

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D POR MODELO DE
ZONA COESIVA APLICADO AO ENSAIO DE
ARRANCAMENTO**

Luiz de Sousa Leal Neto

Porto Alegre
2023

LUIZ DE SOUSA LEAL NETO

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D POR MODELO DE ZONA COESIVA
APLICADO AO ENSAIO DE ARRANCAMENTO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
2023

CIP - Catalogação na Publicação

Leal Neto, Luiz de Sousa
Análise numérica 3D por modelo de zona coesiva
aplicado ao ensaio de arrancamento / Luiz de Sousa
Leal Neto. -- 2023.
103 f.
Orientador: Eduardo Bittencourt.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2023.

1. Concreto Armado. 2. BRFB. 3. Aderência. 4.
Modelo de Zona Coesiva. I. Bittencourt, Eduardo,
orient. II. Título.

LUIZ DE SOUSA LEAL NETO

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D POR MODELO DE ZONA
COESIVA APLICADO AO ENSAIO DE ARRANCAMENTO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 29 de Junho de 2023

Prof. Eduardo Bittencourt
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rogério José Marczak (PROMEC/UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho (PPGEC/UFRGS)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Inácio Benvegnu Morsch (PPGEC/UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Esse trabalho é dedicado ao meu pai Chagas (*in memoriam*)
e minha mãe Lúcia, por todo apoio e confiança
depositados ao longo dessa trajetória.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir estes anos de estudo, é imprescindível expressar minha gratidão a todos aqueles que, de maneira direta ou indireta, contribuíram para a realização desta dissertação. Portanto, neste momento, gostaria de expressar meus mais profundos agradecimentos:

Ao Professor Eduardo Bittencourt, meu orientador neste projeto, quero expressar minha gratidão pelo apoio constante e, sobretudo, por ter mantido a confiança em minha capacidade de trabalho, mesmo diante dos desafios que surgiram durante a pesquisa. Sua compreensão foi inestimável.

Gostaria de manifestar minha profunda gratidão à UFRGS pela generosa disponibilidade de infraestrutura, pelo acesso à biblioteca e a artigos internacionais, além da inestimável oportunidade de cursar este mestrado na área de Estruturas, enriquecendo meu aprendizado ao interagir com colegas e professores de vasto conhecimento.

À banca examinadora, composta pelos professores Américo Campos Filho, Inácio Benvegnu Morsch e Rogério José Marczak, agradeço por terem gentilmente aceitado participar da avaliação deste trabalho e por terem enriquecido significativamente o resultado final com seus conhecimentos e contribuições.

Às mulheres que fazem parte da minha vida, Lúcia, Virgínia e Ana Paula, que estiveram ao meu lado durante todo esse percurso e são a principal fonte da força que me impulsionou a seguir adiante, e ao meu pai Chagas, que, de algum lugar, deve estar olhando com orgulho para este resultado.

A meus amigos Ana Raíza, Guilherme, Francisco e João Paulo, que se tornaram minha família no PPGEC, o apoio e encorajamento deles foram de extrema importância. Ao Felipe Quevedo e todos os colegas que participam do CEMACOM, pela troca de conhecimento.

Por fim, expresso minha gratidão à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro fornecido.

"A vida é generosa e, a cada sala que se vive,
descobre-se tantas outras portas. E a vida
enriquece quem se arrisca a abrir novas portas."

Içami Tiba

RESUMO

LEAL, L. S. N. **Análise numérica 3D por modelo de zona coesiva aplicado ao ensaio de arrancamento**. 2023. 103p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Neste trabalho é proposto o estudo da aderência entre o concreto e barras de reforço, ou concreto armado, por meio do ensaio de arrancamento direto ou “*Pull-out*”, através de análise numérica realizada pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) mediante o uso do *software* METAFOR, o qual se baseia em análises experimentais previamente realizadas. Em princípio é observado a influência da geometria do corpo de prova na aderência e a distribuição de tensões ao longo do comprimento aderente, sendo que são considerados os corpos de prova com formatos cilíndricos e cúbicos, propondo assim uma verificação tridimensional. São considerados dois tipos de armaduras, as tradicionais em aço e as barras reforçadas com fibras de basalto (BFRP). A armadura em BFRP é um material inovador na área da construção civil, atuando como uma nova alternativa para barras de reforço para o concreto armado, adicionando a vantagem de atuar com melhor desempenho que outros tipos de FRP já presentes no mercado, mas que ainda é pouco conhecida e estudada. Os resultados indicam a presença de campos de tensões diferentes nas geometrias cilíndricas e cúbicas, fato em geral desconsiderado em ensaios de arrancamento.

Palavras-chave: *Concreto Armado, BFRB, Aderência, Modelo de Zona Coesiva.*

ABSTRACT

LEAL, L. S. N. **Análise numérica 3D por modelo de zona coesiva aplicado ao ensaio de arrancamento**. 2023. 103p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

In this research it is proposed to study the bond behavior between concrete and reinforcement bars, or reinforced concrete, through the pull-out test, through numerical analysis performed by the Finite Element Method (FEM) by using the software METAFOR, which is based on experimental analysis previously performed. In principle, the influence of the specimen geometry on the adherence and the stress distribution along the adherent length is observed, where specimens with cylindrical and cubic formats will be considered, thus proposing a three-dimensional verification. Two types of reinforcement will be considered, steel reinforcement and basalt fiber reinforced bars (BFRP). The BFRP reinforcement is an innovative material in civil construction, acting as a new alternative for reinforcement bars for reinforced concrete, adding the advantage of provide better performance than other types of FRP already present in the market, but which is still little known and studied. The results indicate the presence of different stress fields in cylindrical and cubic geometries, a fact generally disregarded in pull-out tests.

Keywords: *Reinforced Concrete. BFRP. Bond. Cohesive Zone Model.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fluxograma resumo da produção do concreto armado.	26
Figura 2.2 – (a) Diagrama tensão-deformação idealizado e (b) Diagrama tensão-deformação bilinear de tração.	27
Figura 2.3 – Exemplo de configuração geométrica com nervuras transversais oblíquas em dois lados da barra e nervuras longitudinais.	28
Figura 2.4 – Detalhes das superfícies dos diferentes tipos de barras de FRP: (a) <i>Sand Coated Fine</i> , (b) <i>Sand Coated Coarse</i> , (c) <i>Sand Coated</i> , (d) <i>Indented</i> , (e) <i>Ribbed</i> e (f) <i>Helically Wrapped</i>	30
Figura 2.5 – Fibras de basalto.	31
Figura 2.6 – Aderência por adesão.	32
Figura 2.7 – Aderência por atrito.	33
Figura 2.8 – Aderência mecânica.	33
Figura 2.9 – Influência do diâmetro da barra na aderência.	36
Figura 2.10 – Influência do diâmetro da barra na aderência.	36
Figura 2.11 – Acabamento superficial de fios e barras lisas.	37
Figura 2.12 – Representação esquemática das curvas carga x deslizamento de barras com angulações de nervuras variadas.	38
Figura 2.13 – Influência da direção de concretagem sobre o comportamento de aderência.	39
Figura 2.14 – Fissuração decorrente da tração.	40
Figura 2.15 – Fissuração estabilizada.	41
Figura 2.16 – Fendilhamento longitudinal do concreto.	41
Figura 2.17 – Curva tensão de aderência-escorregamento, demonstrando fendilhamento.	42
Figura 2.18 – Descrição do ensaio de arrancamento direto.	43

Figura 2.19 – Distribuição das tensões em corpos de prova submetidos a ensaio de arrancamento direto.	43
Figura 2.20 – Barras de BFRP utilizadas no ensaio de <i>pull-out</i> de Bueno: (a) 8mm e (b) 12,5 mm.	44
Figura 2.21 – Dimensões do corpo de prova.	46
Figura 2.22 – Curvas de tensão de aderência-escorregamento C20: (a) B8 e (B) B12. . .	46
Figura 2.23 – Curvas de tensão de aderência-escorregamento C30: (a) B8 e (B) B12. . .	47
Figura 2.24 – Geometria do corpos de prova cilíndrico.	47
Figura 2.25 – Geometria do corpos de prova cúbico.	48
Figura 2.26 – Curvas tensão-escorregamento B6,3: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.	49
Figura 2.27 – Curvas tensão-escorregamento B8: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.	49
Figura 2.28 – Curvas tensão-escorregamento B10: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.	50
Figura 2.29 – Malha do modelo cilíndrico de Wang et al. (2017).	51
Figura 2.30 – Malha do modelo Rezazadeh, Carvelli e Veljkovic (2017).	51
Figura 3.1 – Representação da superfície com a presença da superfície da zona coesiva.	52
Figura 3.2 – Elemento de interface 3D bilinear de 8 nós com sistema de coordenadas local: (a) configuração de referência e (b) configuração deformada.	53
Figura 3.3 – Curvas de tensão-escorregamento: (a) Modelo EPB; (b) Modelo CMR.	57
Figura 3.4 – Curva de tensão-escorregamento do modelo analítico proposto por Rolland et al. (2020).	58
Figura 3.5 – Hierarquia do lobo cinzento.	60
Figura 3.6 – Vectores de posição 2D e 3D e suas possíveis próximas localizações.	62
Figura 3.7 – Atualização de posição no GWO.	63
Figura 3.8 – Fluxograma procedimental de solução no METAFOR.	66
Figura 3.9 – Fluxograma do procedimento dentro do modelo coesivo.	68

Figura 4.1 – Malha tridimensional do corpo de prova B8.	69
Figura 4.2 – Perspectiva cavaleira da distribuição de elementos das barras: (a) B8 e (b) B12.	70
Figura 4.3 – Malha tridimensional do corpo de prova B12.	70
Figura 4.4 – Malhas da interface coesiva: (a) B8 (b) B12.	71
Figura 4.5 – Malha tridimensional do corpo de prova cúbico: (a) B6.3-B8 e (b) B10. . .	72
Figura 4.6 – Malha tridimensional do corpo de prova cilíndrico: (a) B6.3-B8 e (b) B10. . .	73
Figura 4.7 – Malhas da interface coesiva: (a) B6.3; (b) B8 e (c) B10.	73
Figura 4.8 – Esquema representativo das condições de contorno do problema.	74
Figura 5.1 – Exemplo com 4 elementos: (a) posição inicial e (b) posição final.	75
Figura 5.2 – Resultado da aplicação do modelo com 4 elementos.	76
Figura 5.3 – Curvas tensão-escorregamento para τ_1 variando: (a) Caso Cilíndrico e (b) Caso Cúbico.	76
Figura 5.4 – Tensões σ_{yy} no concreto para $\tau_1 = 25,99$ MPa.	77
Figura 5.5 – Tensões σ_{yy} no concreto para $\tau_1 = 50$ MPa.	77
Figura 5.6 – Tensões σ_{yy} no concreto para $\tau_1 = 75$ MPa.	78
Figura 5.7 – Evolução das tensões σ_{yy}	78
Figura 5.8 – Curvas tensão-escorregamento C20-8B.	79
Figura 5.9 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C20-8B CP1.	80
Figura 5.10 – Curvas tensão-escorregamento C30-8B.	80
Figura 5.11 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C30-8B CP3.	81
Figura 5.12 – Curvas tensão-escorregamento C20-12B.	81
Figura 5.13 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C20-12B CP1.	82
Figura 5.14 – Curvas tensão-escorregamento C30-12B.	82

Figura 5.15 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C30-12B CP1.	83
Figura 5.16 – Curvas tensão-escorregamento B6.3: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.	84
Figura 5.17 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B6.3.	84
Figura 5.18 – Curvas tensão-escorregamento B8: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.	85
Figura 5.19 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B8.	85
Figura 5.20 – Curvas tensão-escorregamento B10: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.	86
Figura 5.21 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B10.	86
Figura B.1 – A Curvas teóricas: (a) C20-B8 e (b) C30-B8.	98
Figura B.2 – A Curvas teóricas: (a) C20-B12 e (b) C30-B12.	98
Figura B.3 – A Curvas teóricas: (a) B6.3 Cil e (b) B6.3 Cub.	99
Figura B.4 – A Curvas teóricas: (a) B8 Cil e (b) B8 Cub.	99
Figura B.5 – A Curvas teóricas: (a) B10 Cil e (b) B10 Cub.	100
Figura C.1 – Malha tridimensional do corpo de prova cúbico: (a) B6.3-B8 e (b) B10. . .	101
Figura C.2 – Malha tridimensional do corpo de prova cilíndrico: (a) B6.3-B8 e (b) B10. .	102
Figura C.3 – Malhas da interface coesiva: (a) B6.3; (b) B8 e (c) B10.	102
Figura C.4 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B6.3.	103
Figura C.5 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B8.	103
Figura C.6 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B10.	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Matriz experimental da pesquisa.	45
Tabela 2.2 – Propriedades das barras BFRP e Concreto.	45
Tabela 2.3 – Resultados experimentais da resistência de aderência BFRP	46
Tabela 2.4 – Propriedades das barras e do concreto dos ensaios.	48
Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios <i>Pull-out</i>	49
Tabela 3.1 – Resultado dos parâmetros de otimização das curvas experimentais de Bueno (2023).	64
Tabela 3.2 – Resultado dos parâmetros de otimização das curvas experimentais de Miranda et al. (2021).	65
Tabela 4.1 – Quantidade de elementos das malhas de Bueno	71
Tabela 4.2 – Quantidade de elementos das malhas de Miranda.	73

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ACO	Otimização de Colónias de Formigas
AFRP	<i>Aramid Fiber Reinforced Polymer</i>
ASTM	<i>American Society for Testing And Materials</i>
BFRP	<i>Basalt Fiber Reinforced Polymer</i>
BPE	Bertero, Eligehausen e Popov
CA	Concreto Armado
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
CMR	Cosenza, Manfredi e Realfonzo
CZM	Modelo de Zona Coesiva
EN	European Standard
FRP	<i>Fiber Reinforced Polymer</i>
GA	Algoritmo Genético
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
CP	Corpo de Prova
GWO	Otimização dos Lobos Cinzentos
LAMTAC	Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído
LVDT	<i>Variable Linear Differential Transformer</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
METAFOR	<i>METAl FORming</i>
NBR	Norma Brasileira
PSO	Otimização de Enxames de Partículas
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais

LISTA DE SÍMBOLOS

D	Dano isotrópico
E_{ci}	Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal a 30% f_c
E_s	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva
$f_{c_{cub}}$	Resistência à compressão do concreto medida sobre CP cúbicos
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{ctk}	Resistência do característica concreto à tração direta
f_{ct}	Resistência do concreto à tração direta
f_{yd}	Resistência de projeto do escoamento do aço
f_{yk}	Resistência de cálculo do escoamento do aço
F_{ext}	Forças externas atuantes
f_i	Sistema de forças generalizadas
F_i	Forças aplicadas no contorno do corpo
F_{int}	Forças internas atuantes
K	Matriz de rigidez
\emptyset	Diâmetro nominal da armadura em milímetros
s_0	Parâmetro do modelo de Rolland et al. (2020)
s_1	Deslocamento no momento da tensão máxima para modelo de Rolland et al. (2020)
T_i	Tensões nos eixos de referência
α	Parâmetro do modelo de Rolland et al. (2020)
β	Parâmetro do modelo de Rolland et al. (2020)
δe_{ij}	Deformações virtuais
δu_i	Deslocamentos virtuais

ε_c	Deformação específica do concreto
ε_{ct}	Deformação específica do concreto à tração
ε_{cu}	Deformação última do concreto
ε_s	Deformação específica do aço da armadura passiva
ε_{st}	Deformação específica do aço da armadura passiva à tração
Λ	Superfície do corpo rígido
σ_c	Tensão à compressão no concreto
σ_{ij}	Tensor de tensões de Cauchy
σ_s	Tensão normal no aço de armadura passiva
σ_{yy}	Componente yy do tensor de tensões de Cauchy
τ_0	Parâmetro do modelo de Rolland et al. (2020)
τ_1	Tensão máxima para modelo de Rolland et al. (2020)
τ_∞	Parâmetro do modelo de Rolland et al. (2020)
τ_b	Tensão tangencial de aderência
τ_{brup}	Tensão tangencial de aderência de ruptura
Ω	Volume do corpo rígido

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	20
1.2	OBJETIVOS	23
1.3	DELIMITAÇÕES	23
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	24
2	REFERENCIAL TEÓRICO	25
2.1	MATERIAIS ENVOLVIDOS NA PESQUISA	25
2.1.1	Concreto Armado	25
2.1.2	Barra de Aço	27
2.1.3	Barras de Polímeros Reforçados com Fibra (FRP)	28
2.1.4	Barras FRP com Fibra de Basalto	30
2.2	ADERÊNCIA	32
2.2.1	Meios que Influenciam a Aderência	34
2.2.1.1	Resistência do Concreto	34
2.2.1.2	Adensamento do Concreto	35
2.2.1.3	Cobrimento do Concreto e Espaçamento entre Barras	35
2.2.1.4	Diâmetro da Barra	35
2.2.1.5	Características Superficiais da Barra	37
2.2.1.6	Posição das Barras Durante a Concretagem	38
2.2.1.7	Influência da Temperatura na Aderência	39
2.2.2	Rupturas da Interface de Aderência	40
2.2.3	Ensaio de Arrancamento Direto (<i>Pull-out Test</i>)	42
2.3	ENSAIOS NORTEADORES DO ESTUDO	44
2.3.1	Ensaio de Bueno (2023)	44
2.3.2	Ensaio de Miranda (2021)	47
2.4	ANÁLISE NUMÉRICA 3D	50

3	METODOLOGIA	52
3.1	IMPLEMENTAÇÃO DA ZONA COESIVA	52
3.1.1	Elemento de Interface Coesiva	53
3.2	LEI CONSTITUTIVA PROPOSTA POR ROLLAND ET AL.	55
3.2.1	Desenvolvimento de um Modelo Analítico de Escorregamento da Ligação	56
3.2.2	Identificação dos Parâmetros da Lei Constitutiva	59
3.3	ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO	59
3.3.1	Lobos Cinzentos (GWO)	60
3.4	PARÂMETROS OTIMIZADOS	64
3.5	METAFOR	65
4	MODELAGEM NUMÉRICA	69
4.1	MODELO DE BUENO	69
4.2	MODELO DE MIRANDA	71
4.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO	73
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	75
5.1	APLICAÇÃO EM 4 ELEMENTOS	75
5.2	EFEITO DA GEOMETRIA DO CORPO DE PROVA	76
5.3	CASOS DE BUENO	79
5.3.1	Modelo C20-B8	79
5.3.2	Modelo C30-B8	80
5.3.3	Modelo C20-B12	81
5.3.4	Modelo C30-B12	82
5.4	CASOS DE MIRANDA	83
5.4.1	Modelo B6.3	84

5.4.2	Modelo B8	85
5.4.3	Modelo B10	86
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	88
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	89
	REFERÊNCIAS	90
	APÊNDICES	96

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Historicamente diversos tipos de materiais foram utilizados como elementos estruturais na construção civil, dentre os quais os mais empregados foram a pedra, a madeira e há alguns séculos as ligas metálicas, principalmente as de ferro fundido.

No entanto, a possibilidade de fabricar pedras artificiais tornou-se realidade com a descoberta dos materiais aglomerantes, os quais, quando em contato com a água, passam por reações químicas e se convertem em uma substância sólida, proporcionando rigidez ao material. Neste contexto surge o cimento *Portland*, com o qual houve um grande desenvolvimento da construção civil a partir da sua utilização em diversos elementos de engenharia e arquitetura. No cimento é possível incorporar materiais inertes, ocasionando o aumento de volume do elemento e melhoria de algumas propriedades físicas como a resistência mecânica, e ainda garantir o controle químico de seus componentes. Assim foi criado o concreto (CLÍMACO, 2013).

A pedra artificial é originada da mistura do cimento *Portland* com água, agregados miúdos e graúdos, que após processos químicos ocorridos na hidratação, resultam no concreto. Este material vem constantemente sendo requisitado na construção civil desde a sua concepção, pois possui características que facilitam o seu transporte e a sua moldagem, podendo ser executado com dimensões conforme as especificações do projetista, garantindo longa durabilidade, com características e resistências semelhantes à de uma pedra natural.

Em contrapartida, é sabido que o concreto resiste muito pouco quando submetido a esforços de tração, cerca de aproximadamente 10% de sua resistência à compressão. Esta característica física do material pode ser compensada com a adição de barras de aço na composição dos elementos, formando peças que resistam tanto a esforços de compressão quanto de tração. Desta maneira foi criado o concreto armado (BAUER, 2015).

O concreto armado consiste em um material estrutural composto da associação do concreto com a incorporação de barras de aço, de modo que atuem como um único material em seu comportamento mecânico quando submetido a esforços físicos, adicionado ao fato de que o concreto é um material alcalino e funciona também como cobertura de proteção das barras de aço, semelhante a uma película protetora de ações externas.

Além da proteção, essa superfície formada entre os dois materiais possui a finalidade mecânica de transmitir os esforços entre a parcela de concreto e a de aço, dessa forma fazendo com que ambos os materiais sofram deformações semelhantes.

Os estudos sobre a superfície de aderência do concreto em barras de aço ocorrem desde a descoberta do concreto armado, mas foi só a partir da década de 1940 que as pesquisas sobre este tema foram expandidas, devido a diversos ensaios experimentais e análises teóricas, ao surgimento de novos concretos, e a novas alternativas de armadura, como as barras de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) (BRISOTTO; BITTENCOURT; BESSA, 2012; FUSCO, 1995; LEONHARDT; MONNIG, 1977).

Apesar de existirem muitos estudos de aderência envolvendo aço-concreto, a influência da diferença do diâmetro das barras permanece um tema de relevante discussão (CARVALHO et al., 2018). Miranda et al. (2021) percebeu uma influência da geometria dos corpos de prova submetidos a ensaios de arrancamento de aderência, em que mesmo com o adequado cobrimento, diferenças de comportamento foram observadas com relação à geometria dos corpos de prova. Os autores concluíram que os corpos de prova cilíndricos tendem a apresentar tensões maiores, que os cúbicos. Também observaram que com o aumento do diâmetro da barra estas diferenças se acentuavam. Porém nunca houve uma comprovação destes efeitos numericamente através de simulações numéricas 3D. Uma análise 2D foi realizada por Miranda et al. (2021) porém os resultados foram inconclusivos. A análise de tensões 3D constitui então um dos principais pontos de análise deste trabalho.

No Brasil os elementos de reforço do concreto armado ainda são predominantemente constituídos por barras de aço, sendo que a norma vigente para dimensionamento de estruturas em concreto armado é a NBR 6118:2014 ABNT (2014) que possui como referência apenas este tipo de material. Porém, já é possível encontrar no mercado opções alternativas, como as barras de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), que são materiais compósitos sendo que a sua matriz polimérica é reforçada por fibras, sendo comum serem encontradas em vidro (GFRP), carbono (CFRP), aramida (AFRP) e basalto (BFRP) (BAENA et al., 2009; ROLLAND et al., 2018).

A utilização de barras de FRP têm o custo inicial elevado em comparação com o de barras de aço, no entanto, considerando a durabilidade dos elementos estruturais reforçados com FRP torna-se vantajosa devido à característica mais atraente dessas barras que é sua resistência à corrosão, reduzindo os custos com manutenção (ASHRAFI et al., 2017; AYDIN, 2018; GOLDSTON; REMENNIKOV; SHEIKH, 2016).

No entanto, é crucial aprofundar ainda mais os estudos sobre os resultados tridimensionais nas análises relacionadas à aderência entre o aço e o concreto, especialmente considerando o formato dos corpos de prova utilizados nos ensaios de arrancamento.

A modelagem da aderência pode ser feita em três tipos de escalas diferentes, que são a escala das nervuras (*rib-scale*), escala da barra (*bar-scale*) e escala do membro estrutural (*member-scale*) (BRISOTTO, 2011; D'AVILA, 2003). No modelo numérico da escala das nervuras (*rib-scale*), é necessário que a geometria da interface seja mais refinada devido à necessidade de representação das nervuras da barra, tornando o processo computacional mais custoso devido ao nível de discretização. Já no modelo em escala de barra (*bar-scale*), o comportamento da aderência entre os materiais ocorre de maneira intermediária, sendo que a armadura e o concreto são modelados como elementos finitos volumétricos, sem que haja a necessidade do refinamento da malha para representar as nervuras ou deformações da armadura. Por fim na escala do membro estrutural (*member-scale*), a armadura deve ser modelada como um elemento unidimensional e o comportamento aderente tem a representação dada por uma relação entre a tensão tangencial e o escorregamento (BRISOTTO, 2011; D'AVILA, 2003; SEOK et al., 2018).

Neste trabalho é feito um estudo tridimensional da aderência, empregando a metodologia na escala da barra (D'AVILA, 2003; ROLLAND et al., 2020). São consideradas como armadura barras de aço e barras de FRP. Esta análise vai levar em consideração a barra polimérica com reforço de basalto (BFRP), por se tratar de um dos materiais mais recentes e promissores que possui algumas características proeminentemente superiores quando comparado a outras barras de FRP.

Estudos vêm demonstrando que as propriedades mecânicas e físicas da composição quando adicionada à fibra de basalto, são superiores as de barras de fibra de vidro, com uma melhor relação de custo-desempenho. Pesquisas recentes mostram que seu módulo de resistência e estabilidade química são superiores as de barras de fibra de vidro e que possuem um custo final bem inferior ao das barras de fibra de carbono, além de sua alta capacidade a resistir à corrosão em meios salinos (ATTIA; REFAI; ALNAHHAL, 2020; BENZEMOULI; ZHENYING, 2020; COUSIN et al., 2019; ELGABBAS; AHMED; BENMOKRANE, 2015; HENIN; TAWADROUS; MORCOUS, 2019; JUMAA; YOUSIF, 2019; TAHA; ALNAHHAL; ALNUAIMI, 2020).

Por ser um material inovador e com poucos estudos sobre seu comportamento mecânico, principalmente voltados a sua capacidade de aderência no concreto, o sistema com barras de FRP ainda não dispõe de normas para padronizar sua produção, podendo ser encontradas barras com diversas formas e composições geométricas de sua superfície, como: *sand coated*, *grooved*, *ribbed*, *helical wrapped*¹, e outras. Isso dificulta ainda mais os estudos de aderência, desencadeando também a dificuldade em estabelecer uma norma para o dimensionamento de elementos estruturais que utilize esse tipo de barra. (BAENA et al., 2009; ELGABBAS; AHMED; BENMOKRANE, 2015; GODAT et al., 2021).

¹ Revestido de areia, ranhurado, com nervuras, enrolado helicoidalmente.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como finalidade principal o estudo numérico tridimensional da aderência do concreto visando identificar a influência da geometria do corpo de prova em ensaios de arrancamento nos resultados em termos da tensão gerada no concreto. Como objetivos secundários, tem-se:

1. Solução numérica dos casos propostos por Miranda et al. (2021), nos quais se empregaram barras de aço como elementos de reforço, e os propostos por Bueno (2023) em que a aderência ocorreu entre barras de FRP com adição de fibras de basalto e o concreto.
2. Utilização de algoritmo de otimização para encontrar os melhores parâmetros através dos métodos dos mínimos quadrados a fim de gerar a curva da lei coesiva.
3. Implementação de lei coesiva na rotina tridimensional do programa de análise estrutural pelo o método dos elementos finitos, METAFOR.

1.3 DELIMITAÇÕES

No estudo da aderência é necessário entender que o processo de degradação do concreto no entorno da barra faz com que o comportamento entre o concreto e a armadura não aconteça de acordo com o esperado para a peça estrutural conforme o que é estabelecido na sua fase de dimensionamento.

Essa ocorrência pode ser gerada por duas situações distintas: a primeira é o fendilhamento, que ocorre quando o concreto existente ao redor da superfície da barra não é o suficiente para o confinamento da mesma, o que reduz o atrito entre o concreto e as nervuras das barras. Já a segunda é o arrancamento (*pull-out*) situação que ocorre quando o concreto envolto sofre esmagamento entre as nervuras da barra, onde o concreto é totalmente degradado ocorrendo o fácil arrancamento da barra.

Utilizou-se do modelo coesivo proposto por Rolland et al. (2020), aplicado aos experimentos realizados por Miranda et al. (2021) e Bueno (2023), de modo que a modelagem numérica ocorreu no *software* METAFOR, com solução pelo método dos elementos finitos, de maneira que devido a axissimetria dos corpos de provas, foram modeladas malhas volumétricas de apenas $\frac{1}{4}$ do corpo de prova. As respostas finais das tensões de aderência resultante do processo numérico, deve ser validadas pelos dados das curvas experimentais, sendo que desses valores são geradas as forças internas para cálculo das tensões no concreto.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho é organizado em 6 capítulos:

O capítulo 1 faz uma apresentação preliminar do tema da pesquisa, objetivos e sua organização.

No capítulo 2 são apresentados os conceitos básicos e os materiais empregados na pesquisa, dando seu enfoque principal as fibras de basalto, seguindo de uma revisão sobre o fenômeno da aderência e ensaio clássico para análise desse fenômeno, o *Pull-out Test*, esse capítulo finaliza com os ensaios norteadores da pesquisa.

No capítulo 3 é feita a descrição da metodologia aplicada na pesquisa, descrevendo o comportamento da zona coesiva para o modelo de aderência e sua implementação, seguido da apresentação de lei constitutiva proposta por Rolland et al. (2020), finalizando com o processo de otimização do pelo algoritmo *Grey Wolf Optimization* (GWO).

No capítulo 4 é apresentada a modelagem numérica para simulação dos casos adotados, são apresentadas as malhas dos modelos adotados. Por fim é apresentado as condições de contorno impostas para solução do problema numérico baseando nas circunstâncias percebidas no ensaio experimental.

No capítulo 5 serão apresentados os resultados alcançados na pesquisa, com enfoque nos gráficos tensão-escorregamento, e as malhas tencionadas, resultando nas tensões causadas no concreto devido ao deslocamento resultante da tensão aplicada na barra.

Por último, no capítulo 6, serão elencadas as considerações finais do presente trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 MATERIAIS ENVOLVIDOS NA PESQUISA

Este tópico trata de forma breve os principais conteúdos teóricos a respeito do tema desta análise. Nesta primeira seção são apresentados os conceitos básicos e inerentes às características dos materiais envolvidos neste estudo, de forma que sua compreensão se faz essencial para o entendimento do fenômeno da aderência nas estruturas de concreto armado.

2.1.1 Concreto Armado

O cimento *Portland* é derivado da moagem do clínquer, um material granular que é resultado da calcinação de silicatos de cálcio, com sulfato de cálcio natural e outras substâncias a fim de melhorar suas propriedades. A mistura do aglomerante com a água gera uma combinação viscosa denominada pasta, e com a adição de agregados miúdos nela, tem-se a argamassa, que é utilizada para revestir o fechamento das estruturas como o reboco e o emboço, sendo usada também, para fazer contra-piso e assentamento de revestimentos cerâmicos (BAUER, 2015).

No entanto, quando se adiciona agregado graúdo na argamassa, temos o concreto, material que desde sua descoberta, vem sendo constantemente requisitado na construção civil devido à sua elevada resistência à compressão e durabilidade às intempéries. Em contrapartida, o concreto resiste muito pouco à tração (aproximadamente 10% de sua resistência à compressão) e essa deficiência é compensada com a adição da armadura na composição dos elementos.

Essas características facilitam o transporte e a moldagem do concreto, podendo ser concebido com tamanho e dimensões conforme às especificações do projetista, garantindo longa durabilidade, assemelhando-se às características e resistência de uma pedra natural.

Os agregados são materiais granulares, coesivos, com capacidade de reação química quase nula (inertes), sendo constituídos por uma mistura de partículas de tamanhos heterogêneos, em que o termo agregado é aplicado principalmente como constituintes do concreto, tendo outros nomes de acordo com sua granulometria e aplicação nos diversos setores da construção civil (BAUER, 2015).

Por não entrarem em reações complexas quando expostos à água e por possuírem o custo relativamente baixo, os agregados são rotineiramente utilizados como material de enchimento no concreto, onde suas características são incorporadas ao mesmo, como a porosidade, distribuição

granulométrica, absorção de água, forma e textura superficial, resistência à compressão e módulo de elasticidade. Os agregados minerais representam 90% da composição do concreto, no qual o percentual restante é composto por escória de alto-forno, cinzas volantes, rejeitos urbanos, concreto reciclado e outros (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Semelhante à dos materiais cerâmicos naturais, a resistência mecânica do concreto é predominantemente à compressão, e sua fragilidade à tração precisou ser compensada com o uso de outro material que conseguisse trabalhar juntamente com o concreto, o aço, surgindo assim, o concreto armado. Na Figura 2.1 a seguir são apresentadas as fases dos materiais para a composição do concreto armado.



Figura 2.1 – Fluxograma resumo da produção do concreto armado.

A resistência à compressão, a quantidade de agregados miúdos e graúdos, aditivos, o adensamento e a orientação de lançamento do concreto são características que influenciam no comportamento dos mecanismos de aderência no concreto armado.

Ribeiro (1985), constatou que o módulo resistente à compressão do concreto é um fator primordial nos casos da perda de aderência da barra por arrancamento, enquanto a resistência à tração tenha influência nas rupturas por fendilhamento. O concreto com maior módulo resistência à compressão tem bastante desempenho na utilização de barras nervuradas, devido aos mecanismos relacionado a aderência mecânica.

No Brasil a NBR 6118:2014 ABNT (2014) é o preceito normativo que define métodos de cálculos para o dimensionamento das estruturas de concreto armado. Nela encontram-se as propriedades necessárias para os concretos estruturais, onde pode ser empregado o diagrama

tensão-deformação idealizado para análises no estado-limite último, já para o concreto não-fissurado (Figura 2.2a), pode ser adotado o diagrama tensão-deformação bilinear de tração (Figura 2.2b).

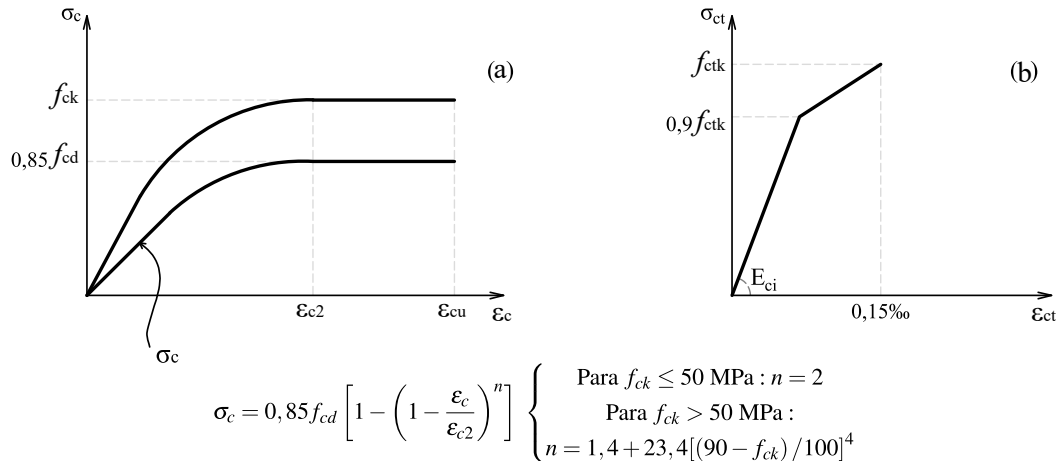


Figura 2.2 – (a) Diagrama tensão-deformação idealizado e (b) Diagrama tensão-deformação bilinear de tração.

Fonte: adaptado da NBR 6118:2014 ABNT (2014).

