HORDIJK, D. A. **Tensile and tensile fatigue behavior of concrete; experiments, modeling, and analyses**. *Heron* 37(1), pp. 3-79. 1992.

HU, X.; *et al.* **Comparison of explicit and implicit finite element methods in the quasistatic**

simulation of uniaxial tension. *Communications in numerical methods in engineering*, v. 10, n. 12, p. 993-1003, 1994.

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

KARMOKAR, T., MOHYEDDIN, A., LEE, J., PARASKEVA, T. **Concrete cone failure of single cast-in anchors under tensile loading—a literature review.** *Engineering Structures* 243: 112615, 2021.

KE, Y. *et al.* **Finite element modelling of RC beams strengthened in flexure with NSM FRP and anchored with FRP U-jackets.** *Composite Structures*, v. 282, p. 115104, 2022.

KMIECIK, P. A; KAMIŃSKI, M. **Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration.** *Archives of civil and mechanical engineering*, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.

KRÄTZIG, W. B.; PÖLLING, R. **An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters.** *Computers & structures*, v. 82, n. 15-16, p. 1201-1215, 2004.

KUPFER, H. **Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung**, Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin, Germany, 1973.

LAI, Z., HAN, Y., YANG, X., WANG, Y., LI, Q. **Pull-out resistance of stud groups embedded in concrete.** *Structures* 47: 1383-1395, 2023.

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.

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, J. M., BEZERRA, L. M., BONILLA, J., SILVA, R. S., BARBOSA, W. C. **Behavior, and resistance of truss-type shear connector for composite steel-concrete beams.** *Steel and composite structures an international journal* 36(5): 569-586. 2020.

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 (Mestrado) — Universidade de Brasília (UnB), Brasília-DF, 154p. 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.

LIU, M. B.; LIU. **Smoothed particle hydrodynamics (SPH): an overview and recent developments.** *Archives of computational methods in engineering*, v. 17, p. 25-76, 2010.

LU, C., SONODA, Y. **An analytical study on the pull-out strength of anchor bolts embedded**

in concrete members by sph method. *Applied Sciences* 11(18): 8526. 2021.

LUBLINER, J.; *et al.* **A plastic-damage model for concrete.** *International Journal of solids and structures*, v. 25, n. 3, p. 299-326. 1989.

MAIA, K. A.; **Análise numérica de uma viga mista com perfis formados a frio, considerando a flexibilidade dos conectores de cisalhamento e a influência do atrito entre o concreto e o aço do perfil.** Dissertação (mestrado) — Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 119p. 2018.

MARCHETTO, F. **Use of headed reinforcement bars in construction.** PhD Diss, 2015.

MATHERN, A.; YANG, J. **A practical finite element modeling strategy to capture cracking and crushing behavior of reinforced concrete structures.** *Materials*, v. 14, n. 3, p. 506, 2021.

NAITO, C. J.; MOEHLE, J. P.; MOSALAM, K. M. **Evaluation of bridge beam-column joints under simulated seismic loading.** *Structural Journal*, v. 99, n. 1, p. 62-71, 2002.

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, J. O.; HOFMANN, 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, n. 6, p.1519-1530, nov. -dez. 2017.

NILFOROUSH, R. **Numerical and experimental evaluations of load-carrying capacity of cast-in-place headed anchors and post-installed adhesive anchors,** Doctoral dissertation (in English), University of Lulea, Sweden, 2017.

OLIVEIRA, M. H. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares.** Tese (Doutorado). Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

OŽBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H. W. **Size effect on the concrete cone pull-out load.** *Fracture Scaling*, p. 391-404, 1999.

OŽBOLT, J. *et al.* **3D FE analysis of anchor bolts with large embedment depths.** *Engineering Fracture Mechanics*, v. 74, n. 1-2, p. 168-178, 2007.

PARK, H.-K.; YOON, Y. S.; KIM, Y. H. **The effect of head plate details on the pull-out behaviour of headed bars.** *Magazine of Concrete Research*, v. 55, n. 6, p. 485-496, 2003.

