

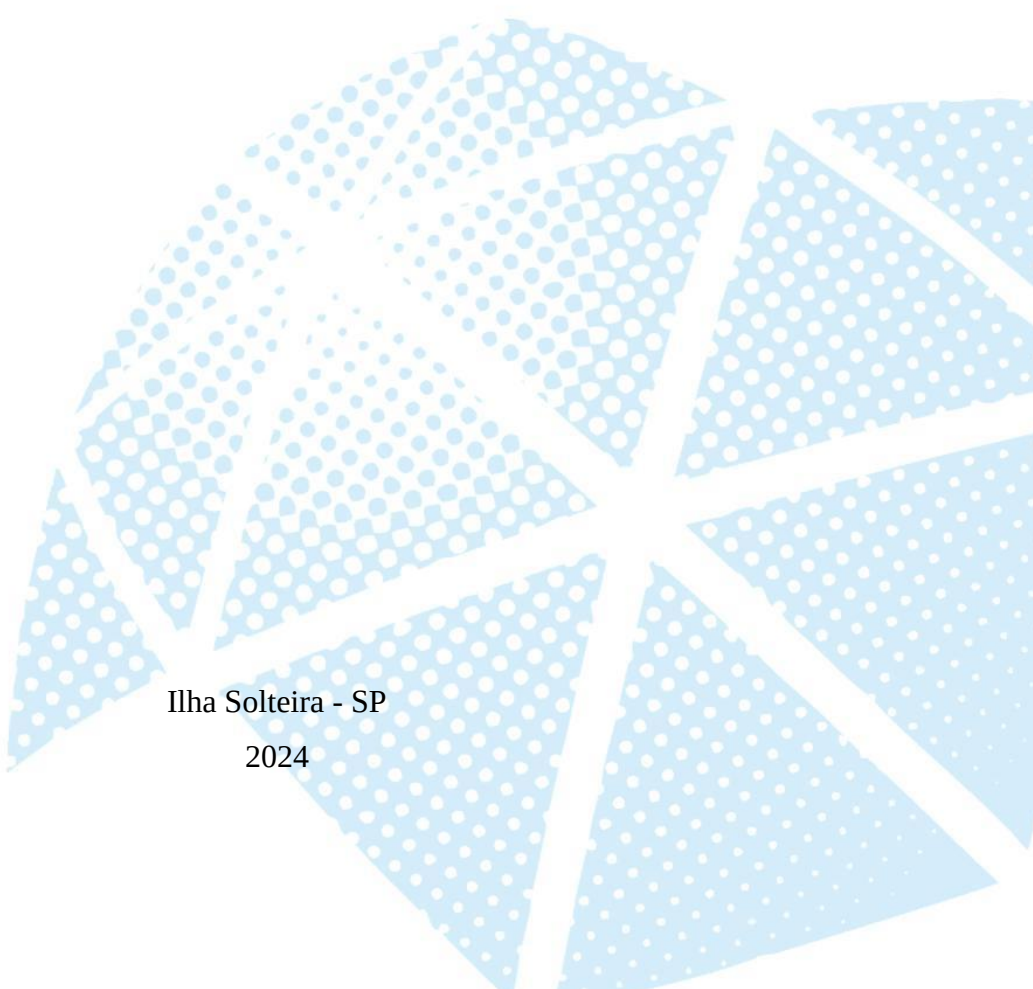
**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

PAULA ANDREATTI DE JESUS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE TUBOS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Ilha Solteira - SP

2024



PAULA ANDREATTI DE JESUS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE TUBOS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, para obtenção do título de Grau acadêmico Mestra em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia de Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. José Luiz Pinheiro Melges

Coorientador: Prof. Dr. Emerson Alexandro Bolandim

Ilha Solteira - SP

2024

FICHA CATALOGRÁFICA
Desenvolvida pela Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação

- J58a Jesus, Paula Andreatti de.
Análise experimental e numérica do comportamento estrutural de tubos de concreto reforçado com fibras de aço / Paula Andreatti de Jesus. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2024
185 f. : il.
- Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Engenharia de Construção Civil, 2024
- Orientador: José Luiz Pinheiro Melges
Coorientador: Emerson Alexandro Bolandim
Inclui bibliografia
1. Tubos de concreto. 2. Fibras de aço. 3. Ensaio de compressão diametral. 4. Simulação numérica. 5. Abaqus.

Elaborada por Raiane da Silva Santos - CRB-8/9999



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Câmpus de Ilha Solteira

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE TUBOS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

AUTORA: PAULA ANDREATTI DE JESUS

ORIENTADOR: JOSE LUIZ PINHEIRO MELGES

COORIENTADOR: EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM

Aprovada como parte das exigências para obtenção do Título de Mestra em Engenharia Civil, área: Engenharia de Construção Civil pela Comissão Examinadora:

Documento assinado digitalmente
gov.br EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM
Data: 03/06/2024 09:53:55-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof. Dr. EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM (Participação Virtual)
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP

Prof. Dr. ALEX MICHAEL DANTAS DE SOUSA (Participação Virtual)
Departamento de Engenharia Civil / Câmpus de Ilha Solteira

Prof. Dr. GUSTAVO DE MIRANDA SALEME GIDRÃO (Participação Virtual)
Departamento de Engenharia Civil / Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR

Ilha Solteira, 28 de maio de 2024

Documento assinado digitalmente
gov.br GUSTAVO DE MIRANDA SALEME GIDRAO
Data: 29/05/2024 17:17:11-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Documento assinado digitalmente
gov.br ALEX MICHAEL DANTAS DE SOUSA
Data: 28/05/2024 17:33:01-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Faculdade de Engenharia - Câmpus de Ilha Solteira -
Alameda Bahia, 550, 15385000, Ilha Solteira - São Paulo
<https://www.feis.unesp.br/#/pos-graduacao/ppg-engenharia-civil/CNPJ:48.031.918/0015-20>

IMPACTO POTENCIAL DESTA PESQUISA

O impacto desta pesquisa reside na definição dos parâmetros numéricos essenciais para a realização de modelagens numéricas que estejam em consonância com os resultados experimentais. Ao estabelecer o comportamento estrutural de tubos reforçados com fibras de aço através da modelagem numérica, possibilita-se a otimização da quantidade de fibras utilizadas. Isso assegura que a resistência não exceda significativamente os requisitos mínimos normativos, promovendo economia para as empresas e sustentabilidade ambiental.

POTENTIAL IMPACT OF THIS RESEARCH

The impact of this research lies in establishing the necessary numerical parameters for conducting numerical modeling that aligns with experimental results. By defining the structural behavior of steel fiber-reinforced pipestubes through numerical modeling, it becomes possible to optimize the amount of fibers used. This ensures that the strength does not significantly exceed the minimum regulatory requirements, promoting cost savings for companies and environmental sustainability.

Dedico este trabalho à minha irmã Gabriela,
à minha mãe Adriana, ao meu pai Paulo e ao
meu noivo Wellington, pelo imensurável amor,
apoio e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Jesus e a Nossa Senhora, por me abençoarem, conduzirem e ampararem. Obrigada por me concederem sabedoria e persistência ao longo destes anos.

Agradeço à minha irmã Gabriela, à minha mãe Adriana, ao meu pai Paulo e ao meu noivo Wellington, pelo amor, apoio e, acima de tudo, pela compreensão.

Agradeço às minhas amigas de longa data, Gabriela, Isabela e Renata, por sempre estarem disponíveis para me ouvirem e ajudarem.

Agradeço ao meu orientador, professor José Luiz Pinheiro Melges, e ao meu coorientador, professor Emerson Alexandro Bolandim. Agradeço pela valiosa orientação, pela amizade construída, pelo conhecimento transmitido e por acreditarem no meu trabalho.

Agradeço ao professor Guilherme Amorim por sua orientação em programação e pelo suporte durante a fase de realização das modelagens numéricas.

Agradeço ao professor Alex Micael Dantas, pelas valiosas sugestões e contribuições neste trabalho.

Agradeço à professora Ana Paula Fugii e à empresa Ribtubos pela doação dos materiais.

Agradeço aos técnicos do laboratório e à aluna de graduação, Daiane Gouveia, por me ajudarem durante toda a etapa experimental desta pesquisa.

E por fim, agradeço pela bolsa de mestrado, cujo presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

“O dom de Deus se une ao esforço humano”

RESUMO

A presente pesquisa tem como finalidade avaliar experimental e numericamente o comportamento mecânico de tubos de concreto reforçados com fibras de aço quando submetidos ao ensaio de compressão diametral, conforme previsto na norma ABNT NBR 8890:2020. Para tanto, a pesquisa foi conduzida em duas principais etapas. A primeira etapa consistiu na avaliação experimental de tubos de concreto reforçados com fibras de aço do tipo ponta e bolsa, com diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm, e comprimento útil de 1500 mm, pertencentes às classes de resistência PA1 e PA2. A segunda etapa consistiu na modelagem numérica, utilizando o software de elementos finitos Abaqus, para simular o comportamento dos tubos ensaiados. Os resultados experimentais revelaram que a dosagem de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG é capaz de satisfazer aos requisitos estabelecidos pela norma para os referidos tubos e suas respectivas classes de resistência. Os modelos numéricos forneceram, com precisão aceitável, a capacidade máxima resistente e o padrão de fissuração dos tubos ensaiados. Posteriormente, com base em uma estratégia de modelagem numérica, foi realizada uma análise paramétrica para investigar o efeito do reforço de 30 kg/m³ de fibras de aço em tubos de maiores diâmetros. Como resultado, essa análise forneceu diretrizes para projetos futuros, demonstrando que um consumo de 30 kg/m³ de fibras de aço é capaz de atender aos critérios de resistência da norma para tubos com até 800 mm de diâmetro e classe PA1. Por outro lado, para a classe PA2, este reforço é adequado para tubos de até 600 mm de diâmetro.

Palavras-chave: tubos de concreto; fibras de aço; ensaio de compressão diametral; simulação numérica; Abaqus.

ABSTRACT

The purpose of this research is to experimentally and numerically evaluate the mechanical behavior of steel fiber reinforced concrete pipes when subjected to the diametral compression test, as required by ABNT NBR 8890:2020. With this objective in mind, the research was conducted in two main stages. The first stage consisted of the experimental evaluation of steel fiber reinforced concrete pipes of the tip and pocket type, with nominal diameters of 400 mm, 500 mm and 600 mm, and a useful length of 1500 mm, belonging to the PA1 and PA2 strength classes. The second stage consisted of numerical modeling, using the finite element software Abaqus, to simulate the behavior of the pipes tested. The experimental results showed that the dosage of 30 kg/m³ of Dramix 3D 65/35 BG steel fibers is capable of satisfying the requirements established in the standard for these pipes and their respective strength classes. The numerical models provided, with acceptable accuracy, the maximum resistant capacity and cracking pattern of the pipes tested. Subsequently, based on a numerical modeling strategy, a parametric analysis was carried out to investigate the effect of reinforcing 30 kg/m³ of steel fibers in larger diameter pipes. As a result, this analysis provided guidelines for future projects, demonstrating that a content of 30 kg/m³ of steel fibers is capable of meeting the strength criteria of the standard for pipes up to 800 mm in diameter and class PA1. On the other hand, for class PA2, this content of reinforcement is suitable for pipes up to 600 mm in diameter.

Keywords: concrete pipes; steel fibers; diametral compression test; numerical simulation; Abaqus.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais métodos de ensaio para determinação da resistência à compressão diametral de tubos.....	32
Figura 2 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	36
Figura 3 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras	41
Figura 4 - Diagrama “tensão <i>versus</i> deformação elástica” da matriz trabalhando em conjunto com fibras de alto e baixo módulo de elasticidade	42
Figura 5 - Compósitos reforçados com volume de fibras (VF) abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração na flexão.....	47
Figura 6- Desenho esquemático do posicionamento dos extensômetros próximos às regiões da bolsa e da ponta do tubo de concreto reforçado com fibras de aço	56
Figura 7 - Posicionamento do tubo sobre o sarrafo de madeira e alinhamento do eixo do tubo com o eixo do sarrafo de madeira através do nível à laser	59
Figura 8 – Aferição das dimensões do tubo	59
Figura 9 - Alinhamento dos perfis metálicos e dispositivos utilizados para a aplicação da força em relação ao eixo da bolsa do tubo.....	60
Figura 10 - Preparação inicial das regiões onde os extensômetros foram colados.....	61
Figura 11 - Preparação final das regiões onde os extensômetros foram colados	61
Figura 12 - Especificação do extensômetro e seu posicionamento no tubo	62
Figura 13 - Aplicação da cola e posicionamento final	62
Figura 14 - Etapa final da colagem.....	63
Figura 15 - Soldagem dos fios do extensômetro ao cabo do sistema de aquisição	63
Figura 16 - Posicionamento dos LVDTs na região da ponta e bolsa do tubo	64
Figura 17 - Esquema do plano de carregamento do ensaio de compressão diametral de tubos reforçados com fibras de aço	66
Figura 18 - Tubo instrumentado para realização do ensaio de compressão diametral	67
Figura 19 - Curva de carga <i>versus</i> tempo do tubo com diâmetro de 400 mm - PA1	69
Figura 20 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1	70
Figura 21 - Posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 400 mm - PA1.....	71
Figura 22 - Curva de carga <i>versus</i> deformação do concreto para o primeiro ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1	72