Sendo que para concretos com f_{ck} de até 50 MPa:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 2,0 \text{ ‰} \\ \epsilon_{cu} &= 3,5 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (2.1)$$

e para os f_{ck} superiores a 55 MPa até 90 Mpa:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \\ \epsilon_{cu} &= 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4 \end{aligned} \quad (2.2)$$

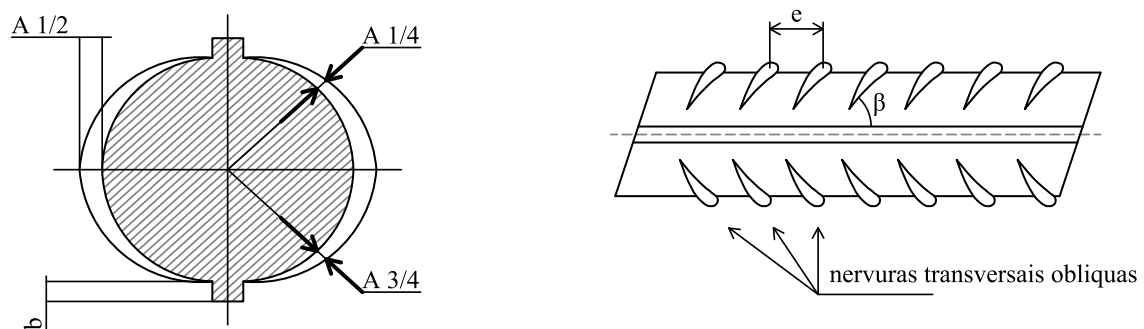
2.1.2 Barra de Aço

Para a utilização estrutural, a liga metálica composta essencialmente por ferro e carbono deve obedecer às seguintes características: ductilidade, homogeneidade, soldabilidade, suscetibilidade ao corte por chama sem endurecimento, possuir elevada relação entre o limite de resistência e o limite de escoamento e uma resistência razoável à corrosão. Para alcançar essas características o fabricante deve garantir que o teor de carbono seja relativamente baixo entre 0,008% e 2,11% e sua laminação seja a quente.

Na construção civil brasileira, o aço CA-50 é o mais utilizado em forma de vergalhões para concreto armado, tendo um limite de escoamento de 500 MPa. Nesse grupo de aços a sua seção transversal não é lisa como de outros tipos, possuindo nervuras que melhoram a aderência do concreto à barra na peça estrutural, o que pode ser observado na Figura 2.3.

Uma das desvantagens do aço é a baixa resistência a corrosão, que afeta diretamente no fenômeno de aderência do concreto à barra, porém com uma pequena adição do cobre na mistura da liga, é possível melhorar essa propriedade, com teores baixos próximos a 0,25%, o que já melhora o dobro da sua capacidade (CHIAVERINI, 2015). No entanto, adotar o cobrimento de concreto correto, de acordo com a NBR 6118:2014 ABNT (2014), pode garantir uma proteção a oxidação desse elemento de reforço.

A norma NBR 7480:2022 ABNT (2022) define os tipos, características e vários outros itens referentes às barras e aos fios de aço com uso no concreto armado. As categorias CA 25 e CA 50 são de produção por laminação a quente, enquanto a CA 60 é produzida por estiramento ou laminação a frio. A sigla CA indica concreto armado, e a numeração é referente à resistência de escoamento mínima em kN/cm^2 .



b = altura da nervura longitudinal
 $A_{1/4}$ = altura da nervura a $\frac{1}{4}$ do seu comprimento
 $A_{1/2}$ = altura da nervura a $\frac{1}{2}$ do seu comprimento
 $A_{3/4}$ = altura da nervura a $\frac{3}{4}$ do seu comprimento

β = ângulo entre o eixo da nervura oblíqua e o eixo da barra
 e = espaçamento entre nervuras

Figura 2.3 – Exemplo de configuração geométrica com nervuras transversais oblíquas em dois lados da barra e nervuras longitudinais.

Fonte: adaptado da NBR 7480:2022 ABNT (2022).

A NBR 6118:2014 ABNT (2014) estabelece que comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes que o fenômeno da aderência entre os materiais ocorra.

Essa norma, apesar de considerar o termo armadura em seu amplo sentido, está toda baseada na armadura de aço como base para o dimensionamento e verificação da sua vida útil. Poderá ser observado isso quando forem abordados o controle de fissuração, o cobrimento devido a classe ambiental, ancoragem das armaduras, entre outros critérios a serem discutidos no decorrer deste estudo.

2.1.3 Barras de Polímeros Reforçados com Fibra (FRP)

Como uma alternativa às barras de aço que são utilizadas no concreto armado, surgiram no mercado barras fabricadas pelo processo de pultrusão destinado a manufatura de materiais

compósitos. Essas são as barras de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) as quais são compostas por um material plástico, que podem ser fibras de carbono, aramida, vidro, entre outros materiais na sua composição. Essas barras, em comparação com o aço, oferecem algumas vantagens como a resistência à corrosão em ambientes mais agressivos, como de maresia por exemplo, além de serem mais leves, o que exige menos da estrutura (CASTRO, 1997; ROLLAND et al., 2018; SOLYOM; BALÁZS, 2021; TAHA; ALNAHHAL; ALNUAIMI, 2020).

Para Castro (1997) o comportamento de tensão-deformação à tração dessas barras se assemelha bastante ao de um material frágil e elástico-linear, fazendo com que não seja adequado o dimensionamento de estruturas com esse tipo de barra caso seja tomado como premissa os atuais modelos que são baseados no comportamento elástico-plástico do aço. Seu módulo de elasticidade é inferior ao do aço, o que ocasiona maiores flechas e fissurações em peças submetidas a flexão.

Devido ao seu comportamento mecânico, novos métodos de dimensionamento devem ser propostos para garantir a segurança e a vida útil das estruturas armadas com barras de FRP. Uma das características desse tipo de material é que a fragilidade das barras impossibilita seu dobramento no canteiro de obra, dessa forma as barras devem ser pré-fabricadas com as dobras conforme as especificações do projetista (ASHRAFI et al., 2017; BAENA et al., 2009).

A composição das barras de FRP é uma matriz polimérica, geralmente poliéster, viniléster ou epóxi aglutinando fibras contínuas nas quais as mais comuns são em vidro, formando um material compósito. A matriz tem a função de unir e proteger as fibras transferindo as cargas atuantes na superfície da barra para o interior e para as fibras.

O seu processo de fabricação por pultrusão consiste em embeber as fibras contínuas com resina e aplicá-las a um molde aquecido para produzir a forma da seção transversal requerida.

Após passar pelo molde, são utilizados métodos diferentes para moldar a superfície da barra, o que garante uma melhor aderência como armadura para concreto. Com a superfície moldada a barra vai para o processo final de polimerização da resina, como mostrado na Figura 2.4, são ilustrados alguns tipos de acabamento de superfície mais comum no mercado e sua comparação (SOLYOM; BALÁZS, 2021; TAHA; ALNAHHAL; ALNUAIMI, 2020; ZHOU et al., 2020).

Como se trata de um material heterogêneo formado por matérias primas de origens distintas, as barras de FRP possuem propriedades mecânicas que são diretamente influenciadas pelas características particulares das fibras e da resina, pela proporção de volume de fibras e de resina, e a pela capacidade de transferência de tensões da superfície para o interior da barra.

O módulo de elasticidade das barras de aço pode ser considerado igual em todas as barras,

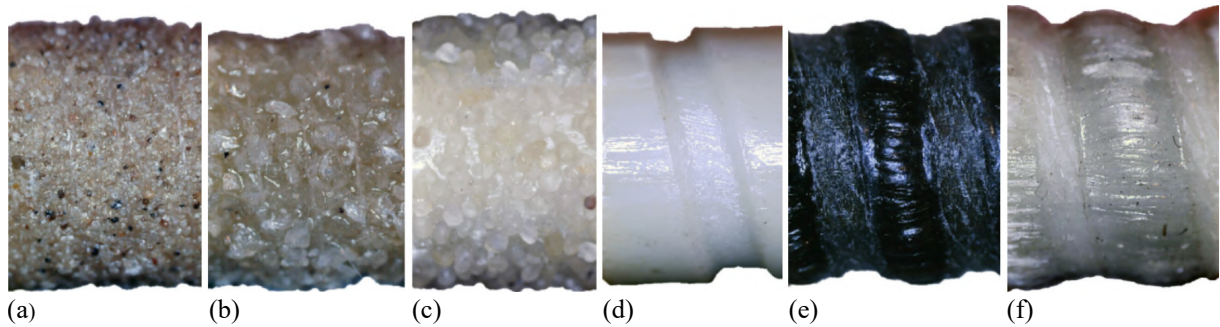


Figura 2.4 – Detalhes das superfícies dos diferentes tipos de barras de FRP: (a) *Sand Coated Fine*, (b) *Sand Coated Coarse*, (c) *Sand Coated*, (d) *Indented*, (e) *Ribbed* e (f) *Helically Wrapped*.

Fonte: Solyom e Balázs (2021).

independente da marca do fabricante, devido à garantia normativa da NBR 6118:2014 ABNT (2014), que fixa os valores referentes às características mecânicas das barras e fios utilizados para armar concreto.

Já nas barras de FRP, o módulo de elasticidade sofre uma variação, por depender de diversos fatores, como o tipo da resina utilizada, tipo das fibras, a proporção entre o volume dos materiais e dos detalhes decorrentes do processo de fabricação, como o tipo de superfície de acabamento adotada. Levando em consideração a ausência de normas que padronizam a produção, os diferentes métodos de fabricação e componentes, fica a cargo do fabricante ensaiar o produto para obter o módulo de elasticidade das barras.

2.1.4 Barras FRP com Fibra de Basalto

As barras poliméricas reforçadas com fibra de basalto (BFRP) são materiais bem recentes na literatura, configurando-se entre os tipos de barras de FRP e compósitos mais atuais, tendo surgido como alternativa para substituir as barras com adição de vidro (*Glass Fiber Reinforced Polymer* – GFRP) para utilização como armadura em concreto (ATTIA; REFAI; ALNAHHAL, 2020; GOLDSTON; REMENNIKOV; SHEIKH, 2016).

Mesmo que as fibras de basalto e de vidro possuam uma tecnologia de fabricação semelhante, sua produção requer bem menos energia, além do fato de que rochas de basalto são facilmente encontradas em todo o globo. As fibras de basalto (Figura 2.5) possuem rigidez maior que o vidro, sua exploração não gera danos ambientais, não são tóxicas, corrosivas, e nem magnéticas e possuem uma boa característica refratária (GODAT et al., 2021; ROLLAND et al., 2018; TAHA; ALNAHHAL; ALNUAIMI, 2020).

Mesmo com uma boa aceitação pela comunidade da construção civil, as barras de BFRP, assim como as outros produtos que ela se propõe em substituir, ainda possuem poucas pesquisas a seu respeito, além da ausência de preceitos normativos que definam sua aplicação estrutural, visto



Figura 2.5 – Fibras de basalto.

Fonte: adaptado de Taha, Alnahhal e Alnuaimi (2020).

que é necessário que para se tornar uma alternativa viável, deva ter o seu mecanismo de aderência verificado para garantir sua capacidade resistente, ductilidade e durabilidade nas estruturas em que forem aplicadas (LU et al., 2020; ROLLAND et al., 2018).

Alguns pesquisadores propuseram ensaios em certas condições para avaliar o comportamento aderente do concreto às barras de BFRP. Refai, Ammar e Masmoudi (2015) estão entre os pioneiros na investigação do desempenho da interface aderente das barras através do ensaio de arrancamento direto. Em seu estudo, os principais parâmetros que foram levados em consideração para o teste, foram os diferentes diâmetros de barra e os comprimentos de ligação, onde foi comparado os mesmos ensaios com GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) nas mesmas condições. Eles concluíram que a resistência de aderência entre o BFRP e o concreto é 75% da alcançada com as barras de GFRP. Porém estudo recente de Bueno (2023), mostrou o contrário, de modo que em condições semelhantes, com mesmo tipo de superfície, a BFRP conseguiu suportar tensões superiores a GFRP.

High et al. (2015) ensaiaram o desempenho de ligação de barras usando corpos de prova de extremidade de viga, e concluíram que a força aderente das barras de BFRP são semelhantes nas que possuem superfície nervuradas e nas que possuem superfícies indentadas, além de perceber que o comprimento de ancoragem necessário para barras de BFRP é de 32 vezes o diâmetro da barra, constatando que é menor que o sugerido pela ACI Committee Report 440 (2015).

Shen et al. (2016) propuseram através do ensaio de arrancamento direto, examinar a aderência entre o concreto e a barra de BFRP, de acordo com a variação do diâmetro da seção transversal da barra e da resistência do concreto. Por fim chegaram à conclusão de que a resistência de ligação entre os materiais aumentou conforme aumentava o diâmetro da barra e a resistência característica do concreto.

2.2 ADERÊNCIA

O comportamento ideal para um elemento de concreto armado só ocorre quando é garantido que os materiais que o compõem trabalhem de forma solidarizada. Com este pré-requisito, é assegurado que não ocorra o escorregamento entre a armadura e o concreto no seu entorno devido ao fenômeno da aderência.

A solidarização da armadura ao concreto não garante apenas que a barra não escorregue no interior do elemento, mas também é de suma importância para a transferência de tensões que são solicitadas pela estrutura, para que cada material trabalhe com as tensões de compressão e tração que vão ocorrer durante o serviço, gerando deformações que os dois materiais devem absorver juntos (CAETANO, 2008).

Para Fusco (1995), essa aderência entre diferentes materiais é composta por parcelas de origens distintas, resultando em diferentes fenômenos que influenciam na ligação entre a barra e o concreto, onde esses fenômenos podem ser melhor compreendidos por diversos ensaios.

A primeira parcela citada por Fusco (1995) é a aderência por adesão. Esse fenômeno é observado quando ocorre uma resistência na tentativa de separação dos dois materiais. Por exemplo, quando um elemento é concretado diretamente em uma peça de aço como na Figura 2.6. Devido às ligações físico-químicas ocorridas na interface dos dois materiais durante as reações de pega do cimento, é identificada essa resistência de adesão R_{b1} dificultando a separação de ambos materiais.

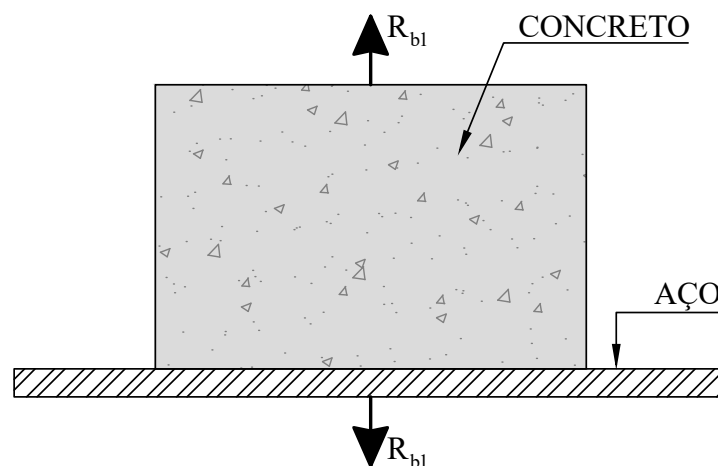


Figura 2.6 – Aderência por adesão.

Fonte: adaptado de Fusco (1995).

A aderência por atrito é percebida durante a realização do “ensaio de arrancamento direto” de uma barra incorporada parcialmente em um bloco de concreto, conforme mostrado na Figura 2.7. É possível verificar que a força de arrancamento R_{b2} é consideravelmente maior que os limites obtidos a partir da resistência R_{b1} da parcela por adesão.

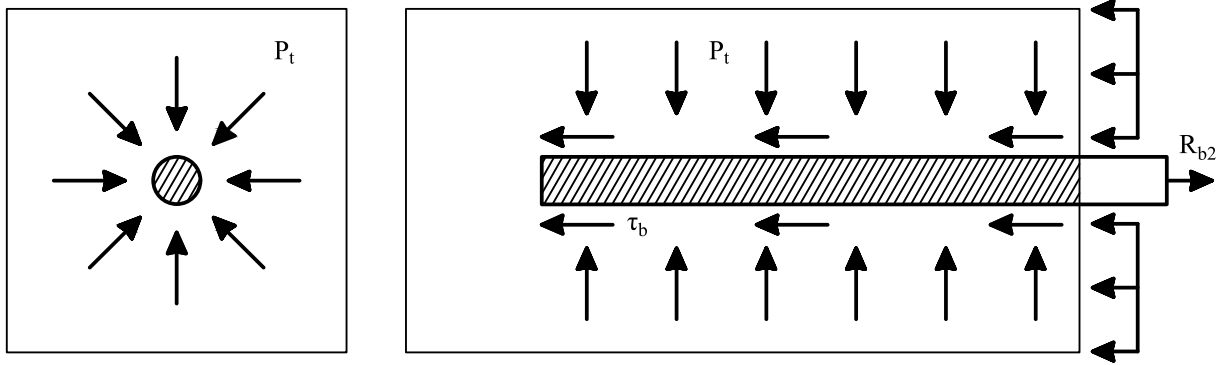
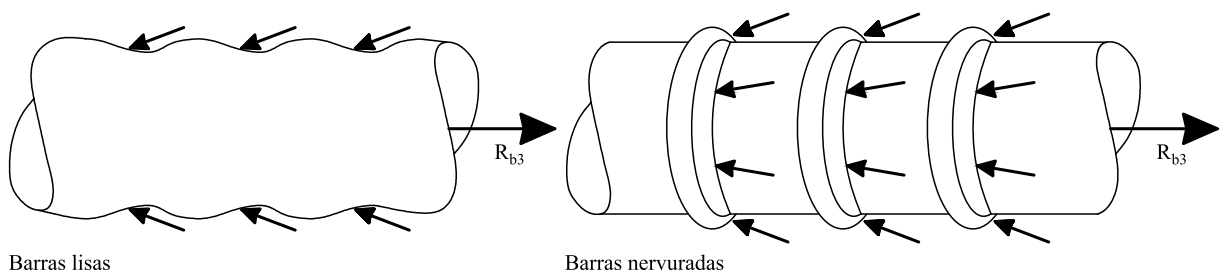


Figura 2.7 – Aderência por atrito.
Fonte: adaptado de Fusco (1995).

Com a análise dos resultados dos ensaios, é possível perceber que esse complemento da aderência é possível devido às forças de atrito que ocorrem no contato entre o concreto e a barra. Essas forças de atrito são diretamente dependentes do coeficiente de atrito particular de cada material, e devido a condições de rugosidade em que se encontra a superfície da barra. A retração do concreto gera tensões internas com a existência da barra, desenvolvendo forças transversais P_t em toda a superfície da barra, completando as parcelas da aderência por atrito.

Aderência mecânica é a terceira e última parcela de aderência, ela ocorre na presença de entalhes, saliências ou mossas na superfície das barras, essas partes chamadas de nervuras funcionam como pequenos consolos no entorno da barra que funcionam como apoios para o concreto convergindo as tensões de compressão atuante no concreto.

A NBR 6118:2014 ABNT (2014) diferencia as barras lisas e barras de alta aderência, as que possuem entalhes, saliências ou mossas que são distribuídas propositalmente ao longo da superfície da barra. A solidarização entre essas barras é baseada essencialmente na aderência mecânica resultante das nervuras, as quais podem ser observadas na Figura 2.8.



Barras lisas

Barras nervuradas

Figura 2.8 – Aderência mecânica.
Fonte: adaptado de Fusco (1995).

Vale ressaltar que a parcela de aderência mecânica também ocorre nas barras classificadas como lisas, em virtude das anomalias superficiais decorrentes de processos de fabricação por laminação que não produzem fios perfeitos.

Fusco (1995) concluiu que as três classificações da aderência são puramente teóricas, não sendo

possível estabelecer cada uma separadamente, adicionado ao fato de que a aderência entre a barra e o concreto em seu entorno, tem sua grandeza vigorosamente influenciada pela retração, pela fluência e pela fissuração do concreto, de modo que apenas por meio de ensaios podem ser determinados com precisão valores padrões de aderência.

A maior parte dos estudos sobre este tipo de aderência são baseados em armaduras de aço, como se pode verificar em trabalhos anteriores desenvolvidos por Leonhardt e Monnig (1977), Fusco (1995), Caetano (2008), Brisotto (2011). Porém, no estudo de barras de FRP é possível ter um entendimento análogo ao citado anteriormente, tratando-se das parcelas de aderência, pois o entendimento também se aplica às barras poliméricas com adição de fibras.

2.2.1 Meios que Influenciam a Aderência

O comportamento aderente entre os materiais que compõem o concreto armado é inerente a várias características particulares de cada um, as quais influenciam diretamente na resistência e ductilidade de ambos. O entendimento desses fatores é de suma importância para analisar e compreender o comportamento mecânico de forma clara para evitar os possíveis problemas que podem ocorrer em um elemento estrutural devido a perda da aderência. Os fatores que influenciam no comportamento da aderência são:

2.2.1.1 Resistência do Concreto

O traço do concreto está diretamente ligado ao seu comportamento aderente, visto que, caso haja alguma alteração no seu traço, deve ocorrer de forma a não alterar sua resistência de compressão e tração, além de não gerar nenhuma alteração perceptível na aderência.

Martin e Noakowski (1981) observaram que a mudança no fator água/cimento e na quantidade de agregados miúdos tendem a modificar a resistência de aderência do concreto, pois quanto maior o diâmetro do agregado e em menor quantidade de água, é possível observar o aumento do comportamento aderente.

Essa ocorrência está diretamente ligada ao fato de que os agregados mais finos em contato com a água vão tender a acumular na vizinhança da superfície da barra, fazendo com que a resistência do concreto entre as nervuras não esteja em condições ideais correspondentes aos de ensaio de compressão.

A perda da resistência à compressão está diretamente ligada à ruptura da aderência por arrancamento da barra, que ocorre geralmente em concretos com baixa resistência à compressão e esmagamento do concreto depositado nos consolos formados entre as nervuras. Já na ruptura por fendilhamento, a resistência a tração do concreto é um fator preponderante por ser inferior

quando comparada ao módulo resistente à compressão, a perda de aderência ocorre precisamente quando as tensões circunferenciais de tração ultrapassam o limite resistente de tração (BRISOTTO, 2011).

2.2.1.2 Adensamento do Concreto

O adensamento é um fator bem importante para os mecanismos de aderência, principalmente em locais do elemento estrutural onde possuem uma grande quantidade de barras, o que torna difícil o acesso do concreto fresco. Na etapa da concretagem, essa dificuldade pode gerar uma peça estrutural que no decorrer de sua vida útil pode apresentar algumas patologias, visto que devido ao adensamento deficiente existe uma grande chance de se criar vazios no concreto e nas imediações da barra.

A forma que ocorre o adensamento não é importante, podendo ser ele feito com golpes ou por vibração, mas é necessário garantir que seja feito o adensamento de forma adequada, não só para evitar a presença de vazios no concreto, mas também por ele estar diretamente ligado ao critério citado anteriormente.

2.2.1.3 Cobrimento do Concreto e Espaçamento entre Barras

Em estruturas de concreto armado, o cobrimento correto das armaduras tem como objetivo garantir a proteção das barras de aço contra a ação de agentes externos como a umidade que acarreta na corrosão do vergalhão. O cobrimento adequado garante a resistência e durabilidade da peça estrutural.

Tendo isso em vista, sabe-se que quanto maior for o cobrimento e o espaçamento entre as barras, criar-se uma situação favorável para tensão de aderência, pois quanto maior for o confinamento da barra dentro do concreto, reduz a possibilidade de uma barra concorrer com outra pela resistência do maciço de concreto quando as tensões de aderência estão atuando.

Além de estar diretamente interligado à tensão máxima de aderência, o cobrimento também é afetado por uma forma de ruptura, visto que quando mal executado, pode desencadear rapidamente o fendilhamento da barra. Essa ruptura pode ocorrer de duas formas, entre as barras ou entre a superfície do concreto e a barra (CAETANO, 2008).

2.2.1.4 Diâmetro da Barra

Desde dos primeiros estudos sobre a aderência do concreto armado, é levantado o questionamento acerca da influência do diâmetro da barra. ACI Committee Report 440 (2015) garante que o diâmetro da barra não tem nenhuma influência sobre o comportamento aderente do concreto, caso

sejam garantidos o cobrimento e o comprimento mínimo para que as tensões se desenvolvam entre os materiais. Ribeiro (1985) constatou que ocorria sim uma pequena influência nessa variação de diâmetros da barra com relação ao aumento ou diminuição da aderência após ensaios realizados com vários diâmetros diferentes.

Leonhardt e Monnig (1977) em seus testes apresentaram o gráfico da Figura 2.9, que comprova a observação de Ribeiro, ou seja, a influência do diâmetro da barra é pequena, porém ele ressalta que os diâmetros menores são capazes de suportar tensões um pouco superiores. Já Martin e Noakowski (1981) obtiveram em seus ensaios o entendimento oposto, passando a afirmar que mesmo com influência pequena as barras de diâmetro maiores são capazes de suportar maiores tensões (Figura 2.10).

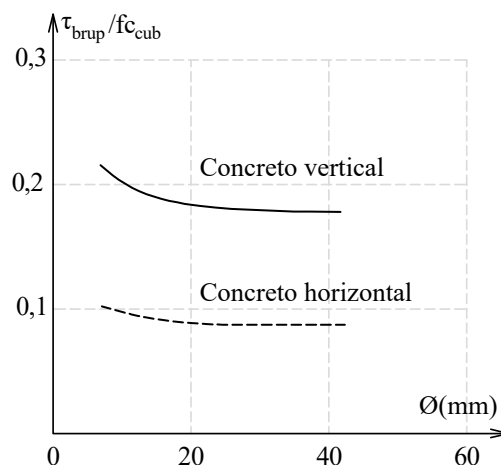


Figura 2.9 – Influência do diâmetro da barra na aderência.
Fonte: adaptado de Leonhardt e Monnig (1977).

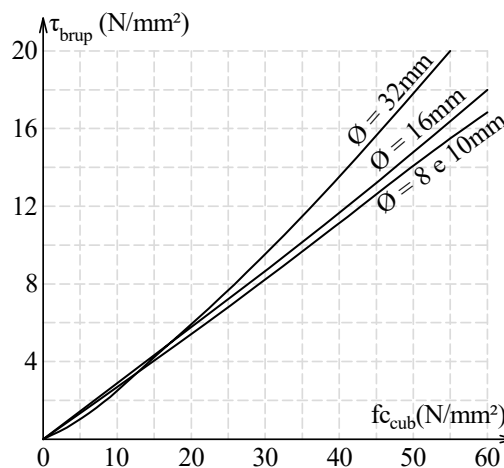


Figura 2.10 – Influência do diâmetro da barra na aderência.
Fonte: adaptado de Martin e Noakowski (1981).

ACI Committee Report 408 (2003), complementa que ao analisar a força necessária para o arrancamento da barra, o diâmetro se torna uma variável de pouca relevância na perda da capacidade aderente, complementando que, para um determinado comprimento de aderência, quanto maior o diâmetro da barra, maior será a força para arrancamento necessária para a perda da ligação entre os materiais. Com esse aumento de forças de aderência ocorrendo de forma

cadenciada comparado ao aumento do diâmetro da seção, são requeridos maiores comprimentos de região aderente entre a barra e o concreto para que ocorra a ancoragem.

2.2.1.5 Características Superficiais da Barra

Para as três parcelas da aderência definidas por Fusco (1995), uma das características mais influentes das barras, é a qualidade de sua superfície, principalmente quando observado o comportamento das barras lisas, onde a resistência de aderência está basicamente ligada à parcela de adesão. O estado superficial das barras é de suma importância para que o comportamento aderente ocorra, onde barras lisas com superfícies oxidadas e/ou com outras impurezas desencadeiam no aumento da resistência de aderência.

Rehm (1961) propôs em seu estudo que o acabamento superficial de fios e barras lisas (Figura 2.11), geram aderência mecânica e essa situação pode ser percebida por meio de ensaios comparativos de arrancamento de barras ensaiadas no estado laminado e barras torneadas e polidas, concluindo que nas barras lisas, a ocorrência da aderência mecânica e da aderência por atrito é praticamente a mesma.

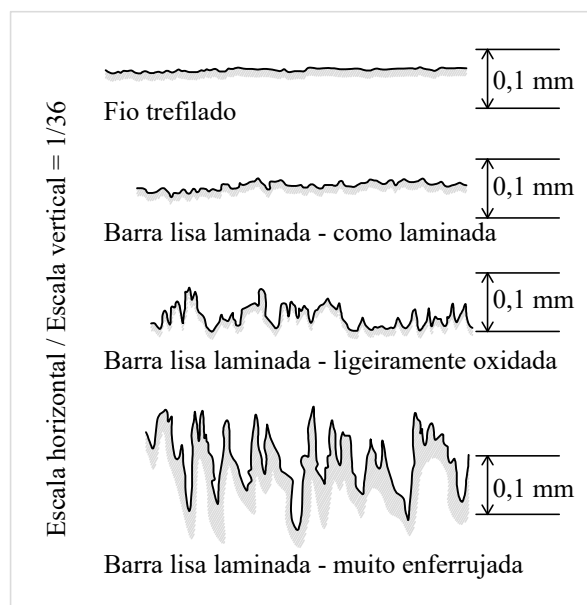


Figura 2.11 – Acabamento superficial de fios e barras lisas.
Fonte: adaptado de Rehm (1961).

Outra característica que incorpora uma grande capacidade resistente de aderência, são as nervuras das barras, visto que sua composição geométrica e sua distribuição por todo o comprimento da barra melhoram muito a parcela de aderência mecânica da barra, exigindo que o concreto utilize mais de sua componente de resistência à compressão para resistir os esforços que tendem a romper a superfície aderente.

As especificações de produção de barras de aço para concreto armado são definidas pela NBR

7480:2022 ABNT (2022), que define que o espaçamento entre as nervuras da barra deve ter um comprimento entre 0,5 e 0,8 vezes o diâmetro nominal da barra, e que a altura para barras com diâmetro maior que 10 mm, deve ser igual ou maior que 0,04 vezes o diâmetro. As barras com menor área da seção transversal que possuem diâmetros inferiores aos 10 mm, devem possuir a altura média de 0,02 vezes o diâmetro nominal. A inclinação das nervuras é outro fator relevante para o incremento da parcela mecânica da resistência de aderência.

A influência do ângulo da nervura foi bem estudada por Lutz e Gergely (1967), que verificaram a relação entre a inclinação no que se refere ao eixo longitudinal da barra de aço, onde foi percebido que ângulos entre 40° e 105° garantiam que os movimentos relativos à interface de aderência entre a armadura e o concreto eram nulos, e que o deslizamento aconteceria no momento da ruptura do maciço concreto. Contudo, em casos de ângulos inferiores a 30° não era possível evitar o deslocamento, o que gerava alterações na curva de tensão-escorregamento (Figura 2.12).

Vale salientar que a existência de nervuras e suas inclinações são fatores que influenciam na flexibilidade da barra, sendo essa uma propriedade essencial para a trabalhabilidade do material, o que facilita o dobramento e montagem das armaduras. Dessa forma com o uso de nervuras com formas, tamanhos e inclinações desfavoráveis pode ocorrer a fratura da armadura por fragilidade, desencadeando a perda de aderência (CAETANO, 2008).

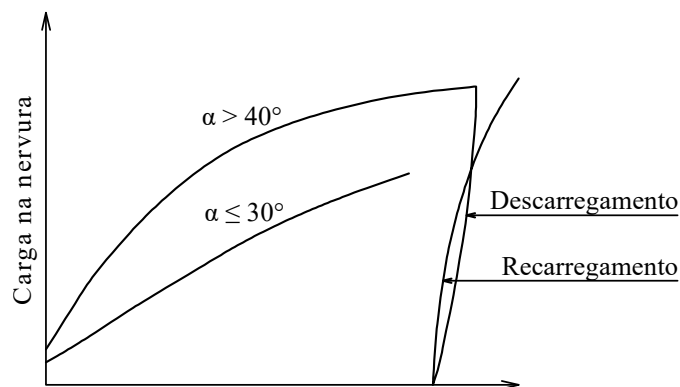


Figura 2.12 – Representação esquemática das curvas carga x deslizamento de barras com angulações de nervuras variadas.

Fonte: adaptado de Lutz e Gergely (1967).

2.2.1.6 Posição das Barras Durante a Concretagem

Os ensaios clássicos desenvolvidos por Rehm (1961), Leonhardt e Monnig (1977), Martin e Noakowski (1981) definiram que barras concretadas no sentido vertical e solicitadas em sentido oposto à concretagem, tendem a apresentar maior resistência de aderência que as barras concretadas em sentido horizontal próximo à face inferior ou concretadas na vertical e solicitadas no mesmo sentido da concretagem. Barras horizontais concretadas próximas à face superior respondem com resistência aderente inferior às citadas anteriormente, pode-se observar no gráfico da Figura 2.13 os resultados encontrados no estudo.

A NBR 6118:2014 ABNT (2014) traz uma classificação onde considera a existência de zonas de boa e má aderência, ao discorrer sobre o comprimento de ancoragem necessário para determinados locais, onde percebe-se que no topo do elemento estrutural ocorre uma aderência inferior, e isso pode ser explicado por alguns aspectos, como a exsudação, que ocorre com a tendência que a água do concreto fresco tem em subir para superfície da peça estrutural e com o possível deslocamento de agregados mais pesados para parte inferior da forma.

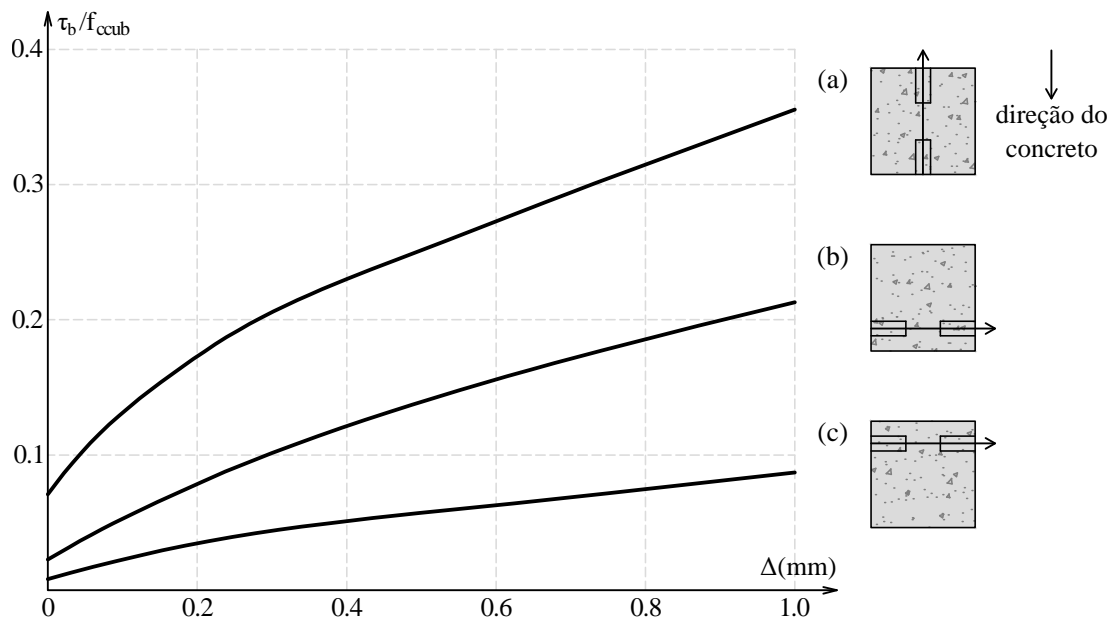


Figura 2.13 – Influência da direção de concretagem sobre o comportamento de aderência.