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

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.

RIBEIRO, G. M. S.; GIDRÃO, L. V.; VAREDA, R.; CARRAZEDO, M.; MALITE. **Numerical and experimental study of concrete I-beam subjected to bending test with cyclic load.** *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 17, no. 3, e266, 2020.

SACHDEVA, P.; ROY, A.B. D.; KWATRA, N. **Behavior of headed bars in steel fibers-based concrete.** *Sādhanā*, v. 48, n. 1, p. 4. 2022.

SANTANA, P. F. M. de. **Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração.** Dissertação (Mestrado) — Universidade de Brasília (UnB), Brasília DF, 110P. 2020.

SANTANA, P. F., SILVA, P. C., FERREIRA, M. P., BEZERRA, L. M., OLIVEIRA, M. H. **Experimental and numerical study of headed bars embedded in RC members under tension.** *Structural Engineering and Mechanics* 84(4): 531-546. 2022.

SHAFEI, E.; TARIVERDILO, S. **Seismic pullout behavior of cast-in-place anchor bolts embedded in plain concrete: Damage plasticity-based analysis.** In: *Structures*. Elsevier, p.479-486. 2021.

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

SILVA, P. C. **Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado.** 2018. 128 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SUN, J. S.; LEE, K. H.; LEE, H. P. **Comparison of implicit and explicit finite element methods for dynamic problems.** *Journal of materials processing technology*, v. 105, n. 1-2, p. 110-118. 2000.

SZCZECINA, M.; WINNICKI, A. **Selected aspects of computer modeling of reinforced concrete structures.** *Archives of Civil Engineering*, v. 62, n. 1. 2016.

THOMPSON, M. K.; *et al.* **CCT nodes anchored by headed bars-Part 1: Behavior of nodes.** *ACI Structural Journal*, v. 102, n. 6, p. 808, 2005.

WIGHT, J. K. MAC GREGOR J.G. **Reinforced concrete: mechanics and design.** 5. th. , 2016.

WRIGHT, J. L.; MCCABE, S. L. **The development length and anchorage behavior of headed reinforcing bars.** University of Kansas Center for Research, Inc., 1997.

ZHUANG, L. D.; *et al.* **Research on whole-process tensile behavior of headed studs in steel-concrete composite structures.** *International Journal of Concrete Structures and Materials*, v. 15, n. 1, p. 24, 2021.

APÊNDICE A

Este tópico fornece a especificação do computador utilizado nesta pesquisa. Vale destacar que esta configuração atende os requisitos mínimos para execução do *software* Abaqus. No entanto, uma CPU com outro tipo de configuração pode atender aos requisitos mínimos do *software* Abaqus. Para mais detalhes sobre os requisitos mínimos necessários consultar o Abaqus (2014).

| Componentes | Descrição |
|--------------------|--|
| Processador x86-64 | Processador Intel Core i9-12900KF, Cache 30MB, 3.2GHz (5.2GHz Max Turbo), LGA 1700 - BX8071512900KF. Número de núcleos 16, número de threads 24. |
| Memoria – 4x16GB | HyperX HX426C16FB316 - Memória Fury de 16GB DIMM DDR4 2666Mhz 1,2V |
| Gráfico | Placa de Vídeo ASUS Cerberus - GeForce GTX 1050 Ti, 4GB GDDR5, OC Edition |
| Disco rígido | Seagate Disco rígido interno BarraCuda de 4 TB – 3,5 polegadas SATA 6 Gb/s 5400 RPM 256 MB cache para computador desktop PC laptop (ST4000DM004) SD Sandisk Plus, 480GB, SATA, Leitura 535MB/s, Gravação 445MB/s, SDSSDA-480G-G26 |
| Placa mãe | Placa-Mãe ASUS TUF Gaming - Z690-Plus D4, Intel 1700 Z690, ATX, DDR4, RGB |
| Fortran Compiler | Intel Visual Fortran |
| C++ Compiler | Microsoft visual C++ 2007/2008 |