Figura 23 - Curva de carga <i>versus</i> deformação do concreto para o segundo ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1	72
Figura 24 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 para a carga mínima isenta de fissura de 24 kN	73
Figura 25 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 para a carga de ruptura de 45,59 kN	73
Figura 26 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 para a carga máxima de recarregamento de 40,40 kN.....	74
Figura 27 - Deformações residuais na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 ao final do 2º ciclo de carregamento	74
Figura 28 - Curva de carga <i>versus</i> tempo do tubo com diâmetro de 500 mm - PA1	77
Figura 29 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 500 mm – PA1	78
Figura 30 - Posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 500 mm - PA1.....	79
Figura 31 - Curva de carga <i>versus</i> deformação do concreto do primeiro ciclo de carregamento do tubo de 500 mm – PA1	80
Figura 32 - Curva de carga <i>versus</i> deformação do concreto para o segundo ciclo de carregamento do tubo de 500 mm – PA1	80
Figura 33 - Deformações na superfície do concreto do tubo de 500 mm – PA1 para a carga mínima isenta de fissura de 30 kN	81
Figura 34 - Deformações na superfície do concreto do tubo de 500 mm – PA1 para a carga de ruptura de 74,47 kN.....	81
Figura 35 - Deformações na superfície do concreto do tubo de 500 mm – PA1 para a carga máxima de recarregamento de 72,73 kN.....	82
Figura 36 - Curva de carga <i>versus</i> tempo do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1.....	84
Figura 37 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1	85
Figura 38 - Posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 600 mm - PA1.....	86
Figura 39 - Curva de carga <i>versus</i> deformação do concreto no primeiro ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1.....	87
Figura 40 - Curva de carga <i>versus</i> deformação do concreto no segundo ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1.....	87
Figura 41 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 para a carga mínima isenta de fissura de 36 kN	88

Figura 42 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 para a carga de ruptura de 82,97 kN	88
Figura 43 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 para a carga máxima de recarregamento de 76,21 kN.....	89
Figura 44 - Deformações residuais na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 ao final do 2º ciclo de carregamento	89
Figura 45 - Curva de carga <i>versus</i> tempo do tubo com diâmetro de 400 mm – PA2.....	92
Figura 46 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 400 mm – PA2	93
Figura 47 - Curva de carga <i>versus</i> tempo do tubo com diâmetro de 500 mm – PA2.....	94
Figura 48 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo de 500 mm – PA2.....	95
Figura 49 - Curva de carga <i>versus</i> tempo do tubo com diâmetro de 600 mm – PA2.....	97
Figura 50 - Padrão de fissuração dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço quando submetidos ao ensaio de compressão diametral	100
Figura 51 - Geometria do tubo de concreto	102
Figura 52 - Sarrafo de madeira (a) inferior e (b) superior	102
Figura 53 - Tira de borracha (a) inferior e (b) superior	103
Figura 54 - Modelo constitutivo do CDP (a) comportamento na tração e (b) comportamento na compressão	104
Figura 55 - Diagrama tensão-deformação para o concreto reforçado com fibras de aço	107
Figura 56 - Diagrama de F <i>versus</i> CMOD.....	109
Figura 57 - Modelos constitutivos pós-fissuração simplificados: tensão-abertura de fissura	109
Figura 58 - Interação de contato entre a face inferior da borracha superior (superfície “ <i>master</i> ”) e o corpo do tubo de concreto (superfície “ <i>slave</i> ”).....	113
Figura 59 - Interação de contato do lado direito entre a face superior da tira de borracha inferior (superfície “ <i>master</i> ”) e o corpo do tubo de concreto (superfície “ <i>slave</i> ”).....	113
Figura 60 - Interação de contato do lado esquerdo entre a face superior da tira de borracha inferior (superfície “ <i>master</i> ”) e o corpo do tubo de concreto (superfície “ <i>slave</i> ”).....	114
Figura 61 – Restrição do tipo “ <i>tie</i> ” entre a face inferior da madeira superior (superfície “ <i>master</i> ”) e a face superior da borracha superior (superfície “ <i>slave</i> ”)	114
Figura 62 – Restrição do tipo “ <i>tie</i> ” do lado direito entre a face superior da madeira inferior (superfície “ <i>master</i> ”) e a face inferior da tira de borracha inferior (superfície “ <i>slave</i> ”)	115
Figura 63 - Restrição do tipo “ <i>tie</i> ” do lado esquerdo entre a face superior da madeira inferior (superfície “ <i>master</i> ”) e a face inferior da tira de borracha inferior (superfície “ <i>slave</i> ”)	115

Figura 64 - Condições de contorno e carregamento impostas ao modelo numérico.....	116
Figura 65 - Elemento finito C3D8R utilizado na geração de malhas do (a) sarrafo de madeira inferior, (b) sarrafo de madeira superior, (c) tira de borracha inferior e (d) borracha superior	117
Figura 66 - Lei constitutiva à compressão utilizada no Abaqus e baseada no modelo de Barros e Figueiras (1999).....	120
Figura 67 - Lei de dano à compressão utilizado no Abaqus e baseada no modelo de Yu <i>et al.</i> (2010)	121
Figura 68 - Diagrama tensão-deformação utilizado no Abaqus e baseado no modelo constitutivo do RILEM (2003).....	122
Figura 69 - Comportamento à tração utilizado no Abaqus de acordo com o modelo linear do Fib Model Code (2010)	123
Figura 70 - Curva tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do concreto baseada na metodologia de Voo e Foster (2003).....	123
Figura 71 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental e dos modelos numéricos para o tubo com diâmetro de 400 mm -PA1	124
Figura 72 - Relação tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do concreto (a) antes e (b) após os ajustes.....	126
Figura 73 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental e dos modelos numéricos antes e após ajustes para o tubo com diâmetro de 400 mm - PA1	127
Figura 74 - Curvas de carga-deslocamento dos testes de malha com viscosidade constante para o tubo com diâmetro de 400 mm – PA1.....	128
Figura 75 - Curvas de carga-deslocamento dos testes de viscosidade com malha constante para o tubo com diâmetro de 400 mm – PA1.....	130
Figura 76 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – PA1	134
Figura 77 - Análise do tubo de 400 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) as tensões S33 do P1, (c) as deformações plásticas do P1 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo	135
Figura 78 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – PA1	136
Figura 79 – Análise do tubo de 500 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 do P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2.....	137

Figura 80 – Análise do tubo de 500 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo	138
Figura 81 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – PA1	139
Figura 82 - Análise do tubo de 600 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 do P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2.....	140
Figura 83 – Análise do tubo de 600 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo	141
Figura 84 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – PA2	142
Figura 85 - Análise do tubo de 400 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 do P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2.....	143
Figura 86 - Análise do tubo de 400 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo	144
Figura 87 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – PA2	145
Figura 88 - Análise do tubo de 500 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 de P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2.....	146
Figura 89 - Análise do tubo de 500 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo	147
Figura 90 - Curva tensão-abertura de fissura para tubos de concreto de classe PA1	150
Figura 91 - Curva tensão-abertura de fissura para tubos de concreto de classe PA2	151
Figura 92 - Diagrama tensão-deslocamento utilizado no Abaqus para o comportamento à tração dos tubos de concreto de classe PA1	151
Figura 93 - Diagrama tensão-deslocamento utilizado no Abaqus para o comportamento à tração dos tubos de concreto de classe PA2	152

Figura 94 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1.....	153
Figura 95 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 500 mm – PA1.....	154
Figura 96 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1.....	154
Figura 97 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 700 mm – PA1	156
Figura 98 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 800 mm – PA1	156
Figura 99 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 900 mm – PA1	157
Figura 100 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 400 mm – PA2.....	158
Figura 101 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 500 mm – PA2.....	159
Figura 102 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – PA2	160
Figura 103 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 700 mm – PA2	161
Figura 104 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 800 mm – PA2	161
Figura 105 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 900 mm – PA2	162
Figura 106 - Curva granulométrica da areia natural.....	173
Figura 107 - Curva granulométrica da areia artificial	174
Figura 108 – Curva granulométrica da brita 1 (1/2’’)	175
Figura 109 - Curva granulométrica da brita 1 (5/8’’).....	176
Figura 110 – Curva granulométrica do pedrisco	177

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Compressão diametral de tubos simples	34
Tabela 2 - Forças mínimas para o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto armado e/ou reforçados com fibras de aço	35
Tabela 3 - Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibras e matrizes.....	44
Tabela 4 - Composição do traço de concreto	57
Tabela 5 - Características dos tubos ensaiados.....	58
Tabela 6 - Valores das forças mínimas isenta de fissura e de ruptura para os de concreto reforçados com fibras de aço de classe PA1.....	68
Tabela 7 - Valores das forças mínimas isenta de fissura e de ruptura para os tubos de concreto reforçados com fibras de aço de classe PA2.....	91
Tabela 8 - Resultados do ensaio de compressão diametral	98
Tabela 9 - Valores adotados para os parâmetros do modelo CDP	105
Tabela 10 - Parâmetros de entrada do CDP.....	119
Tabela 11 - Valores das tensões residuais médias.....	121
Tabela 12 - Comparação entre a carga máxima experimental e as cargas máximas dos modelos numéricos de diferentes malhas.....	128
Tabela 13 - Relação entre as cargas máximas dos modelos numéricos de diferentes malhas e a carga máxima experimental.....	129
Tabela 14 - Comparação entre a carga máxima experimental e as cargas máximas dos modelos numéricos com diferentes viscosidades.....	131
Tabela 15 - Relação entre as cargas máximas dos modelos numéricos de diferentes viscosidades e a carga máxima experimental	131
Tabela 16 - Comparação entre os resultados experimentais e numéricos dos tubos de classe PA1	147
Tabela 17 - Comparação entre os resultados experimentais e numéricos dos tubos de classe PA2	148
Tabela 18 - Parâmetros de entrada do CDP utilizado no modelo numérico de previsão	152
Tabela 19 - Comparação dos resultados experimentais e das previsões numéricas dos tubos de concreto de classe PA1	155
Tabela 20 - Comparação entre as cargas máximas previstas e as cargas mínimas de ruptura para tubos de classe PA1	157

Tabela 21 - Comparação dos resultados experimentais e das previsões numéricas dos tubos de concreto de classe PA2	159
Tabela 22 - Comparação entre as cargas máximas previstas e as cargas mínimas de ruptura para tubos de classe PA2	162
Tabela 23 - Caracterização da areia natural.....	173
Tabela 24 - Distribuição granulométrica da areia natural	173
Tabela 25 - Caracterização da areia artificial	174
Tabela 26 - Distribuição granulométrica da areia artificial.....	174
Tabela 27 - Caracterização da brita 1 (1/2'')	175
Tabela 28 - Distribuição granulométrica da brita 1 (1/2'')	175
Tabela 29 - Caracterização da brita 1 (5/8'')	176
Tabela 30 - Distribuição granulométrica da brita 1 (5/8'')	176
Tabela 31 - Caracterização do pedrisco.....	177
Tabela 32 – Distribuição granulométrica do pedrisco.....	177

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABTC	Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto
ACPA	American Concrete Pipe Association
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	Concreto Reforçado com Fibras de Aço
DAE	Departamento de Água e Esgoto
EN	Norma Europeia
LVTD	Linear Variable Differential Transformer
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento Básico
TCRFA	Tubo de Concreto Reforçado com Fibras de Aço
UNESP	Universidade Estadual Paulista

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	OBJETIVO GERAL	25
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
1.3	JUSTIFICATIVA	26
1.4	ESTRUTURAÇÃO DOS CAPÍTULOS	26
2	TUBOS DE CONCRETO	28
2.1	CONCRETO.....	28
2.2	HISTÓRICO DOS TUBOS DE CONCRETO	28
2.2.1	Período pré-1880.....	29
2.2.2	Período de 1800 a 1880	29
2.2.3	Período 1880 a 1930	29
2.2.4	Período posterior a 1930	30
2.3	PRINCIPAIS APLICAÇÕES.....	31
2.4	CRITÉRIOS PARA PROJETOS DE TUBOS DE CONCRETO	31
2.5	ESPECIFICAÇÕES GERAIS PARA PRODUÇÃO DE TUBOS DE CONCRETO	38
3	CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS.....	40
3.1	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NAS PROPRIEDADES DO CRF	45
3.1.1	Tipo de fibra.....	45
3.1.1.1	Fibras de aço.....	45
3.1.2	Teor de fibra.....	46
3.1.3	Geometria da fibra	49
3.1.4	Orientação e dispersão das fibras	51
3.2	TRABALHABILIDADE.....	51
3.3	PESQUISAS REALIZADAS NA FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA.....	53
4	METODOLOGIA DE PESQUISA	55
4.1	MATERIAIS E EQUIPAMENTOS	55
4.1.1	Caracterização dos materiais.....	57
4.2	MÉTODO	57
4.2.1	Dosagem do concreto elaborada pela Profa. Msc. Ana Paula Fugii	57
4.2.2	Características dos tubos de concreto.....	58

4.2.3	Instrumentação dos tubos de concreto	58
4.2.3.1	Posicionamento dos tubos de concreto	58
4.2.3.2	Posicionamento dos extensômetros elétricos.....	60
4.2.3.3	Posicionamento dos LVDTs	64
4.2.4	Descrição do ensaio de compressão diametral	64
5	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÕES.....	68
5.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS TUBOS DE CONCRETO REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO – CLASSE PA1	68
5.1.1	Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA1	68
5.1.2	Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA1	76
5.1.3	Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – classe PA1	84
5.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS TUBOS DE CONCRETO REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO – CLASSE PA2	91
5.2.1	Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA2	92
5.2.2	Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA2	94
5.2.3	Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – classe PA2	96
5.3	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	98
6	ANÁLISE NUMÉRICA	101
6.1	MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	101
6.1.1	Geometria do modelo	101
6.1.2	Criação dos materiais e leis constitutivas	103
6.1.2.1	Modelo constitutivo do concreto	103
6.1.2.1.1	<i>Concreto reforçado com fibras de aço – comportamento na compressão.....</i>	<i>105</i>
6.1.2.1.2	<i>Concreto reforçado com fibras de aço – comportamento na tração.....</i>	<i>107</i>
6.1.2.2	Modelo constitutivo da madeira	112
6.1.2.3	Modelo constitutivo da borracha	112
6.1.3	Contato e restrições aos graus de liberdade	112