Fonte: adaptado de Leonhardt e Monnig (1977).

2.2.1.7 Influência da Temperatura na Aderência

A temperatura possui uma influência considerável no estudo da aderência, pois levando em consideração as barras de aço, é constatado que sua dilatação térmica é cerca de 10% da dilatação térmica do concreto. Com variações de temperaturas pequenas, o efeito na diferença de dilatação dos materiais (concreto e aço) é imperceptível, mas quando são submetidos a elevadas temperaturas, a expansão radial que ocorre na barra de aço pode gerar tensões de tração no maciço de concreto, o que gera fissuras e danifica a interface aderente. Em paralelo o concreto sofre redução em seu módulo resistente, o que acelera o processo de ruptura (CAETANO, 2008).

Quando se trata das barras poliméricas com adição de fibras, a influência da temperatura é ainda maior, devido à vulnerabilidade dos materiais utilizados na matriz polimérica não possuírem a capacidade de resistir a altas temperaturas (ZHOU et al., 2020).

2.2.2 Rupturas da Interface de Aderência

A fissuração é um fator diretamente ligado à aderência devido à necessidade do trabalho simultâneo entre os dois materiais. Quando o elemento estrutural é solicitado, os esforços de tração inicialmente são recebidos pelo concreto, e quando essas solicitações são consideravelmente baixas, o concreto resiste à totalidade do esforço de tração. Essa fase é chamada de estágio I.

Com o aumento progressivo das solicitações, as fibras mais tracionadas do concreto atingem uma tensão $\sigma_{ct} = f_{ct}$ (tensão de ruptura do concreto a tração), ocorrendo a fissuração inicial do elemento e o concreto entrando no estágio II. Essa fissuração garante que a armadura passou a ser solicitada, então tem-se que mudança do estágio I para o estágio II em uma seção fissurada e isso faz com que a carga de tração atuante no concreto seja zerada $\sigma_{ct} = 0$, e um consequente aumento de tração passa a atuar na armadura σ_{st} , como se pode observar na Figura 2.14.

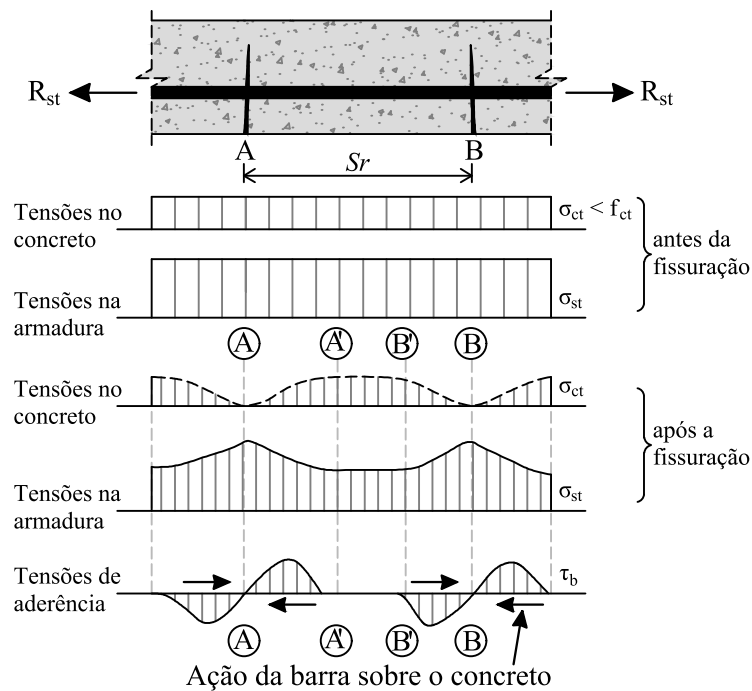


Figura 2.14 – Fissuração decorrente da tração.

Fonte: adaptado de Fusco (1995).

Na Figura 2.14, Fusco (1995) demonstrou que na existência de duas fissuras A e B a uma distância S_r entre si, as tensões de aderência entre elas ocorrem apenas nos trechos $\overline{AA'}$ e $\overline{BB'}$ dessa forma a tensão σ_{ct} no trecho $\overline{A'B'}$ é constante. Com o aumento progressivo da solicitação, é gerado o aumento da tensão na armadura σ_{st} , podendo aumentar também em σ_{ct} . Dessa forma, a força de aderência no trecho $\overline{A'B'}$ ocorre até a possibilidade de ocorrência de uma nova fissura C entre as fissuras A e B pré-existentes, conforme se pode observar na Figura 2.15.

No tocante a microfissurações, estudos mostram que a repetição de cargas pode gerar a perda de aderência por adesão, fazendo com que a parcela mecânica se torne predominante. É importante trazer o entendimento de que a microfissuração no estudo da aderência não se trata de fissuras

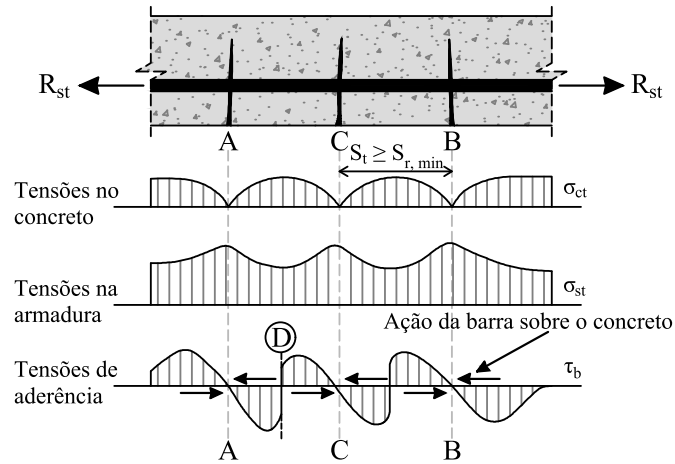


Figura 2.15 – Fissuração estabilizada.
Fonte: adaptado de Fusco (1995).

microscópicas, visto que se entende como fissuras de dimensões máximas a do agregado graúdo do concreto.

Outro tipo de ruptura da interface de aderência bastante abordado na literatura é o fendilhamento do concreto (Figura 2.16), que é consequência das trações circunferenciais geradas pelas componentes radiais das tensões de compressão durante a transferência de esforços do aço para o concreto. Sua ocorrência geralmente está ligada a um confinamento deficiente da armadura. Para que essas forças radiais gerem ruptura é necessário que a tensão de tração da interface de aderência seja maior que a tensão de ruptura à tração do concreto (ALMEIDA FILHO, 2006).

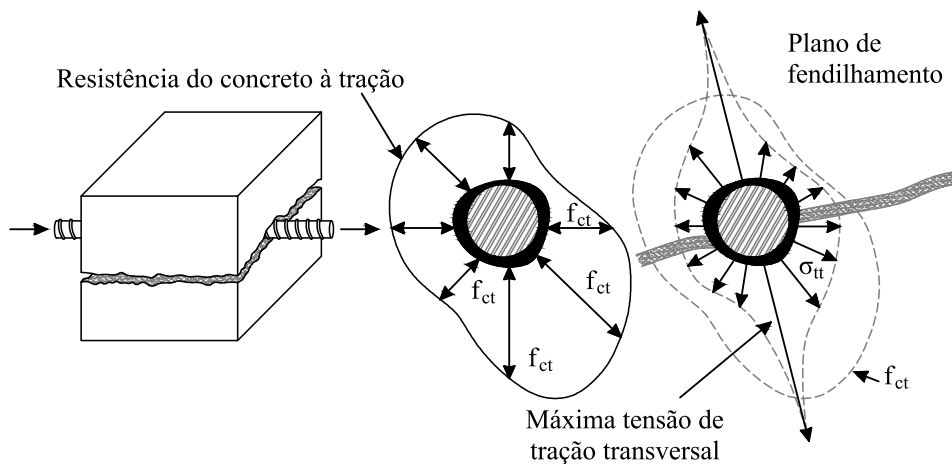


Figura 2.16 – Fendilhamento longitudinal do concreto.
Fonte: adaptado de Fusco (1995).

A fissuração gerada pelo fendilhamento decorrente de tensões circunferenciais de tração tendem a propagar-se para as bordas do elemento estrutural, o que resulta na perda do cobrimento e da aderência. A quantidade de barras e sua distribuição na peça são os principais fatores de orientação dessas fissuras. A presença desse tipo de fissuração modifica completamente o comportamento global da aderência, reduzindo a tensão máxima. Em resumo a ruptura por fendilhamento resulta em valores de tensão máxima inferiores ao encontrado na ruptura por

arrancamento, sendo uma ruptura precoce, como podemos ver na Figura 2.17, (TASSIOS, 1979).

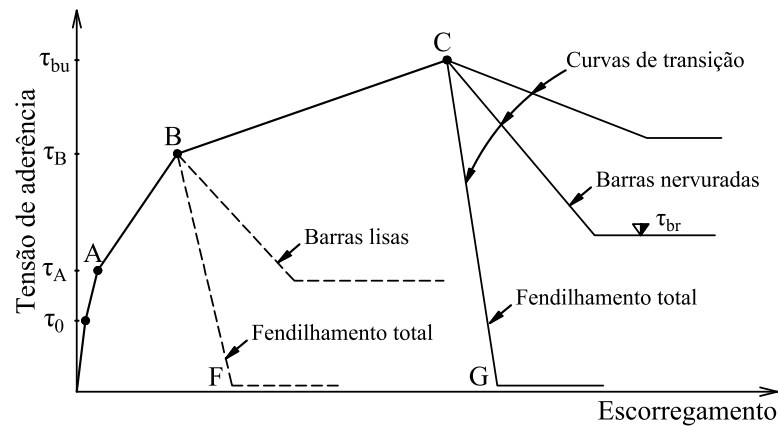


Figura 2.17 – Curva tensão de aderência-escorregamento, demonstrando fendilhamento.

Fonte: adaptado de TASSIOS (1979).

2.2.3 Ensaio de Arrancamento Direto (*Pull-out Test*)

O ensaio de arrancamento direto, é um entre os diversos ensaios clássicos existentes para o estudo da aderência de armadura no concreto, e consiste em romper a ligação entre os elementos através de uma tensão de tração aplicada em uma barra posicionada no centro de um bloco cilíndrico ou prismático de concreto, geralmente apoiado sobre placas na máquina de ensaio. As duas extremidades da barra são projetadas para fora do corpo de prova, onde em uma extremidade é aplicada a força de tração, enquanto na outra extremidade é ligado um sensor para medir os deslocamentos gerados (Figura 2.18).

Esse tipo de ensaio é bem vantajoso, visto que necessita de corpos de prova simples produzidos com um custo baixo, e pela facilidade em isolar uma única variável, excluindo a influência das demais, tornando de fácil entendimento o conceito de comprimento de ancoragem, fazendo com que seja um tipo de ensaio didático.

Entre as desvantagens, a maior crítica ao ensaio de arrancamento é por seus resultados só serem úteis para pesquisas comparativas ou estudos qualitativos, devido as solicitações que ocorrem no corpo de prova não condizerem com uma situação real, como no casos de experimentos em vigas, onde ocorrem tensões de cisalhamento no concreto, o que influencia no sistema de equilíbrio do corpo, unido ao fato de que o apoio do corpo de prova nas placas gera compressão no concreto (Figura 2.19), criando restrições na deformação transversal. Isso faz com que ocorra uma inibição no processo de fendilhamento, dando a ideia de que o ensaio de arrancamento superestima as tensões de aderência resistidas pelo corpo de prova (LEONHARDT; MONNIG, 1977; REHM, 1961; RIBEIRO, 1985).

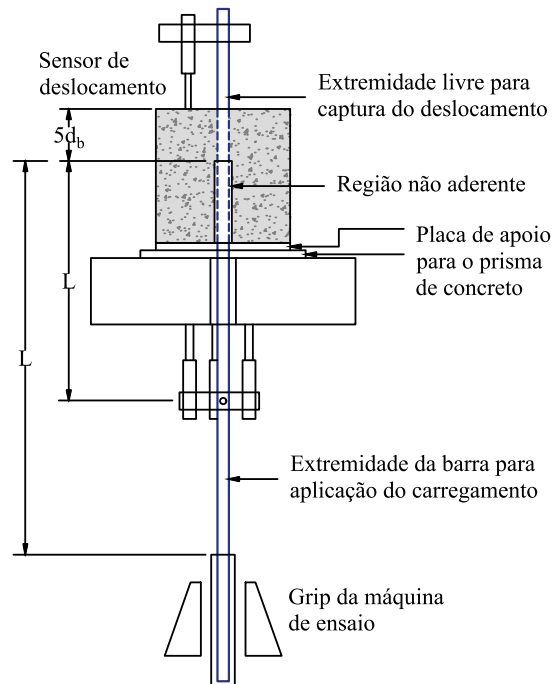


Figura 2.18 – Descrição do ensaio de arrancamento direto.
Fonte: adaptado de ASTM D7913/D7913M-14 (2020).

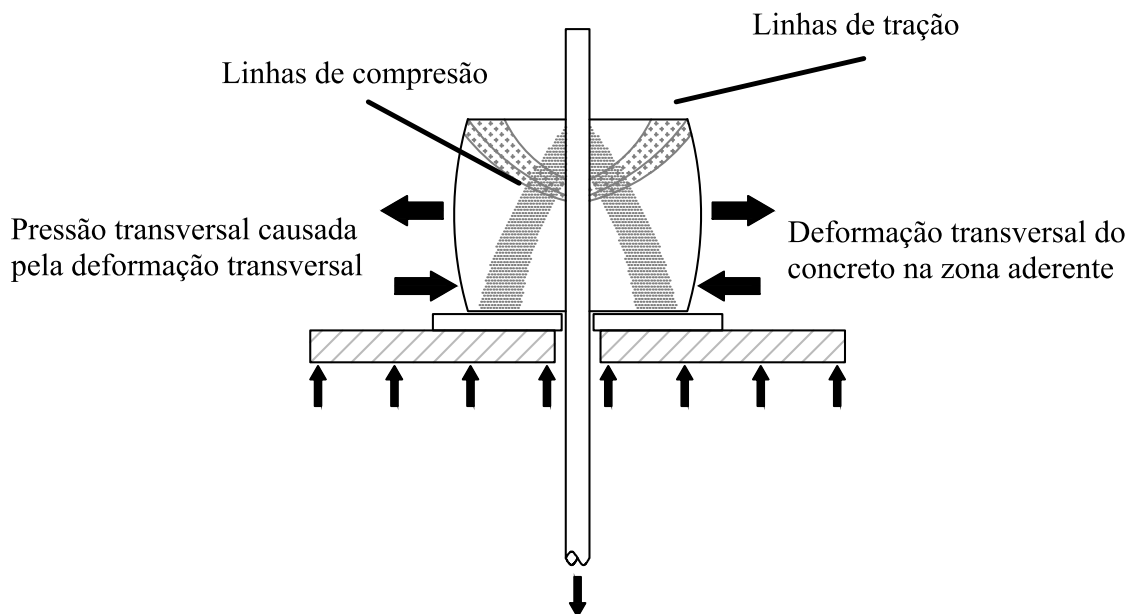


Figura 2.19 – Distribuição das tensões em corpos de prova submetidos a ensaio de arrancamento direto.

Os estudos clássicos envolvendo ensaio de arrancamento têm abordado principalmente pesquisas relacionadas ao comportamento comparativo entre barras de perfis distintos para avaliar tipos de concreto diferentes, estudo de direção de concretagem, aderência no recobrimento e espaçamento entre armaduras. Porém, vale ressaltar que pela natureza do ensaio, a ausência de momento fletor e esforço cortante, podem tornar limitadas algumas análises.

Um fator importante para utilização desse tipo de ensaio, é a ocorrência de vários preceitos normativos para reger os passos procedimentais. Com relação a este estudo especificamente, a principal norma é a ASTM D7913/D7913M-14 (2020), norma americana que descreve o ensaio de arrancamento especificamente para barras de FRP, que descreve o procedimento de criação do corpo de prova, geometria, localização da barra no interior do concreto, acondicionamento dos corpos de prova, calibragem da máquina de ensaio, posicionamento do corpo de prova na máquina e procedimento de cálculo e validação. Bueno (2023) fez a utilização dessa norma para nortear seus ensaios, do quais os resultados são essenciais para este estudo.

2.3 ENSAIOS NORTEADORES DO ESTUDO

Os ensaios apresentados a seguir têm o intuito de demonstrar o procedimento efetuado por Bueno (2023) e Miranda et al. (2021) em suas respectivas pesquisas, onde os dados de tensão-escorregamento das curvas geradas pelo ensaio de arrancamento serão empregadas nas simulações numéricas do Capítulo 5.

2.3.1 Ensaios de Bueno (2023)

Na pesquisa foram utilizados vários tipos de barras de FRP porém, para esse estudo em específico, considerou-se apenas os testes feitos com as barras de BFRP. Os ensaios foram elaborados no Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído (LAMTAC - UFRGS), onde o autor restringiu sua pesquisa à utilização de barras de BFRP com o diâmetro de 8,0 mm e de 12,5 mm (Figura 2.20), e concreto com resistência de 20 e 30 MPa, como se pode verificar na Tabela 2.1:



Figura 2.20 – Barras de BFRP utilizadas no ensaio de *pull-out* de Bueno:
(a) 8mm e (b) 12,5 mm.

A tabela apresentada demonstra a organização dos estudos e identifica as combinações dos corpos de prova testados, sendo que a nomenclatura apresentada "CXX-BX", tem C representando o concreto e o valor de seu f_{ck} , em seguida vem o B que corresponde à barra de BFRP, seguido

do número correspondendo ao diâmetro nominal adotado (8 representa Ø8,0 mm e 12 indica Ø12,5 mm). Vale salientar que as barras utilizadas apresentam superfícies diferentes, de forma que na barra de 8,0 mm o tratamento superficial é *smooth*, sendo mais liso e tendo um pequeno rebaixamento helicoidal, já a barra de 12,5 mm é classificada como *helically wounded*, na qual o acabamento superficial possui uma fibra envolta dando uma conformidade helicoidal com uma maior profundidade, porém ambas foram fabricadas pelo processo de pultrusão com a utilização de uma matriz polimérica em viniléster.

Tabela 2.1 – Matriz experimental da pesquisa.

Combinações	Fatores controláveis					Amostras	Resposta variável (MPa)
	f_{ck} (Mpa)	Ø Barra (mm)	Tipo de Barra	Tratamento superficial	Temperatura (°C)		
C20-B8	20	8,0	BFRP	<i>smooth</i>	23	3	τ_1
C20-B12	20	12,5	BFRP	<i>helically wounded</i>	23	3	τ_1
C30-B8	30	8,0	BFRP	<i>smooth</i>	23	3	τ_1
C30-B12	30	12,5	BFRP	<i>helically wounded</i>	23	3	τ_1

Fonte: adaptado de Bueno (2023).

Para a caracterização do diâmetro efetivo e massa específica das barras foi utilizada as recomendações da norma ASTM D792-20 (2020). Já a norma europeia EN ISO 1302 (2002) foi utilizada para demarcar a rugosidade média das barras. Para a massa média das fibras constituintes de cada barra utilizou-se das sugestões da norma ASTM D3171-22 (2022) em que os valores verificados foram superiores aos determinados pela ASTM D7957/D7957M-22 (2022). Por fim a resistência à tração e o módulo de elasticidade das barras foram definidos através da ASTM D7205/D7205M-06 (2011), onde é possível verificar os resultados na Tabela 2.2:

Tabela 2.2 – Propriedades das barras BFRP e Concreto.

Barra	Ø Nominal da Barra (mm)	Ø Efetivo da Barra (mm)	Fração da Fibra (%)	Tensão de Tração Máxima (MPa)	Módulo médio de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
BFRP	8,00	7,71	83,87	702,90	55,00	0,2
BFRP	12,50	12,07	79,20	1013,20	51,90	0,2

Concreto	Resistência média à compressão (MPa)	Módulo médio de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
C20	22,6	33,86	0,2
C30	30,6	37,43	0,2

Fonte: adaptado de Bueno (2023).

Todos os procedimentos de confecção dos corpos de prova seguiram as recomendações da ASTM D7913/D7913M-14 (2020), onde na Figura 2.21 se pode observar suas dimensões, bem como o corpo de prova finalizado, pronto para ser ensaiado. A concretagem seguiu as definições da NBR 6118:2014 ABNT (2014), o teste de arrancamento foi realizado em uma máquina de testes (Instron/Emic) com capacidade de 200 kN, onde o corpo de prova no formato de um cubo de concreto foi disposto na parte superior da máquina, apoiado em uma placa metálica com um furo para passagem da barra.

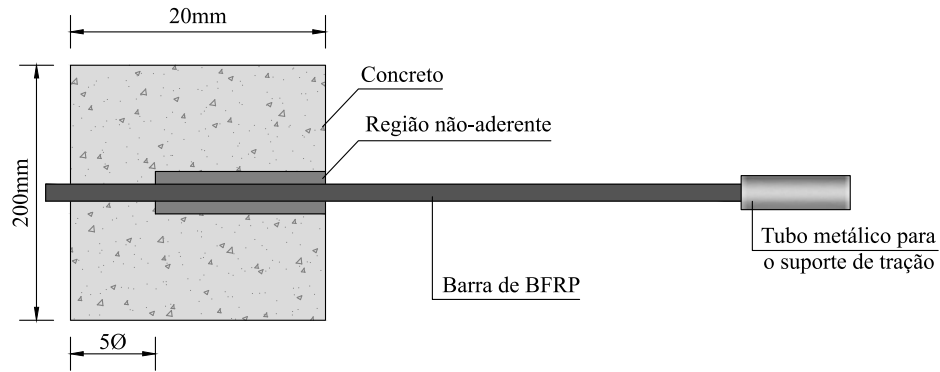


Figura 2.21 – Dimensões do corpo de prova.

Para medir o escorregamento foi utilizado um sensor Transformador Diferencial Linear Variável (LVDT), acoplado na extremidade superior livre da barra que fez a leitura dos incrementos de 0,01 mm, no local onde a carga foi aplicada na barra, ocorreu a uma taxa de 1,3 mm/min.

Foram testados três corpos de prova para cada composição, de modo que na primeira combinação envolvendo concreto com f_{ck} de 20 MPa e a barra de BFRP de 8,0 mm, um dos corpos de prova foi descartado devido ao arrancamento da barra nos instantes iniciais da aplicação da tração. Com os valores de tensão e escorregamento fornecidos pelo gráfico é possível encontrar os parâmetros a serem utilizados na implementação da lei constitutiva proposta por Rolland et al. (2020). Após realizados os ensaio Bueno (2023) apresentou os seguintes resultados demonstrados na Tabela 2.3 e Figuras 2.22 e 2.23:

Tabela 2.3 – Resultados experimentais da resistência de aderência BFRP

Combinações	τ_1 média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
C20-8B	3,02	0,68	2,44
C20-12B	23,26	3,45	14,83
C30-8B	6,84	1,94	28,29
C30-12B	22,39	3,19	14,26

Fonte: adaptado de Bueno (2023).

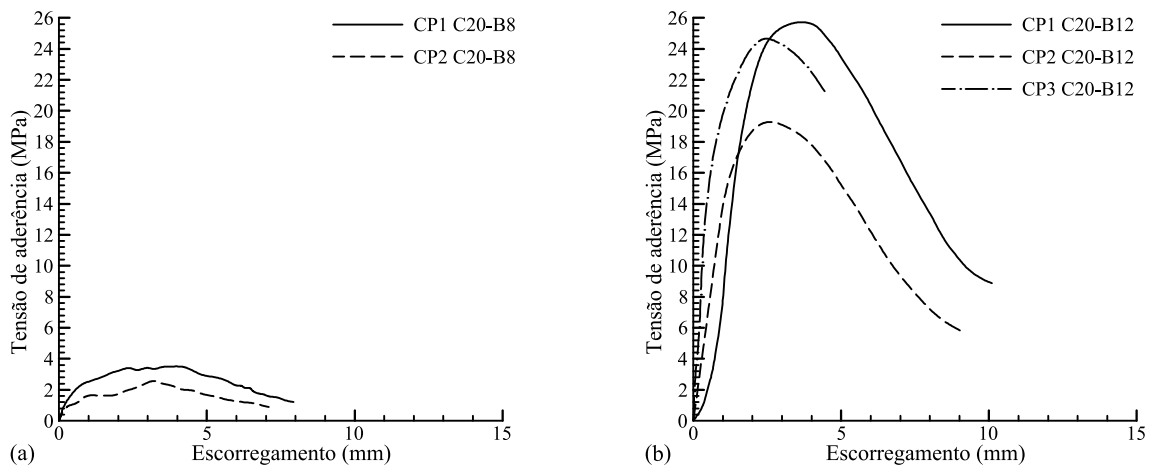


Figura 2.22 – Curvas de tensão de aderência-escorregamento C20: (a) B8 e (b) B12.

Fonte: adaptado de Bueno (2023).

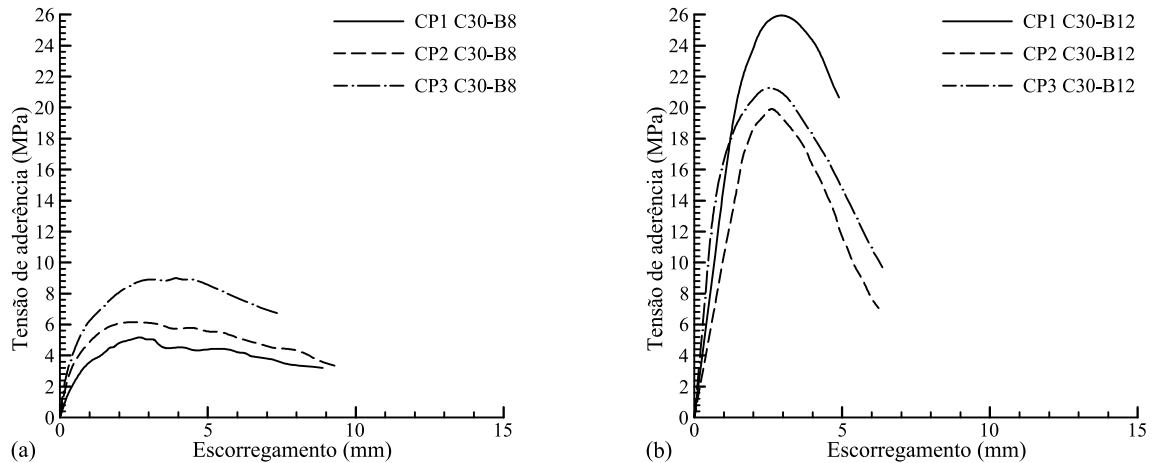


Figura 2.23 – Curvas de tensão de aderência-escorregamento C30: (a) B8 e (B) B12.
Fonte: adaptado de Bueno (2023).

2.3.2 Ensaios de Miranda (2021)

Os testes realizados por Miranda et al. (2021) (CARVALHO et al., 2018), seguiram um procedimento semelhante ao anterior, porém, nesse caso a armadura verificada foi de barras de aço. A autora delimitou sua pesquisa com três diâmetros diferentes, 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm, além da utilização de concreto com um f_{ck} de 35 MPa. Foram testados dois tipos de corpos de prova, o primeiro modelo com uma geometria cilíndrica e o outro com uma geometria cubica, fez-se o ensaio de seis corpos de provas três cilíndricos (Cil) e três cúbicos (Cub) para cada diâmetro de barra adotado, nas Figuras 2.24 e 2.25 se podem observar as dimensões dos corpos de prova.

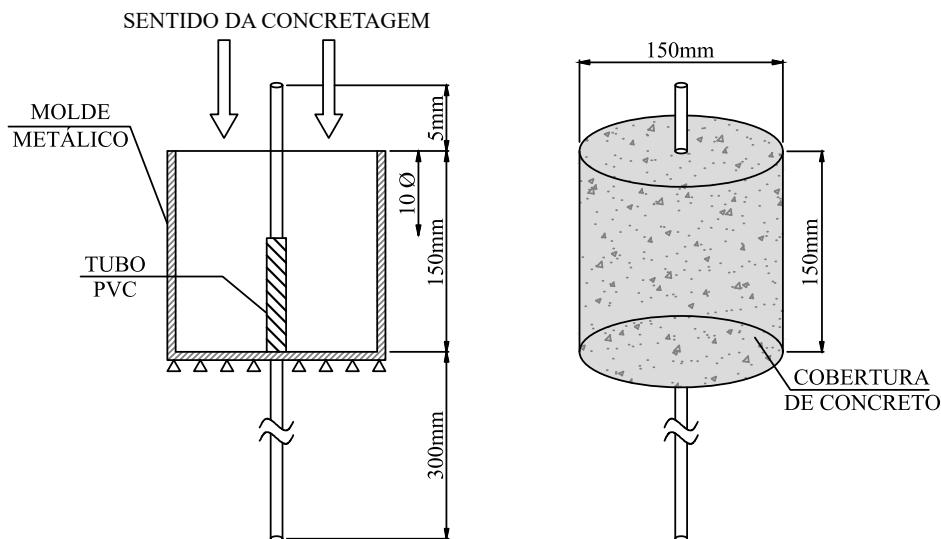


Figura 2.24 – Geometria do corpos de prova cilíndrico.
Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

Na Tabela 2.4 são apresentadas as propriedades mecânicas e outras características obtidas nos resultados dos ensaios realizados por Miranda et al. (2021). Em todos os ensaios foi aplicada carga monotônica e todos os corpos de prova tiveram perda da aderência por falha de arrancada. O mesmo ocorreu nos corpos de provas testados por Bueno (2023).

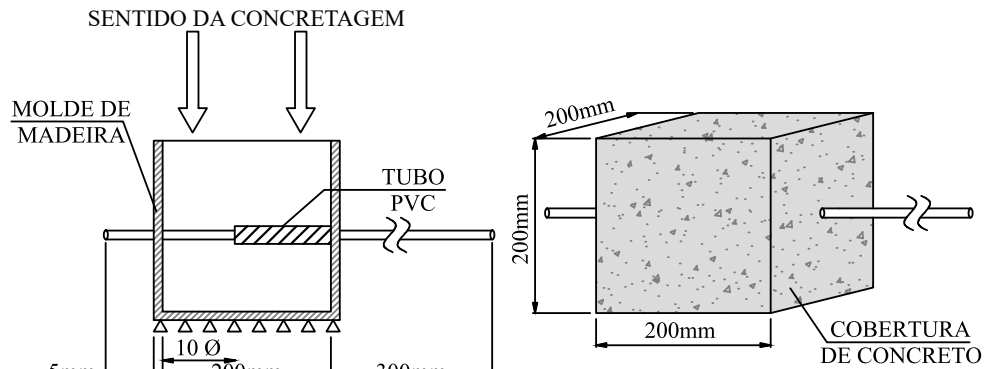


Figura 2.25 – Geometria do corpos de prova cúbico.

Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

Tabela 2.4 – Propriedades das barras e do concreto dos ensaios.

Ø Nominal da Barra (mm)		6,3	8,0	10,0
	Barra			
Tensão de Escoamento	f_y (MPa)	662,00	612,00	559,50
Módulo de Young	E_s (GPa)	220,00	214,50	215,50
Coefficiente de Poisson	ν	0,3	0,3	0,3
Espaçamento entre nervuras	l_k (mm)	4,76	5,81	6,84
Altura das nervuras	h (mm)	0,27	0,33	0,57
Inclinação das nervuras	β	64,38°	65,16°	64,79°
Área de nervura projetada	A' (mm ²)	8,00	10,16	12,70
	Concreto			
Resistência à compressão	f_c (MPa)	35,730	34,620	32,190
Módulo de Young	E_c (GPa)	33,470	31,983	31,771
Coefficiente de Poisson	ν	0,2	0,2	0,2

Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

A existência de duas geometrias de corpo de prova, a resistência do concreto e os diâmetros da barra não são as únicas diferenças entre os dois ensaios apontados. Uma particularidade importante entre os testes é o comprimento da região aderente. Nos ensaios realizados por Bueno (2023), um diâmetro de $5\varnothing$ foi utilizado. Por outro lado, nos ensaios de Miranda et al. (2021) utilizou-se $10\varnothing$.

Apesar das recomendações da norma EN 10080 (2005), os autores optaram por um comprimento aderente de $10\varnothing$ em suas análises. Essa escolha foi baseada nas conclusões do estudo de Carvalho et al. (2017), que consideraram insatisfatórios os resultados obtidos em testes com diâmetros nominais menores que $\varnothing 10,0$ mm.

Os valores médios da tensão máxima de aderência (τ_1) para os seis corpos de provas, considerando cada diâmetro de barra utilizado está disponível na Tabela 2.5. Com os resultados obtidos pode-se perceber que nos casos dos corpos de prova cilíndricos, não é possível relacionar a τ_1 , com o diâmetro da barra pois os valores foram bem próximos, já no resultado dos corpos de prova cúbicos não é possível definir uma relação clara entre os resultados obtidos de τ_1 e o

diâmetro da barra. Uma análise numérica com uma modelagem tridimensional pode esclarecer melhor os questionamentos referentes ao comportamento da tensão máxima de aderência em corpos de provas com geometrias cilíndricas e cúbicas quando avaliado com diferentes diâmetros de barra. Os resultados experimentais disponíveis nas curvas tensão-escorregamento das Figuras 2.26, 2.27 e 2.28.

Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios *Pull-out*.

Ø Nominal da Barra (mm)	6,3		8,0		10,0	
	Cil.	Cub.	Cil.	Cub.	Cil.	Cub.
Tensão máxima de aderência τ_1 (MPa)	12,1	12,0	10,9	7,2	11,3	9,1
Desvio padrão (MPa)	1,9	0,9	0,9	1,3	0,9	1,8
Coefficiente de variação (%)	16,5	8,0	8,2	18,8	7,7	19,8

Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

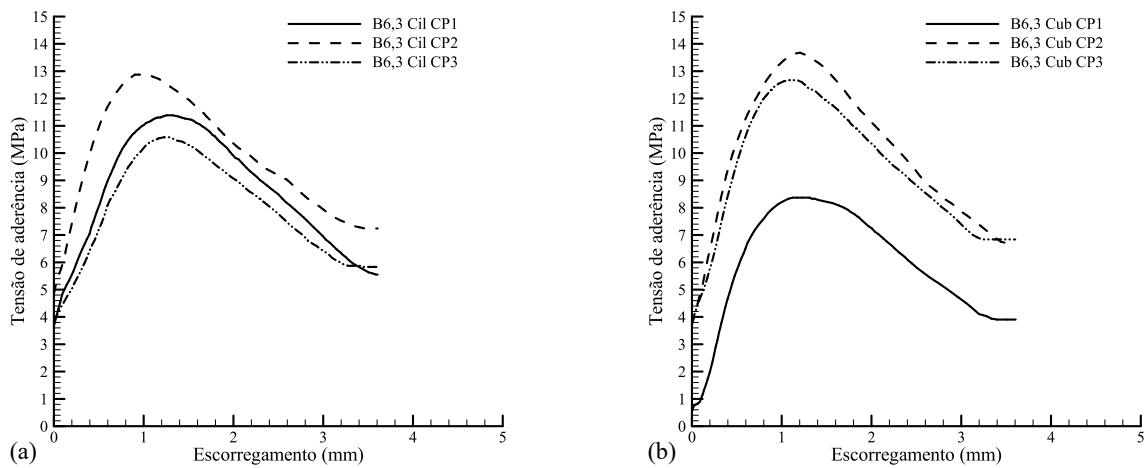


Figura 2.26 – Curvas tensão-escorregamento B6,3: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.

Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

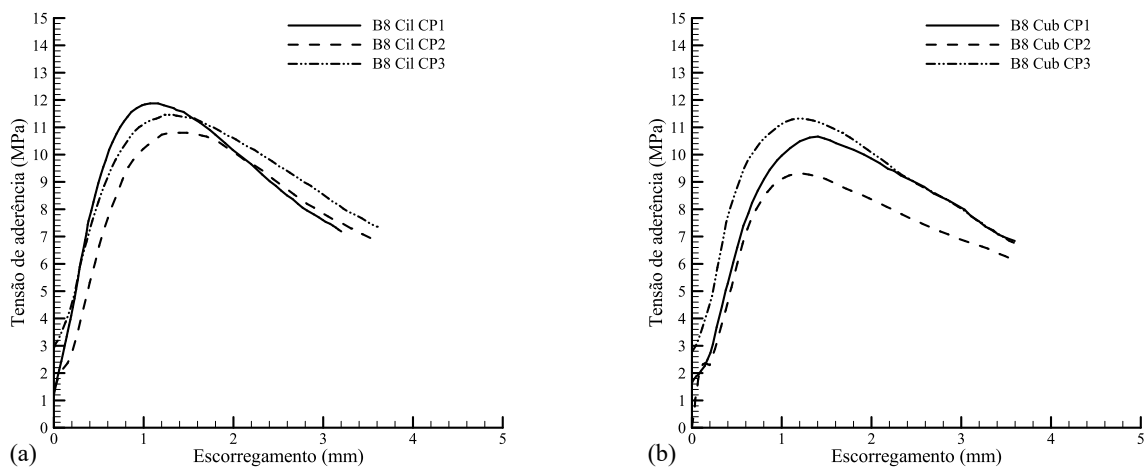


Figura 2.27 – Curvas tensão-escorregamento B8: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.

Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

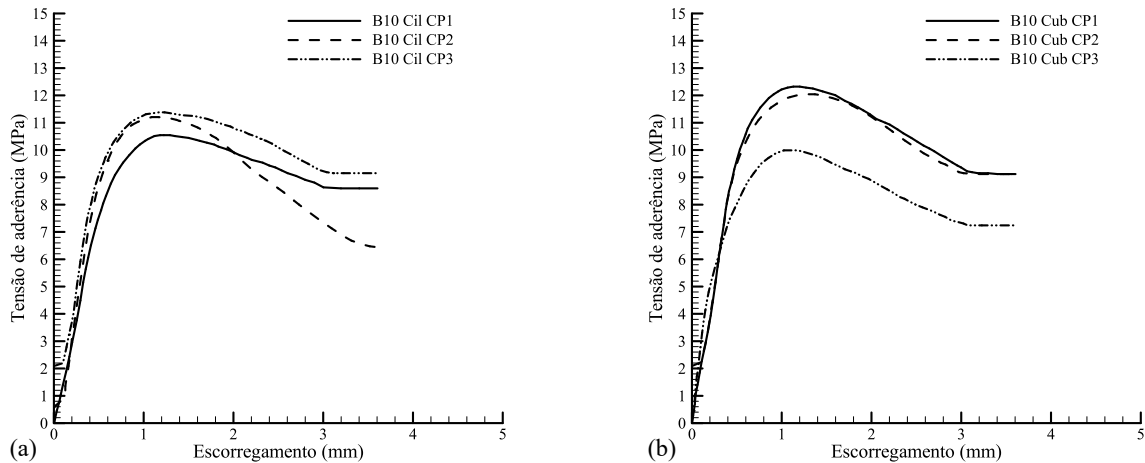


Figura 2.28 – Curvas tensão-escorregamento B10: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.

Fonte: adaptado de Miranda et al. (2021).

2.4 ANÁLISE NUMÉRICA 3D

As análises numéricas pelo método dos elementos finitos de ensaios de arrancamento são uma relevante maneira de se avaliar a distribuição de tensões no concreto, já que as máquinas de ensaio experimentais apenas calculam a tensão média de aderência que ocorrem entre o concreto e o aço, enquanto que a informação referente às tensões que ocorrem tanto na barra como no concreto são perdidas. Dessa forma a simulação computacional com base em um modelo coesivo bem definido como o de Rolland et al. (2020), pode gerar bons resultados de distribuição de tensões.

Na literatura é muito comum encontrar análises numéricas 2D envolvendo estudos de aderência em elementos de concreto armado, no tocante ao ensaio de arrancamento os estudos clássicos em sua maior parte são bidimensionais por levar em consideração os fatores de simetria do corpo de prova. Porém, com o surgimento das barras de FRP, começaram a surgir estudos numéricos tridimensionais de ensaio de arrancamento, envolvendo essas barras.

Estudos como os de Fava, Carvelli e Pisani (2016), Yan e Lin (2016) e Rezazadeh, Carvelli e Veljkovic (2017) utilizaram da modelagem 3D para avaliar a aderência no ensaio de arrancamento de corpos de prova cúbicos com barras de GFRP, já Wang et al. (2017) modelou um corpo de prova cilíndrico para estudar a aderência com o mesmo tipo de barra.

É possível encontrar estudos recentes na literatura sobre análises numéricas tridimensionais do ensaio de aderência com barras de aço como nos estudos de Liu et al. (2020) e Bai et al. (2023), entretanto em todos os casos citados os autores apenas trabalharam com um único tipo de geometria de corpo de prova, a sua grande maioria em geometrias cúbicas, o que se mostra pertinente a análise proposta neste trabalho.

Na Figura 2.29 é apresentada a geometria 3D da malha da análise numérica realizada por Wang et al. (2017), onde os autores optaram por um refinamento maior na barra e no seu entorno. Logo em seguida foram adotados elementos de tamanhos maiores, além de sua distribuição radial partindo do eixo central da barra, foi modelado $\frac{1}{4}$ do corpo de prova.

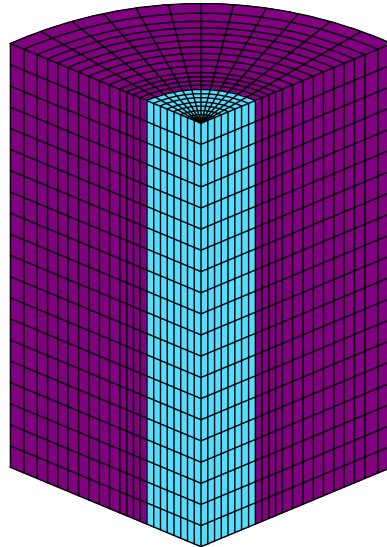


Figura 2.29 – Malha do modelo cilíndrico de Wang et al. (2017).
Fonte: adaptado de Wang et al. (2017).

O estudo de Rezazadeh, Carvelli e Veljkovic (2017) não considerou o corpo de prova convencional com a barra no centro, mas com a barra localizada próxima de uma das extremidades do bloco de concreto, sendo assim os autores modelaram uma malha representando metade do corpo de prova (Figura 2.30).

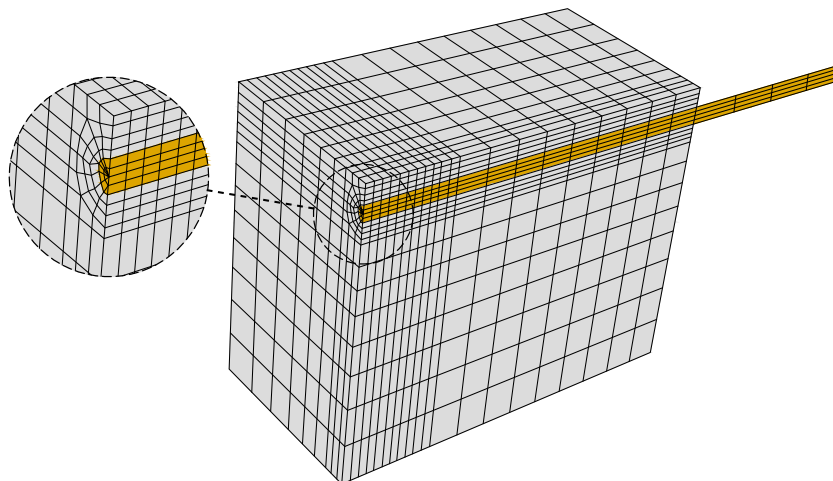


Figura 2.30 – Malha do modelo Rezazadeh, Carvelli e Veljkovic (2017).
Fonte: adaptado de Rezazadeh, Carvelli e Veljkovic (2017).

Também é importante salientar que a lei coesiva proposta por Rolland et al. (2020) foi sucedida por um estudo numérico para sua validação, no entanto as análises foram bidimensionais, assim como os ensaios de Bueno (2023) e Miranda et al. (2021), em que os autores realizaram uma análise numérico 2D, o que gerou uma série de questionamentos possíveis de serem respondidos com um estudo 3D.

3 METODOLOGIA

Neste trabalho, a aderência é implementada no método dos elementos finitos por meio de interfaces coesivas. Essa interface consiste em elementos virtuais localizados entre os elementos finitos volumétricos. A aderência é tratada como uma região coesiva que conecta duas partes do contínuo.

3.1 IMPLEMENTAÇÃO DA ZONA COESIVA

Para a implementação da zona coesiva utiliza-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), no intuito de encontrar o equilíbrio do sistema analisado. Seja o corpo na Figura 3.1 onde o volume é Ω , com superfície Λ_F , onde são aplicadas vetores tensões externos F_i , deslocamentos prescritos aplicados em Λ_U , e zonas coesivas são consideradas nas interfaces internas de área Λ_C considerando forças volumétricas f_i , tensor de Cauchy σ_{ij} , vetores tensão coesivas T_i , deslocamentos no volume u_i e na interface coesiva Δ_i finalmente o FTV fica:

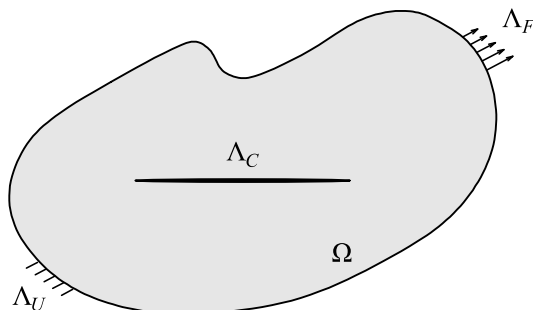


Figura 3.1 – Representação da superfície com a presença da superfície da zona coesiva.

$$\int_{\Lambda_F} F_i \delta u_i d\Lambda + \int_{\Omega} f_i \delta u_i d\Omega = \int_{\Omega} \sigma_{ij} \delta u_{i,j} d\Omega + \int_{\Lambda_C} T_i \delta \Delta_i d\Lambda \quad (3.1)$$

O equilíbrio do corpo pode ser transformado em uma equação linear 3.2, após eliminação dos deslocamentos virtuais:

$$F_{int} - F_{ext} = 0 \quad (3.2)$$

Na expressão o F_{int} são as forças internas e F_{ext} são as forças externas. No estudo em questão, o vetor gerado pelas forças internas terá o incremento das parcelas decorrentes das tensões na zona coesiva. O sistema pode ser resolvido pelo método de Newton-Raphson.

3.1.1 Elemento de Interface Coesiva

Inicialmente considerou-se a implementação do elemento de interface coesiva tridimensional por Roychowdhury, Roy e Dodds (2002) e Moresco (2021). O elemento utilizado na modelagem da malha do problema possui um formato composto por duas superfícies bilineares de quatro nós. As superfícies conectam as faces congruentes de dois elementos sólidos isoparamétricos, de modo a serem melhor compreendidos pelo esquema da Figura 3.2. Quando a superfície dos elementos finitos ligados por esse elemento coesivo se deforma, a interface se desliza ou abre, o que gera as tensões na zona coesiva.

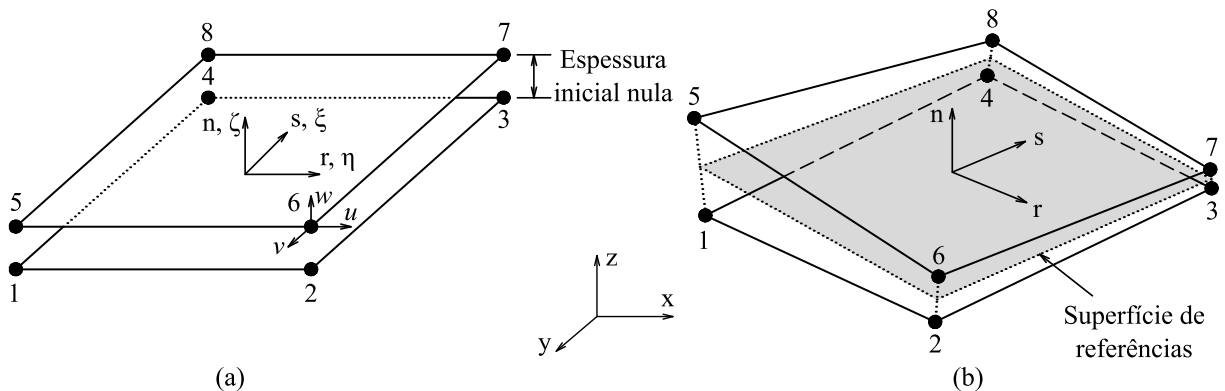


Figura 3.2 – Elemento de interface 3D bilinear de 8 nós com sistema de coordenadas local: (a) configuração de referência e (b) configuração deformada.

Fonte: Adaptado de Roychowdhury, Roy e Dodds (2002).

O elemento de interface coesiva tridimensional possui os 4 primeiros nós representando a face inferior, e do nó 5 ao 8 formam a face da superfície superior. Na configuração inicial da estrutura, os nós formam pares entre as duas superfícies respectivamente 1 com 5, 2 com 6, 3 com 7 e 4 com 8, os quais possuem as mesmas coordenadas em sua posição espacial. A cada um dos 8 nós é atribuído 3 graus de liberdade para os deslocamentos, gerando assim um vetor de deslocamentos em um formato 24x1 nas coordenadas globais cartesianas ‘x, y, z’:

$$\mathbf{d} = \{u_x^1, u_x^2, \dots, u_x^8, u_y^1, u_y^2, \dots, u_y^8, u_z^1, u_z^2, \dots, u_z^8\}^T \quad (3.3)$$

O vetor \mathbf{d} pode ser reorganizado considerando o agrupamento dos nós inferiores e superiores de cada superfície, sendo expresso como:

$$\mathbf{d} = \{\mathbf{u}_1^{sup}, \mathbf{u}_1^{inf}, \mathbf{u}_2^{sup}, \mathbf{u}_2^{inf}, \mathbf{u}_3^{sup}, \mathbf{u}_3^{inf}, \mathbf{u}_4^{sup}, \mathbf{u}_4^{inf}\}^T \quad (3.4)$$

Para cada um dos pares nodais, o reagrupamento dos graus de liberdade nos termos com sobrescrito “*inf*” para os nós da face inferior e “*sup*” para os nós da face superior (por exemplo, $\mathbf{u}_1^{sup} = \{u_{1x}^{sup}, u_{1y}^{sup}, u_{1z}^{sup}\}^T$), contribui para criação do campo contínuo (6x1) onde:

$$\mathbf{u}_{6 \times 1} = \mathbf{N}_{6 \times 24} \mathbf{d}_{24 \times 1} \quad (3.5)$$

Com a matriz \mathbf{N} contendo os polinômios de interpolação bilinear expressos em coordenadas paramétricas, $N(\eta, \xi) = [N_1(\eta, \xi), N_2(\eta, \xi), N_3(\eta, \xi), N_4(\eta, \xi)]$.

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Na matriz acima, N é um vetor 4×1 e 0 é um vetor nulo também 4×1 . Onde $N_1 = 0,25(1 - \eta) \cdot (1 + \xi)$, $N_2 = 0,25(1 - \eta) \cdot (1 - \xi)$, $N_3 = 0,25(1 + \eta) \cdot (1 + \xi)$ e $N_4 = 0,25(1 + \eta) \cdot (1 - \xi)$. As coordenadas paramétricas “ η, ξ ” foram apresentadas na Figura 3.2, onde fazem a definição do plano tangente de referência. O campo de separações $\bar{\mathbf{u}}$ no plano de referência em coordenadas globais é apresentado como:

$$\bar{\mathbf{u}}_{3 \times 1} = \mathbf{L}_{3 \times 6} \mathbf{u}_{6 \times 1} \quad (3.7)$$

A matriz operadora \mathbf{L} se apresenta com o seguinte formato:

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} +1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & +1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & +1 & -1 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

Com as expressões apresentadas, se tem a relação entre os deslocamentos nos nós e abertura/escorregamento entre superfícies, em termos de coordenadas globais.

$$\bar{\mathbf{u}} = \mathbf{L} \mathbf{N} \mathbf{d} \quad (3.9)$$

Para obter as tensões na interface de aderência, $\bar{\mathbf{u}}$ necessita de uma transformação de coordenadas. Isso deve ocorrer do sistema global para o sistema local da interface.

Levando isso em consideração, uma matriz de rotação $\mathbf{R}_{3 \times 3}$ estabelece a transformação ortogonal a partir das coordenadas iniciais “x, y, z” para um elemento específico, onde no sistema de coordenadas locais “r, n, s”, a direção n é a normal ao plano do elemento, enquanto as direções r e s estão na superfície.

Quando o elemento sofre deformação, um vetor de reparações relativas $\delta = (\delta_r, \delta_n, \delta_s)^T$ é definido em função de η e ξ ver Figura 3.2. As tensões coesivas tendem a unir as interfaces dos elementos quando elas são deslocadas da posição inicial, além de impedir a sobreposição das mesmas quando elas tenderem adentrar uma na outra, sendo expressas pela Equação 3.10.

$$\begin{bmatrix} T_r \\ T_n \\ T_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(\delta_r, \delta_n, \delta_s) \\ f(\delta_r, \delta_n, \delta_s) \\ f(\delta_r, \delta_n, \delta_s) \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Estas tensões (vetores tensões) são integradas a nível de elemento (super-índice e) para a obtenção das forças nodais internas conforme a expressão abaixo:

$$F_{int,i}^e = \int_{\Lambda^e} T_i^e N^e d\Lambda = \sum_{PG=1}^{N_{PG}} T^e(\eta, \xi)_{PG} N^e(\eta, \xi)_{PG} W^e(\eta, \xi)_{PG} J^e \quad (3.11)$$

Onde N_{PG} é o número de pontos de Gauss (4), W é o peso de integração e J é o Jacobiano (área da superfície $\cdot 0,25$). Após rotação estas tensões são somadas ao vetor de forças internas global conforme a Equação 3.2.

3.2 LEI CONSTITUTIVA PROPOSTA POR ROLLAND ET AL.

Rolland et al. (2020) propôs que as tensões coesivas seguem a relação abaixo:

$$\begin{Bmatrix} T_r \\ T_n \\ T_s \end{Bmatrix} = (1 - D) [\mathbf{K}] \begin{Bmatrix} \delta_r \\ \delta_n \\ \delta_s \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

O parâmetro D é a variável de dano escalar (dano isotrópico), variando de 0 (não ocorrência de dano) a 1 (falha local). K é o tensor de rigidez coesiva. A lei pode ser expressada por sua forma matricial como:

$$\begin{Bmatrix} T_r \\ T_n \\ T_s \end{Bmatrix} = (1 - D) \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{rn} & K_{rs} \\ K_{rn} & K_{nn} & K_{ns} \\ K_{rs} & K_{ns} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_r \\ \delta_n \\ \delta_s \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

Para o comportamento de ligação concreto-armadura, admite-se que a tensão dominante é a de cisalhamento no plano, o que leva a considerar no vetor de separação apenas o deslocamento nesse eixo δ_s . Com esse entendimento a lei constitutiva pode ser reescrita de forma simplificada, onde $T_s = \tau$, $K_{ss} = K_S$ e $\delta_s = S$:

$$\tau(S) = (1 - D) K_S S \quad (3.14)$$

Sendo $K_S = \left. \frac{d\tau(\delta)}{d\delta} \right|_{(\delta=0)}$. Dessa forma a lei se torna governada apenas por dois parâmetros: K_S que corresponde à rigidez inicial da interface de cisalhamento, e D correspondendo ao dano escalar variável, o qual pode ser isolado e escrito da seguinte forma:

$$D(S) = 1 - \frac{\tau(S)}{K_S S} \quad (3.15)$$

Nas direções r e n são consideradas tensões calculadas por penalização para evitar, por exemplo, a interpenetração entre superfícies:

$$T_r = k\delta_r \quad ; \quad T_n = k\delta_n \quad (3.16)$$

Onde k é um valor arbitrário elevado.

Para simular o máximo possível o comportamento da barra durante o teste de arrancamento, Rolland et al. (2020) desenvolveu uma lei constitutiva analítica para o escorregamento da barra, adaptada para descrever o comportamento aderente entre o concreto e a armadura, para isso foi deduzida a parcela da evolução do dano para propor a lei analítica.

3.2.1 Desenvolvimento de um Modelo Analítico de Escorregamento da Ligação

Entre as leis analíticas de tensão-escorregamento disponíveis na literatura para interfaces envolvendo o concreto-armadura, recorrentemente são citados os modelos desenvolvidos por Eligehausen, Popov e Bertero (1982) abreviado como EPB e o desenvolvido por Cosenza, Manfredi e Realfonzo (1997) chamado de CMR. Na Figura 3.3, estão ilustradas as curvas correspondentes à estes modelos.

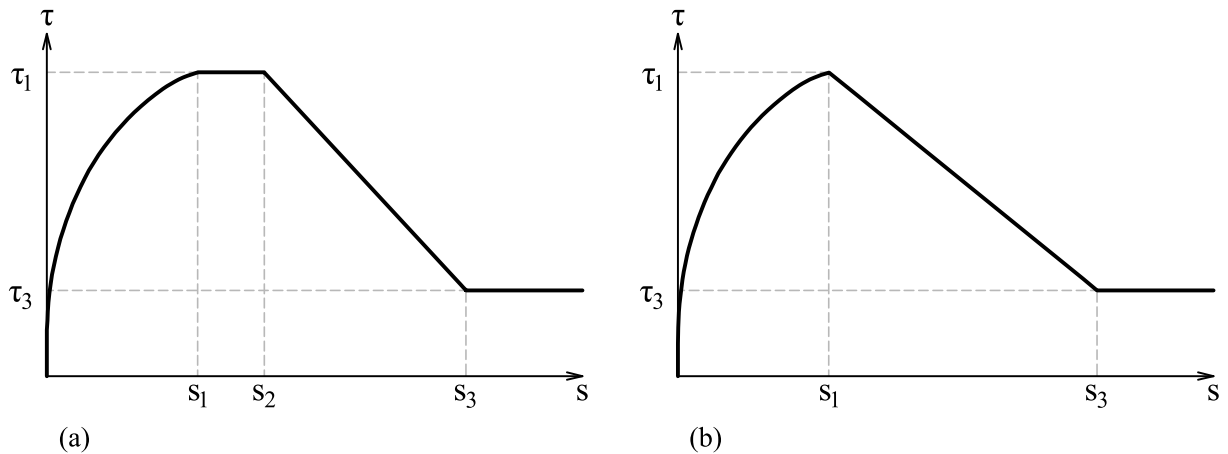


Figura 3.3 – Curvas de tensão-escorregamento: (a) Modelo EPB; (b) Modelo CMR.

Fonte: Adaptado de Rolland et al. (2020).

Ambos os modelos descrevem a evolução da tensão de cisalhamento τ em função do escorregamento da barra s . Com resposta de uma carga monotônica crescente ocorrendo no primeiro trecho ascendente não linear abaixo da tensão máxima de ligação final τ_1 para $s = s_1$. No caso do modelo EPB logo em seguida ocorre um segmento horizontal que se estende entre s_1 e s_2 , seguido por um trecho descendente linear até s_3 e por fim um trecho horizontal representando uma tensão residual de ligação τ_3 atribuída ao atrito de cisalhamento.

Para o caso do modelo EPB, a expressão analítica do trecho ascendente é descrita por:

$$\tau(s) = \tau_1 \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha : 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.17)$$

Enquanto para o modelo CMR, o trecho ascendente pode ser expresso por:

$$\tau(s) = \tau_1 \left(1 - e^{-s/s_r} \right)^\beta : 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.18)$$

Vale ressaltar que os parâmetros α , β e s_r são valores constantes, que devem ser extraídos por meio de análises feitas em curvas experimentais.

Os dois modelos levam em consideração uma rigidez excessiva no ponto de origem ($s = 0$), o que pode gerar problemas de convergência ou instabilidades ao implementar a lei no modelo numérico. Para contornar esse possível problema, Rolland et al. (2020) propuseram a seguinte lei de tensão-escorregamento.

$$\tau(s) = \left\{ \begin{array}{ll} \tau_0 \frac{s}{s_0} & : 0 \leq s \leq s_0 \\ \tau_0 + (\tau_1 - \tau_0) \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \left(1 - \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{s-s_0}{s_1-s_0}\right)}\right) & : s_0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_\infty + (\tau_1 - \tau_\infty) \left(\frac{1}{1 + \beta \left(\frac{s-s_1}{s_1}\right)}\right) & : s > s_1 \end{array} \right. \quad (3.19)$$

A resposta associada a este modelo pode ser visualizada na Figura 3.4, que consiste num primeiro trecho linear ascendente de inclinação finita ($K_S = \frac{\tau_0}{s_0}$), seguido por valores de escorregamento acima de s_0 por um trecho não linear (hiperbólico) que ao atingir τ_1 o escorregamento é s_1 , e por fim um terceiro trecho descendente (também hiperbólico), com uma assíntota horizontal tendente a τ_∞ . Os dois parâmetros α e β governam as curvaturas dos trechos ascendente e descendente, respectivamente.

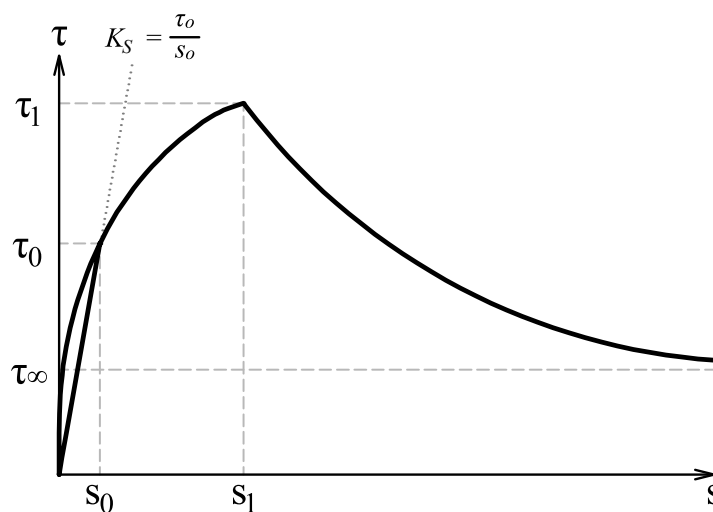


Figura 3.4 – Curva de tensão-escorregamento do modelo analítico proposto por Rolland et al. (2020).

O comportamento da interface depende das características dos materiais constituintes (concreto e armadura), porém esse modelo é baseado em um fenômeno lógico e não incluindo expressão explícita da influência das propriedades dos materiais. Dessa forma os parâmetros utilizados no modelo apenas são válidos para comparativo com resultados experimentais dos corpos de provas dos materiais para sua identificação.

3.2.2 Identificação dos Parâmetros da Lei Constitutiva

A relação tensão-escorregamento proposta pela Equação 3.19 é governada por sete parâmetros: s_0 , τ_0 , s_1 , τ_1 , τ_∞ , α e β . Para verificar se o modelo é capaz de resultar em um comportamento próximo da realidade, em que faz-se a análise das tensões de ligação entre o concreto e a armadura nele inserido, é necessário identificar os parâmetros do modelo a partir dos dados experimentais resultantes do ensaio de arrancamento.

Entre os parâmetros necessários, dois deles são facilmente identificados, o primeiro valor de τ_1 é encontrado pela curva experimental como a tensão máxima de cisalhamento obtida durante o ensaio de arrancamento e o valor de s_1 é correspondente ao valor do escorregamento no momento da tensão máxima. Para encontrar outros cinco parâmetros s_0 , τ_0 , τ_∞ , α e β , foi executado um processo para a calibragem dos dados por um ajuste da curva dos dados experimentais por meio de um algoritmo de otimização.

3.3 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO

As chamadas técnicas de otimização meta-heurísticas vêm se popularizando bastante nas últimas duas décadas, como por exemplo o Algoritmo Genético (GA), a Otimização de Colônias de Formigas (ACO), e a Otimização de Enxames de Partículas (PSO) são bastante conhecidos não só na ciência da computação, mais em vários outros ramos da ciência. Já existindo na literatura um grande número de trabalhos teóricos utilizando tais técnicas. (MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014).

Os algoritmos meta-heurísticos podem ser considerados códigos bastante acessíveis, visto que tem em sua grande maioria, inspirações em conceitos muito simples, geralmente relacionados com fenômenos físicos, comportamentos de animais, ou conceitos evolutivos. Uma praticidade dessa ferramenta é a sua flexibilidade no que se refere à aplicação em diversos tipos de problemas sem a necessidade de qualquer alteração na estrutura do código (ASGHER et al., 2021; MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014).

Os métodos meta-heurísticos fazem uma busca por tentativa e erro da melhor solução possível para um problema difícil de otimização, mas não é garantido que a solução ideal seja a encontrada no processo. Geralmente é impossível buscar todas as soluções ou combinações possíveis de acordo com o grau de complexidade do problema, porém a finalidade é encontrar uma solução boa e viável, com um baixo custo computacional em um tempo considerável (KAVEH, 2017; YANG, 2010).

3.3.1 Lobos Cinzentos (GWO)

Para definir os melhores parâmetros possíveis foi adotado o algoritmo de otimização meta-heurístico dos lobos cinzentos (*Grey Wolf Optimizer* – GWO) que foi proposto Mirjalili, Mirjalili e Lewis (2014) baseando-se nos princípios básicos da hierarquia de liderança e comportamento de caça desses animais na natureza.

Os lobos cinzentos (*Canis lúpus*), estão entre os maiores predadores, situados no topo da cadeia alimentar, eles preferem viver em grupo, sendo que uma alcateia é formada normalmente por grupos de 5 a 12 lobos em média, possuindo uma hierarquia social bem rigorosa, conforme ilustrado na Figura 3.5. Liderados por um macho e uma fêmea, denominados de alfas, que são os responsáveis pelas decisões de todo o grupo, como a caça, local de dormir, horário de acordar, etc. Nem sempre os alfas são os mais fortes da alcateia, mas sempre são os que têm maior sucesso em organizar a matilha.

Em seguida na pirâmide estão os lobos cinzentos beta, os quais são subordinados aos alfas, e são os melhores candidatos a substituir os alfas, e são responsáveis por comandar os lobos da categoria inferior, agir como conselheiros para os alfas, reforçando os comandos a alcateia e dando *feedbacks* aos alfas. Na terceira posição de subordinados, os lobos delta têm de se submeter a alfas e betas, mas dominam os ômegas, geralmente exercendo diversas funções como escoteiros, sentinelas, anciãos e caçadores.

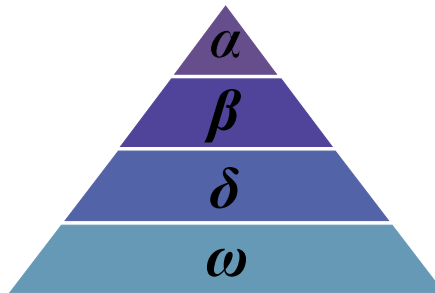


Figura 3.5 – Hierarquia do lobo cinzento.

Fonte: Mirjalili, Mirjalili e Lewis (2014).

No nível mais baixo está o ômega, que realiza a função de bode expiatório, tendo que se submeter a todos os lobos das categorias acima, são os últimos autorizados a comer, apesar de parecer que esses lobos tem menos importância, sua presença torna o grupo forte, pois em caso de lutas e disputa de território com outras alcateias, percebe-se que a perda de lobos ômegas frustram todo o grupo os tornados vulneráveis.

A hierarquia social dos lobos cinzentos define seu comportamento de caça em grupo. Segundo Muro et al. (2011), as principais fases da caça do lobo cinzento se iniciam com o rastreamento, perseguição e aproximação da presa, em seguida o bando cerca e intimida a presa até que esta pare em movimento, e por fim iniciar o ataque.

Esta técnica de caça e a hierarquia social dos lobos cinzentos foram modelados matematicamente a fim de estruturar o GWO para a realização da otimização. A hierarquia social dos lobos ao inspirar o algoritmo, levou em consideração a solução mais adequada com base na prioridade da hierarquia onde o alfa (α) é a melhor solução alcançada, em seguida, a segunda e terceira melhores soluções são beta (β) e delta (δ), respectivamente. As restantes soluções candidatas são assumidas como ômega (ω).

Como mencionado acima, os lobos cinzentos rodeiam as presas durante a caçada. Tendo isso como ideia inicial e a fim de modelar matematicamente o comportamento de cerco, são propostas as seguintes equações:

$$\mathbf{d} = |\mathbf{c} \cdot \mathbf{x}_p(t) - \mathbf{x}(t)| \quad (3.20)$$

$$\mathbf{x}(t+1) = \mathbf{x}_p(t) - \mathbf{a} \cdot \mathbf{d} \quad (3.21)$$

Onde t indica a iteração atual, \mathbf{a} e \mathbf{c} são vetores de coeficientes, \mathbf{x}_p é o vetor de posição da presa, e \mathbf{x} é o vetor posição de um lobo cinzento. Os vetores \mathbf{a} e \mathbf{c} são calculados pelas expressões:

$$\mathbf{a} = 2\mathbf{a} \cdot \mathbf{r}_1 - \mathbf{e} \quad (3.22)$$

$$\mathbf{c} = 2 \cdot \mathbf{r}_2 \quad (3.23)$$

Onde os componentes de \mathbf{e} são linearmente reduzidos de 2 para 0 ao longo das iterações e r_1, r_2 são vectores aleatórios em $[0, 1]$.

Para entender o comportamento das equações apresentadas, a Figura 3.6a demonstra um vetor de posição bidimensional e alguns possíveis novos locais, como se pode perceber, o lobo cinzento na posição de (x, y) pode mudar a sua posição de acordo com a posição da presa (x^*, y^*) . Diferentes lugares em torno do melhor agente podem ser alcançados em relação à posição atual, ajustando o valor dos vetores \mathbf{a} e \mathbf{c} . Por exemplo, (x^*-x, y^*-y) pode ser alcançado ajustando $\mathbf{a} = (1, 0)$ e $\mathbf{c} = (1, 1)$.

As possíveis posições atualizadas de um lobo cinzento no espaço 3D estão representadas na Figura 3.6b. Vale notar que os vetores aleatórios r_1 e r_2 permitem que os lobos alcancem qualquer uma das posições apresentadas.