6.1.4	Condições de contorno e aplicação de carregamento.....	115
6.1.5	Geração de malha	116
6.1.6	Procedimento para a análise não-linear	117
7	CALIBRAÇÃO NUMÉRICA	118
7.1	PRIMEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: MODELAGEM DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO DO CRFA	118
7.1.1	Parâmetros de entrada	119
7.1.2	Concreto comprimido.....	119
7.1.3	Concreto tracionado - Modelo constitutivo do RILEM (2003)	121
7.1.4	Concreto tracionado – Modelo Fib Model Code (2010).....	122
7.1.5	Concreto tracionado – Metodologia proposta por Voo e Foster (2003)	123
7.1.6	Comparação dos resultados numéricos e experimentais	124
7.2	SEGUNDA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: AJUSTE NO MODELO CONSTITUTIVO À TRAÇÃO.....	125
7.3	TERCEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE MALHA	127
7.4	QUARTA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE VISCOSIDADE	130
7.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	132
8	RESULTADOS NUMÉRICOS E DISCUSSÕES.....	133
8.1	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS TUBOS DE CRFA PERTENCENTES À CLASSE DE RESISTÊNCIA PA1	133
8.1.1	Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA1	133
8.1.2	Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA1	135
8.1.3	Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – classe PA1	138
8.2	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS TUBOS DE CRFA PERTENCENTES À CLASSE DE RESISTÊNCIA PA2	141
8.2.1	Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA2	141
8.2.2	Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA2	144
8.3	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS	147

9	ANÁLISE PARAMÉTRICA	150
9.1	MODELO NUMÉRICO DE PREVISÃO PARA OS TUBOS DE CRFA DE CLASSE PA1	153
9.2	MODELO NUMÉRICO DE PREVISÃO PARA OS TUBOS DE CRFA DE CLASSE PA2	158
9.3	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS	163
10	CONCLUSÕES.....	165
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167
	ANEXO A	173
	APÊNDICE A	178
	APÊNDICE B	180
	APÊNDICE C	182
	APÊNDICE D	184

1 INTRODUÇÃO

A utilização de tubos de concreto em obras de infraestrutura de saneamento e drenagem é muito importante, pois contribui na higienização das cidades e erradicação de doenças. Em países em desenvolvimento, a demanda por tubos de concreto é alta, pois a maioria da população carece de acesso ao saneamento básico. Não obstante, em países desenvolvidos, a demanda por novos tubos também é elevada, em virtude, principalmente, da degradação das redes existentes de esgoto e drenagem (Faisal; Abbas; Ahmed, 2023; Younis *et al.*, 2021).

Nesse viés, ao analisar o cenário brasileiro, verifica-se que a necessidade de investimentos neste setor é imprescindível. De acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento Básico - SNIS (2022), apenas 84,2% da população total brasileira são atendidas com redes públicas de abastecimento de água e somente 55,8% da população dispõe de redes de esgotos sanitários. Além disso, apenas 83% das cidades brasileiras possuem sistema de drenagem implantado.

Para reverter esta situação, o Marco Legal de Saneamento Básico (Lei 14.026/2020) estabeleceu ao país metas de universalização que garanta o atendimento de 99% da população à água potável e de 90% da população aos serviços de coleta e tratamento de esgotos até 2033.

No entanto, cumprir tais metas representa um desafio significativo, pois, de acordo com Monte e Figueiredo (2022), são necessários milhares de quilômetros de tubulações e um alto investimento. Portanto, uma solução plausível é o desenvolvimento de tubos de concreto com melhor desempenho estrutural e produção simplificada, tendo-se, a exemplo, tubos de concreto reforçados com fibras de aço (Faisal; Abbas; Ahmed, 2023; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2014).

A produção de tubos de concreto reforçados com fibras de aço se torna uma opção viável e vantajosa em comparação aos tubos de concreto armado convencionalmente, visto que a utilização de fibras de aço em substituição ao reforço convencional com barras de aço proporciona vantagens tanto do ponto de vista técnico como econômico. Isto significa dizer que as fibras contribuem para o melhor desempenho dos condutos em serviço, além de proporcionar facilidade de produção e redução de custos (Abolmaali; Mikhaylova; Lundy, 2012; Escariz, 2012; Figueiredo *et al.*, 2010; Oliveira *et al.*, 2017; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2015).

Desta forma, diversos estudos experimentais foram realizados com a finalidade de investigar o comportamento mecânico de tubos de concreto reforçados com fibras de aço, quando submetidos ao ensaio de compressão diametral (de la Fuente *et al.*, 2012; Figueiredo *et al.*, 2012; Fugii, 2008; Haktanir, 2007; Mohamed, Soliman e Nehdi, 2015; Monte e Figueiredo, 2017; Oliveira *et al.*, 2017).

No entanto, apesar dos inúmeros estudos, os tubos de concreto reforçados com fibras de aço não ganharam ampla aceitação no mercado, devido à dificuldade em alcançar o desempenho mecânico desejado (Ramadan *et al.*, 2020).

Assim, novos estudos experimentais sobre o comportamento e desempenho dos tubos são primordiais, a fim de contribuir para a adesão desses artefatos de concreto. Contudo, como destacado por Younis *et al.* (2021), os ensaios experimentais podem se tornar um processo dispendioso e, deste modo, os modelos numéricos apresentam-se como uma solução atrativa e viável, desde que devidamente calibrados e validados.

Portanto, este trabalho apresenta um estudo experimental que tem por finalidade analisar o comportamento estrutural de tubos de concreto reforçados com fibras de aço submetidos ao ensaio de compressão diametral. Além disso, apresenta um modelo numérico de elementos finitos, através do *software* Abaqus, simulando o referido ensaio, para posterior extrapolação dos resultados.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa consiste em avaliar o comportamento mecânico de tubos de concreto reforçados com fibras de aço quando submetidos ao ensaio de compressão diametral previsto na norma ABNT NBR 8890:2020.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos são:

- avaliar experimentalmente o desempenho estrutural dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço no ensaio de compressão diametral;
- verificar se o teor de fibras de aço adicionado à mistura cimentícia satisfaz aos requisitos quanto à força mínima isenta de fissura e à força de ruptura para tubos com diâmetros de 400 mm, 500 mm e 600 mm, e classe de resistência PA1 e PA2;
- determinar o valor da força-limite de não abertura de fissura e da força de ruptura dos tubos submetidos ao ensaio por meio da construção de curvas de “carga *versus* tempo” e “carga *versus* deslocamento diametral”;

- avaliar numericamente o comportamento mecânico dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço submetidos ao ensaio de compressão diametral, comparando os dados obtidos nas simulações numéricas com os resultados experimentais;
- propor uma estratégia de modelagem numérica para representar o comportamento de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.

1.3 JUSTIFICATIVA

Justifica-se o desenvolvimento desta pesquisa em virtude dos benefícios técnicos e econômicos proporcionados pela adição de fibras de aço. As fibras, que atuam como se fossem pontes de transferências de tensões, controlam a abertura e a propagação de fissuras, transformando o comportamento do material de frágil para pseudo-dúctil. Como resultado, os tubos de concreto apresentam um aumento à capacidade resistente pós-fissuração, tenacidade, ductilidade e resistência ao impacto (Figueiredo, 2011; Lee; Park; Abolmaali, 2019).

Além do mais, o uso de fibras exclui a necessidade da utilização de máquinas especiais para corte, dobra e soldagem das armaduras, otimizando, desta forma, o tempo e o custo de produção (Mohamed; Soliman; Nehdi, 2014). Assim, a pequena economia gerada na produção de uma unidade de tubo, se multiplicada pelo número total de tubos usados em projeto, resultará em uma grande economia final em obras de saneamento básico (Silva; El Debs; Kataoka, 2018).

Justifica-se, ainda, aumentar o número de pesquisas quanto ao desenvolvimento de modelos numéricos que simulem o comportamento de tubos de concreto reforçados com fibras de aço submetidos ao ensaio de compressão diametral.

1.4 ESTRUTURAÇÃO DOS CAPÍTULOS

A dissertação está organizada em dez capítulos, descritos sucintamente a seguir.

O capítulo um apresenta a introdução ao assunto estudado ao longo da pesquisa, juntamente com os objetivos geral e específicos, com a justificativa e com a estruturação dos demais capítulos.

O capítulo dois discorre sobre o histórico e as principais aplicações dos tubos de concreto, bem como os critérios para projetos e especificações gerais para a sua produção.

O capítulo três expõe o conceito de concreto reforçado com fibras (CRF) e aborda os parâmetros fundamentais que podem influenciar em suas propriedades.

O capítulo quatro descreve a metodologia de pesquisa, apresentando os materiais e equipamentos utilizados em laboratório e o método empregado.

O capítulo cinco reúne e discute os resultados obtidos na etapa experimental.

O capítulo seis descreve a estratégia adotada para a modelagem numérica por elementos finitos.

O capítulo sete apresenta as etapas de calibração do modelo numérico.

O capítulo oito expõe os resultados numéricos e compara-os com os resultados experimentais.

O capítulo nove apresenta um estudo paramétrico.

O capítulo dez apresenta as principais conclusões do estudo, cuja finalidade é atender aos objetivos propostos.

2 TUBOS DE CONCRETO

2.1 CONCRETO

O concreto é constituído por cimento Portland, água, agregado miúdo, agregado graúdo e, por vezes, adições minerais e aditivos químicos. Por se tratar de um material de fácil produção, que torna possível moldagens de diferentes formatos e dimensões, além de apresentar boa resistência mecânica, o concreto é considerado o elemento mais importante e o mais consumido mundialmente no setor da construção civil (Brandt, 2008; Lopes, 2019).

No estado fresco, o concreto possui uma elevada plasticidade, o que possibilita a modelagem conforme a geometria desejada, ao passo que, no estado endurecido, o concreto apresenta elevada resistência aos esforços de compressão. No entanto, o concreto possui um comportamento frágil, sofrendo ruptura com pequenas deformações quando submetido aos esforços de tração (Leite, 2018; Scobosa, 2020).

Para contornar essa limitação, o aço é empregado conjuntamente com o concreto, de modo a resistir às tensões de tração, transferidas pelo concreto por meio do fenômeno da aderência. Surge, então, o concreto armado, no qual unem-se as qualidades do material concreto, como o baixo custo, elevada resistência à compressão e durabilidade, com as do material aço, como alta ductibilidade e elevada resistência à tração. Logo, o concreto armado pode ser empregado nas mais diversas obras, através dos mais variados formatos e volumes (Bastos, 2019).

Contudo, uma nova possibilidade de reforço do concreto vem sendo estudada há algum tempo, o chamado concreto reforçado com fibras (CRF), sendo este um compósito que pode ser utilizado como uma alternativa ao uso do concreto armado para estruturas contínuas e pré-moldadas (Figueiredo, 2011).

2.2 HISTÓRICO DOS TUBOS DE CONCRETO

Registros e estudos relatam que os tubos para serviços de esgotos surgiram antes de Cristo e, portanto, possuem um histórico muito antigo. Do ponto de vista da indústria de tubos de concreto, a história pode ser compreendida em quatro períodos: período pré-1800; período de 1800 a 1880; período de 1880 a 1930; e período posterior a 1930 (Chama Neto, 2008).

2.2.1 Período pré-1880

Neste período, o principal objetivo das construções de canalizações foi a remoção da água de chuvas. Isto deve-se ao fato de que os resíduos domésticos eram depositados nas calçadas das cidades e, em período de chuva, os despejos se misturavam às águas, transformando o ambiente em pântanos, com lodo viscoso e prejudicial à saúde. Assim, os esgotos domésticos eram conduzidos para as canalizações por meio das águas de chuvas (ACPA, 1980 citado por Chama Neto, 2008).

Neste contexto, merece destaque a canalização de esgoto construída em formato de arco em 3750 a.C, na Índia, e a canalização de esgoto aberta, nas proximidades de Bagdá, executada em 2600 a.C (Ramos, 2002). Ressalta-se que, para a execução destas canalizações, os homens não possuíam materiais como o concreto, aço e plástico (ACPA, 1980 citado por Chama Neto, 2008).

2.2.2 Período de 1800 a 1880

De acordo com Chama Neto (2008), é neste período que ocorreu o surgimento das indústrias de tubos de concreto, aliada ao fortalecimento político e crescimento industrial sucedido no século XIX. O advento dos tubos de concreto ocorreu, principalmente, devido às exigências de saúde pública por água e tratamento de esgoto, mediante as epidemias que abrangiam o mundo.

O grande marco deste período ocorreu em 1840, na cidade de Hamburgo, Alemanha, com a construção do primeiro e moderno coletor de esgoto, cuja canalização era separada da canalização da água de chuva (Azevedo Netto, 1959 citado por Chama Neto, 2008).

Quanto ao Brasil, é durante este período que também se construiu a primeira rede de esgoto na cidade do Rio de Janeiro, iniciada em 1857 e concluída em 1864, seguida pelas construções de redes de esgoto em 1873, em Recife, e 1876, em São Paulo (Azevedo Netto, 1959 citado por Chama Neto, 2008).

2.2.3 Período 1880 a 1930

Este período foi caracterizado pela expansão da indústria de tubos de concreto, onde ocorreram avanços com relação ao projeto, produção e técnica de construções destinadas a tubos para redes de esgotos e galerias de águas pluviais. Com estes avanços, foi possível o

desenvolvimento de teorias hidráulicas, que objetivavam determinar a perda de carga em decorrência da rugosidade da parede do tubo, e o desenvolvimento de conceitos sobre cargas atuantes no tubo, propiciando a criação de normas para materiais e para ensaios de tubos de concreto (ACPA, 1980 citado por Chama Neto, 2008).

Dentre os inúmeros acontecimentos e marcos deste período, merece destaque o primeiro teste de resistência à compressão, em um tubo de concreto com 700 mm de diâmetro e 1,50 m de comprimento, realizado na fábrica da Companhia Americana de Produtos de Concreto, localizada em Neville Island (Chama Neto, 2008).

A respeito do Brasil, foi durante este período que foram construídas as redes de esgotos da cidade de Santos, em 1889, e de Campinas, em 1892. Posteriormente, em 1896, houve a criação da Repartição de Águas e Esgotos de São Paulo, hoje, denominada de Departamento de Águas e Esgotos - DAE. E subsequente, em 1896, a construção das redes de esgotos na cidade de Belo Horizonte (Azevedo Netto, 1959 citado por Chama Neto, 2008).

2.2.4 Período posterior a 1930

Após os anos de depressão e da segunda Guerra Mundial, as indústrias de tubos norte americanas apresentaram um crescimento expressivo em sua produção, diferentemente do continente europeu, onde a crise afetou significativamente o mercado de tubos, obrigando os fabricantes a reduzirem seus custos de produção (André, 1995 citado por Chama Neto, 2008).

Neste período, as pesquisas continuaram em desenvolvimento, contribuindo para a melhoria na qualidade dos tubos de concreto. É nesta fase que ocorre um avanço tecnológico com relação às juntas dos tubos de concreto, que anteriormente eram executadas com argamassa, e que foram substituídas pelo uso de anéis de borracha de vários tipos (Chama Neto, 2008).

Mediante aos avanços, em 2001, no Brasil, é fundada a Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC), com a finalidade de agrupar e auxiliar os diversos fabricantes do país, de modo a promover uma melhoria e qualificação dos produtos comercializados, bem como de dispor de orientações técnicas para a produção e a aplicabilidade dos tubos de concreto (Chama Neto, 2008).

2.3 PRINCIPAIS APLICAÇÕES

Os tubos de concreto possuem diversas aplicações, principalmente na área de saneamento básico, cuja área é alvo de elevados investimentos governamentais, sendo, frequentemente, empregados na construção de redes de águas pluviais e redes de esgotos sanitários (Chama Neto, 2008; Silva, 2011).

As redes de águas pluviais, ou redes de drenagem urbana, foram criadas com a finalidade de captar as águas das chuvas e evitar enchentes. Quando bem projetadas, as redes de drenagem contribuem com o escoamento acelerado das águas superficiais, favorecendo o tráfego de veículos de pessoas por ocasião das precipitações, bem como auxiliam na extinção de águas paradas que, por sua vez, são veículos para a transmissão de doenças (Chama Neto 2008; Escariz, 2012).

Os tubos de concreto utilizados em redes de esgotos sanitários foram desenvolvidos com o objetivo de atender à demanda deste sistema, que, por consequência, viabilizou o crescimento das grandes cidades. A utilização destes componentes por parte de projetistas e empresas de saneamento ocorre, sobretudo, devido ao seu custo, resistência e durabilidade (Chama Neto, 2008).

No entanto, ainda que em menor escala, os tubos de concreto podem ser empregados em: sistemas de drenagem de rodovias, aeroportos e ferrovias; sistemas de abastecimento de água; poços de inspeção; e passagens subterrâneas para animais e pedestres (Chama Neto, 2008).

2.4 CRITÉRIOS PARA PROJETOS DE TUBOS DE CONCRETO

Para o dimensionamento de tubos de concreto destinados às redes de águas pluviais e de esgotos sanitários, são elaborados projetos estruturais e hidráulicos, cuja finalidade é garantir o bom desempenho das redes. Assim, o projeto hidráulico é desenvolvido considerando-se as ações hidráulicas atuantes sobre o conduto e o projeto estrutural é elaborado a fim de que os tubos atendam aos estados limites último e de serviço, em função dos esforços solicitantes de momento fletor, força cortante ou força normal (El Debs, 2008; Escariz, 2012).

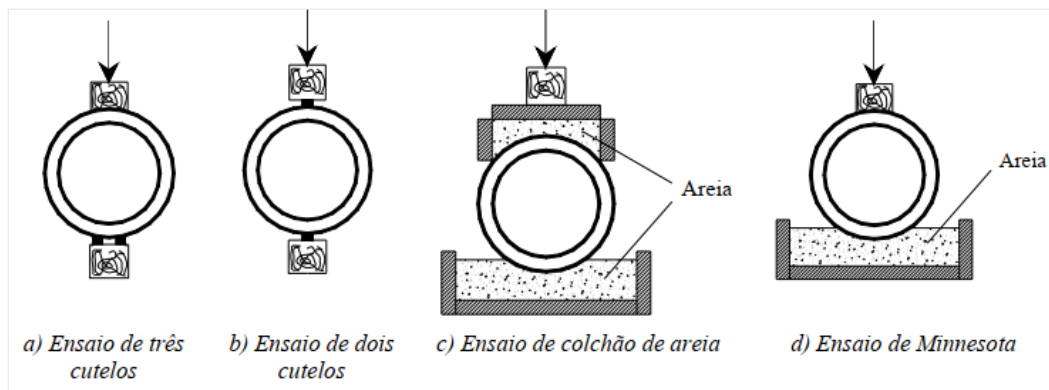
Neste contexto, as ações permanentes atuantes sobre os tubos enterrados e consideradas no projeto estrutural são: peso próprio, carga do solo, pressão do fluído no interior do tubo, cargas provenientes da sobrecarga de tráfego na superfície, cargas referentes a sobrecargas de construções, e empuxos laterais produzidos pelo solo. Além disso, as cargas transitórias consideradas em projeto são: cargas referentes à utilização de equipamentos de compactação

durante a execução do aterro, cargas de instalações para tubos cravados, e cargas resultantes das ações de manuseio, transporte e montagem do tubo (El Debs, 2008).

Deste modo, para verificação do desempenho mecânico e capacidade resistente dos tubos de concreto às cargas verticais, é necessário submetê-los ao ensaio de compressão diametral.

Segundo Monte (2015), existem diferentes métodos para avaliar a resistência à compressão diametral dos tubos, definido principalmente pela forma de apoio do conduto. Assim, os quatro métodos mais conhecidos são: o ensaio de três cutelos, o ensaio de dois cutelos, o ensaio de colchão de areia e o ensaio de Minnesota (Figura 1).

Figura 1 - Principais métodos de ensaio para determinação da resistência à compressão diametral de tubos



Fonte: Silva (2011).

Silva (2011) afirma que, pela simplicidade, facilidade de execução e precisão dos resultados, o ensaio de três cutelos é o mais empregado na determinação da resistência do tubo e, portanto, recomendado pela norma brasileira ABNT NBR 8890:2020.

Segundo Floresta *et al.* (2020), com base no ensaio de compressão diametral, pode-se determinar em qual nível de carga o tubo apresenta fissuração crítica ou colapso, sendo este ensaio utilizado apenas como padrão de aceitação dos tubos, conforme especificado na ABNT NBR 8890:2020. No entanto, de acordo com El Debs (2008), para o dimensionamento dos tubos, o projeto estrutural deverá obedecer às especificações da norma ABNT NBR 6118:2023.

Portanto, de acordo com El Debs (2008), a força correspondente ao ensaio de compressão diametral pode ser calculada conforme a equação 2.1.

$$F_{ens} = \frac{(q+q_m)}{\alpha_{eq}} * \gamma \quad (2.1)$$

Onde:

F_{ens} : força de ensaio;

q : resultante das cargas verticais no solo;

q_m : resultante das sobrecargas, em geral de tráfego;

γ : coeficiente segurança, correspondente à 1,0 para força mínima isenta de fissura e 1,5 para força mínima de ruptura;

α_{eq} : fator de equivalência em função do tipo de assentamento da tubulação.

Após este cálculo, deverá ser escolhida a classe de resistência do tubo que atenda ao valor calculado, conforme o tipo de uso, consultando-se a NBR 8890:2020. Logo, para especificação do tubo, deverá ser adotada uma classe correspondente à força igual ou superior àquela que resulta do cálculo, devendo atender tanto à força mínima isenta de fissura como à força mínima de ruptura (Chama Neto, 2023; El Debs, 2008). Portanto, escolhida a classe, amostras dos tubos produzidos devem ser submetidos ao ensaio de compressão diametral.

Desta forma, as especificações para o ensaio de compressão diametral pelo método de três cutelos, bem como as diretrizes para dosagem, fabricação, dimensões, tolerâncias, manuseios e parâmetros para aceitação dos tubos de concreto, sejam simples, armados, reforçados com fibras ou armados com reforço secundário de fibras, encontram-se na norma atualizada ABNT NBR 8890:2020 -Tubos de concreto de seção circular para água pluvial e esgoto sanitário.

Com a atualização da norma, alterações ocorreram quanto aos requisitos do desempenho mecânico dos tubos de concreto no ensaio de compressão diametral, independentemente do tipo de reforço. Isto porque a ABNT NBR 8890:2007 possuía critérios de verificação diferente para os tubos reforçados com fibras e tubos armados convencionalmente. De acordo com Monte e Figueiredo (2017), os condutos eram destinados ao mesmo fim, porém, com avaliações muito distintas em termos de rigor.

Perante a norma ABNT NBR 8890:2007, os tubos reforçados com fibras, quando submetidos ao ensaio de compressão diametral, deveriam resistir a uma carga mínima isenta de dano, sem apresentar nenhum tipo de fissura. Em contrapartida, os tubos armados convencionalmente, para o mesmo nível de carga, poderiam apresentar fissuras com abertura de 0,25 mm e comprimento mínimo de 300 mm, cuja medição era realizada por uma lâmina padrão. Percebe-se, portanto, que o nível de exigência era superior aos tubos reforçados com fibras em comparação aos tubos armados convencionalmente, havendo um desequilíbrio de exigências, o qual tornava a norma menos exigente quanto ao uso do reforço convencional (Figueiredo, 2011; Monte e Figueiredo, 2022).

A partir da revisão, a ABNT NBR 8890:2020 não permite mais em tubos armados convencionalmente o surgimento de nenhum tipo de abertura de fissuras, até que se atinja a força mínima isenta de fissura no ensaio de compressão diametral. Para Monte e Figueiredo (2022), esta condição tende a exigir uma maior durabilidade dos condutos. Outras modificações também ocorreram, como a inclusão do reforço secundário de fibras e a utilização de prensas hidráulicas com células de carga para construção dos gráficos das forças de compressão diametral em função do tempo.

Com efeito, para o ensaio de compressão diametral em tubos de concreto simples, a ABNT NBR 8890:2020 determina que seja aplicada uma força com taxa de variação constante até a ruptura do tubo, em que a força máxima suportada pelo componente deve ser superior à força mínima de ruptura especificada em norma, conforme mostrada na Tabela 1.

Tabela 1 - Compressão diametral de tubos simples			
DN	Água Pluvial		Esgoto Sanitário
	Força mínima de ruptura kN/m		Força mínima de ruptura kN/m
Classe	PS1	PS2	ES
200	16	24	36
300	16	24	36
400	16	24	36
500	20	30	45
600	24	36	54

Fonte: ABNT NBR 8890 (2020).

No entanto, para tubos de concreto armado e/ou reforçados com fibras de aço, a norma determina que a força mínima isenta de fissura e a força mínima de ruptura atingida no ensaio de compressão diametral atenda aos valores estabelecidos na Tabela 2. Ressalta-se que, embora a norma especifique a mesma classificação para tubos de concreto armados convencionalmente e tubos de concreto reforçados com fibras, o procedimento de ensaio para estes dois tipos de tubo é diferente.

Tabela 2 - Forças mínimas para o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto armado e/ou reforçados com fibras de aço

DN	Água Pluvial								Esgoto Sanitário					
	Força mínima isenta de fissura kN/m				Força mínima de ruptura kN/m				Força mínima isenta de fissura kN/m			Força mínima de ruptura kN/m		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	24	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360

Fonte: ABNT NBR 8890 (2020).

Conforme a ABNT NBR 8890:2020, os tubos convencionalmente armados são submetidos a um carregamento contínuo até que se atinja o valor da força mínima isenta de fissura (Tabela 2). Caso não seja observada qualquer abertura de fissura, prossegue-se com o carregamento do tubo a partir desta força até que o componente atinja a sua força máxima, definida como força de ruptura. Como requisito, o tubo deve apresentar uma força mínima de ruptura conforme o estabelecido na Tabela 2.

Quanto aos tubos de concreto reforçados com fibras de aço, a norma especifica que seja aplicada uma força no tubo até que se atinja a força mínima isenta de fissura, de acordo com a Tabela 2, mantendo-a estabilizada por um minuto, e que, ao final deste minuto, não seja observada nenhuma abertura de fissura. Na sequência, a força deve ser elevada até que o tubo atinja um valor máximo, sendo esta força superior à força mínima de ruptura especificada para sua classe (vide Tabela 2). Após ocorrer uma queda na força máxima que corresponda a 5% de seu valor, retira-se integralmente o carregamento aplicado; em seguida, recarrega-se o tubo até que a força mínima isenta de fissura seja novamente atingida, mantendo-a, novamente, estabilizada por mais um minuto. Ao final deste um minuto, prossegue-se com o carregamento até que ocorra a ruptura do tubo, sendo que este valor deve ser 5% superior à força mínima isenta de fissura.