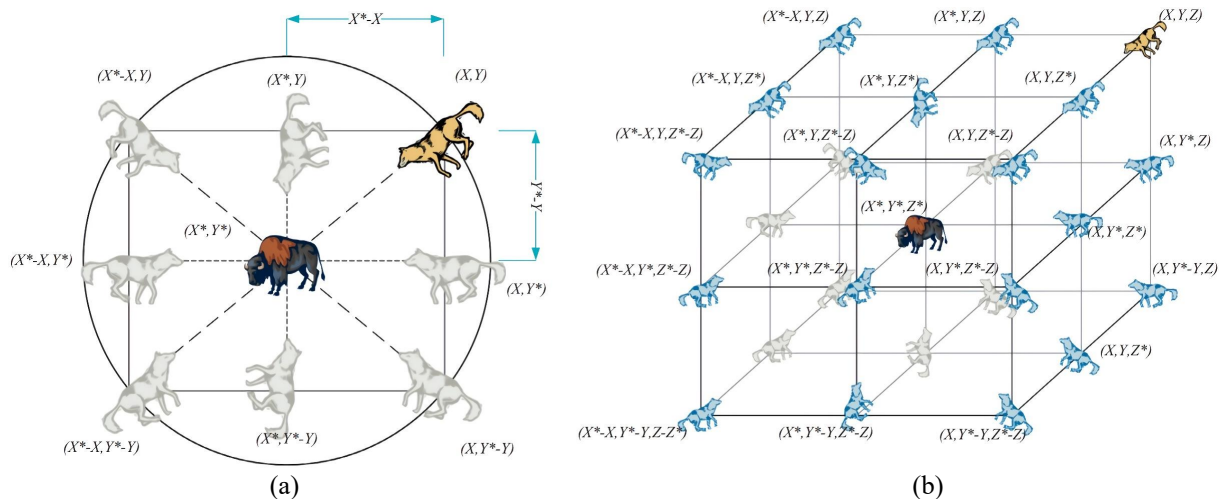


Figura 3.6 – Vectors de posição 2D e 3D e suas possíveis próximas localizações.

Fonte: Mirjalili, Mirjalili e Lewis (2014).

Assim, um lobo cinzento pode atualizar a sua posição dentro do espaço em torno da presa em qualquer local aleatório, o mesmo conceito pode ser utilizado em um espaço de busca com n dimensões, e os lobos cinzentos passam a se mover dentro de hipercubos (ou hiperesferas) em torno da melhor solução possível obtida até o momento.

A caça é normalmente comandada pelo lobo alfa, ocasionalmente a participação do beta e o delta. Entretanto, em um espaço de busca desconhecida não se tem ideia da localização ótima da presa. Para simular matematicamente o comportamento de caça dos lobos cinzentos, se deve supor que o alfa é a melhor solução possível, e que beta e delta tem um bom potencial em localizar a presa. Portanto, guarda-se as primeiras melhores soluções obtidas, e obriga-se os demais agentes de buscas incluindo os ômegas a atualizar a sua posição de acordo com a posição dos melhores agentes de busca. Dessa forma foi proposto por Mirjalili, Mirjalili e Lewis (2014) as seguintes equações:

$$\mathbf{d}_\alpha = |\mathbf{c}_1 \cdot \mathbf{x}_\alpha - \mathbf{x}|; \quad \mathbf{d}_\beta = |\mathbf{c}_2 \cdot \mathbf{x}_\beta - \mathbf{x}|; \quad \mathbf{d}_\delta = |\mathbf{c}_3 \cdot \mathbf{x}_\delta - \mathbf{x}| \quad (3.24)$$

$$\mathbf{x}_1 = \mathbf{x}_\alpha - \mathbf{a}_1 \cdot (\mathbf{c}_\alpha); \quad \mathbf{x}_2 = \mathbf{x}_\beta - \mathbf{a}_2 \cdot (\mathbf{c}_\beta); \quad \mathbf{x}_3 = \mathbf{x}_\delta - \mathbf{a}_3 \cdot (\mathbf{c}_\delta) \quad (3.25)$$

$$\mathbf{x}(t+1) = \frac{\mathbf{x}_1 + \mathbf{x}_2 + \mathbf{x}_3}{3} \quad (3.26)$$

A Figura 3.7 esquematiza o comportamento de um agente de busca atualizando sua posição de acordo com o movimento do alfa, beta e delta no espaço de busca 2D. É possível observar que a posição final do agente é um local aleatório dentro de um círculo definido pela posição de alfa,

beta e delta no espaço de busca, de forma clara alfa, beta e delta atuam para estimar a localização da presa enquanto os demais lobos atualizam sua posição aleatoriamente a sua volta.

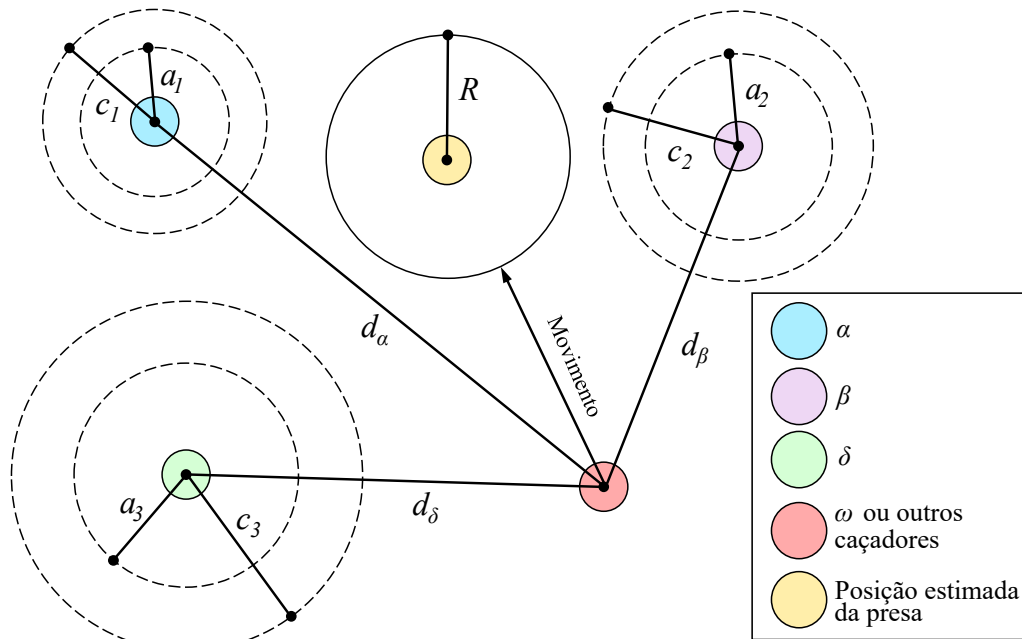


Figura 3.7 – Atualização de posição no GWO.

Fonte: adaptado de Mirjalili, Mirjalili e Lewis (2014).

Como dito anteriormente, os lobos cinzentos finalizam a caça atacando a presa, quando ela para de se mover. O processo matemático para aproximação da presa ocorre com a diminuição do valor de e . Vale pontuar que o intervalo de flutuação de a também é diminuído por e . Em resumo a é um valor aleatório entre $[-2a, 2a]$ que diminui de 2 para 0 conforme ocorrem as interações. Quando os valores aleatórios de a estão entre $[-1, 1]$, a posição de um agente de busca pode estar em qualquer posição entre sua posição atual e a posição da presa. Se $|a| < 1$, então os lobos são obrigados a executar o ataque à presa.

De forma simplificada os operadores propostos fazem com que o algoritmo GWO permita que seus agentes de busca atualizem a sua posição com base na posição do alfa, beta e delta; e ataque em direção à presa, sendo essa a melhor solução possível que o algoritmo encontrou naquele processo de iteração.

Com a definição do algoritmo de otimização para encontrar os parâmetros para a curva da lei constitutiva, utilizou-se do software MATLAB e dos dados resultantes dos experimentos de Bueno (2023) e Miranda et al. (2021), para executar o processo de otimização.

3.4 PARÂMETROS OTIMIZADOS

Para implementação da lei constitutiva proposta por Rolland et al. (2020), o primeiro passo foi buscar os cinco outros parâmetros, que não são possíveis de encontrar apenas analisando as curvas experimentais, é sugerido a criação de um vetor θ , composto pelos parâmetros desconhecidos.

$$\theta = [\tau_0 \ S_0 \ \tau_\infty \ \alpha \ \beta]^T \quad (3.27)$$

O processo de otimização do vetor é determinado pela método dos mínimos quadrados onde o algoritmo de otimização faz a busca da melhor solução possível para a função $\Lambda(\theta)$ Representada na Equação 3.28:

$$\Lambda(\theta) = \sum_{i=1}^n (\tau_i - \tau(S_i, \theta))^2 \quad (3.28)$$

A solução do problema foi executada no *software* MATLAB, foi programado a lei coesiva na função objetivo no GWO (Apêndice A), realizando o procedimento de otimização onde foi pré definido 300 agentes de busca e 100 iterações.

Após o processo, o algoritmo definiu os melhores valores possíveis para os parâmetros desconhecidos das curvas experimentais, apresentados nas Tabelas 3.1 e 3.2 representando os valores dos casos de Bueno (2023) e Miranda et al. (2021) respectivamente, as curvas teóricas disponíveis no Apêndice B, os parâmetros são declarados na implementação da lei coesiva no METAFOR.

Tabela 3.1 – Resultado dos parâmetros de otimização das curvas experimentais de Bueno (2023).

Combinações	Dados Experimentais			Parametros Otimizados				
	Corpos de Prova	τ_1 (MPa)	S_1 (mm)	τ_0 (MPa)	S_0 (mm)	τ_∞ (MPa)	α	β
C20-B8	CP1	3,52	3,75	0,9804	0,1297	-57,3305	4,1581	0,0348
C20-B8	CP2	2,57	3,28	0,9838	0,1577	-33,5170	0,0158	0,0443
C20-B12	CP1	25,82	3,64	5,5879	0,9710	-81,7777	4,8794	0,1032
C20-B12	CP2	19,35	2,63	4,0207	0,4084	-68,3334	3,7270	0,0721
C20-B12	CP3	24,74	2,47	13,4838	0,4158	-49,2687	2,0896	0,0523
C30-B8	CP1	5,13	2,63	1,4311	0,2591	-6,2555	1,9351	0,0836
C30-B8	CP2	6,14	2,64	1,5282	0,1578	-64,1722	4,2293	0,0140
C30-B8	CP3	8,97	4,02	4,8081	0,4643	-48,3647	2,4045	0,0469
C30-B12	CP1	25,99	2,82	17,4312	1,1552	-67,6891	2,2043	0,0618
C30-B12	CP2	19,96	2,60	15,0770	1,4370	-111,7998	1,2949	0,0707
C30-B12	CP3	21,33	2,45	10,4933	0,4589	-128,5891	2,4385	0,0464

Tabela 3.2 – Resultado dos parâmetros de otimização das curvas experimentais de Miranda et al. (2021).

Combinações	Dados Experimentais			Parametros Otimizados				
	Corpos de Prova	τ_1 (MPa)	S_1 (mm)	τ_0 (MPa)	S_0 (mm)	τ_∞ (MPa)	α	β
B6.3 (Cil)	CP1	11,39	1,25	3,5807	0,0270	-168,7863	1,4605	0,0175
B6.3 (Cil)	CP2	12,87	0,90	5,6177	0,0555	-248,9054	1,0585	0,0079
B6.3 (Cil)	CP3	10,58	1,23	3,6730	0,0291	-158,1796	0,8058	0,0164
B6.3 (Cub)	CP1	8,37	1,13	0,2951	0,0925	-78,5778	1,8958	0,0247
B6.3 (Cub)	CP2	13,68	1,20	3,7963	0,0368	-84,8535	1,9423	0,0409
B6.3 (Cub)	CP3	12,67	1,09	3,5767	0,0352	-85,2371	1,3020	0,0304
B8 (Cil)	CP1	11,88	1,07	5,3113	0,2477	-21,4509	1,9208	0,0785
B8 (Cil)	CP2	10,80	1,28	6,8917	0,5170	-43,8045	1,6515	0,0401
B8 (Cil)	CP3	11,46	1,23	2,5198	0,0275	-264,9547	1,6066	0,0072
B8 (Cub)	CP1	10,66	1,40	6,6855	0,4979	-191,5765	1,9928	0,0118
B8 (Cub)	CP2	9,31	1,17	6,5792	0,5540	-26,6184	2,3145	0,0452
B8 (Cub)	CP3	11,32	1,17	2,2515	0,0344	-33,2957	2,0756	0,0520
B10 (Cil)	CP1	10,55	1,18	4,0964	0,2853	-32,1545	2,9160	0,0260
B10 (Cil)	CP2	11,21	1,09	3,1920	0,2362	-81,5521	3,9308	0,0231
B10 (Cil)	CP3	11,38	1,17	6,0652	0,3121	-29,4624	3,9925	0,0304
B10 (Cub)	CP1	12,32	1,13	9,6473	0,4797	-1,9949	1,3772	0,1388
B10 (Cub)	CP2	12,04	1,27	5,9810	0,3066	-4,5513	4,7957	0,1284
B10 (Cub)	CP3	9,99	1,02	3,7778	0,1298	-3,1248	1,9524	0,1191

3.5 METAFOR

Neste estudo houve a implementação numérica, que ocorreu por meio do sistema METAFOR (*METAL FORMing*), código que foi desenvolvido por Ponthot (1994) em 2D e Bittencourt (1994) em 3D, que consiste em um programa para solução de problemas em materiais elastoviscoplasticos ou hiperelásticos pelo método dos elementos finitos, sendo que o código computacional foi estruturado em linguagem de programação Fortran 77, possuindo diversas possibilidades de análise estrutural (BITTENCOURT, 1994; MORESCO, 2021).

Entre suas principais características, o programa traz soluções de problemas implícitos através do método de Newton-Raphson e Newmark, para os problemas explícitos através do método das diferenças finitas centrais, tratando de problemas de contato e atrito, possuindo pesquisas na área da fratura e da aderência por meio de elementos coesivos e utiliza o emprego de formulação Lagrangeana Euleriana Arbitrária para solução de problemas térmicos acoplados ao problema mecânico (BITTENCOURT, 1994).

Na Figura 3.8, está ilustrado o fluxograma da operação do METAFOR, especificando a região de implementação do modelo coesivo proposto.

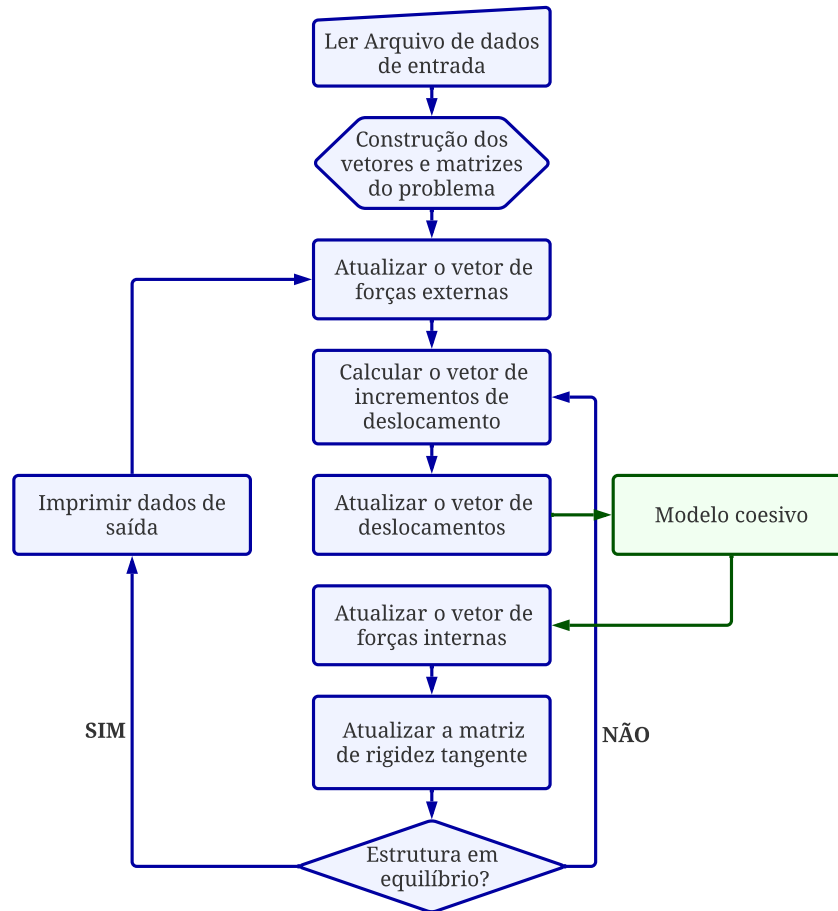


Figura 3.8 – Fluxograma procedimental de solução no METAFOR.
Fonte: adaptado de Moresco (2021).

O Modelo coesivo é programado na rotina "M3FRACTURE" onde inicialmente são declaradas todas as variáveis utilizadas no elemento coesivo e da lei coesiva de Rolland et al. (2020). O código começa com o cálculo das coordenadas dos nós do elemento coesivo nos eixos x , y e z , para cada uma das quatro posições dos nós. É importante lembrar que cada posição abrange dois nós, um de cada uma das duas faces do elemento, totalizando oito nós por elemento.

A seguir é programado o vetor de deslocamento nodal 24×1 , contendo os deslocamentos dos 8 nós do elemento nós 3 graus de liberdade em termo de coordenadas globais U_x, U_y, U_z , em seguida é feito a transformação das coordenadas globais dos elementos coesivos nas coordenadas locais U_n, U_s, U_r respectivamente.

Posteriormente são declaradas as funções de interpolação para os pontos de Gauss:

$$\begin{aligned}
 \phi_1 &= \frac{(1-\eta(k)) \cdot (1+\xi(k))}{4} & ; & \phi_3 = \frac{-(1-\eta(k)) \cdot (1-\xi(k))}{4} \\
 \phi_2 &= \frac{(1-\eta(k)) \cdot (1-\xi(k))}{4} & ; & \phi_4 = \frac{-(1-\eta(k)) \cdot (1+\xi(k))}{4} \\
 \phi_5 &= \frac{(1+\eta(k)) \cdot (1+\xi(k))}{4} & ; & \phi_7 = \frac{-(1+\eta(k)) \cdot (1-\xi(k))}{4} \\
 \phi_6 &= \frac{(1+\eta(k)) \cdot (1-\xi(k))}{4} & ; & \phi_8 = \frac{-(1+\eta(k)) \cdot (1+\xi(k))}{4}
 \end{aligned} \tag{3.29}$$

Com k representando o número de pontos de Gauss de 1 até 4 e os valores de η e ξ :

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \frac{-1}{\sqrt{3}} ; \xi_1 = \frac{1}{\sqrt{3}} \\ \eta_2 &= \frac{-1}{\sqrt{3}} ; \xi_2 = \frac{-1}{\sqrt{3}} \\ \eta_3 &= \frac{1}{\sqrt{3}} ; \xi_3 = \frac{1}{\sqrt{3}} \\ \eta_4 &= \frac{1}{\sqrt{3}} ; \xi_4 = \frac{-1}{\sqrt{3}}\end{aligned}\tag{3.30}$$

Em seguida são calculados os deslocamentos nas coordenadas locais em termos dos pontos de Gauss:

$$\begin{aligned}D_n(k) &= \sum_{i=1}^8 \phi(i) \cdot U_n(i) \\ D_s(k) &= \sum_{i=1}^8 \phi(i) \cdot U_s(i) \\ D_r(k) &= \sum_{i=1}^8 \phi(i) \cdot U_r(i)\end{aligned}\tag{3.31}$$

Logo depois são atribuídos os valores dos parâmetros da lei coesiva s_0 , τ_0 , s_1 , τ_1 , τ_∞ , α e β , que são atualizados manualmente para cada caso em questão. Após declarados os valores, foram programadas as funções descritas em Equação 3.19, onde o procedimento faz o cálculo do $T_s(k)$, e para os valores de $T_n(k)$ e $T_r(k)$ foi dado uma punição conforme Equação 3.16.

Adiante é feita a integração das forças principais na superfície na forma de:

$$\begin{aligned}F_{s1}^{Tot} &= \sum_{k=1}^4 T_s(k) \cdot \phi_1 \frac{A^e}{4} \\ F_{s2}^{Tot} &= \sum_{k=1}^4 T_s(k) \cdot \phi_2 \frac{A^e}{4} \\ F_{s3}^{Tot} &= \sum_{k=1}^4 T_s(k) \cdot \phi_5 \frac{A^e}{4} \\ F_{s4}^{Tot} &= \sum_{k=1}^4 T_s(k) \cdot \phi_6 \frac{A^e}{4}\end{aligned}\tag{3.32}$$

Sendo A^e a área do elemento coesivo. O mesmo ocorre com as demais direções, de modo que ao substituir o valor da tensão principal $T_s(k)$ pelas tensões calculadas na punição $T_n(k)$ e $T_r(k)$ na Equação 3.32, são calculadas as forças totais F_n^{Tot} e F_r^{Tot} , e em seguida são atribuídas as forças nodais, para cada um dos 8 nós e esses valores são somados às forças volumétricas para o cálculo da tensão na malha do corpo de prova. Esse processo se repete para cada elemento coesivo declarado no arquivo de entrada. A Figura 3.9 mostra o fluxograma com o resumo do modelo coesivo.

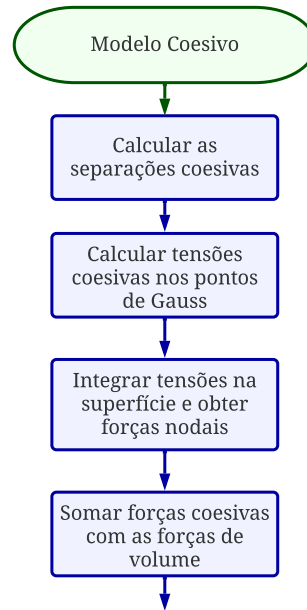


Figura 3.9 – Fluxograma do procedimento dentro do modelo coesivo.

Para determinar a tensão média de aderência na interface em função do escorregamento, que corresponde à força produzida na extremidade carregada da barra, dividida pela superfície de comprimento de aderência, foi programada a função a seguir na rotina de equilíbrio.

$$\tau_{MED} = \frac{F_{Tot}}{0,25 \cdot \pi \varnothing_b l_b} \quad (3.33)$$

Com F_{Tot} representando o somatório das forças atuantes em todos os nós da extremidade tracionada, 0,25 referente a $\frac{1}{4}$ de barra, \varnothing_b o diâmetro nominal para cada barra testada, e l_b o comprimento aderente para cada caso. Dos dados gerados foram utilizados nos gráficos apresentados no Capítulo 5.

4 MODELAGEM NUMÉRICA

Nesse capítulo são apresentadas as malhas em elementos finitos para solução da simulação numérica dos casos apresentados referentes aos experimentos de Bueno (2023) e Miranda et al. (2021), foram tomados como base modelos escolhidos na literatura apresentada na seção 2.4 para a definição das malhas. Por fim é demonstrado as condições de contorno impostas para resolver o problema, além das leis constitutivas dos casos em questão.

4.1 MODELO DE BUENO

A malha tridimensional apresentada na Figura 4.1, é referente ao corpo de prova de Bueno (2023), com a barra de diâmetro 8 mm, que foi criada por um *script* programado no *software* Ansys, onde são gerados os *keypoints*, linhas e áreas, constituindo a forma geométrica do corpo de prova apresentado na Figura 2.21.

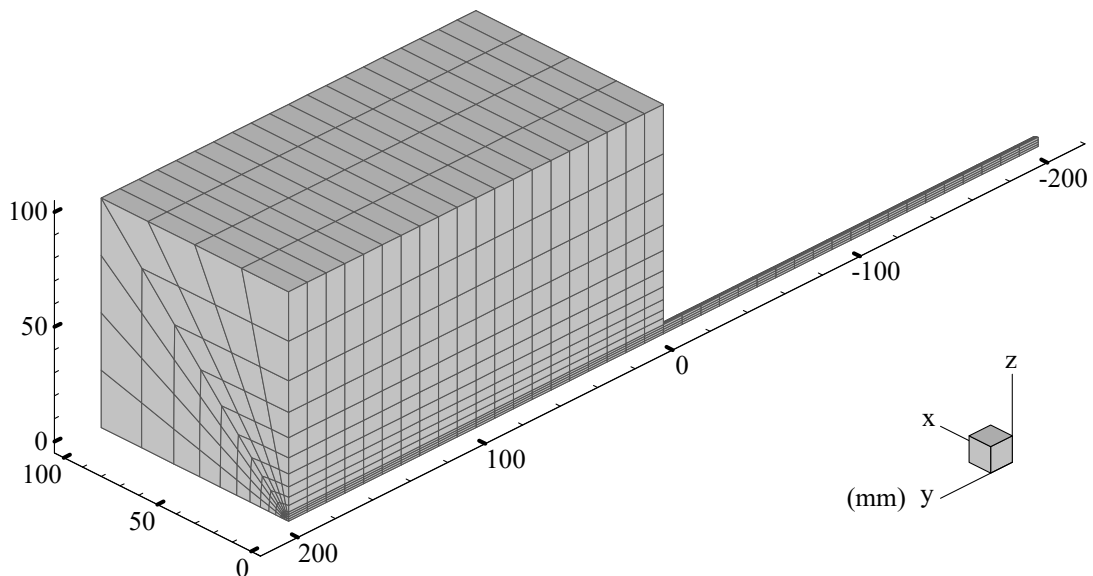


Figura 4.1 – Malha tridimensional do corpo de prova B8.

Devido a simetria, o *script* foi programado para gerar apenas $\frac{1}{4}$ do corpo de prova de modo que na origem dos eixos se tem o centro da barra. Para modelagem foi utilizado o elemento sólido de oito nós, possuindo um refinamento maior próximo da barra. Na Figura 4.2 é possível visualizar com maior detalhe as malhas das armaduras que foram utilizadas para os modelos de Bueno (2023) (a) referente as barras de 8,0 mm e (b) representa as barras de 12,0 mm.

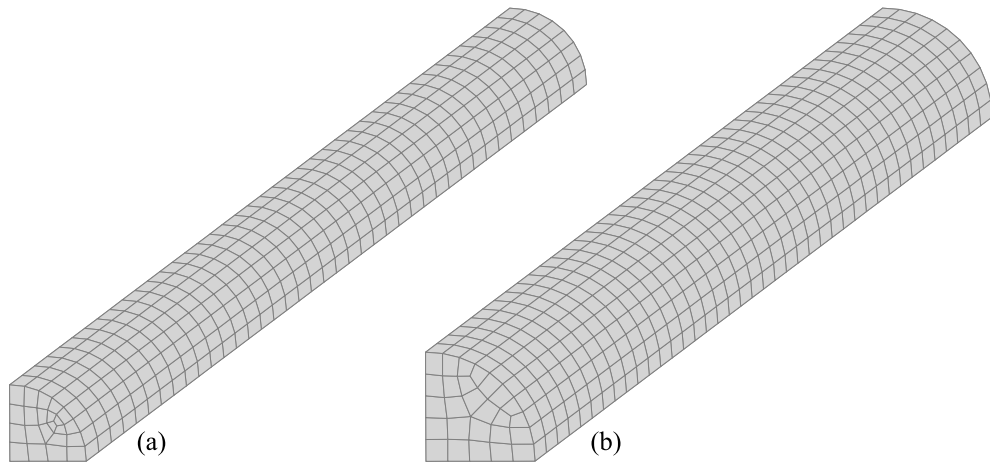


Figura 4.2 – Perspectiva cavaleira da distribuição de elementos das barras:
(a) B8 e (b) B12.

Para os casos envolvendo os corpos de prova com armadura de 12,5 mm, foram modificados alguns dados no *script* de criação da malha, o qual teve a dimensão da seção transversal da barra alterada e o número de elementos coesivos aumentado, para gerar uma melhor curvatura na superfície de aderência, porém as dimensões do corpo de concreto e o comprimento da barra continuaram os mesmos, onde foi obtida a malha apresentada na Figura 4.3.

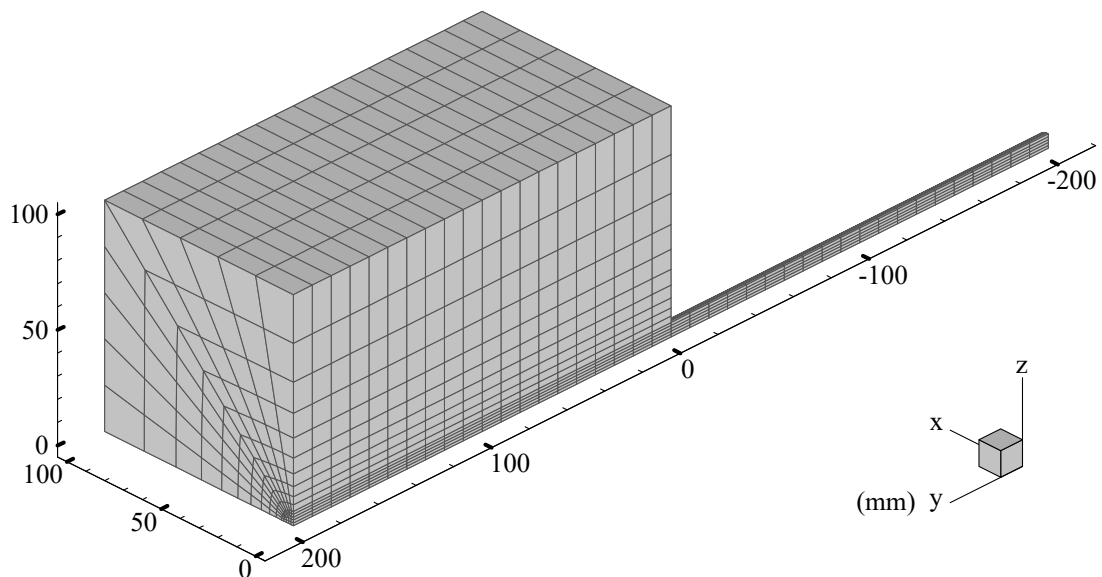


Figura 4.3 – Malha tridimensional do corpo de prova B12.

Na Figura 4.4 pode ser observado o detalhamento dos elementos coesivos para os modelos B8 e B12, pontuando que trata-se de um elemento de 8 nós, porém de espessura nula. A mudança no diâmetro da barra gerou na malha um aumento no número de elementos totais da malha, enquanto a primeira malha contém apenas 32 elementos na sua interface, na segunda malha tem-se 60 elementos. É necessário sinalizar que no experimento com barra de 12,5 mm, Bueno (2023) optou por considerar apenas 60 mm de comprimento de ancoragem em vez de 62,5 mm.

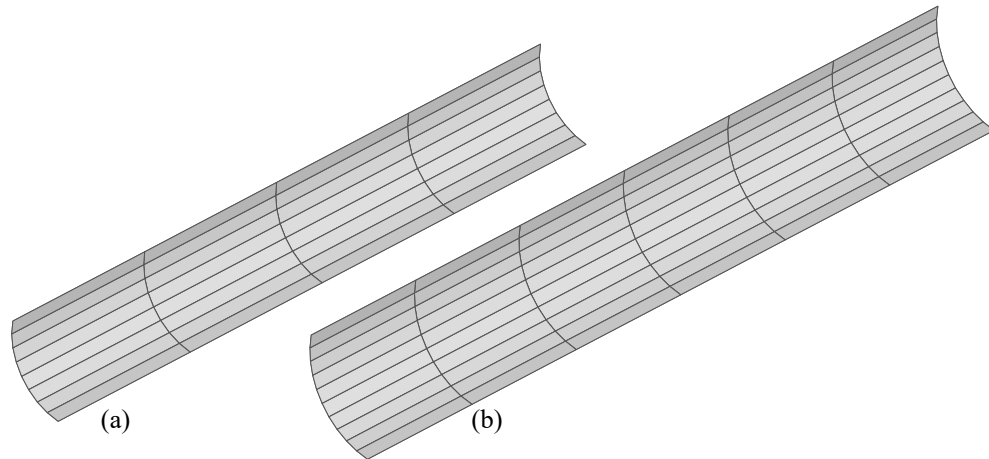


Figura 4.4 – Malhas da interface coesiva: (a) B8 (b) B12.

Após a modelagem das malhas foi criado o arquivo de entrada do METAFOR, com os dados referentes às coordenadas nodais e conectividade dos elementos. A quantidade de elementos criados em cada malha pode ser visualizado na Tabela 4.1

Tabela 4.1 – Quantidade de elementos das malhas de Bueno

Elementos	B8	B12
Coesivo	32	60
Armadura	880	1040
Concreto	1600	2000
Total	2512	3100

4.2 MODELO DE MIRANDA

A geração das malhas para os modelos de Miranda et al. (2021) seguiu um procedimento semelhante aos apresentados anteriormente, porém neste caso foram utilizados dois tipos de geometrias distintas.

Verificou-se que o cubo de concreto apresenta as mesmas dimensões do caso de Bueno (2023), o que diferencia é o comprimento da barra, de modo que no modelo do autor eram utilizados 200 mm dentro do bloco de concreto e 200 mm externo ao corpo, onde ocorrem as forças de tração para impor o deslocamento. No caso de Miranda et al. (2021) todas as suas armaduras possuem 300 mm fora do maciço de concreto.

A Figura 4.5 detalha a composição dos elementos em dois tipos de malhas, a malha (a) foi utilizada em dois casos, os $\varnothing 6,3$ mm (Cub) e $\varnothing 8,0$ mm (Cub), já o corpo de prova (b) foi utilizado no caso de $\varnothing 10,0$ mm (Cub), optou-se por um refinamento mais intenso no eixo y das malhas, uma vez que a malha utilizada no estudo de Bueno (2023) não se mostrou eficaz nos resultados finais dos casos de Miranda et al. (2021). O aumento no refinamento resultou em uma duplicação do número de elementos finitos sólidos e de interface.

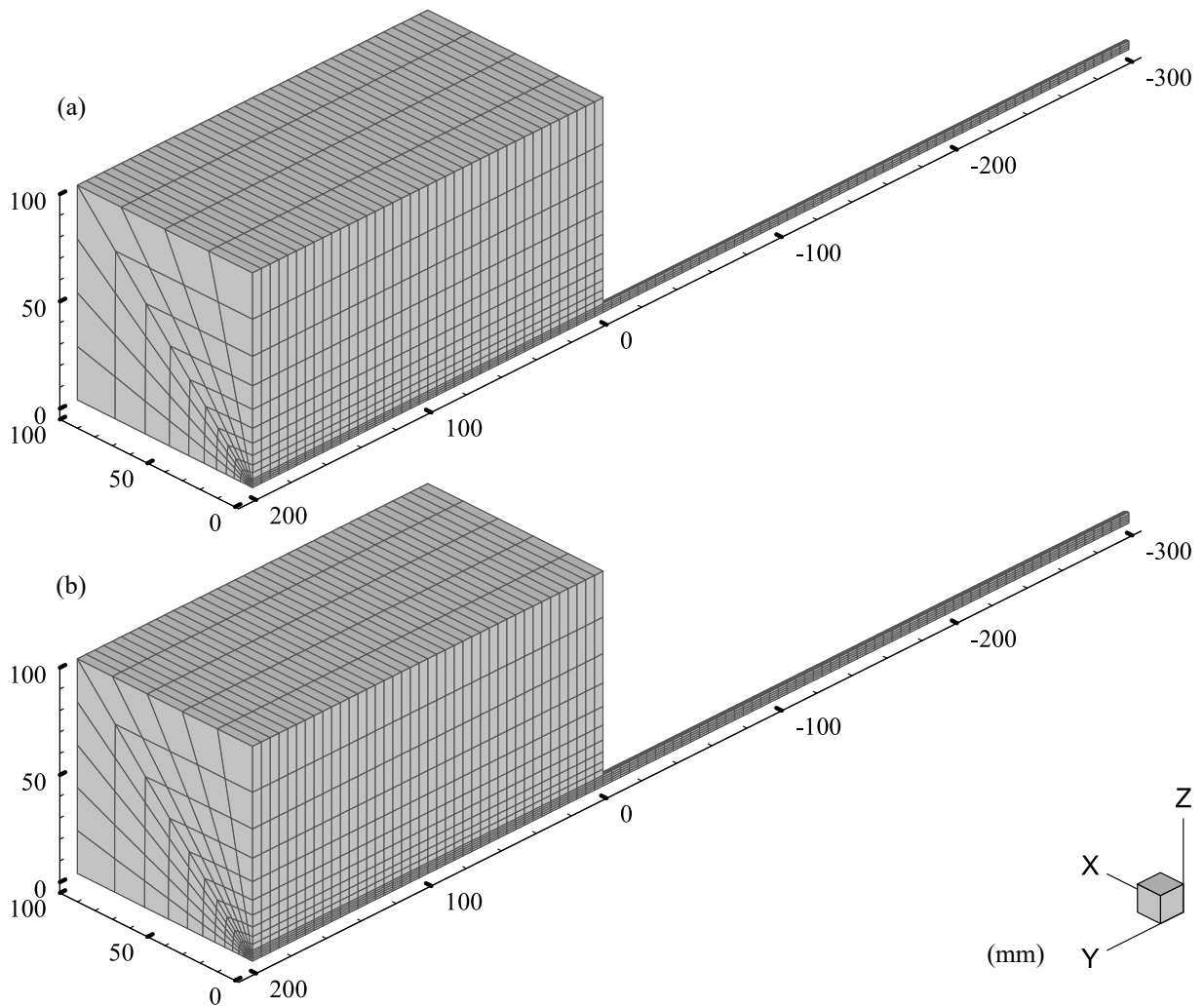


Figura 4.5 – Malha tridimensional do corpo de prova cúbico: (a) B6.3-B8 e (b) B10.

Para as malhas cilíndricas, nas quais foram utilizados os dados de geometria fornecidos na Figura 2.25 (a), se tem um cilindro de concreto com um diâmetro e altura de 150 mm, com sua barra concretada no seu ponto central, assim como os modelos anteriores foi modelado $\frac{1}{4}$ do corpo de prova.

Na Figura 4.6 são apresentados os elementos da malha cilíndrica, que possui uma distribuição de elementos de forma radial partindo do centro da barra, a Figura 4.7 apresenta a composição das malhas da interface coesiva, com 3 interfaces distintas devido a quantidade de elementos gerados, nestas malhas foram obedecidos os valores de comprimento aderente definidos por Miranda et al. (2021), correspondentes a 10 vezes o diâmetro da barra, acarretando no número de elementos coesivos deste modelo bem maior que o modelo de Bueno (2023). Na Tabela 4.2 encontra-se o quantitativo de elementos, referente à armadura, o corpo de concreto e a interface coesiva.

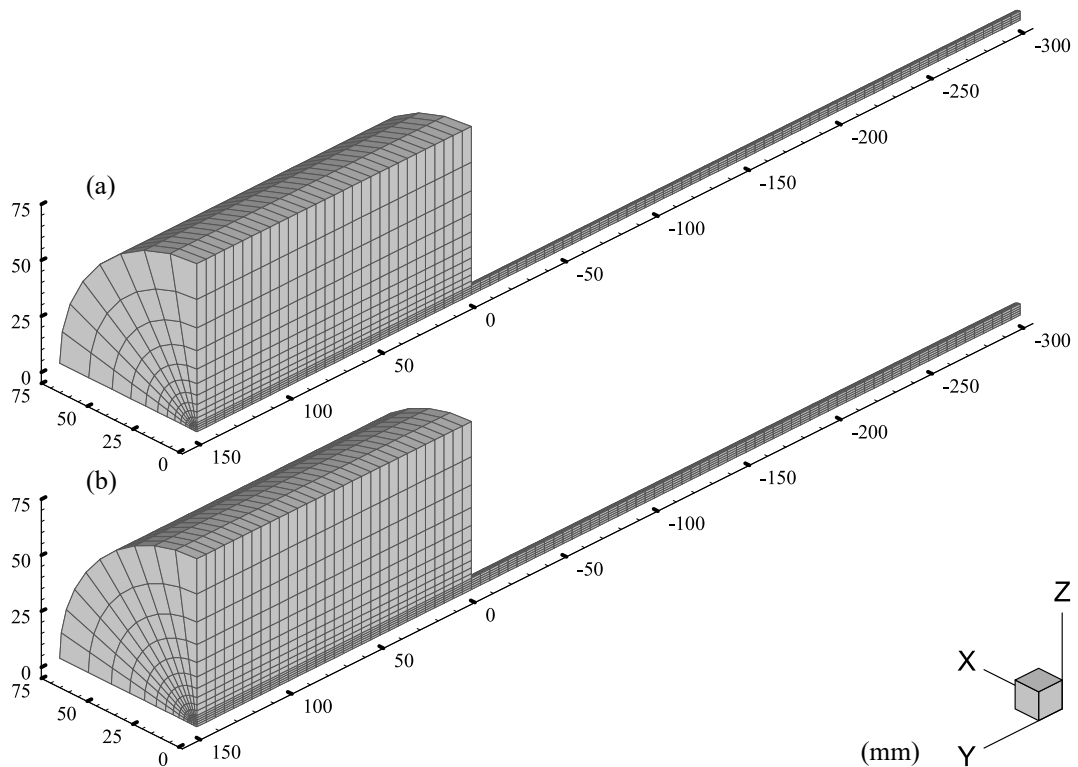


Figura 4.6 – Malha tridimensional do corpo de prova cilíndrico: (a) B6.3-B8 e (b) B10.

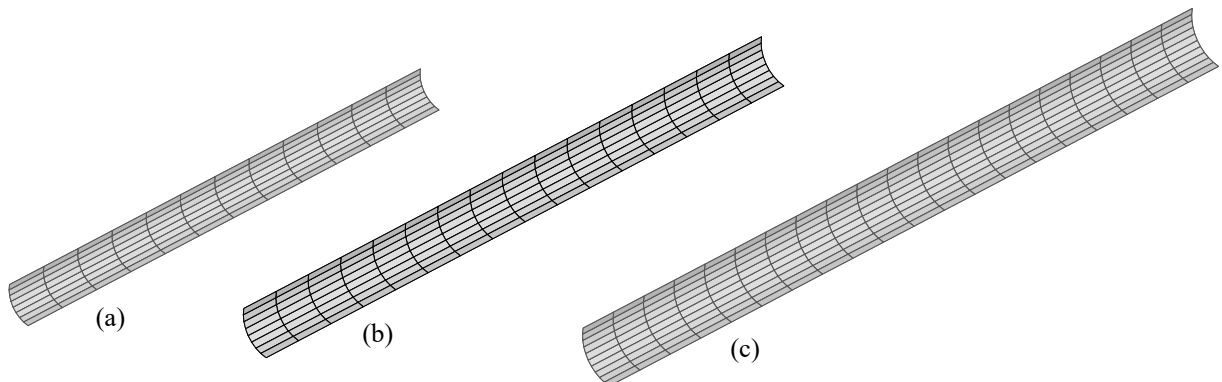


Figura 4.7 – Malhas da interface coesiva: (a) B6.3; (b) B8 e (c) B10.

Tabela 4.2 – Quantidade de elementos das malhas de Miranda.

Elementos	Cúbico			Cilíndrico		
	B6.3	B8	B10	B6.3	B8	B10
Coesivos	96	128	200	96	128	200
Armadura	2200	2200	2600	1980	1980	2340
Concreto	3200	3200	4000	2400	2400	3000
Total	5496	5528	6800	4476	4508	5540

4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

O próximo passo para gerar o modelo numérico é definir quais são as condições de contorno do problema, e as leis constitutivas dos materiais em questão. O corpo de prova quando ensaiado é apoiado em uma plataforma rígida que impede seu deslocamento no eixo y , e a barra é tracionada

nesta direção. Por ter sido modelado apenas $\frac{1}{4}$ do corpo de prova, foram definidos os planos de simetria, para garantir que o comportamento distribuição de tensões na malha respeite essa restrição proposta na análise. Na Figura 4.8 se pode visualizar como foram impostas as condições de contorno. Ao plano em azul denominado de simetria z , é imposta restrição de movimento em todos os nós presentes nesse plano na direção do eixo z , o mesmo ocorre com o plano em vermelho, que restringe o movimento de seus nós no eixo x .

Na base do corpo de concreto, chamada de plano de apoio, foi restrito o deslocamento de todos os nós presentes no eixo y , finalizando assim todos os nós com movimento restringido. Por fim na barra é aplicado um deslocamento prescrito no eixo y , respeitando os valores de deslocamento dos ensaios.

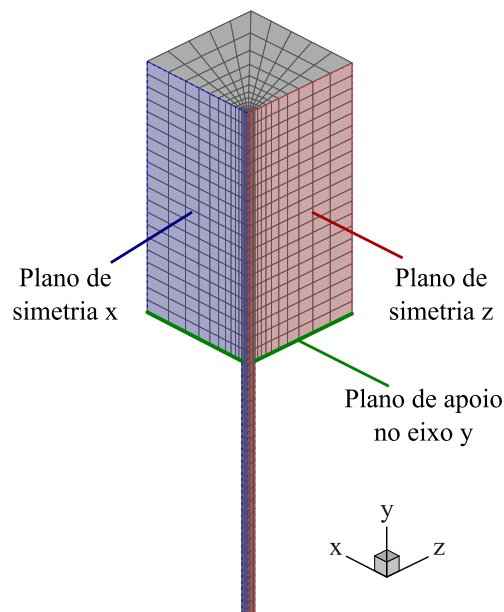


Figura 4.8 – Esquema representativo das condições de contorno do problema.

A lei constitutiva dos materiais utilizou um modelo elástico, e seguiu os dados informados por Bueno (2023) na Tabela 2.2, já os dados de Miranda et al. (2021) estão na Tabela 2.4.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esta etapa tem o enfoque de reproduzir as aplicações do modelo de lei coesiva implementado no código do METAFOR. Inicialmente foi adotado um caso para análise de modelo simplificado com dois elementos coesivos. Em seguida foram realizadas as aplicações dos casos completos para simular os experimentos realizados por Bueno (2023) e Miranda et al. (2021). Todos os elementos volumétricos são hexaedros tri-lineares de 8 nós.

5.1 APLICAÇÃO EM 4 ELEMENTOS

Neste caso, dois blocos com 2 elementos finitos cada, são deslizados um com relação ao outro, conforme a Figura 5.1, o bloco da frente se desloca no eixo y, o do fundo permanece fixo. Entre os blocos 2 elementos de interface foram colocados.

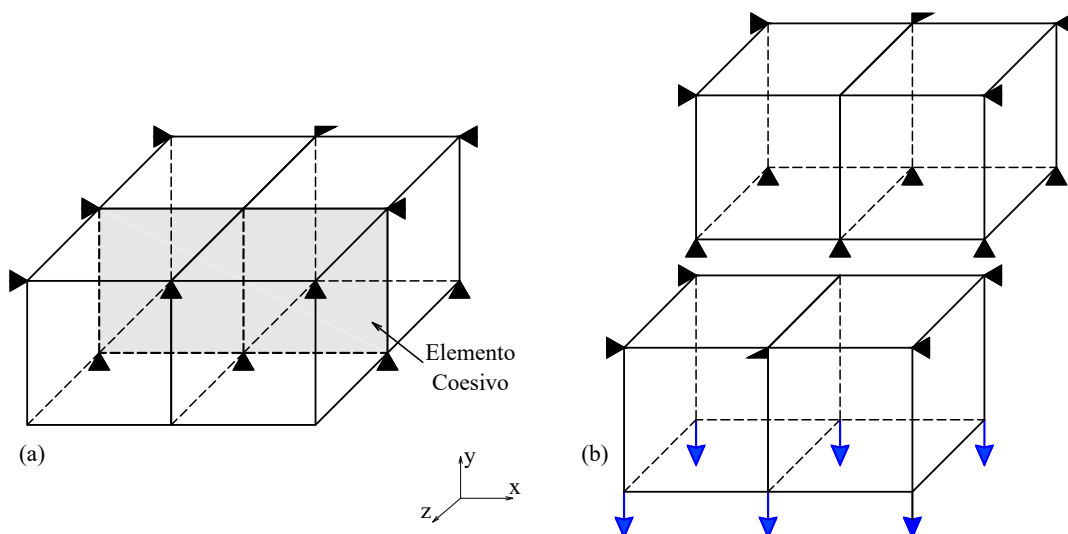


Figura 5.1 – Exemplo com 4 elementos: (a) posição inicial e (b) posição final.

Para o teste foram adotadas as propriedades do CP1 C30-B12 de Bueno (2023), sendo parâmetros utilizados da lei coesiva proposta por Rolland et al. (2020) $\tau_1 = 25,99$ e $S_1 = 2,82$ referentes aos valores encontrados na curva experimental, e os valores otimizados, $\tau_0 = 17,4312$, $S_0 = 1,1552$, $\tau_\infty = -67,6891$. Com estes parâmetros colocados no METAFOR, as forças reativas nos deslocamentos prescritos em y foram obtidas. Dividindo essa força pela área dos elementos de interface obteve-se os resultados da Figura 5.2 comparando com a solução teórica também mostrada na figura, verificou-se que o modelo numérico está bem calibrado, esta é uma análise preliminar do modelo implementado que independe da malha pois o escoamento é uniforme na interface.

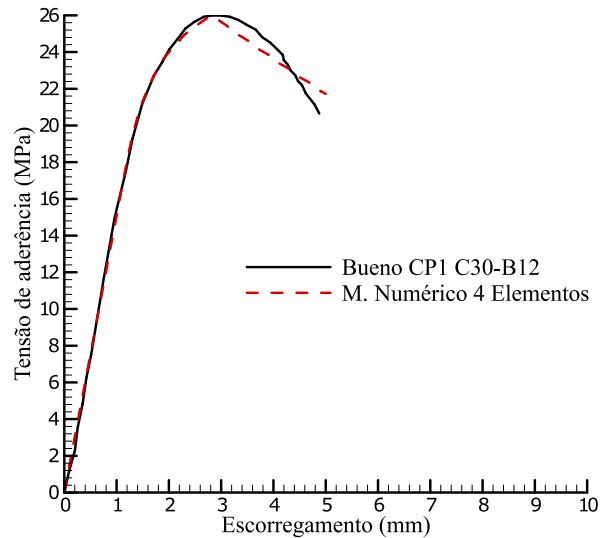


Figura 5.2 – Resultado da aplicação do modelo com 4 elementos.

5.2 EFEITO DA GEOMETRIA DO CORPO DE PROVA

Esta seção visa analisar o efeito da geometria do corpo de prova nas tensões do concreto, empregando os mesmos parâmetros de interface da seção 5.1, de modo que as propriedades das barras e do concreto são as mesmas presentes na Tabela 2.4. Ressalta-se que as geometrias cilíndrica e cúbica do modelo B10 de Miranda et al. (2021) são consideradas. Foram feitas variações no principal parâmetro de aderência, τ_1 , com o objetivo de observar seus efeitos nas tensões. Para tal foi adotado o valor $\tau_1 = 25,99$ MPa referente ao modelo tomado como base, variando para 50 MPa e 75 MPa. Na Figura 5.3 são apresentadas as curvas de aderência para os 3 valores de τ_1 .

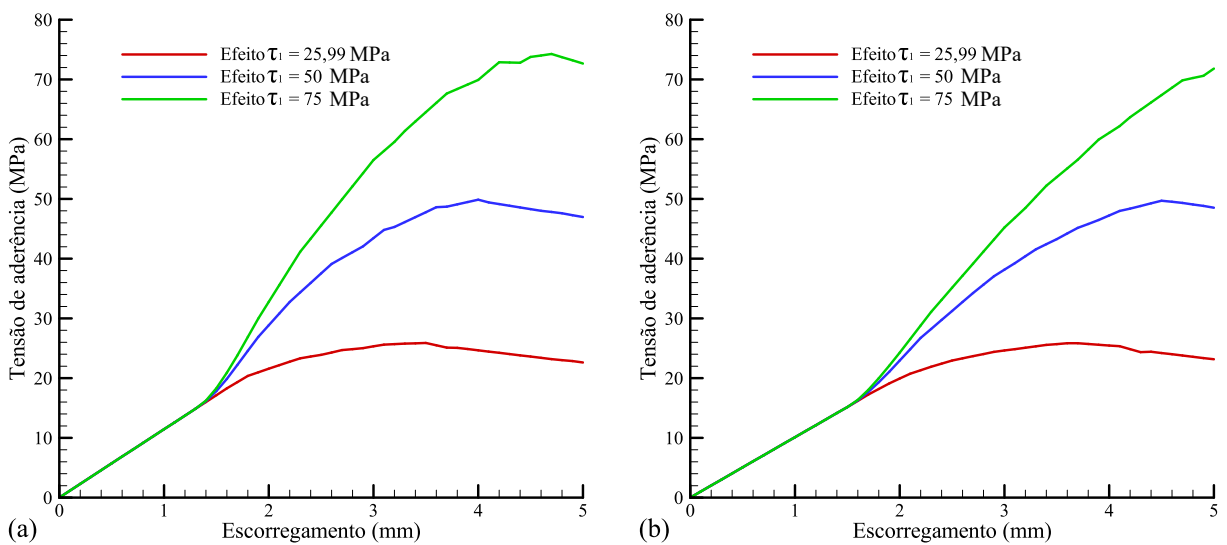


Figura 5.3 – Curvas tensão-escorregamento para τ_1 variando:

(a) Caso Cilíndrico e (b) Caso Cúbico.

Na Figura 5.4 tem-se os resultados padrão para os modelos cilíndricos e cúbicos. Adotou-se para a escala o maior valor de tensão ente os casos.

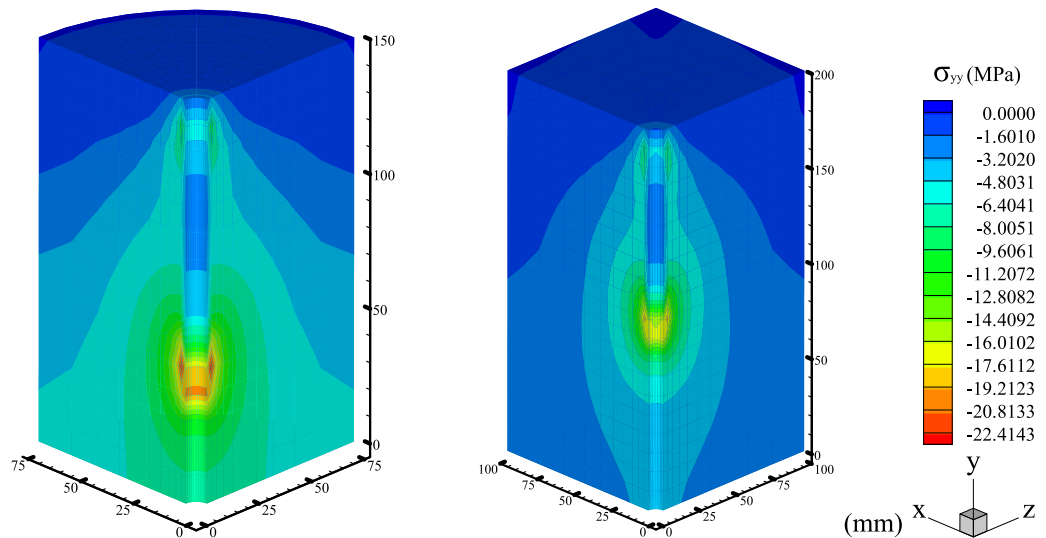


Figura 5.4 – Tensões σ_{yy} no concreto para $\tau_1 = 25,99$ MPa. Configuração correspondente ao pico de aderência.

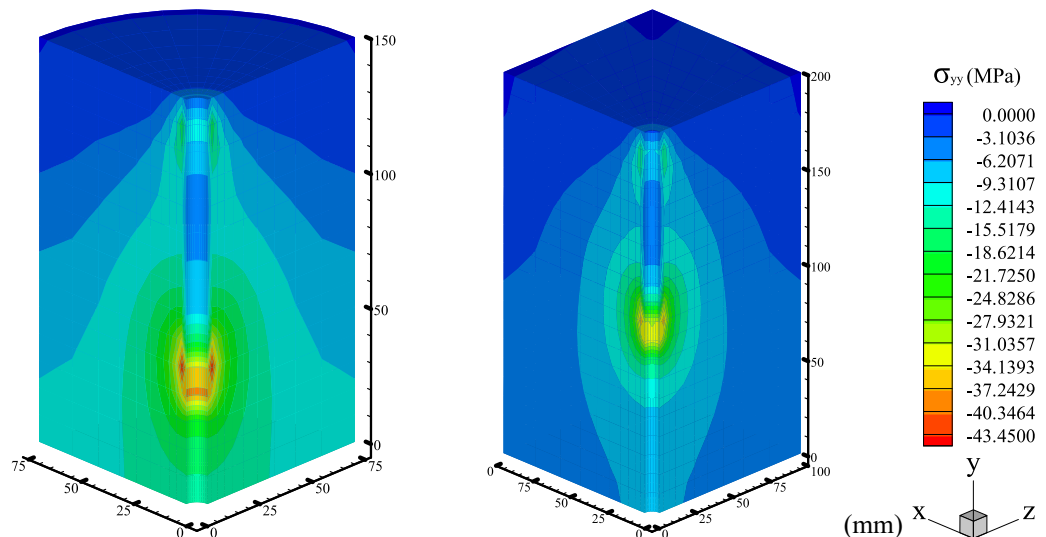


Figura 5.5 – Tensões σ_{yy} no concreto para $\tau_1 = 50$ MPa. Configuração correspondente ao pico de aderência.

A comparação do caso cilíndrico com o cúbico indica tensões de compressão substancialmente maiores no primeiro caso. Esse efeito não ocorre apenas próximo da zona aderente, mas ao longo de todo o volume do corpo. Também observa-se que na zona aderente as tensões no concreto não permanecem constantes, sendo maiores nas extremidades da zona aderente. Os maiores valores ocorrem na extremidade que existe a tração no ensaio.

A Figura 5.7 mostra a evolução das tensões no concreto nos passos de tempo anteriores ao pico de aderência para o caso padrão considerando $\tau_1 = 25,99$ MPa.

Observa-se que as maiores tensões no concreto acontecem sempre logo abaixo da zona aderente que vai se movimentando para baixo ao longo do processo de arrancamento. Fica claro deste efeito inicial, que as tensões no concreto nos dois tipos de geometria não são iguais em nenhum

momento do processo de arrancamento, sendo as tensões no corpo de prova cilíndrico maiores que no corpo de prova cúbico. O efeito da geometria variando no diâmetro da barra é estudado na seção 5.4.

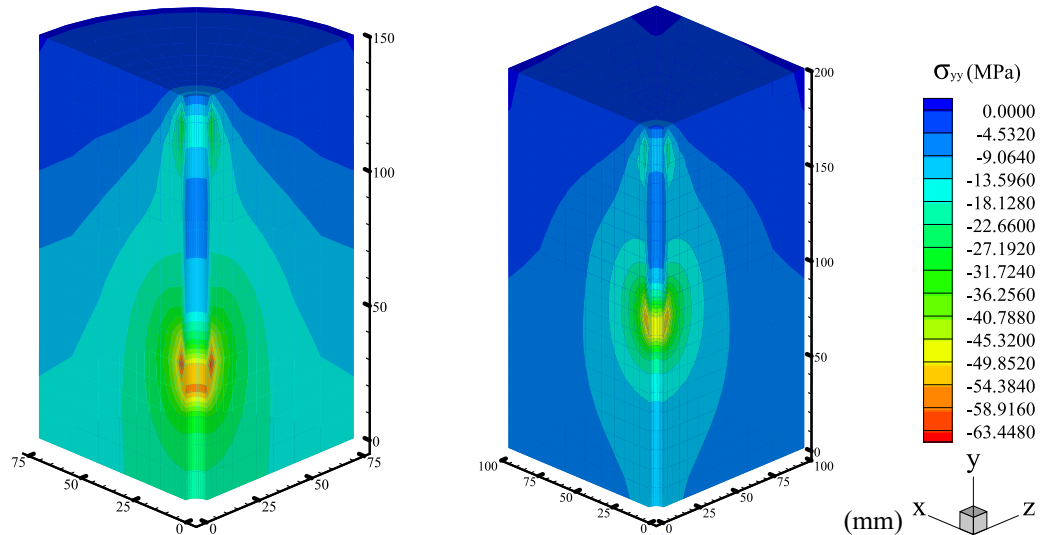
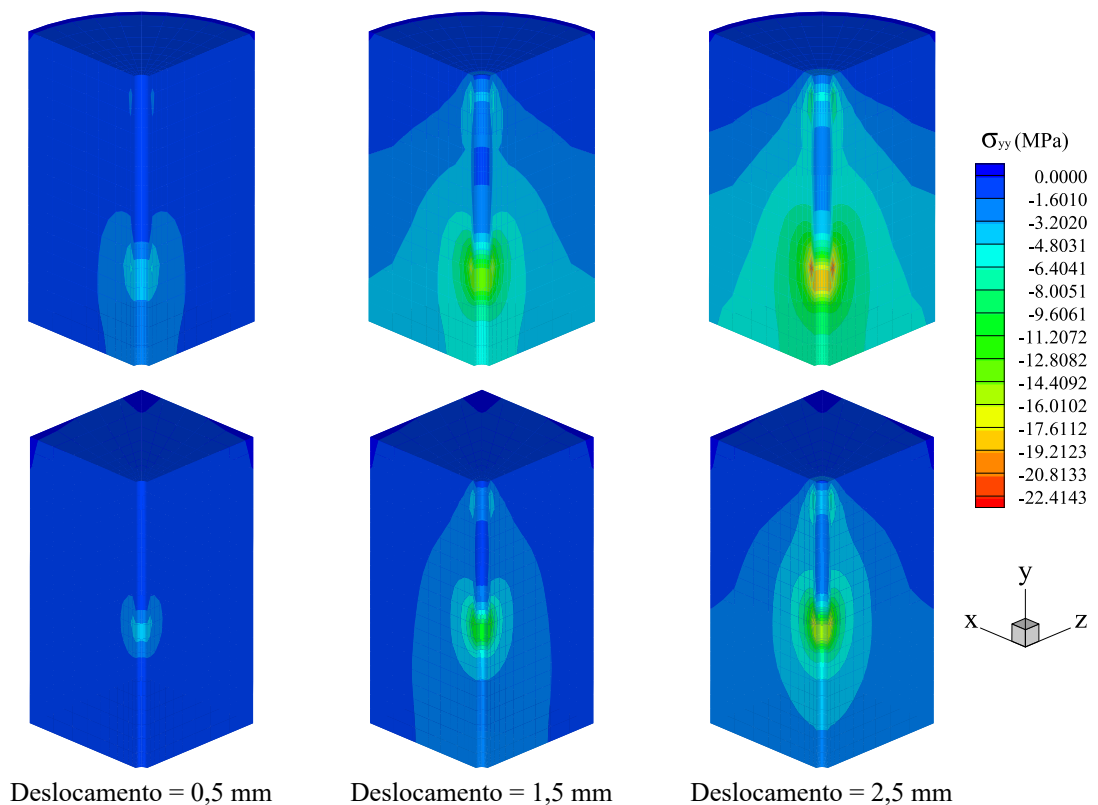


Figura 5.6 – Tensões σ_{yy} no concreto para $\tau_1 = 75$ MPa. Configuração correspondente ao pico de aderência.



Deslocamento = 0,5 mm

Deslocamento = 1,5 mm

Deslocamento = 2,5 mm

Figura 5.7 – Evolução das tensões σ_{yy} .

5.3 CASOS DE BUENO

5.3.1 Modelo C20-B8

O estudo dos casos experimentais de Bueno (2023) foi iniciado com os modelos envolvendo os casos C20-B8 e C30-B8. Dados dos materiais podem ser encontrados na Tabela 2.2 e os parâmetros de interface na Tabela 3.1.

Os casos envolvendo uma barra de 8 mm e concreto com resistência de 20 MPa foram os únicos modelos nos quais foram feitos apenas dois modelos devido ao descarte do corpo de prova 3, comentado na subseção 2.3.1. Obtiveram-se as curvas tensão de aderência x escorregamento dos modelos numéricos 1 e 2 na Figura 5.8.

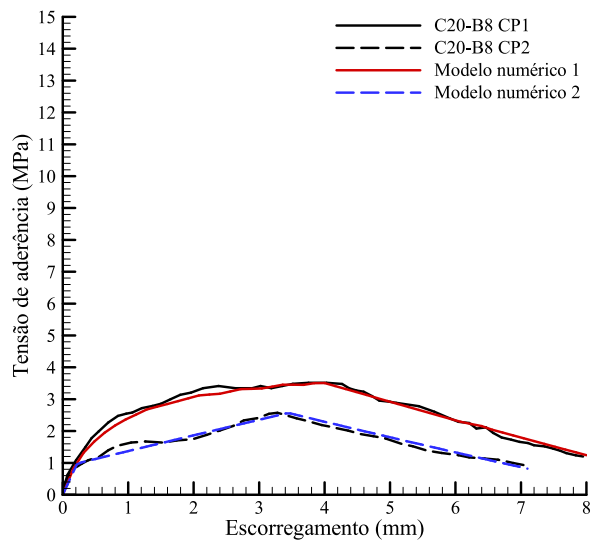


Figura 5.8 – Curvas tensão-escorregamento C20-8B.

Com esse primeiro resultado observou-se que o modelo se comportou muito bem, com os resultados obtidos pela simulação numérica se adequando bem aos valores das respectivas curvas experimentais dos dois corpos de prova.

Na Figura 5.9 apresenta-se a distribuição da tensão σ_{yy} para um dos casos (CP1). É possível perceber que a distribuição de tensões é mais intensa na região imediatamente abaixo da área aderente, como na seção 5.2. Observa-se que as tensões no concreto na zona aderente são relativamente uniformes. O nível de tensões no concreto é muito abaixo da ruptura à compressão.

O formato da distribuição de tensões compressíveis em forma de bulbos é condizente com os da literatura (Figura 2.19), com tensões que se expandem pelo volume na direção do arrancamento. Também é possível verificar a formação de esforços de tração na região com azul mais escuro na extremidade superior do corpo de prova, porém esses valores de tração são bem baixos, chegando a ser menores que 10% do valor máximo de compressão.

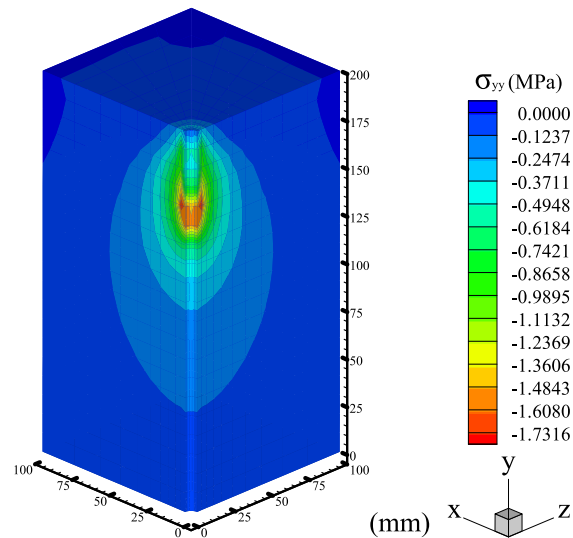


Figura 5.9 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C20-8B CP1. Configuração correspondente ao pico de aderência.

5.3.2 Modelo C30-B8

Em seguida fez-se o mesmo procedimento com o modelo C30-B8, este com 3 corpos de prova, onde utilizou-se do mesmo arquivo de entrada do modelo anterior, apenas substituindo os valores correspondentes a cada corpo de prova dos parâmetros da lei de Rolland et al. (2020) (Tabela 3.1), gerando as curvas tensão de aderência x escorregamento que podem ser vistas na Figura 5.10.

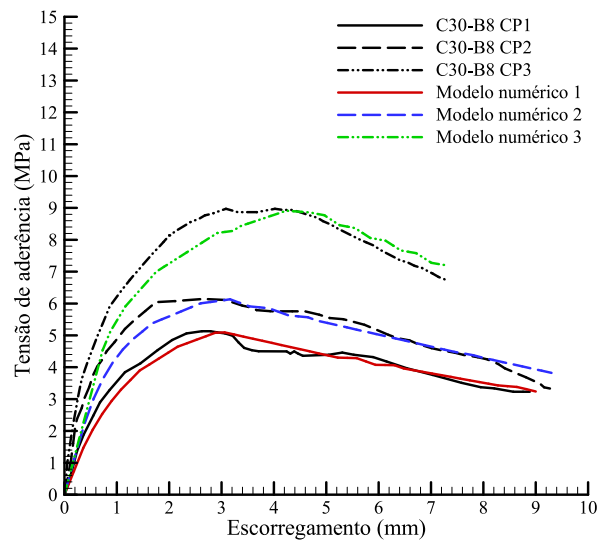


Figura 5.10 – Curvas tensão-escorregamento C30-8B.

Com a análise do gráfico tensão-escorregamento pode-se verificar que os modelos responderam bem, onde o comportamento da curva dos modelos numéricos estão bem próximos aos valores encontrados nos ensaios experimentais, embora exista uma discordância maior dos resultados na parte inicial da curva.

A distribuição de tensões apresentada na Figura 5.11 é similar ao modelo anterior, porém é possível visualizar um aumento significativo da compressão onde no modelo C20-B8 a tensão

no concreto máxima foi 1,73 MPa no CP1, já o modelo C30-B8 gerou tensões de compressão máxima de 4,39 MPa no CP3. As diferenças de tensões no concreto entre os casos C20 e C30 são oriundas dos diferentes níveis de aderência obtidos nestes corpos de prova conforme discutido no seção 5.2.

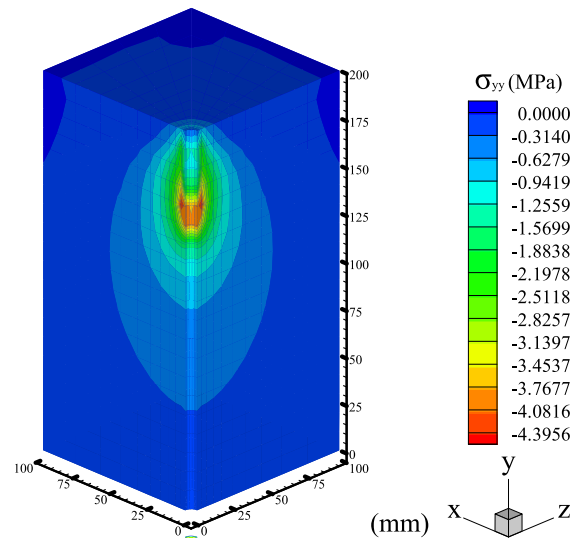


Figura 5.11 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C30-8B CP3. Configuração correspondente ao pico de aderência.

5.3.3 Modelo C20-B12

As curvas de tensão de aderência x escorregamento obtidas numericamente podem ser vistas na Figura 5.12. Para este caso novamente o modelo apresenta uma menor concordância com os experimentos, no início da curva observou-se também uma tendência à instabilidade numérica com o aumento da rigidez inicial da curva tensão de aderência x escorregamento.

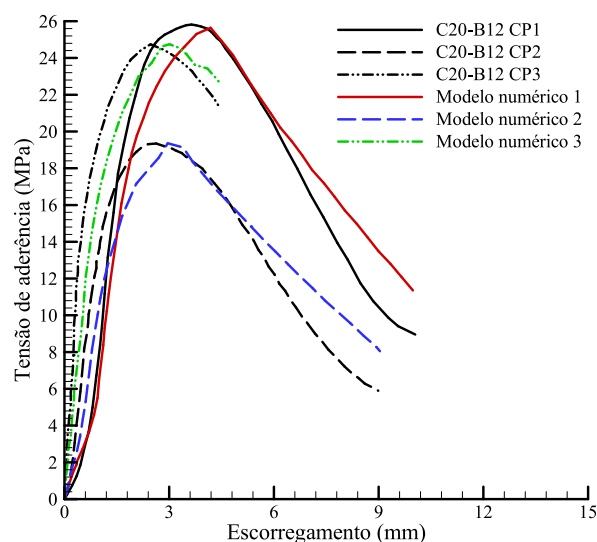


Figura 5.12 – Curvas tensão-escorregamento C20-12B.