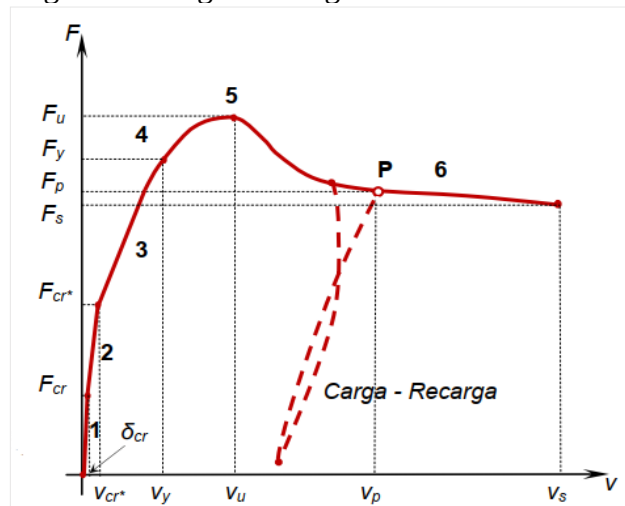
Neste viés, a norma europeia (EN 1916:2008) se torna semelhante à norma brasileira quanto ao ensaio de compressão diametral em tubos de concreto reforçados com fibras de aço.

A principal diferença está no recarregamento, pois, de acordo com a norma europeia, após a carga ser mantida por um minuto e o tubo não apresentar colapso, este é considerado aprovado no ensaio, diferentemente da norma brasileira que, após manter a carga por um minuto, a força deve ser elevada até que o tubo atinja a carga máxima pós-fissuração, de, no mínimo, 5% a mais em relação à carga mínima isenta de fissura. Com isto, a norma brasileira torna-se mais conservadora e com um nível de restrição superior ao uso de fibras em relação à norma europeia (Figueiredo, 2011).

Segundo de la Fuente *et al.* (2010), independentemente do tipo de reforço, os tubos passam pelas mesmas fases durante o ensaio de compressão diametral. No entanto, os modos de ruptura podem ser diversos: flexão, cortante, ou tensões radiais. Porém, o trabalho destes autores se concentrou nos mecanismos de ruptura por tensões normais, isto é, no rompimento do concreto comprimido ou do aço tracionado.

Assim, ao analisar tubos de concreto submetidos ao ensaio de compressão diametral, de la Fuente *et al.* (2010) verificaram que os tubos apresentam uma resposta estrutural que se decompõe em algumas fases, sendo estas: (1) Elástica, (2) Elástica – Fissurada, (3) Fissurada, (4) Pré -Ruptura, (5) Ruptura e (6) Pós – Ruptura, como representado na Figura 2.

Figura 2 - Diagrama carga *versus* deslocamento



Fonte: de la Fuente *et al.* (2010).

Na fase elástica (1), a resposta ao ensaio é dada principalmente pela geometria do tubo e pela rigidez da matriz de concreto. Assim, o tubo possui, nesta fase, uma rigidez máxima e os materiais respondem elasticamente até que a primeira carga de fissura (F_{cr}) seja atingida; acima dela, passa-se para a fase elástica-fissurada (de la Fuente *et al.*, 2010).

Com relação à fase elástica – fissurada (2), o tubo já se encontra em um estágio de fissuração e, em decorrência da perda de rigidez das seções do topo e da base, e devido à hiperstaticidade do tubo, ocorre uma redistribuição de esforços no sistema. O comportamento do diagrama “carga *versus* deslocamento”, nesta fase, segue uma tendência praticamente linear, com uma pequena perda de rigidez em relação ao estágio anterior. Esta fase finaliza quando a carga (F_{cr*}) é atingida. Ressalta-se que, para tubos de concreto simples e tubos de concreto armado com taxa de armadura inferior à mínima, a carga (F_{cr*}) corresponde à carga última de ruptura (F_u), que, neste caso, provoca uma ruptura do tipo frágil (de la Fuente *et al.*, 2010).

Na fase fissurada (3), o tubo apresenta ainda mais perda de rigidez em comparação à fase anterior. No entanto, o padrão de fissuração se estabiliza e apenas a largura das fissuras nas seções críticas aumentam conforme o aumento da carga aplicada F (de la Fuente *et al.*, 2010).

A fase de pré – ruptura (4) é caracterizada por um processo de degradação progressiva do tubo que pode, eventualmente, gerar uma fissuração secundária. Nesta fase, ocorre uma perda progressiva da rigidez, provocando um comportamento não linear com o aumento do carregamento aplicado. Consequentemente, ocorre uma nova redistribuição de esforços. Esta fase termina quando a carga última (F_u) é atingida (de la Fuente *et al.*, 2010).

A fase de ruptura (5) está concentrada no ponto de coordenadas (F_u , V_u) do diagrama carga *versus* deslocamento. Neste momento, o tubo se encontra no estado de plastificação, no qual o sistema não aceita níveis maiores de carga. Tubos de concreto armado com taxa de aço superior à mínima e tubos com maiores teores de fibras apresentam um comportamento mais dúctil até atingir a carga de ruptura (de la Fuente *et al.*, 2010).

Na fase pós – ruptura (6), o sistema se comporta como um mecanismo que continua a se deformar, apresentando resistência decrescente na medida em que o carregamento continua a ser aplicado. As fissuras mais largas estão localizadas nas seções críticas: topo, base e flancos do tubo. No entanto, tubos com alta capacidade de deformação apresentam ainda mais fissuras, as chamadas fissuras secundárias (de la Fuente *et al.*, 2010).

Concluindo, os tubos de concreto simples sofrem ruptura frágil, não oferecendo resistência pós-fissuração; quanto aos tubos armados, se as quantidades de aço forem adequadas e se forem utilizados aços corrugados, o mecanismo de adesão aço-concreto e a alta capacidade de deformação dos aços utilizados garantem a ruptura dúctil com uma extensão de comportamento “*softening*” ou “*hardening*”, que correspondem, respectivamente, à perda da capacidade resistente com o aumento da deformação ou aumento da carga resistida com o aumento da deformação diametral; quanto aos tubos com fibras, é necessário submetê-lo ao processo de descarregamento e recarregamento, uma vez atingida a carga de ruptura (F_u), observando-se

que o ponto P, da Figura 2, pertence tanto à curva de resposta do carregamento contínuo quanto ao teste de carregamento cíclico (de la Fuente *et al.*, 2010).

2.5 ESPECIFICAÇÕES GERAIS PARA PRODUÇÃO DE TUBOS DE CONCRETO

Segundo Chama Neto (2008), para a produção de tubos de concreto, deve-se, inicialmente, selecionar os materiais a serem utilizados e realizar os ensaios laboratoriais de modo a caracterizá-los. Sequencialmente, deve-se dar início ao processo de dosagem do concreto, determinando-se as quantidades de cimento, de agregado miúdo, de agregado graúdo e de água, expressas em massa ou em volume, relativamente à quantidade de cimento, ou podendo também serem expressas em valores absolutos.

Conforme a ABNT NBR 8890:2020, tubos de concreto simples podem apresentar diâmetros variáveis entre 200 mm a 600 mm, diferentemente de tubos de concreto armado ou reforçados com fibras de aço, cujos diâmetros podem variar entre 300 mm a 2000 mm.

Ainda, de acordo com a norma, tubos de concreto destinados ao escoamento de esgoto sanitário devem obrigatoriamente apresentar o encaixe do tipo ponta e bolsa; já os destinados à condução de água pluvial, podem apresentar tanto o encaixe do tipo macho e fêmea como o do tipo ponta e bolsa.

Neste viés, para a produção dos tubos, é necessário que o concreto tenha uma reologia seca, ou seja, que apresente a consistência de terra úmida e não de concreto plástico, sendo fundamental um adequado adensamento enérgico para garantir a moldagem dos componentes. Desta forma, não se consegue produzir o concreto de consistência seca utilizado na fabricação dos tubos em laboratório devido à inexistência de equipamentos que reproduzam a energia de adensamento das máquinas de vibro-prensagem (Chama Neto, 2008).

De acordo com Fugii (2008), a necessidade de se obter uma consistência seca para o concreto deve-se ao fato de que, após o término da moldagem de um tubo, a fôrma deve ser retirada rapidamente para dar continuidade ao processo de produção de outros tubos.

Por esta razão, a ABNT NBR 8890:2020 especifica que as máximas relações de água/cimento para tubos destinados à coleta de água pluvial e de esgoto sanitário, respectivamente, devem ser de 0,50 e de 0,45, estando o consumo de cimento de acordo com a ABNT NBR 12655:2022. Assim, para a produção de tubos destinados a coletar água pluvial, a norma permite a utilização de qualquer tipo de cimento Portland, desde que não seja comprovada a agressividade do meio externo ao concreto; já para os tubos destinados a coletar esgoto sanitário, é permitido apenas o uso de cimento Portland resistente a sulfatos.

A respeito da utilização de agregados utilizados para a fabricação dos tubos de concreto, a norma estipula que estes devem atender aos requisitos da ABNT NBR 7211:2020, sendo sua dimensão máxima característica limitada ao menor valor entre um terço da espessura da parede do tubo e o cobrimento mínimo da armadura. No entanto, para a produção de tubos reforçados exclusivamente com fibras de aço, os agregados devem ter sua dimensão máxima característica limitada a um terço da espessura da parede do tubo.

Em relação ao espaçamento das armaduras contínuas, a norma orienta que o espaçamento máximo entre as barras transversais seja de 150 mm. Para as regiões da bolsa e da ponta, este espaçamento não deve ser superior a, respectivamente, 50 mm e 70 mm, havendo pelo menos duas espiras em cada uma de suas extremidades.

Para garantir a durabilidade, a norma determina que tubos com diâmetros nominais de até 600 mm tenham cobrimentos mínimos interno e externo, respectivamente, de 20 e 15 mm. Contudo, tubos com diâmetros superiores a 600 mm devem apresentar cobrimentos mínimos interno e externo de, respectivamente, 30 mm e 20 mm.

Quanto à forma de produção dos tubos, existem vários sistemas; no entanto, as mais utilizadas são o sistema de vibro-prensado e o sistema de compressão radial, cuja principal diferença está relacionada no modo de compactação do concreto. Assim, o sistema de vibro-prensado utiliza um núcleo dotado de um vibrador e uma cabeça de compressão que atua na parte superior do tubo após o preenchimento total da fôrma, enquanto o sistema de compressão radial é constituído por roletes radiais (Figueiredo, 2011).

Assim, fica estabelecido por norma que, após a fabricação dos tubos, as superfícies interna e externa estejam regulares, homogêneas e uniformes, não apresentando defeitos visíveis a olho nu ou detectáveis por meio de percussão. Na superfície interna do tubo, não pode haver fibras salientes, sendo permitido apenas fibras aparentes na superfície externa, desde que o desempenho do conduto não seja comprometido.

Com efeito, após a produção dos tubos de concreto, estes deverão ainda atender às exigências da norma quanto às dimensões e tolerâncias, instruções para estocagem, identificação e manuseio, bem como quanto às relativas aos ensaios de permeabilidade, estanqueidade e absorção.

3 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

A adição de fibras a materiais frágeis remonta à época dos romanos e egípcios, que utilizavam fibras naturais para o reforço de pastas de argilas. Contudo, somente na metade do século XX é que o concreto reforçado com fibras começou a ser utilizado em diversas aplicações no setor da construção civil (Carnio, 2017).

O concreto reforçado com fibras (CRF) pode ser considerado um compósito, constituído por uma matriz frágil e algum tipo de reforço, como, por exemplo, através do uso de fibras, que, neste caso, apresenta um papel fundamental. Aliás, o próprio concreto de cimento Portland é considerado um compósito formado por várias fases, como a pasta de cimento, os agregados e os poros. No entanto, a expressão compósito é frequentemente utilizada para materiais que possuem algum tipo de reforço (Figueiredo, 2011).

Sabe-se que as matrizes cimentícias sem reforço de fibras apresentam comportamento frágil, com baixa capacidade resistente, principalmente quando submetidas aos esforços de tração. Diante disto, visando reduzir a fragilidade da matriz cimentícia, aumentar a sua durabilidade e consequentemente melhorar as suas propriedades mecânicas, são adicionadas fibras como reforço do material. Dentre as propriedades mais beneficiadas pelo mecanismo de reforço das fibras pode-se citar: aumento na capacidade de deformação e de absorção de energia; aumento da ductibilidade; melhor controle de fissuração; e maior resistência às ações dinâmicas de fadiga e de impacto (Brandt, 2008; Carnio, 2017; Quinino, 2015).

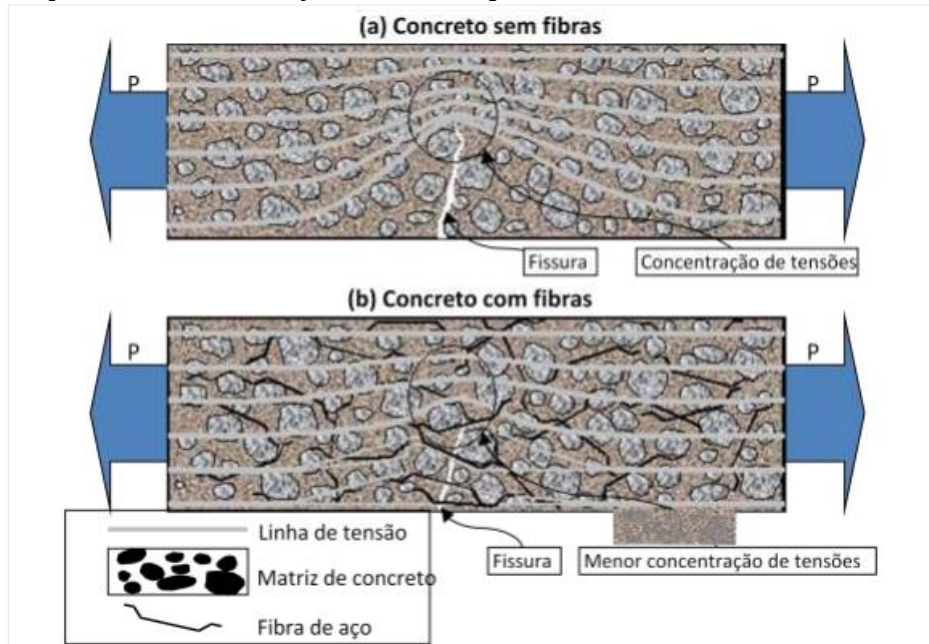
De acordo com Quinino (2015), diante do surgimento da primeira fissura em um concreto sem adição de fibras, a abertura gradual desta fissura ocorre de modo instável, ocasionando o colapso da estrutura. Em contrapartida, o aparecimento de fissuras em compósitos com fibras tende a ser retardado, no qual acontece de forma progressiva, uma vez que parte das solicitações é resistida pelas fibras por meio do mecanismo de pontes de transferência.