A Figura 5.13 traz o resultado final de tensões no concreto semelhante ao modelo anterior, com o pico de tensão de compressão imediatamente abaixo da zona aderente que está localizada

mais abaixo quando comparado ao modelo B8 e com maior magnitude de tensões novamente. A distribuição de tensões tem um comportamento em formato de bulbo de tensões, além de maiores, gerando tensão de compressão de maior magnitude por toda a parte inferior da base do corpo de prova. Assim como na seção 5.2, observa-se neste caso uma tendência às tensões do concreto na zona aderente não serem uniformes, sendo as maiores tensões nas extremidades da zona aderente do sentido da tração.

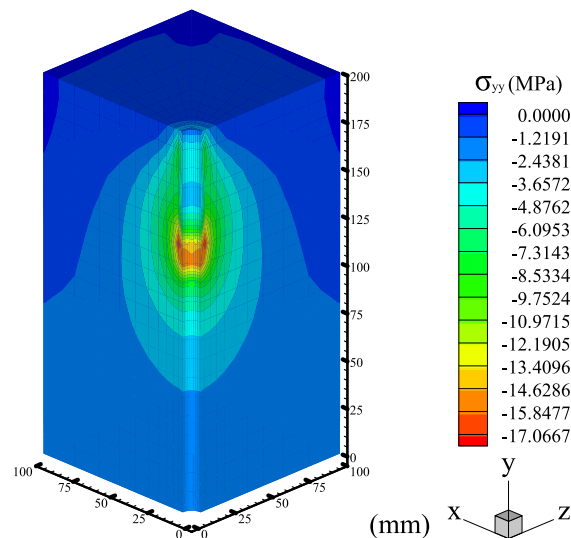


Figura 5.13 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C20-12B CP1. Configuração correspondente ao pico de aderência.

5.3.4 Modelo C30-B12

Neste último caso ocorreu a mesma dificuldade na solução do modelo numérico, o ajuste da solução numérica com os experimentos não é tão boa no início, devido a maior rigidez das barras. Porém os valores de pico de aderência e pós-pico são mais próximos dos experimentais.

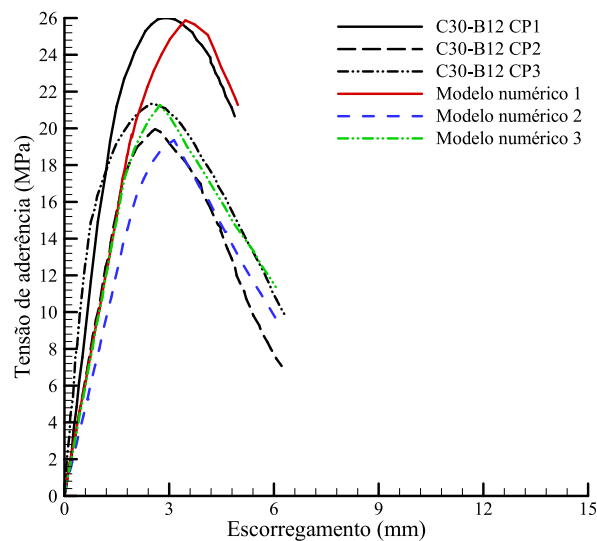


Figura 5.14 – Curvas tensão-escorregamento C30-12B.

O comportamento das tensões no concreto se deu de forma semelhante ao modelo C20-B12,

sendo que neste está presente a maior tensão de compressão encontrada nos casos referentes aos ensaios de Bueno (2023), que foi de 17,08 MPa. É importante salientar que em nenhum dos casos a resistência à compressão do concreto foi excedida, o que justifica o uso de um modelo elástico para a representação do concreto neste trabalho.

Na Figura 5.14 está presente o gráfico tensão-escorregamento e na Figura 5.15 o resultado de tensão de pico de aderência no concreto.

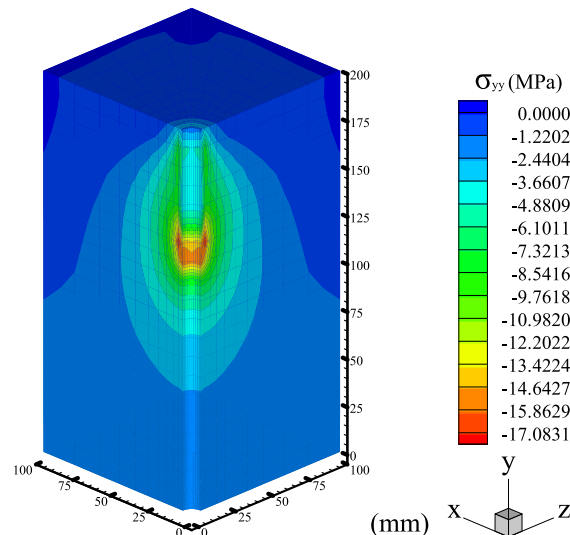


Figura 5.15 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto C30-12B CP1. Configuração correspondente ao pico de aderência.

5.4 CASOS DE MIRANDA

O enfoque principal dos casos experimentais de Miranda et al. (2021) é abordar a influência da geometria do concreto nos corpos de prova do ensaio *pull-out*, então para cada barra adotada pela autora é apresentado de forma conjunta o resultado da simulação numérica de ambos modelos de geometria cilíndrica e cúbica.

Em linhas gerais o ajuste do modelo de Rolland et al. (2020) aos experimentos, principalmente a parte inicial da curva, foi mais pobre que nos casos BRFP. Um dos motivos da dificuldade está no fato da lei coesiva proposta por Rolland et al. (2020) ter por definição uma curva que se inicia com uma proporção linear partindo do deslocamento nulo com uma tensão também nula. Já as curvas experimentais da autora, em sua maioria, possui um valor inicial de tensão nulo, resultando em ajustes mais pobres. No entanto é possível visualizar que as curvas numéricas tem uma inclinação próximo à curva experimental, pode ser observado nas Figuras 5.16, 5.18 e 5.20.

5.4.1 Modelo B6.3

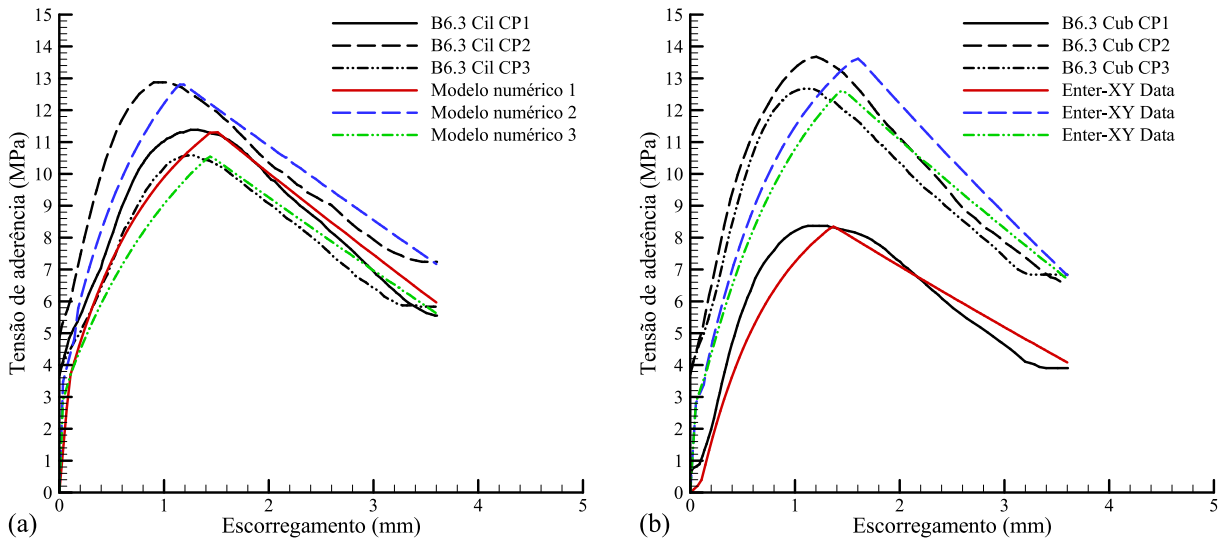


Figura 5.16 – Curvas tensão-escorregamento B6.3: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.

Analisando as curvas, é possível verificar que quanto mais próximo a curva experimental está da origem dos eixos, melhor respondeu a sua curva numérica correspondente, o que pode ser observado na B6.3 Cub CP1, sendo essa a curva entre os 6 corpos de prova ensaiados a que tinha a menor tensão inicial de aproximadamente 0,8 MPa.

Na Figura 5.17 encontra-se as respostas em tensões no concreto resultantes da simulação, o comprimento aderente nesse caso é 60 mm. Por se tratar do caso com menor diâmetro de barra, foram obtidas tensões de compressão baixas, onde seu pico é uma região bem pequena abaixo da zona aderente. Pode-se concluir que a distribuição de tensões e valores correspondentes são muito próximos, portanto havendo uma equivalência das tensões no concreto neste caso para as duas geometrias.

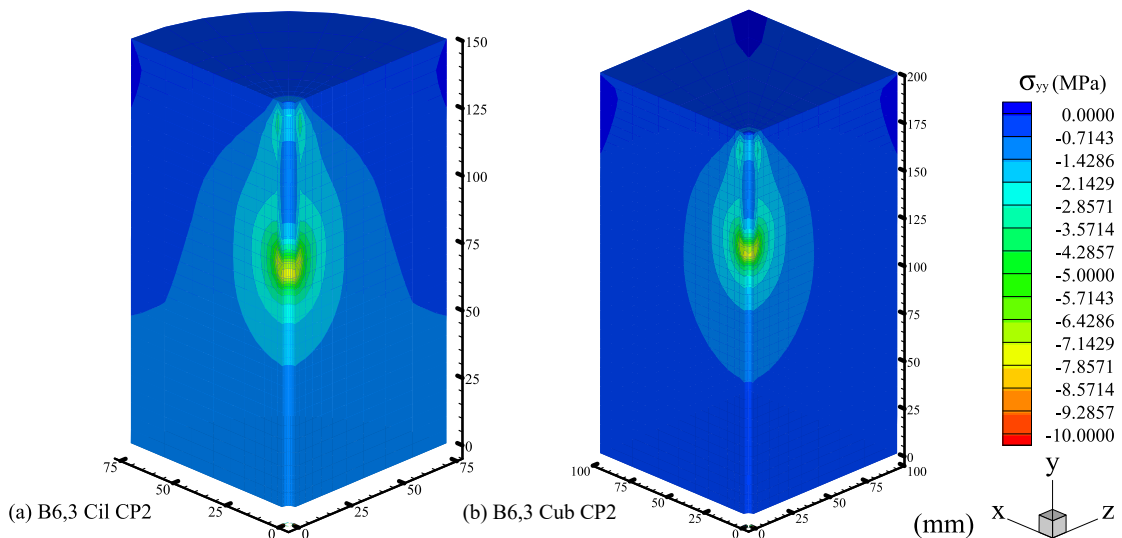


Figura 5.17 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B6.3. Configuração correspondente ao pico de aderência.

5.4.2 Modelo B8

Nos dois modelos B8, acontece a mesma dificuldade de ajuste da fase inicial da aderência, porém é perceptível que a inclinação das curvas numéricas e experimentais tendem a se ajustar de forma muito semelhante entre si.

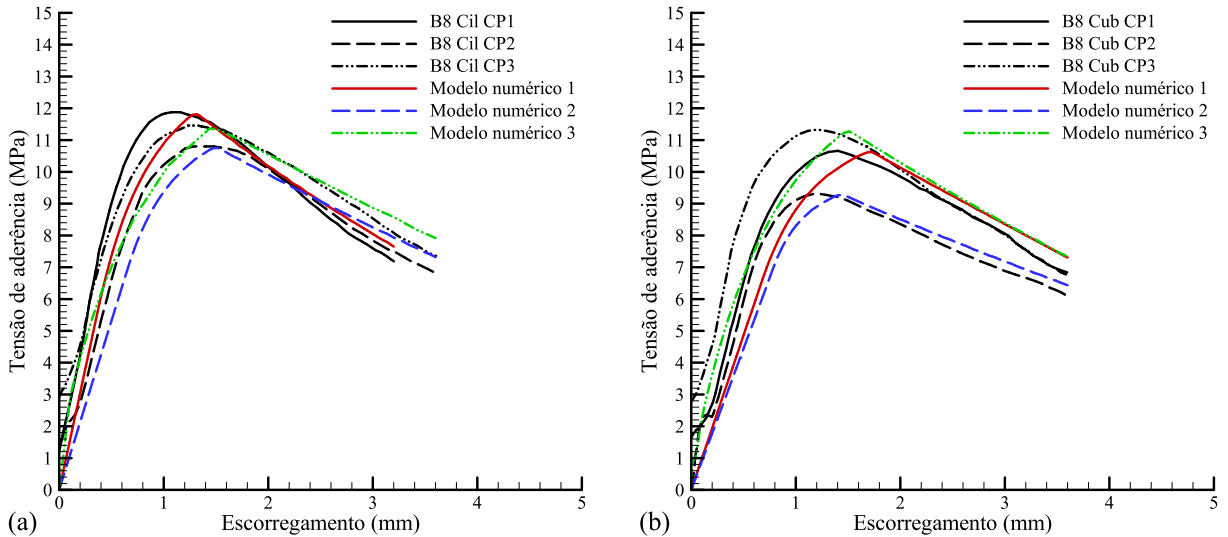


Figura 5.18 – Curvas tensão-escorregamento B8: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.

As tensões σ_{yy} nas duas geometrias são mostradas na Figura 5.19, neste caso o comprimento aderente é de 80 mm. Observa-se tensões de compressão de maior magnitude no caso cilíndrico. Isto é visível na zona adjacente à barra ao longo de todo o cilindro e também nas tensões de compressão máximas abaixo da zona aderente. Além disto, comparando a Figura 5.19(b) com a Figura 5.17(b) percebe-se que a geometria cúbica é menos afetada pelo aumento do diâmetro.

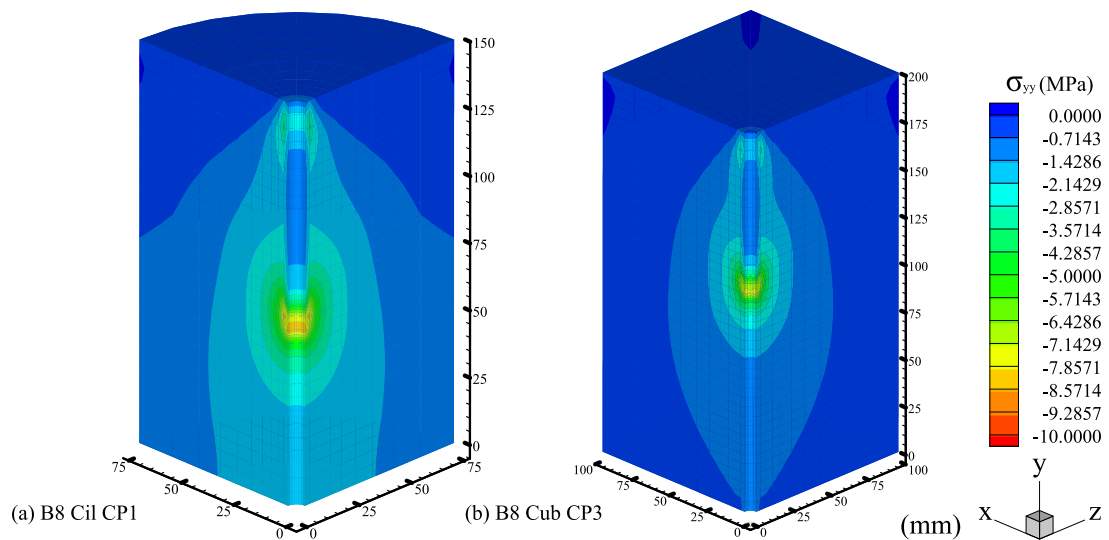


Figura 5.19 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B8. Configuração correspondente ao pico de aderência.

5.4.3 Modelo B10

O último modelo simulado foi o B10. Diferentemente dos casos de Bueno (2023), foi notado que independente do diâmetro da barra, as tensões de aderência dos ensaios de Miranda et al. (2021) tiveram intensidades semelhantes variando entre 9,0 MPa e 14,0 MPa aproximadamente, gerando curvas com comportamentos semelhantes.

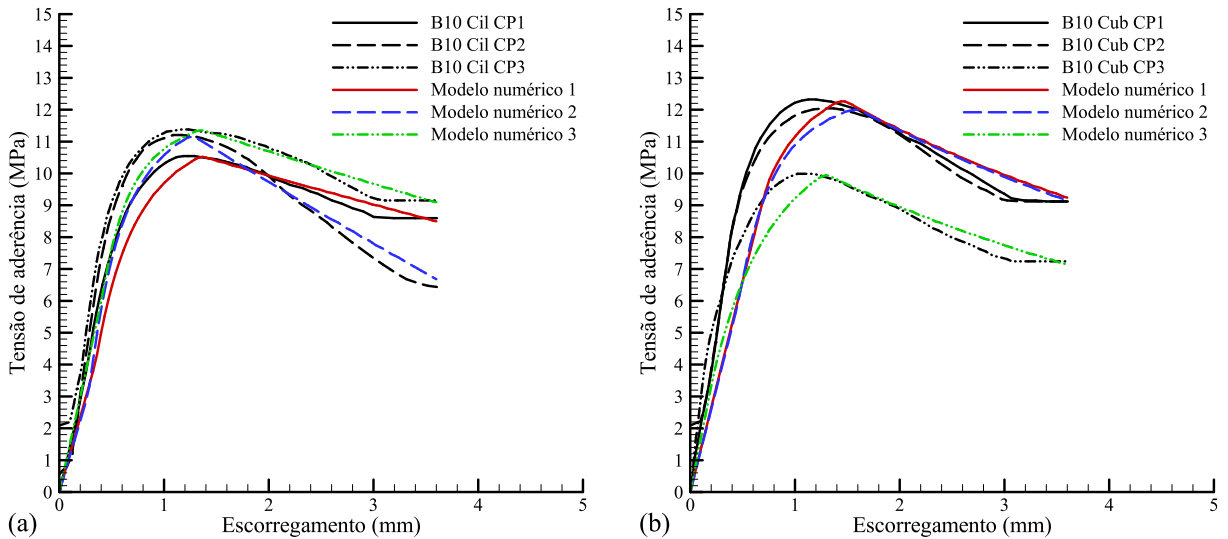


Figura 5.20 – Curvas tensão-escorregamento B10: (a) Cilíndrico e (b) Cúbico.

Como no modelo C8, as tensões iniciais das curvas experimentais estavam próximas do valor nulo, variando entre 0,5 MPa e 2,0 MPa, gerou-se curvas numéricas com inclinações próximas às experimentais. Na Figura 5.21 são apresentadas as tensões no concreto, onde a região aderente possui 100 mm, ocupando $\frac{2}{3}$ da altura do corpo de prova cilíndrico e metade da altura do corpo de prova cúbico.

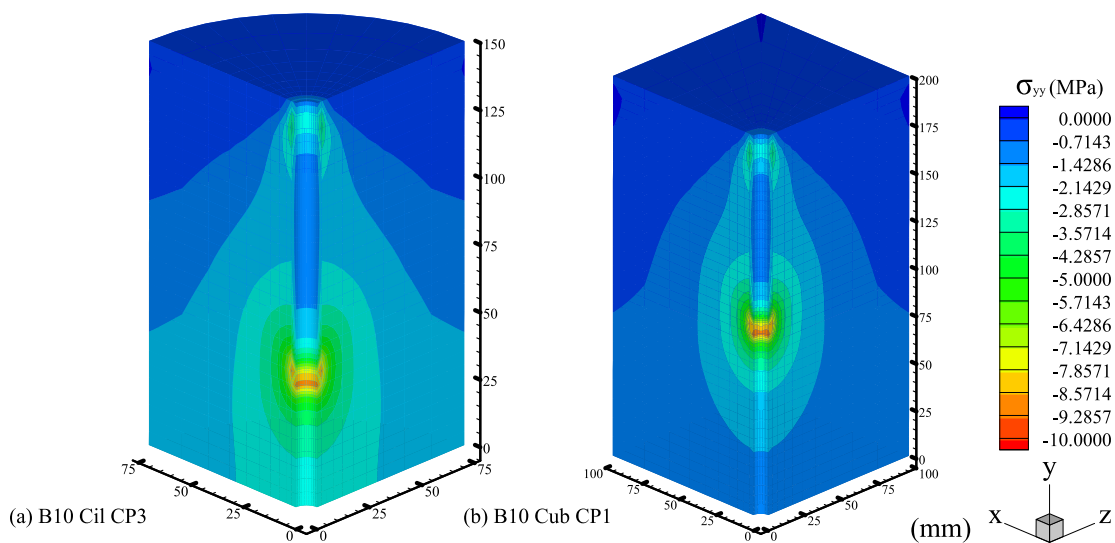


Figura 5.21 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B10. Configuração correspondente ao pico de aderência.

Novamente aparecem tensões compressivas mais significativas no volume do corpo de prova cilíndrico do que no corpo de prova cúbico.

Também se observa uma tendência de aumento das tensões, compressivas no volume do concreto com o diâmetro da barra. Esse aumento parece ser mais notável nos casos cilíndricos que nos casos cúbicos.

Nos experimentos de Carvalho et al. (2018) também foram observados comportamentos distintos destas geometrias com a variação do diâmetro. Em todos os tipos de geometria de corpo de prova e diâmetros de barras, há sempre uma região central na zona de aderência onde as tensões são menores. O tamanho dessa zona aderente central aumenta com o diâmetro da barra.

Como estas variáveis (tensões no concreto e zona de aderente central) se relacionam com a aderência final obtida, ainda requer mais estudos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na pesquisa desenvolvida nesta dissertação, estudou-se o fenômeno da aderência através da implementação de um modelo zona coesiva tridimensional aplicado ao método dos elementos finitos para simular o ensaio *pull-out* e avaliar numericamente aderência entre o concreto e barras poliméricas reforçadas com fibras de basalto (BFRP), considerando os dados experimentais gerados por Bueno (2023). Também utilizou-se do mesmo método para simular os experimentos de Miranda et al. (2021), que consistiu em ensaio com as tradicionais barras de aço, porém em sua pesquisa experimental os ensaios levaram em consideração corpos de prova com geometrias diferentes.

As principais conclusões da pesquisa foram:

- O algoritmo de otimização metaheurístico dos lobos cinzentos (Grey Wolf Optimizer – GWO) mostrou ser uma ferramenta eficaz para encontrar os parâmetros necessários à lei coesiva. Por haver apenas 5 variáveis, o processo de solução do método dos mínimos quadrados converge de maneira rápida com apenas 100 iterações e 300 agentes de busca, não necessitando de algoritmos mais robustos.
- A implementação do modelo de interface coesiva 3D mostrou-se adequado à solução dos problemas de aderência. Não foram observadas interpenetrações visíveis entre os materiais durante a inspeção da solução por elementos finitos.
- A hipótese de comportamento elástico para o concreto também mostrou-se adequada pois as tensões no mesmo foram sempre inferiores às tensões de ruptura. Assim, a não linearidade do problema pode ser restrita unicamente à zona da interface.
- Para modelos tridimensionais, a lei coesiva de Rolland et al. (2020) gerou instabilidade em casos, quando o pico de tensão é alcançado rapidamente em pequenos deslocamentos devido a rigidez inicial elevada, além de seu uso ideal estar em casos onde a curva experimental de aderência inicia em tensão nula. Considerar a aplicação de modelos de lei coesiva alternativos pode ser uma opção viável para melhorar os resultados.
- Maiores valores de tensão aderente (τ_1) aumentam as tensões no concreto.
- As geometrias cilíndricas e cúbicas empregadas por Miranda et al. (2021) podem levar a tensões de compressão diferentes no concreto. Os casos cilíndricos tendem a produzir tensões maiores

que os cúbicos. Foram alcançadas conclusões semelhantes às dos autores no que diz respeito ao efeito da geometria.

- Na zona aderente, as tensões de compressão no concreto são sempre maiores nas extremidades existindo então uma zona aderente central com valores menores de aderência. Os picos de tensão aderente ocorrem abaixo da zona aderente, ou no lado que a barra é tracionada.
- Nos casos de barras de BFRP (BUENO, 2023) as tensões no concreto tendem a ser mais uniformes ao longo da zona aderente do que nos casos com barras de aço (MIRANDA et al., 2021).
- Níveis e distribuição de tensões no concreto foi muito similar nos corpos de prova cilíndricos e cúbicos para diâmetros de barras de aço de 6,3 mm.
- Tensões de compressão no concreto tenderam a aumentar mais significativamente nos corpos de prova cilíndricos do que nos corpos de prova cúbicos, com o aumento do diâmetro. Porém em ambos os casos existe um aumento centralizado das tensões de compressão no concreto com diâmetros maiores.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Simular ensaios do tipo “*tension-pull*” para se observar a ruptura primária (transversal) do concreto, no caso de barras FRP. Com isso estudar os efeitos da rigidez das barras FRP na abertura de trincas.
- Realizar mais ensaios para estudar a relação das tensões no concreto e na zona aderente com o efeito do diâmetro na aderência.
- Considerar a anisotropia da barra de FRP na solução numérica.
- Continuar os estudos de simulação 3D para outros tipos de barras FRP, incluindo o efeito da temperatura.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao Estudo da Aderência entre barras de aço e Concreto Auto-Adensável**. 1-309 p. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 8 2006. Citado na página 41.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI Committee Report 408**: 408r-03: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. USA, 2003. 49 p. Citado na página 36.

_____. **ACI Committee Report 440**: Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (frp) bars. USA, 2015. 88 p. Citado 2 vezes nas páginas 31 e 35.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7205/D7205M-06:2011**: Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars. USA, 2011. 12 p. Citado na página 45.

_____. **ASTM D7913/D7913M-14**: Standard test method for bond strength of fiber-reinforced polymer matrix composite bars to concrete by pullout testing. West Conshohocken — PA (USA), 2020. 17 p. Citado 3 vezes nas páginas 43, 44 e 45.

_____. **ASTM D792-20:2020**: Standard test methods for density and specific gravity (relative density) of plastics by displacement. USA, 2020. 6 p. Citado na página 45.

_____. **ASTM D3171-22:2022**: Standard test methods for constituent content of composite materials. USA, 2022. 11 p. Citado na página 45.

_____. **ASTM D7957/D7957M-22:2022**: Standard specification for solid round glass fiber reinforced polymer bars for concrete reinforcement. USA, 2022. 5 p. Citado na página 45.

ASGHER, H. M.; HASSIM, Y. M. M.; GHAZALI, R.; AAMIR, M. Improved grey wolf algorithm for optimization problems. **Indonesian Journal of Electrical Engineering and Computer Science**, Institute of Advanced Engineering and Science, v. 22, p. 1573–1579, 6 2021. ISSN 25024760. Citado na página 59.

ASHRAFI, H.; BAZLI, M.; NAJAFABADI, E. P.; OSKOUEI, A. V. The effect of mechanical and thermal properties of frp bars on their tensile performance under elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 157, p. 1001–1010, 12 2017. ISSN 09500618. Citado 2 vezes nas páginas 21 e 29.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 256 p. Citado 8 vezes nas páginas 21, 26, 27, 28, 30, 33, 39 e 45.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado — requisitos. Rio de Janeiro, 2022. 17 p. Citado 2 vezes nas páginas 28 e 38.

ATTIA, K.; REFAI, A. E.; ALNAHHAL, W. Flexural behavior of basalt fiber–reinforced concrete slab strips with bfrp bars: Experimental testing and numerical simulation. **Journal of Composites for Construction**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 24, 4 2020. ISSN 1090-0268. Citado 2 vezes nas páginas 22 e 30.

AYDIN, F. Experimental investigation of thermal expansion and concrete strength effects on frp bars behavior embedded in concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 163, p. 1–8, 2 2018. ISSN 09500618. Citado na página 21.

BAENA, M.; TORRES, L.; TURON, A.; BARRIS, C. Experimental study of bond behaviour between concrete and frp bars using a pull-out test. **Composites Part B: Engineering**, v. 40, p. 784–797, 12 2009. ISSN 13598368. Citado 3 vezes nas páginas 21, 22 e 29.

BAI, Y. hua; ZHANG, D. yue; SHEN, K.; YAN, Y. Experimental study and numerical simulation on the bonding properties of rubber concrete and deformed steel bar. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 383, p. 131416, 6 2023. ISSN 0950-0618. Citado na página 50.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção Vol. 1: Novos Materiais Para Construção Civil: Volume 1**. 5. ed. [S.l.]: Rio de Janeiro: LTC, 2015. 488 p. Citado 2 vezes nas páginas 20 e 25.

BENZEMOULI, S.; ZHENYING, W. Shear contribution of basalt fiber reinforced polymers bars(bfrp) reinforced light weight concrete (frlwc). In: . [S.l.]: Institute of Physics Publishing, 2020. v. 740. ISSN 1757899X. Citado na página 22.

BITTENCOURT, E. **Tratamento do problema de contato e impacto em grandes deformações pelo método dos elementos finitos**. 1-244 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994. Citado na página 65.

BRISOTTO, D. D. S.; BITTENCOURT, E.; BESSA, V. M. Simulating bond failure in reinforced concrete by a plasticity model. **Computers and Structures**, v. 106-107, p. 81–90, 9 2012. ISSN 00457949. Citado na página 21.

BRISOTTO, D. de S. **Um modelo elasto-plástico para a análise da aderência em peças de concreto armado**. 1-116 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011. Citado 3 vezes nas páginas 22, 34 e 35.

BUENO, G. M. **Análise experimental e numérica da aderência entre barras poliméricas e o concreto**. 1-230 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2023. Citado 24 vezes nas páginas 13, 23, 31, 44, 45, 46, 47, 48, 51, 63, 64, 69, 70, 71, 72, 74, 75, 79, 83, 86, 88, 89, 98 e 101.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas**. 1-177 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 10 2008. Citado 5 vezes nas páginas 32, 34, 35, 38 e 39.

CARVALHO, E. P.; FERREIRA, E. G.; CUNHA, J. C. da; RODRIGUES, C. de S.; MAIA, N. da S. Experimental investigation of steel-concrete bond for thin reinforcing bars. **Latin American Journal of Solids and Structures**, Brazilian Association of Computational Mechanics, v. 14, p. 1932–1951, 2017. ISSN 16797825. Citado na página 48.

CARVALHO, E. P.; MIRANDA, M. P.; FERNANDES, D. S.; ALVES, G. V. Comparison of test methodologies to evaluate steel-concrete bond strength of thin reinforcing bar. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 183, p. 243–252, 9 2018. ISSN 0950-0618. Citado 3 vezes nas páginas 21, 47 e 87.

CASTRO, P. F. Barras de frp: Avaliando o módulo de elasticidade não destrutivamente. **Polímeros: Ciência e Tecnologia**, SciELO Brasil, v. 7, p. 58–65, 1997. Citado na página 29.

CHIAVERINI, V. **Aços e Ferros Fundidos**. 7. ed. [S.l.]: Rio de Janeiro: Blucher, 2015. 599 p. Citado na página 28.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. [S.l.]: Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2013. 440 p. Citado na página 20.

COSENZA, E.; MANFREDI, G.; REALFONZO, R. Behavior and modeling of bond of frp rebars to concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 1, n. 2, p. 40–51, 1997. Citado na página 56.

COUSIN, P.; HASSAN, M.; VIJAY, P. V.; ROBERT, M.; BENMOKRANE, B. Chemical resistance of carbon, basalt, and glass fibers used in frp reinforcing bars. **Journal of Composite Materials**, SAGE Publications Ltd, v. 53, p. 3651–3670, 11 2019. ISSN 1530793X. Citado na página 22.

D'AVILA, V. M. R. **Estudo sobre modelos de fissuração de peças de concreto armado via método dos elementos finitos**. 1-286 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2 2003. Citado na página 22.

ELGABBAS, F.; AHMED, E. A.; BENMOKRANE, B. Physical and mechanical characteristics of new basalt-frp bars for reinforcing concrete structures. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 95, p. 623–635, 7 2015. ISSN 09500618. Citado na página 22.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E.; BERTERO, V. Local bond stress slip relationship of deformed bars under generalized excitations. v. 4, p. 12, 01 1982. Citado na página 56.

EUROPEAN STANDARD. **EN ISO 1302:2022**: Iso 1302 geometrical product specifications (gps) - indication of surface texture in technical product documentation. UK, 2002. 50 p. Citado na página 45.

_____. **EN 10080:2005**: Steel for the reinforcement of concrete - weldable reinforcing steel - general. UK, 2005. 50 p. Citado na página 48.

FAVA, G.; CARVELLI, V.; PISANI, M. A. Remarks on bond of gfrp rebars and concrete. **Composites Part B: Engineering**, Elsevier, v. 93, p. 210–220, 5 2016. ISSN 1359-8368. Citado na página 50.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. [S.l.]: São Paulo: Pini, 1995. 382 p. Citado 7 vezes nas páginas 21, 32, 33, 34, 37, 40 e 41.

GODAT, A.; ALDAWEELA, S.; ALJABERI, H.; TAMIMI, N. A.; ALGHAFRI, E. Bond strength of frp bars in recycled-aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 267, 1 2021. ISSN 09500618. Citado 2 vezes nas páginas 22 e 30.

GOLDSTON, M.; REMENNIKOV, A.; SHEIKH, M. N. Experimental investigation of the behaviour of concrete beams reinforced with gfrp bars under static and impact loading. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 113, p. 220–232, 4 2016. ISSN 18737323. Citado 2 vezes nas páginas 21 e 30.

HENIN, E.; TAWADROUS, R.; MORCOUS, G. Effect of surface condition on the bond of basalt fiber-reinforcement polymer bars in concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 226, p. 449–458, 11 2019. ISSN 09500618. Citado na página 22.

HIGH, C.; SELIEM, H. M.; EL-SAFETY, A.; RIZKALLA, S. H. Use of basalt fibers for concrete structures. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 96, p. 37–46, 10 2015. ISSN 09500618. Citado na página 31.

JUMAA, G. B.; YOUSIF, A. R. Size effect on the shear failure of high-strength concrete beams reinforced with basalt frp bars and stirrups. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 209, p. 77–94, 6 2019. ISSN 09500618. Citado na página 22.

KAVEH, A. **Applications of Metaheuristic Optimization Algorithms in Civil Engineering**. [S.l.]: Springer, 2017. Citado na página 59.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 5. ed. [S.l.]: Interciência, 1977. Citado 6 vezes nas páginas 21, 34, 36, 38, 39 e 42.

LIU, X.; LIU, Y.; WU, T.; WEI, H. Bond-slip properties between lightweight aggregate concrete and rebar. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 255, p. 119355, 9 2020. ISSN 0950-0618. Citado na página 50.

LU, Z.; SU, L.; XIAN, G.; LU, B.; XIE, J. Durability study of concrete-covered basalt fiber-reinforced polymer (bfrp) bars in marine environment. **Composite Structures**, Elsevier Ltd, v. 234, 2 2020. ISSN 02638223. Citado na página 31.

LUTZ, L. A.; GERGELY, P. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. **International Concrete Abstracts**, Journal Proceedings, v. 64, p. 711–721, 11 1967. Citado na página 38.

MARTIN, H.; NOAKOWSKI, P. Bond behavior of concrete steels. investigation based on pull-out tests. (in german). **German Committee for Reinforced Concrete**, Wilhelm Ernst Sohn, v. 319, p. 99–175, 11 1981. Citado 3 vezes nas páginas 34, 36 e 38.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO. Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2. ed. [S.l.]: São Paulo: IBRACON, 2014. 751 p. Citado na página 26.