Neste contexto, para um concreto simples, uma fissura irá representar uma barreira à continuidade do fluxo das tensões de tração, representadas de forma simplificada pelas linhas brancas mostradas na Figura 3a. Esse desvio das linhas de tensão irá implicar numa concentração de tensões nas extremidades da fissura e, no caso desta tensão superar a resistência da matriz de concreto, ocorrerá uma ruptura abrupta do material, sem aviso prévio, representando o comportamento tipicamente frágil do concreto. Desta forma, não é possível contar com a capacidade resistente residual à tração do concreto fissurado (Figueiredo, 2011).

No entanto, quando ao concreto são adicionadas fibras, estas podem atuar como pontes de transferência de tensões através das fissuras, minimizando a concentração de tensões e

dificultando a propagação das fissuras, como mostrado na Figura 3b. Assim, o material passa a ter um comportamento pseudo-dúctil, ou seja, apresenta uma determinada capacidade resistente pós-fissuração. Deste modo, a utilização de fibras de resistência, módulo de elasticidade e teor adequado proporcionam uma menor fissuração do concreto (Figueiredo, 2011).

Figura 3 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras



Fonte: Figueiredo (2011).

Dentre os benefícios proporcionados pelas fibras, segundo Figueiredo (2008), é que as mesmas se distribuem aleatoriamente durante a moldagem do concreto, reforçando a peça como um todo e não apenas em uma região específica, como ocorre com as armaduras convencionais.

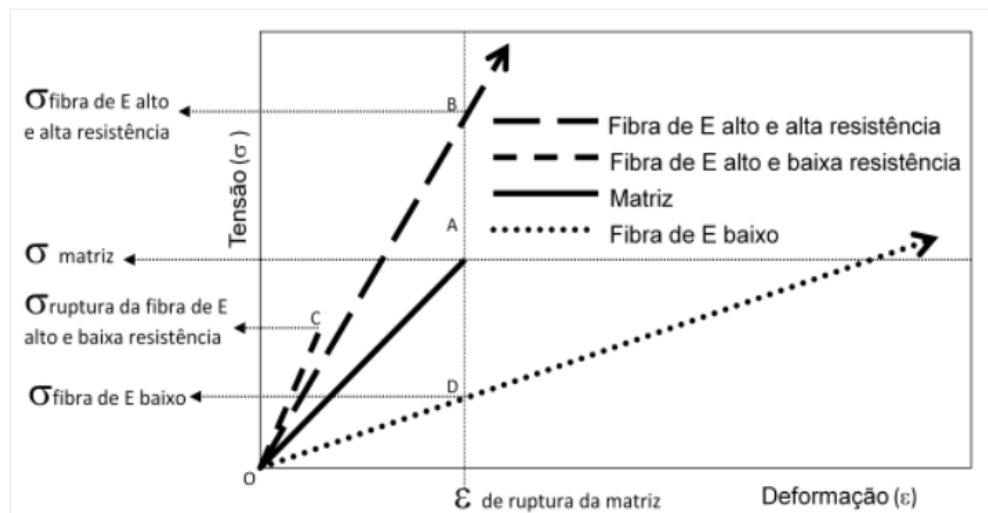
Nesta perspectiva, isto se torna interessante para o caso de tubos de concreto simples, que possuem menores espessuras de paredes quando comparados aos tubos com armaduras convencionais. Sabe-se que as armaduras necessitam de um cobrimento mínimo para sua proteção e, mediante a isto, tais armaduras acabam por se concentrar no centro da parede, próximo à linha neutra que, conseqüentemente, ocasiona uma redução na capacidade de reforço da armadura, principalmente para baixos níveis de deformação e fissuração. Contudo, quando se utilizam fibras, estas são distribuídas em toda a espessura da parede, não se preocupando com cobrimentos mínimos, já que as mesmas possuem resistência à corrosão. Deste modo, as fibras apresentam melhores desempenhos quanto ao reforço de tubos submetidos a baixos níveis de deformação e fissuração (Figueiredo, 2008).

Torna-se evidente, portanto, que a utilização de fibras assegura uma menor fissuração do concreto e, desta forma, pode ser recomendada a sua utilização em tubos de concreto, uma vez que tais fibras irão contribuir para a redução da fissuração do tubo (Figueiredo, 2008).

No entanto, conforme Figueiredo (2011), o papel que a fibra irá desempenhar no concreto depende de uma série de características, principalmente no que tange ao módulo de elasticidade e à resistência mecânica desta fibra. Assim, as fibras que possuem um módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido são chamadas de fibras de baixo módulo; já as fibras que apresentam um módulo de elasticidade superior ao do concreto endurecido são denominadas de fibras de alto módulo.

Perante a importância de se conhecer o módulo de elasticidade e a resistência mecânica das fibras, a Figura 4 exibe uma matriz hipotética de comportamento elástico perfeito, reforçada com três tipos de fibras, sendo estas: uma fibra de baixo módulo e duas fibras de alto módulo, no qual uma é de alta resistência e a outra de baixa resistência.

Figura 4 - Diagrama “tensão *versus* deformação elástica” da matriz trabalhando em conjunto com fibras de alto e baixo módulo de elasticidade



Fonte: Figueiredo (2011).

No diagrama, a curva de tensão por deformação da matriz é representada pela linha O-A. A linha O-B representa o trabalho elástico da fibra de alto módulo e de alta resistência à tração, ao passo que a linha O-C representa o trabalho elástico da fibra de alto módulo, porém, com baixa resistência à tração. A linha O-D representa o comportamento da fibra de baixo módulo. Considerando-se que as fibras estejam perfeitamente embutidas e aderidas à matriz, observa-se que, conforme o compósito for sendo submetido a uma força de tração, deformações irão

ocorrer em função dos diferentes níveis de tensão para cada tipo de reforço empregado (Figueiredo, 2011).

No instante em que a matriz estiver submetida a uma tensão próxima à ruptura (ponto A), e caso o reforço da matriz seja dado por uma fibra de baixo módulo, o nível de tensão nesta fibra será inferior ao da matriz para este nível de deformação (ponto D); para que a fibra atinja a mesma tensão correspondente à ruptura da matriz, seria necessário que ela sofresse uma grande deformação e, conseqüentemente, um elevado nível de fissuração. Assim, fibras de baixo módulo apresentam uma baixa capacidade de reforço pós-fissuração. Perante isto, é necessário um elevado teor de fibras de baixo módulo para proporcionar um eficaz reforço da matriz; ressalta-se, no entanto, que quanto maior for o teor de fibras, maior será a perda da trabalhabilidade da mistura e maior o custo (Figueiredo, 2011).

Quanto à fibra de alto módulo de elasticidade e alta resistência, esta irá apresentar um elevado nível de tensão no momento em que ocorrer a ruptura da matriz; desta forma, este tipo de fibra proporcionará um elevado nível de reforço, caso sua resistência à tração não seja superada, o que frequentemente ocorre quando se empregam teores mais baixos de fibras. Quando se utilizam fibras de alto módulo de elasticidade, mas com baixa resistência à tração ou cisalhamento, sua capacidade resistente pós-fissuração é reduzida ou até inexistente, o que caracteriza um material frágil com baixa deformação elástica (Figueiredo, 2011).

Nesta perspectiva, ao analisar a linha O-C pode-se concluir que, no momento em que ocorre a ruptura da matriz no ponto A, já terá sido ultrapassado o limite de deformação da fibra de alto módulo e baixa resistência; ou seja, quando a matriz se romper, as fibras já terão sido rompidas e não proporcionarão nenhum tipo de reforço (Figueiredo, 2011).

Portanto, as fibras devem possuir uma maior capacidade de deformação na ruptura e maior resistência à tração em comparação com a matriz de concreto, como demonstrado na Tabela 3. Deste modo, as fibras proporcionarão de forma eficaz o reforço da matriz cimentícia e, conseqüentemente, atuarão como pontes de transferência de tensões pelas fissuras surgidas no momento da ruptura da matriz (Figueiredo, 2011).

Tabela 3 - Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibras e matrizes

Material	Diâmetro (µm)	Densidade (g/cm³)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	190-210	0,5-2	0,5-3,5
Vidro	9-15	2,60	70-80	2-4	2-3,5
Amianto	0,02-0,4	2,60	160-200	3-3,5	2-3
Polipropileno fibrilado	20-200	0,90	1-7,7	0,5-0,75	8,0
Kevlar	10,0	1,45	65-133	3,60	2,1-4
Carbano	9,0	1,90	230,0	2,60	1
Nylon	-	1,10	4,0	0,90	13-15
Celulose	-	1,20	10,0	0,3-0,5	-
Acrílico	18,0	1,18	14-19,5	0,4-1	3,0
Polietileno	-	0,95	0,3	0,0007	10,0
Fibra de madeira	-	1,50	71,0	0,90	-
Sisal	10-50	1-50	-	0,80	3,0
Matriz de cimento	-	2,50	10-45	0,0037	0,02

Fonte: Bentur e Mindess (1990).

As fibras que possuem baixo módulo de elasticidade e baixa resistência à tração são recomendadas quando o reforço da matriz não é o principal objetivo, podendo ser utilizadas, como exemplo, no controle da fissuração por retração plástica do concreto. Em contrapartida, as fibras com elevado módulo de elasticidade e resistência à tração superior à da matriz cimentícia são utilizadas com a finalidade de reforçar o concreto, proporcionando capacidade resistente após a fissuração da matriz (Figueiredo, 2011; Leite e Castro; 2020). Logo, fibras de alta resistência e alto módulo de elasticidade, como, por exemplo, as fibras de aço, são indicadas para reforço de tubos de concreto para águas pluviais e esgoto, que, devido à rigorosa exigência de durabilidade, devem apresentar elevada compacidade e elevada resistência mecânica (Figueiredo, 2008).

Neste contexto, é essencial, ainda que sucintamente, avaliar alguns parâmetros que influenciam as características e propriedades do concreto reforçado com fibras, ou seja, analisar a contribuição das fibras e avaliar o comportamento e desempenho do compósito (Quinino, 2015).

3.1 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NAS PROPRIEDADES DO CRF

3.1.1 Tipo de fibra

A adição de fibras em materiais cimentícios proporciona melhorias nas propriedades do compósito, tais como: aumento da resistência à compressão; aumento da resistência à tração; aumento da resistência à fadiga, impacto e abrasão; controle da fissuração; e aumento da durabilidade (Arif, 2014). No entanto, as melhorias ou características que se deseja obter deste compósito depende da escolha do tipo de fibra a ser utilizada (Escariz, 2012).

De acordo com Carnio (2017), podem existir diversos tipos de fibras que se diferenciam entre si pelo seu material, geometria, processo de fabricação, composições química e física, bem como por outras características mecânicas.

Deste modo, as fibras podem ser classificadas quanto ao seu material de origem: metálicas, minerais, sintéticas e naturais (estas também conhecidas como fibras vegetais). As fibras também se diferenciam uma das outras no que se refere à sua eficácia, custo de produção e comercialização (Arif, 2014).

Neste trabalho, fez-se a opção de utilizar as fibras de aço como elementos de reforço na fabricação dos tubos de concreto.

3.1.1.1 Fibras de aço

De acordo com Arif (2014), foi na década de 1960, nos Estados Unidos, que surgiram as primeiras pesquisas quanto ao potencial uso das fibras de aço para reforço do concreto. Desde então, estudos têm sido realizados para aplicação de tais fibras em compósitos cimentícios.

No Brasil, o concreto reforçado com fibras teve grande avanço na década de 90, sendo as fibras de aço as primeiras a serem utilizadas. Tais fibras podem apresentar comprimentos variáveis e diferentes formatos de seção transversal (Carnio, 2017). Além disso, as fibras de aço possuem uma alta resistência e alto módulo de elasticidade, o que lhes conferem a característica de reforço do concreto endurecido (Figueiredo, 2011). Dentre as aplicações para as fibras de aço, pode-se elencar: concreto projetado para túneis, concreto convencional para pavimento rígido e concreto para tubos de água pluvial e esgoto. Portanto, quando adicionadas ao concreto, as fibras de aço restringem a propagação de fissuras e aumentam a resistência pós-fissuração do elemento estrutural (Quinino, 2015).

Segundo Figueiredo (2008), as fibras de aço são elementos descontínuos cujo comprimento é bem maior que as dimensões da seção transversal, podendo ser classificadas como fibras curtas ou fibras longas. O comprimento e diâmetro podem variar, respectivamente de 25 a 60 mm e de 0,5 a 1 mm. As fibras podem ser fornecidas soltas ou coladas em pentes, sendo esta opção a que proporciona uma melhor homogeneização da mistura em relação à anterior (Figueiredo, 2011).

Atualmente, o país possui uma norma específica para fibras de aço, a NBR 15530:2019 – fibras de aço para concreto – requisitos e métodos de ensaio. De acordo com a normativa, as fibras podem ser classificadas conforme a origem de fabricação e geometria. Quanto à sua origem, tem-se a seguinte divisão:

- Grupo I, oriunda de arames trefilados a frio;
- Grupo II, oriunda de chapas cortadas;
- Grupo III, oriunda de arames trefilados a frio e escarificados;
- Grupo IV, produzidas por fusão;
- Grupo V, usinadas a partir de blocos de aço.

Quanto à geometria, a NBR 15530:2019 especifica:

- Tipo A, com ancoragem nas extremidades;
- Tipo C, com ondulações no corpo (corrugada);
- Tipo R, reta e sem ancoragem.

Dentre os diversos tipos existentes de fibras de aço, as mais utilizadas são as que possuem seção transversal circular e com ganchos nas extremidades (Carnio, 2017). Quanto à utilização de fibras de aço como reforço estrutural de tubos de concreto, a NBR 8890:2020 menciona que as fibras devem atender aos requisitos estabelecidos para a Classe A-I da NBR 15530:2019.

Portanto, a ABNT NBR15530:2019 considera que as fibras de aço são adequadas como elemento de reforço, sendo comprovado em diversos estudos a viabilidade de sua utilização em tubos de concreto (Escariz, 2012; Figueiredo *et al.*, 2010; Fugii, 2008; Monte e Figueiredo, 2017; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2015).

3.1.2 Teor de fibra

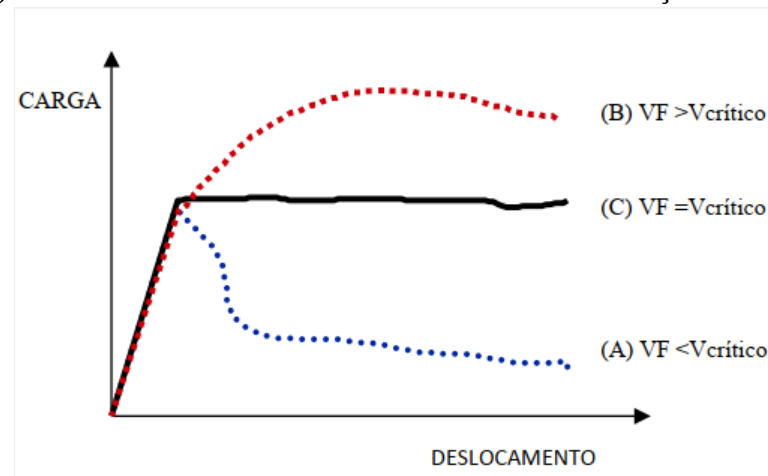
É de conhecimento geral que a capacidade de reforço proporcionada pelas fibras está diretamente relacionada com o teor adicionado à mistura. Assim, quanto maior for este teor, maior será a quantidade de fibras atuando como pontes de transferência de tensões ao longo de

uma fissura, conferindo, desta forma, um aumento da resistência pós-fissuração do concreto. No entanto, quanto menor for o teor de fibras, menor a capacidade resistente do concreto fissurado, principalmente com relação aos esforços de tração, flexão e compressão (Brandt, 2008; Figueiredo, 2011; Quinino, 2015). Deste modo, o parâmetro fundamental para definir o comportamento do compósito é o teor de fibras.

Para Quinino (2015), a fim de potencializar a resistência do compósito pela adição de fibras, a quantidade utilizada deve resultar em um volume superior ao volume crítico de fibras, que varia com a geometria e o tipo de material que as constitui, e que expressa o volume mínimo necessário para a obtenção do efeito desejado.

O volume crítico corresponde ao teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz; ou seja, para todas as misturas de concreto reforçado com fibras de aço existe um volume crítico que, após a fissuração da matriz, irá suportar uma carga semelhante àquela suportada pelo compósito antes da fissuração (Figueiredo, 2011; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2014). A Figura 5 retrata este conceito por meio das curvas de carga por deslocamento obtidas através de ensaios de tração na flexão de prismas de concreto com e sem fibras.

Figura 5 - Compósitos reforçados com volume de fibras (VF) abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração na flexão



Fonte: Figueiredo (2000) citado por Figueiredo (2011).

Quando o volume de fibras está abaixo do volume crítico, no momento em que ocorre a ruptura da matriz, observa-se uma queda na capacidade resistente do corpo de prova. Nesta situação, a resistência pós fissuração do compósito é inferior à resistência da matriz e o aumento das fissuras será progressivamente ampliado, caracterizando o comportamento de "*softening*" (amolecimento). No entanto, quando o volume de fibras está acima do volume crítico, o

compósito aceita níveis de carregamento crescentes, mesmo após a ruptura da matriz; ou seja, a capacidade resistente do compósito aumenta mesmo após o início da fissuração da matriz, caracterizando um comportamento de “*hardening*” (endurecimento) (Figueiredo, 2011; 2014).

Conforme Mohamed, Soliman e Nehdi (2014), o volume crítico para fibras de aço corresponde cerca de 0,31%, equivalente a 25 kg de fibras por m³ de concreto. Portanto, dosagens de fibra superiores e inferiores a 25 kg/m³ exibem, respectivamente, comportamentos de “*hardening*” e “*softening*”.

Monte e Figueiredo (2017), ao analisarem o comportamento dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço com diâmetro de 600 mm, verificaram que teores de 10 e 20 kg/m³ de fibras foram eficientes para baixos níveis de deformação, quando comparadas ao reforço convencional, o qual apresentou resultados superiores quando o nível de abertura de fissuras foi elevado. Observaram ainda que, após atingir a carga de pico, a capacidade resistente dos tubos de concreto com fibras de aço diminuiu progressivamente, caracterizando o comportamento de “*softening*”.

Mohamed, Soliman e Nehdi (2015) realizaram ensaios de resistência à compressão diametral em tubos de concreto reforçados com fibras de aço, cujos teores de fibras adicionados à mistura variaram em 20, 30 e 40 kg/m³. Os autores concluíram que o teor igual a 30 kg/m³ foi suficiente para satisfazer os requisitos de resistência para tubos de 450 mm e 600 mm, e, portanto, essa dosagem de fibras pode ser empregada com sucesso para a produção de tubos de concreto, substituindo o reforço convencional.

Outro estudo, também realizado por Mohamed, Soliman e Nehdi (2014), teve como objetivo avaliar o efeito das fibras de aço como reforço em tubos de concreto com diâmetro de 300 mm. Os autores analisaram o comportamento mecânico dos tubos com teores de 20, 40 e 60 kg/m³ e concluíram que tubos com altos teores de fibras apresentaram um comportamento de “*hardening*”, onde foram capazes de suportar cargas maiores após o surgimento da primeira fissura. No entanto, para o tubo com o diâmetro de 300 mm, o teor de 20 kg/m³ de fibras de aço foi suficiente para atender aos requisitos especificados em norma para a classe do tubo, embora tenha apresentado o comportamento de “*softening*”.

No estudo de la Fuente *et al.* (2012), foram produzidas diversas séries de tubos de concreto, com diâmetro de 1000 mm, reforçados com fibras de aço, cujos teores foram de 20, 25 e 35 kg/m³. Ao analisarem o comportamento mecânico dos tubos para as três dosagens diferentes, os autores verificaram que, para os teores de 20 e de 25 kg/m³, os tubos apresentaram um comportamento de “*softening*”; já para o teor de 35 kg/m³, observaram uma tendência de

comportamento de “*hardening*”, além de também obterem os maiores valores para a carga de ruptura e para a carga máxima pós fissuração.

Figueiredo *et al.* (2010), avaliaram o desempenho mecânico de tubos de concreto reforçados com 40 kg/m³ de fibras de aço com o de tubos de concreto convencionalmente armados e concluíram que o comportamento de ambos foi equivalente para as regiões iniciais de fissuração; já para maiores níveis de deformação, o desempenho dos tubos com fibras foi superado pelo de tubos convencionalmente armados. Os autores também observaram que os tubos reforçados com fibras poderiam ser aprovados com grande margem de segurança para uma classe superior de resistência (EA2), comprovando a viabilidade técnica do emprego de tubos reforçados com fibras de aço.

Haktanir *et al.* (2007), realizaram ensaios experimentais com tubos de concreto reforçados com fibras de aço, cuja dosagem utilizada foi de 25 kg/m³ e de 40 kg/m³ de fibras de aço, em comparação com tubos de concreto simples e com tubos de concreto armado. Os autores concluíram que a dosagem ideal seria de 25 kg/m³ de fibras de aço, uma vez que o aumento de 60% na dosagem (ou seja, de 25 kg/m³ para 40 kg/m³) forneceu melhorias insignificantes na resistência última do tubo e na resistência correspondente à formação de fissuras. Além disso, os autores concluíram que os tubos de concreto reforçados com fibras de aço são mais econômicos.

3.1.3 Geometria da fibra

Considera-se que, não apenas o teor, mas também a geometria das fibras, que envolve o comprimento, fator de forma e mecanismo de ancoragem das mesmas, influenciam no desempenho pós-fissuração do concreto. No que se refere ao comprimento da fibra, este exerce uma função essencial na determinação da tensão de aderência, já que, como consequência de seu aumento, é possível notar uma melhoria na capacidade resistente do tubo correspondente ao início da fissuração. Logo, um dos parâmetros associado à eficiência das fibras é o comprimento crítico (Figueiredo, 2011; Quinino, 2015).

O comprimento crítico de uma fibra pode ser definido como sendo aquele que, quando surge uma fissura perpendicular à fibra e posicionada na região média do seu comprimento, possibilita que a tensão de tração que atua nessa posição seja igual à tensão de ruptura da fibra (Figueiredo, 2011).

Quando a fibra possui um comprimento menor que o crítico, a carga de arrancamento proporcionada pelo comprimento embutido na matriz não é suficiente para produzir uma tensão

que supere a resistência da fibra. Nesta situação, a fibra que está atuando como ponte de transferência de tensão pela fissura será arrancada do lado que possuir o menor comprimento embutido (Figueiredo, 2011).

Deste modo, de acordo com o autor, pode-se concluir que, quanto maior o comprimento da fibra, maior é seu embutimento, e, conseqüentemente, maior a capacidade resistente do tubo após ocorrer a fissuração.

Mohamed, Soliman e Nehdi (2014) observaram que o uso de fibras longas de aço proporcionou uma maior capacidade resistente ao tubo e um comportamento de “*hardening*”, em comparação ao uso de fibras curtas, pois estas tendiam a ser arrancadas da matriz, sendo, portanto, menos eficazes na contribuição da resistência do elemento estrutural.

Segundo Mohamed, Soliman e Nehdi (2015), devido ao mecanismo de pontes de transferência de tensões, as fibras mais longas exigem uma maior energia de arrancamento em comparação às fibras curtas, proporcionando um aumento nos valores de tenacidade e de energia de fratura do concreto.

Haktanir *et al.* (2007) concluíram que o uso de fibras de aço longas para reforço de tubos de concreto proporcionou um aumento na capacidade resistente em comparação ao uso de fibras de aço curtas, não devendo estas serem usadas em tubos de diâmetros acima de 500 mm.

No entanto, quando da utilização de fibras de comprimentos longos, a mobilidade da mistura é afetada devido ao aumento do atrito interno e à redução da movimentação dos agregados. Além disso, fibras muito longas, cujos comprimentos ultrapassem o valor crítico, podem ficar emaranhadas durante o processo de mistura dos materiais e se romperem no momento em que surgem as fissuras, ocasionando uma redução da resistência residual. Recomenda-se, portanto, que o comprimento das fibras seja igual ou superior ao dobro da dimensão máxima característica do agregado utilizado no concreto, para que, deste modo, haja uma compatibilidade dimensional entre os agregados e as fibras, permitindo a estas atuar de modo eficiente como pontes de transferência de tensões nas fissuras (Figueiredo, 2011).

Outro aspecto importante quanto à geometria das fibras é o fator de forma, expresso por meio da relação entre o comprimento da fibra e seu diâmetro (ou o diâmetro equivalente para seções transversais não circulares). Neste caso, ao se reduzir o diâmetro da seção transversal ou aumentar o comprimento da fibra, obtém-se um valor maior para o fator de forma (Carnio, 2017; Escariz, 2012).

Assim, quanto maior for o fator de forma da fibra, maior será a capacidade resistente após a fissuração do concreto, desde que não ultrapasse o comprimento crítico da fibra (Figueiredo, 2008).

Portanto, analogamente ao visto com relação ao comprimento da fibra, quanto maior for o fator de forma, maior será a dificuldade ao movimento das partículas grossas, restringindo a mobilidade da mistura e ocasionando uma perda da trabalhabilidade, e tornando, por consequência, o processo de compactação muito mais difícil (Figueiredo e Ceccato, 2015).

3.1.4 Orientação e dispersão das fibras

De acordo com Escariz (2012), outro aspecto essencial que influencia a distribuição das fibras na matriz cimentícia, bem como a resistência do compósito, é a orientação e dispersão destas fibras. Segundo Borges (2017), entende-se por orientação o alinhamento predominante das fibras na matriz, possuindo relação com o fluxo do concreto. Já o termo dispersão é compreendido como sendo a distribuição das fibras ao longo da seção transversal do elemento; assim, determinadas regiões podem apresentar diferentes concentrações de fibras em relação a outras regiões.

Por consequência, caso a seção de ruptura da matriz apresente poucas fibras alinhadas de modo a atravessá-la ou se a distribuição das fibras for heterogênea, isto é, não uniforme, haverá um aumento da diferença entre a capacidade resistente da matriz e das fibras, influenciando desta maneira, o efeito de pontes de transferências de tensões (Borges, 2017). Desta forma, quanto mais alinhadas as fibras estiverem em relação à direção perpendicular à fissura, melhor será a sua atuação quanto à resistência pós-fissuração (Bentur e Mindess, 1990).

Espera-se, portanto, que a distribuição das fibras ocorra de modo uniforme através da matriz e que sua orientação tenda a ocorrer de forma aleatória (Quinino, 2015). Assim, no caso dos tubos, este parâmetro se encontra associado ao comprimento da fibra, pois fibras mais longas proporcionarão um maior alinhamento das mesmas em relação às paredes do tubo de concreto durante a sua moldagem (Figueiredo, 2008).