MIRANDA, M. P.; MORSCH, I. B.; BRISOTTO, D. de S.; BITTENCOURT, E.; CARVALHO, E. P. Steel-concrete bond behavior: An experimental and numerical study. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 271, 2 2021. ISSN 09500618. Citado 24 vezes nas páginas 13, 21, 23, 44, 47, 48, 49, 50, 51, 63, 64, 65, 69, 71, 72, 74, 75, 76, 83, 86, 88, 89, 99 e 101.

MIRJALILI, S.; MIRJALILI, S. M.; LEWIS, A. Grey wolf optimizer. **Advances in Engineering Software**, Elsevier Ltd, v. 69, p. 46–61, 2014. ISSN 09659978. Citado 4 vezes nas páginas 59, 60, 62 e 63.

MORESCO, R. L. **Fratura e fadiga elasto-plástica considerando um modelo coesivo**. 1-190 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 12 2021. Citado 3 vezes nas páginas 53, 65 e 66.

MURO, C.; ESCOBEDO, R.; SPECTOR, L.; COPPINGER, R. P. Wolf-pack (canis lupus) hunting strategies emerge from simple rules in computational simulations. **Behavioural Processes**, v. 88, p. 192–197, 11 2011. ISSN 03766357. Citado na página 60.

PONTHOT, P. **Methodologie eulerienne-lagrangienne et test par éléments finis pour l'étude des grandes déformations thermomécanique**. Tese (em francês) — Faculté de Sciences Appliquées, 1994. Citado na página 65.

REFAI, A. E.; AMMAR, M.; MASMOUDI, R. Use of basalt fibers for concrete structures. **Journal of Composites for Construction**, American Society of Civil Engineers, v. 19(3), p. 395–406, 8 2015. Citado na página 31.

REHM, G. **The basic principles of the bond between steel and concrete**. [S.l.]: Cement and Concrete Association, 1961. Citado 3 vezes nas páginas 37, 38 e 42.

REZAZADEH, M.; CARVELLI, V.; VELJKOVIC, A. Modelling bond of gfrp rebar and concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 153, p. 102–116, 10 2017. ISSN 0950-0618. Citado 3 vezes nas páginas 10, 50 e 51.

RIBEIRO, J. L. D. **Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência de barras nervuradas**. 1-170 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1985. Citado 3 vezes nas páginas 26, 36 e 42.

ROLLAND, A.; ARGOUL, P.; BENZARTI, K.; QUIERTANT, M.; CHATAIGNER, S.; KHADOUR, A. Analytical and numerical modeling of the bond behavior between frp reinforcing bars and concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 231, 1 2020. ISSN 09500618. Citado 19 vezes nas páginas 10, 15, 16, 22, 23, 24, 46, 50, 51, 55, 56, 57, 58, 64, 66, 75, 80, 83 e 88.

ROLLAND, A.; QUIERTANT, M.; KHADOUR, A.; CHATAIGNER, S.; BENZARTI, K.; ARGOUL, P. Experimental investigations on the bond behavior between concrete and frp reinforcing bars. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 173, p. 136–148, 6 2018. ISSN 09500618. Citado 4 vezes nas páginas 21, 29, 30 e 31.

ROYCHOWDHURY, S.; ROY, Y. D. A.; DODDS, R. H. Ductile tearing in thin aluminum panels: experiments and analyses using large-displacement, 3-d surface cohesive elements. **Engineering Fracture Mechanics**, Pergamon, v. 69, p. 983–1002, 5 2002. ISSN 0013-7944. Citado na página 53.

SEOK, S.; HAIKAL, G.; RAMIREZ, J. A.; LOWES, L. N. High-resolution finite element modeling for bond in high-strength concrete beam. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 173, p. 918–932, 10 2018. ISSN 18737323. Citado na página 22.

SHEN, D.; OJHA, B.; SHI, X.; ZHANG, H.; SHEN, J. Bond stress-slip relationship between basalt fiber-reinforced polymer bars and concrete using a pull-out test. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, SAGE Publications Ltd, v. 35, p. 747–763, 5 2016. ISSN 15307964. Citado na página 31.

- SOLYOM, S.; BALÁZS, G. L. Analytical and statistical study of the bond of frp bars with different surface characteristics. **Composite Structures**, Elsevier Ltd, v. 270, 8 2021. ISSN 02638223. Citado 2 vezes nas páginas 29 e 30.
- TAHA, A.; ALNAHHAL, W.; ALNUAIMI, N. Bond durability of basalt frp bars to fiber reinforced concrete in a saline environment. **Composite Structures**, Elsevier Ltd, v. 243, 7 2020. ISSN 02638223. Citado 4 vezes nas páginas 22, 29, 30 e 31.
- TASSIOS, T. P. Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions. **State of art reports – CEB – Buletin d’information n. 131**, AICAP – CEB symposium, v. 1, p. 67–122, 1979. Citado na página 42.
- WANG, Y.; WU, B.; YU, G.; YANG, H. Numerical research on the pullout failure of gfrp bolt. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2017, p. 1–11, 08 2017. Citado 3 vezes nas páginas 10, 50 e 51.
- YAN, F.; LIN, Z. Bond behavior of gfrp bar-concrete interface: Damage evolution assessment and fe simulation implementations. **Composite Structures**, Elsevier, v. 155, p. 63–76, 11 2016. ISSN 0263-8223. Citado na página 50.
- YANG, X.-S. **Engineering Optimization: An Introduction with Metaheuristic Applications**. [S.l.]: John Wiley Sons, 2010. Citado na página 59.
- ZHOU, A.; QIN, R.; CHOW, C. L.; LAU, D. Bond integrity of aramid, basalt and carbon fiber reinforced polymer bonded wood composites at elevated temperature. **Composite Structures**, Elsevier Ltd, v. 245, 8 2020. ISSN 02638223. Citado 2 vezes nas páginas 29 e 39.

APÊNDICES

APÊNDICE A – FUNÇÃO OBJETIVO: LEI COESIVA DE ROLLAND ET AL. (2020)

```

1  %
2  % Grey Wolf Optimizer (GWO) source codes version 1.0
3  %
4  % Developed in MATLAB R2011b(7.13)
5  %
6  % Author and programmer: Seyedali Mirjalili
7  %
8  %     e-Mail: ali.mirjalili@gmail.com
9  %             seyedali.mirjalili@griffithuni.edu.au
10 %
11 %     Homepage: http://www.alimirjalili.com
12 %
13 %     Main paper: S. Mirjalili, S. M. Mirjalili, A. Lewis
14 %                 Grey Wolf Optimizer, Advances in Engineering
15 %                 Software , in press,
16 %                 DOI: 10.1016/j.advengsoft.2013.12.007
17 %
18 %
19 %
20 % Lb é o limite inferior: lb=[lb_1,lb_2,...,lb_d]
21 % Up é o limite superior: ub=[ub_1,ub_2,...,ub_d]
22 % Dim é o número de variáveis (Dimensão do Problema)
23 %
24 function [Lb,Ub,Dim,F_Obj] = Get_Functions_details(F)
25
26     Lb = [0 0 0 0 0];
27     Ub = [0 0 0 0 0];
28     Dim = 5;
29     F_Obj = @F1;
30
31 end
32
33 function Obj = F1(x)
34
35
36 % Alterar nomes dos arquivos com dados dos valores experimentais
37 texp = importdata('Tensao.txt');
38 sexp = importdata('Escorregamento.txt');
39
40 % Parâmetros do modelo
41
42 s0 = x(1);
43 tau0 = x(2);
44 tauinf = x(3);
45 alfa = x(4);
46 beta = x(5);
47 s1 = 0.00;
48 tau1 = 0.00;
49
50 ts = zeros (length(sexp),1);
51
52 for i=1:length(sexp);
53     if 0<= sexp(i) && sexp(i)<=s0;
54         ts(i)= tau0*(sexp(i)/s0);
55     end
56 end
57
58 for i=1:length(sexp);
59     if s0<sexp(i) && sexp(i)<=s1;
60         ts(i)=tau0+((tau1-tau0)*(1+(1/alfa))*(1-(1/(1+alfa*((sexp(i)-s0)/(s1-s0))))));
61     end
62 end
63
64 for i=1:length(sexp);
65     if sexp(i)>=s1;
66         ts(i)=tauinf+((tau1-tauinf)*(1/(1+beta*((sexp(i)-s1)/s1))));
67     end
68 end
69
70 Obj = sum((texp - ts).^2);
71 end

```

APÊNDICE B – CURVAS TEÓRICAS

B.1 CURVAS TEÓRICAS DOS CASOS BUENO (2023)

A seguir, são exibidas as curvas teóricas geradas para os casos de Bueno (2023) com base nos parâmetros otimizados apresentados na Tabela 3.1, evidenciando a qualidade dos parâmetros utilizados no modelo numérico implementado no METAFOR.

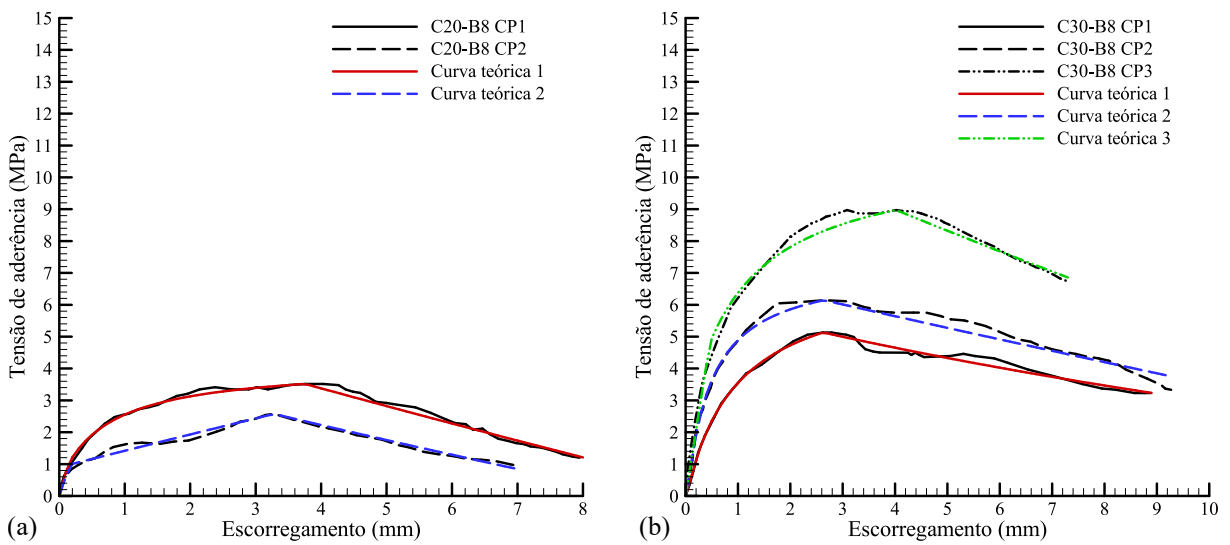


Figura B.1 – A Curvas teóricas: (a) C20-B8 e (b) C30-B8.

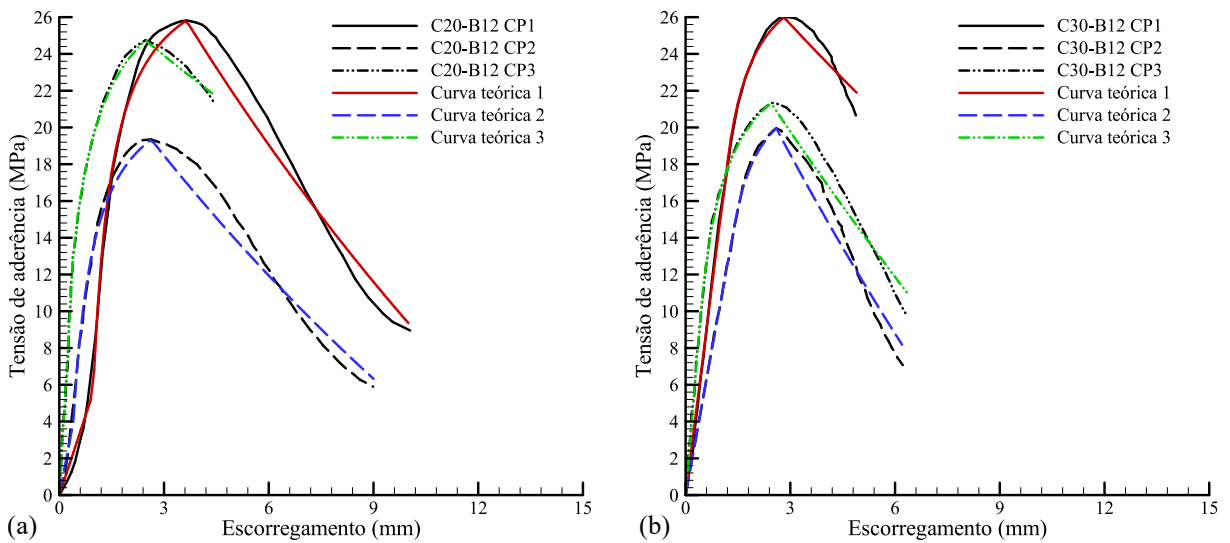


Figura B.2 – A Curvas teóricas: (a) C20-B12 e (b) C30-B12.

B.2 CURVAS TEÓRICAS DOS CASOS MIRANDA ET AL. (2021)

Em seguida são apresentadas as curvas teóricas para os casos de Miranda et al. (2021), empregando os parâmetros obtidos na otimização mencionados na Tabela 3.2, reforçando, mais uma vez, a qualidade do ajuste na otimização.

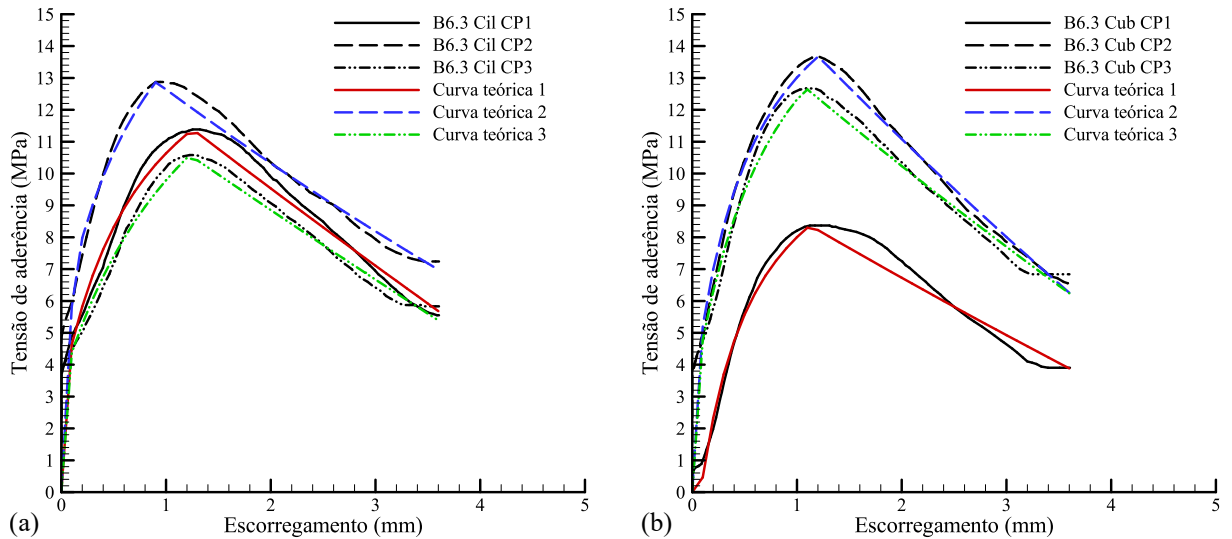


Figura B.3 – A Curvas teóricas: (a) B6.3 Cil e (b) B6.3 Cub.

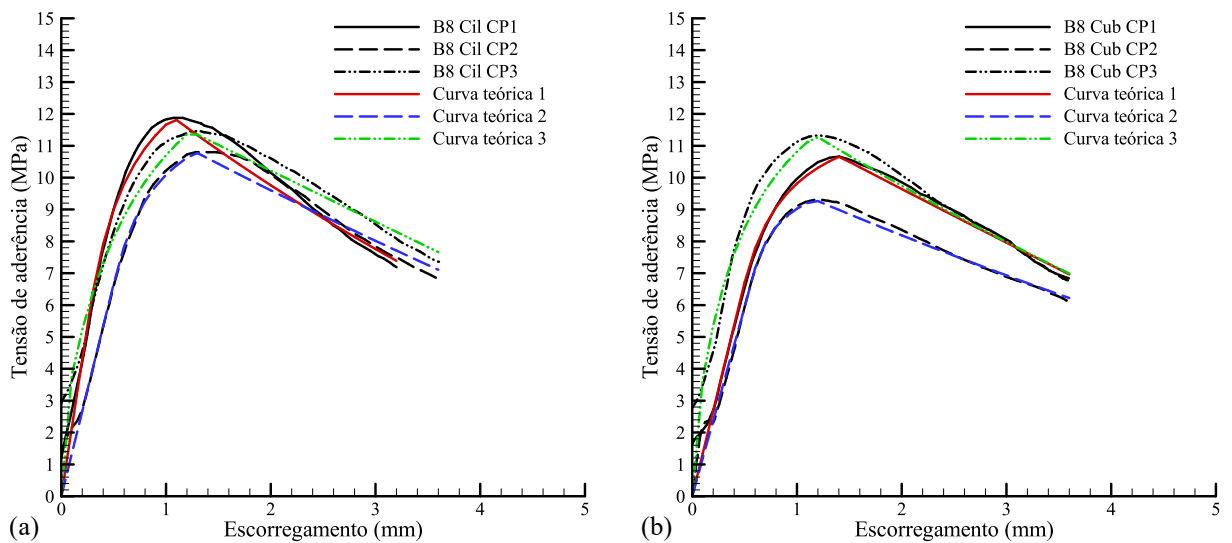


Figura B.4 – A Curvas teóricas: (a) B8 Cil e (b) B8 Cub.

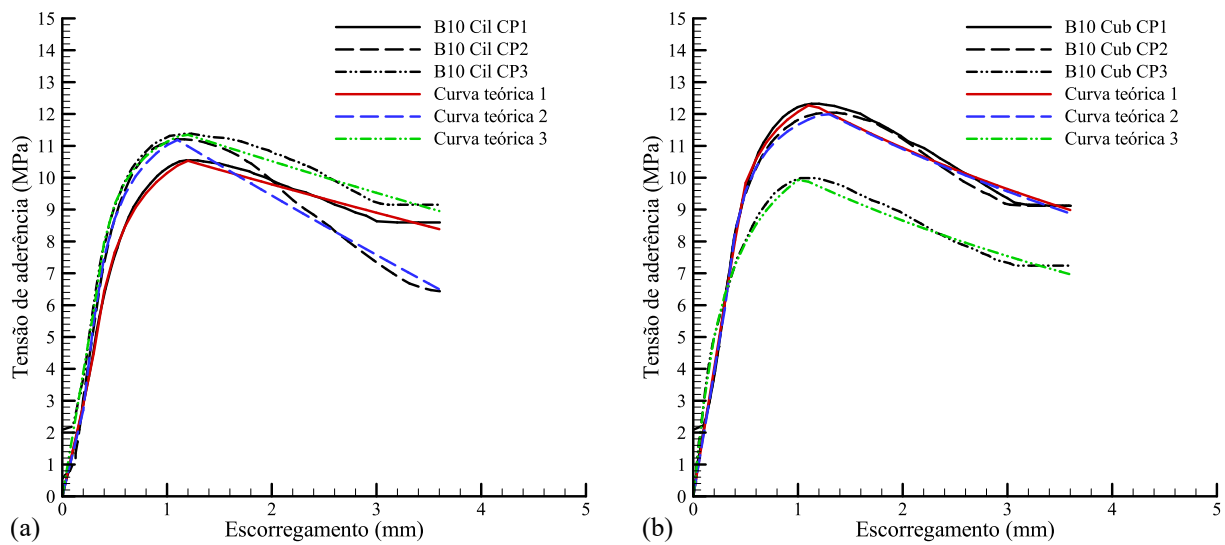


Figura B.5 – A Curvas teóricas: (a) B10 Cil e (b) B10 Cub.

APÊNDICE C – PRIMEIRAS ANÁLISES DOS CASOS MIRANDA ET AL. (2021)

C.1 MALHAS EMPREGADAS NAS ANÁLISES INICIAIS

Inicialmente, para os casos de Miranda et al. (2021), foi aplicado um refinamento de malha semelhante ao modelo proposto por Bueno (2023). No entanto, os resultados relacionados às tensões máximas na região abaixo da zona coesiva não atenderam às expectativas. Portanto, optou-se por gerar malhas com o dobro do número de elementos, conforme descrito na seção 4.2, o que levou a resultados satisfatórios. As malhas da Figura 4.5, Figura 4.6 e Figura 4.7 substituíram as malhas da Figura C.1, Figura C.2 e Figura C.3:

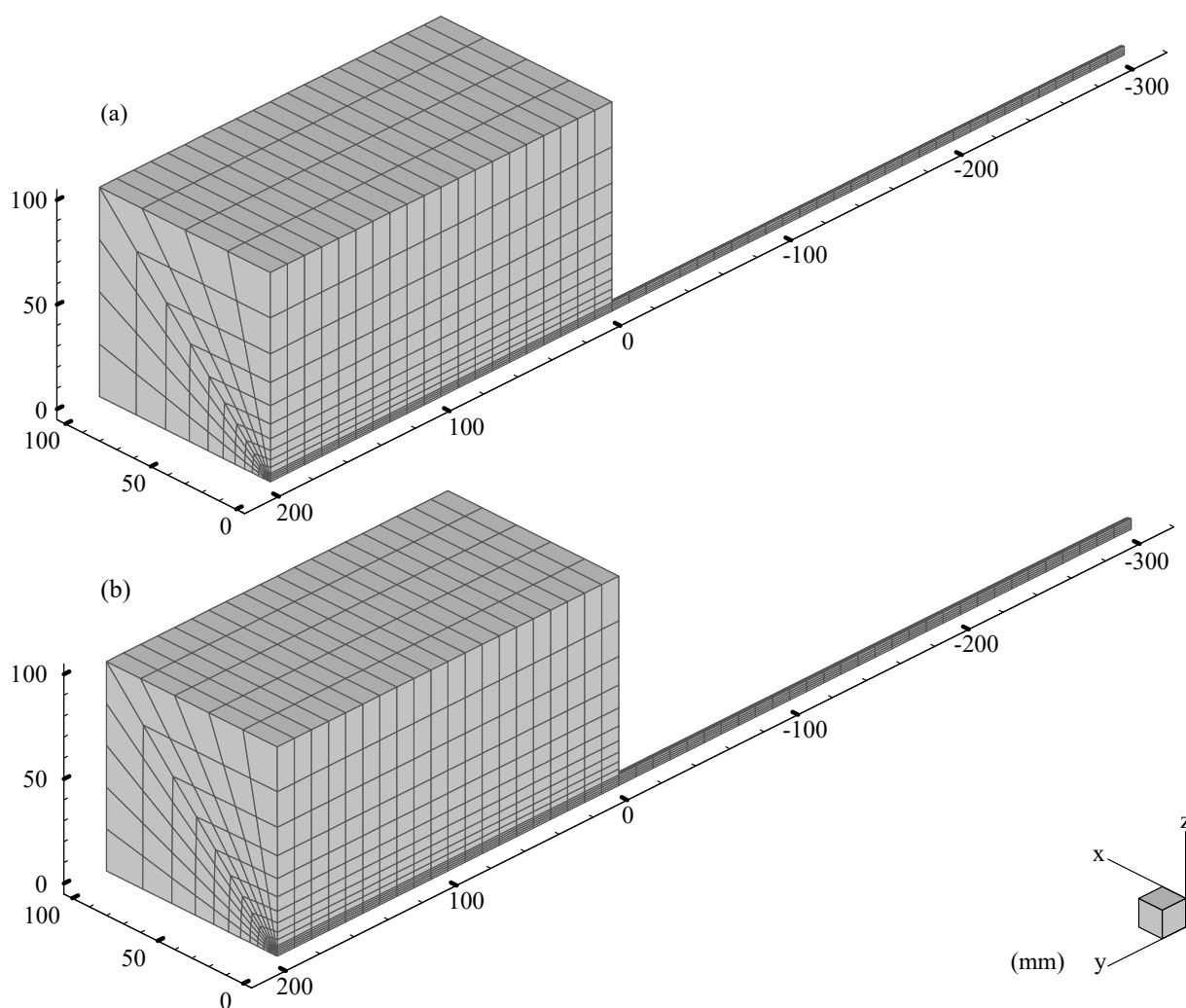


Figura C.1 – Malha tridimensional do corpo de prova cúbico: (a) B6.3-B8 e (b) B10.

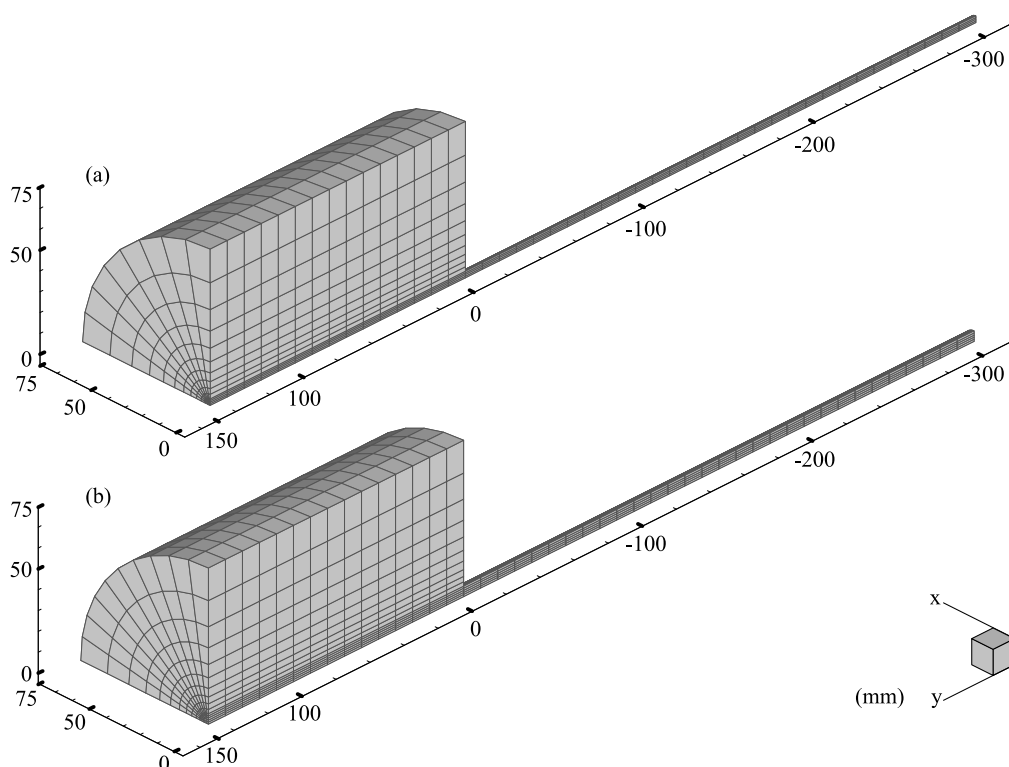


Figura C.2 – Malha tridimensional do corpo de prova cilíndrico: (a) B6.3-B8 e (b) B10.

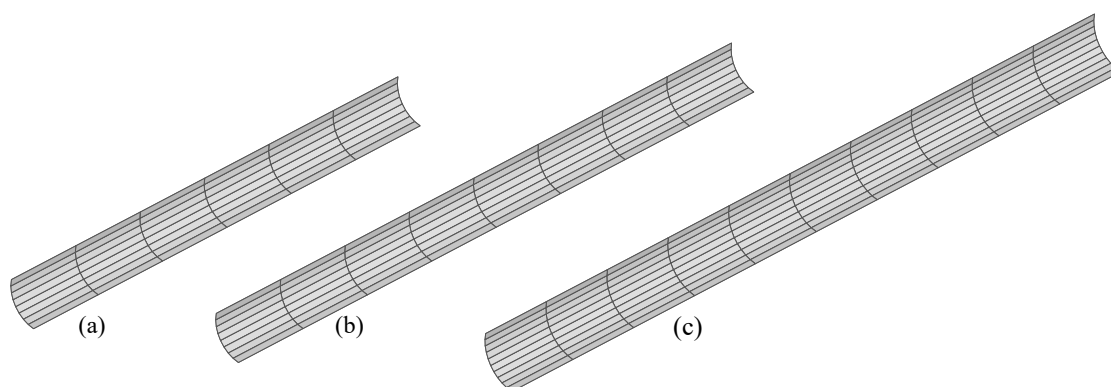


Figura C.3 – Malhas da interface coesiva: (a) B6.3; (b) B8 e (c) B10.

C.2 RESULTADOS ENCONTRADOS

Nas Figura C.4, Figura C.5 e Figura C.6 É possível observar os resultados iniciais das soluções do método numérico ao utilizar malhas com menor refinamento, respectivamente as barras de 6.3 mm, 8.0 mm e 10.0 mm. É relevante destacar que a única discrepância entre os resultados reside na distribuição das tensões, onde a malha mais refinada proporcionou uma representação mais precisa do pico de tensão crítico abaixo da zona coesiva. Figura 5.17, Figura 5.19 e Figura 5.21. Por outro lado, os valores das curvas de Tensão de Aderência-Escorregamento permaneceram praticamente inalterados.

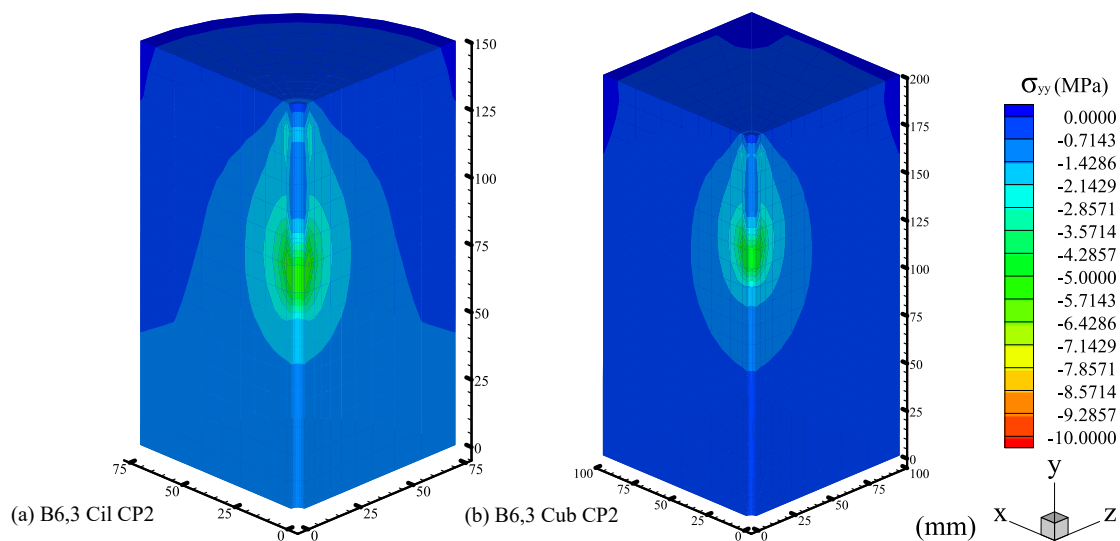


Figura C.4 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B6.3.
Configuração correspondente ao pico de aderência.

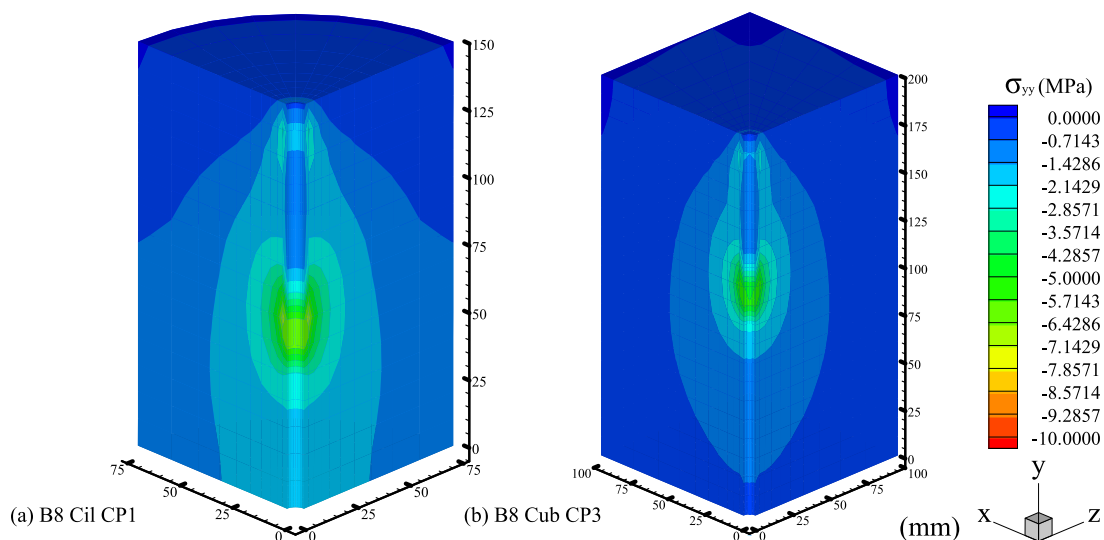


Figura C.5 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B8.
Configuração correspondente ao pico de aderência.

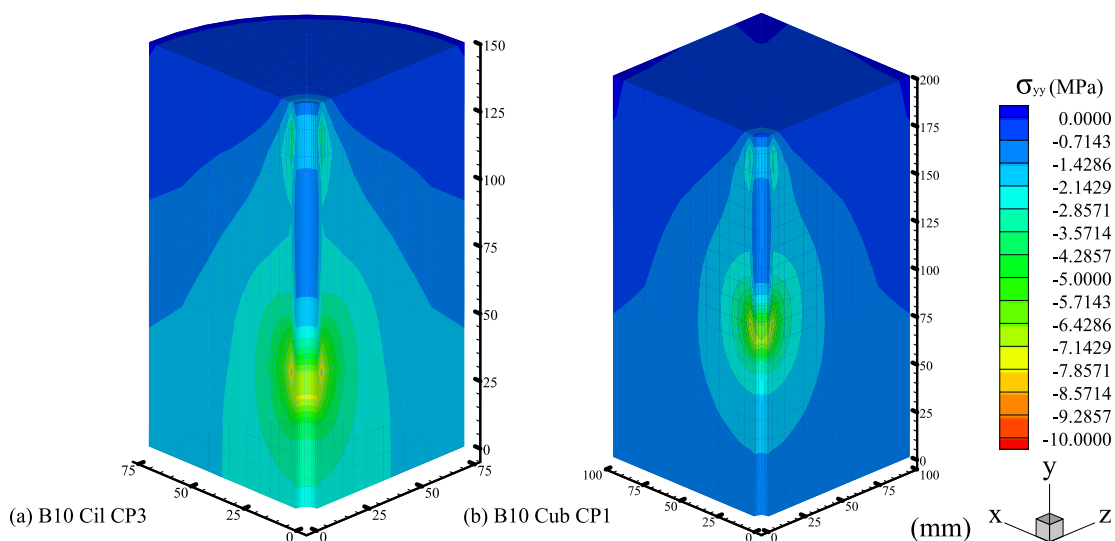


Figura C.6 – Resultado em tensões σ_{yy} no concreto B10.
Configuração correspondente ao pico de aderência.