Todavia, conforme Wang *et al.* (2021), o que facilitará a dispersão das fibras e uma adequada orientação é o desempenho reológico favorável do concreto e a trabalhabilidade da mistura.

3.2 TRABALHABILIDADE

O desempenho mecânico do concreto pode ser melhorado pela inclusão de fibras; no entanto, as suas propriedades frescas e reológicas serão alteradas. As principais mudanças estão

relacionadas à consistência e trabalhabilidade da mistura de concreto, em virtude do tipo, dosagem e geometria das fibras adicionadas (Figueiredo, 2008; Wang *et al.*, 2021).

A mudança de consistência ocorre em decorrência do fato das fibras proporcionarem um bloqueio à mobilidade das partículas, especialmente dos agregados de maiores dimensões, dificultando a fluidez da mistura. Além disso, as fibras possuem uma grande área superficial, fato este que demanda uma maior quantidade de água de molhagem; caso esta demanda não seja considerada na etapa de dosagem, haverá um aumento da coesão interna e perda da mobilidade da mistura no estado fresco (Figueiredo, 2011).

Como já comentado, as fibras longas também contribuem para a perda da mobilidade da mistura. Inclusive, quanto menor for o diâmetro da fibra e maior seu comprimento, maior a influência na perda de fluidez da mistura (Figueiredo, 2008).

Outro problema que pode afetar a trabalhabilidade, de acordo com Figueiredo (2011), é o risco de ocorrer um “embolamento” de fibras longas, formando o que se chama de “ouriços”.

Este problema afeta gravemente a estanqueidade e durabilidade do componente. Para evitá-lo, deve-se efetuar a mistura do concreto de forma cuidadosa, no qual as fibras devem ser adicionadas gradualmente e não lançadas de uma única vez na mistura. Uma outra alternativa que contribui para minimizar a formação de “ouriços” é a utilização de fibras de aço coladas no formato de “pentes” (Figueiredo; Alferes Filho; Ceccato, 2017). Desta maneira, quando as fibras coladas em “pentes” são misturadas ao concreto, os mesmos têm suas colas dissolvidas, permitindo uma melhor homogeneização da mistura (Figueiredo, 2008).

Segundo Wang *et al.* (2021), fibras rígidas e fibras com ancoragem nas extremidades tendem a provocar uma maior perda da fluidez do concreto e uma menor trabalhabilidade em comparação às fibras flexíveis e fibras retas. Perante isto, os autores elencam algumas recomendações que visam melhorar a trabalhabilidade e o desempenho reológico do concreto reforçado com fibras, como: diminuir o tamanho máximo do agregado; adicionar incrementalmente as fibras durante o processo de mistura; umedecer e misturar todos os materiais antes da adição das fibras ao misturador; e aumentar o teor de aditivos superplastificantes. No entanto, conforme Leite e Castro (2020), o uso de aditivos superplastificantes, em alguns casos, pode ser inviável, sendo necessário alterar a matriz cimentícia para melhorar a fluidez do concreto.

Torna-se evidente que a utilização de fibras reduz a mobilidade da mistura e proporciona dificuldades para as condições de aplicação, sendo necessário, portanto, o conhecimento prévio de como as fibras irão influenciar as qualidades do concreto no estado fresco (Figueiredo; Alferes Filho; Ceccato, 2017).

3.3 PESQUISAS REALIZADAS NA FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

O tema relacionado ao comportamento mecânico de tubos de concreto reforçado com fibras foi abordado em algumas dissertações de mestrado da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (Unesp), do campus de Ilha Solteira, elaboradas por Fugii (2008), Queiroz (2012) e Trentin (2014).

Fugii (2008) teve como objetivo comparar o comportamento mecânico de tubos de concreto simples, armados e reforçados com fibras de aço, cujos teores foram de 10 kg/m³, 15 kg/m³, 20 kg/m³, 25 kg/m³ e 30 kg/m³ em substituição total à armadura. Os tubos possuíam diâmetro nominal de 600 mm e comprimento de 1500 mm, sendo destinados aos sistemas de drenagem de águas pluviais. As fibras de aço utilizadas possuíam um fator de forma igual a 75, comprimento médio de 60 mm e diâmetro médio de 0,80 mm. Os tubos foram submetidos ao ensaio de compressão diametral conforme estabelece a ABNT NBR 8890. A pesquisadora concluiu que os tubos simples e armados estavam aptos a serem comercializados, pois atendiam às exigências da norma; quanto aos tubos de concreto reforçados com fibras de aço, apenas os que possuíam teores de 20 kg/m³ e 25 kg/m³ obtiveram resultados satisfatórios, por conseguirem completar o plano de carregamento previsto em norma e, desta forma, poderem ser comercializados.

Queiroz (2012) teve como objetivo avaliar a possibilidade de utilização de resíduos de borracha de pneu na produção de tubos de concreto simples, com diâmetro nominal e comprimento fixados em, respectivamente, 600 mm e 1500 mm, destinados aos sistemas de drenagem de águas pluviais. Foram fixados os seguintes teores de resíduo: 10 kg/m³, 15 kg/m³, 20 kg/m³, 25 kg/m³ e 30 kg/m³. Desta forma, foi feita uma análise do comportamento mecânico dos tubos quanto ao ensaio de compressão diametral e também uma análise em relação à taxa de absorção de água. O autor concluiu que todos os tubos ensaiados apresentaram resistência superior ao limite especificado pela norma, destacando que os tubos com teor de 15 kg/m³ de fibra de borracha foram os que obtiveram os melhores resultados. Assim, segundo o autor, tais tubos poderiam ser comercializados. Quanto aos resultados do ensaio de absorção de água, estes foram satisfatórios, uma vez que as amostras dos tubos apresentaram taxas inferiores em comparação ao valor máximo estabelecido pela norma ABNT NBR 8890.

A respeito da pesquisa realizada por Trentin (2014), o objetivo foi o de se estudar o comportamento estrutural de tubos de concreto convencionalmente armados, com e sem adição de resíduo de borracha de pneu, quando submetidos ao ensaio de compressão diametral

preconizado pela NBR 8890. Com relação aos teores de resíduo de borracha, foram utilizados 10 kg/m³ e 20 kg/m³. Todos os tubos produzidos tinham diâmetro nominal de 600 mm e comprimento de 1500 mm. Foi feita também uma análise da taxa de absorção de água de tais tubos. O autor concluiu que todos os tubos com resíduo de borracha de pneu seguiram o mesmo padrão de fissuração em relação ao tubo sem adição de borracha, porém, apresentando uma carga de fissura maior, retardando, deste modo, o início do processo de fissuração. Quanto à carga de ruptura, os tubos com teor de 20 kg/m³ de resíduo de borracha apresentaram valores menores em comparação aos tubos sem resíduos. Em contrapartida, os tubos com teor de 10 kg/m³ de resíduo de borracha apresentaram valores de carga de ruptura superiores aos dos tubos sem resíduos. No que se refere aos resultados dos testes de absorção de água, todos os tubos apresentaram valores inferiores ao limite previsto na ABNT NBR 8890.

4 METODOLOGIA DE PESQUISA

Neste capítulo, é apresentado o procedimento utilizado para a realização do ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.

Os tubos foram fabricados e doados pela empresa Ribtubos (Grupo Said), da cidade de Ribeirão Preto – SP, por intermédio da Profa. Msc. Ana Paula Fugii, da UNORP, de São José do Rio Preto - SP, que também foi a responsável pelo estudo de dosagem do concreto.

Os ensaios experimentais foram realizados sob a supervisão do Prof. Dr. José Luiz Pinheiro Melges, com o auxílio da infraestrutura e dos equipamentos do laboratório NEPAE (Núcleo de Ensino e Pesquisa de Alvenaria Estrutural).

Já a metodologia utilizada para a elaboração da modelagem numérica, realizada sob a supervisão do Prof. Dr. Emerson Alexandro Bolandim, será apresentada em capítulo específico.

4.1 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

Para a produção dos tubos de concreto usados nesta pesquisa, foram utilizados os seguintes materiais: cimento, água, areia natural, areia industrial, pedrisco, brita 1 (1/2”), brita 1 (5/8”) e fibras de aço com ancoragem em gancho nas extremidades do tipo Dramix 3D 65/35 BG (comprimento de 35 mm, diâmetro de 0,55 mm e fator de forma igual a 65). Quanto aos equipamentos utilizados para a realização do ensaio de compressão diametral, foram utilizados: bomba elétrica acoplada ao atuador hidráulico, célula de carga, extensômetros, LVDTs, perfis metálicos e sistema de aquisição de dados.

Cabe ressaltar que a escolha e caracterização do cimento, do agregado miúdo, dos agregados graúdos e tipo de fibra, ficaram sob a responsabilidade da empresa fabricante dos tubos de concreto.

Para a aplicação da força diametral aos tubos de concreto, fez-se uso de uma bomba elétrica da marca ENERPAC, acoplada a um atuador hidráulico da mesma marca, com capacidade para 100 tf. Para aferição da intensidade da força aplicada, utilizou-se uma célula de carga fixada na base do atuador hidráulico, com capacidade para 30 tf.

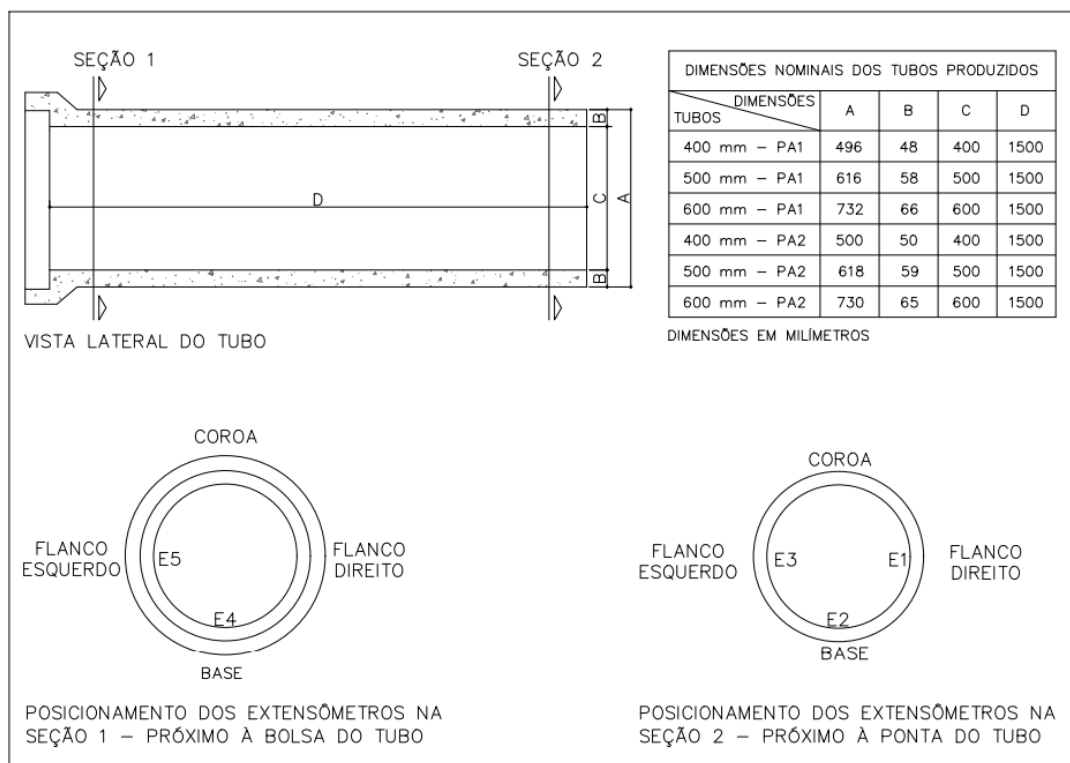
Quanto à obtenção dos dados referentes aos deslocamentos diametraes, foram utilizados dois LVDTs da marca KYOWA e modelo DTH-A-30, sendo um posicionado na região da bolsa e o outro na região da ponta.

Para aferição da deformação no concreto, foram utilizados extensômetros dispostos na direção circunferencial em duas seções transversais, sendo uma próxima à região da bolsa e outra próxima à região da ponta.

No que se refere à seção próxima à bolsa do tubo, foram colados dois extensômetros, sendo um posicionado internamente na base do conduto (chamado de E4), e outro posicionado internamente no flanco esquerdo (chamado de E5), todos da marca KYOWA e modelo KFG-10-120-C1-11, conforme mostra a Figura 6.

Com relação à seção próxima à ponta do tubo, foram colados três extensômetros, sendo um posicionado internamente na base do conduto (denominado de E2), outro posicionado internamente no flanco esquerdo do tubo (denominado de E3), todos da marca KYOWA e modelo KFG-10-120-C1-11, e um extensômetro posicionado internamente no flanco direito do tubo (denominado de E1), da marca Excel e tipo PA-06-1500BA-120-L. A Figura 6 apresenta a disposição destes extensômetros.

Figura 6- Desenho esquemático do posicionamento dos extensômetros próximos às regiões da bolsa e da ponta do tubo de concreto reforçado com fibras de aço



Fonte: Própria autora.

Portanto, ao total foram colados cinco extensômetros em cada tubo. Ressalta-se que os extensômetros da base sofreram alongamentos e os extensômetros das laterais ou flancos sofreram encurtamentos.

Quanto à coleta e armazenamento dos dados obtidos por meio do uso da célula de carga, dos LVDTs e dos extensômetros elétricos, foi utilizado o Sistema de Aquisição de Dados DAQbook 120 da Lotech, com interface ao programa DASyLab 5.0.

4.1.1 Caracterização dos materiais

Os dados referentes à caracterização dos materiais utilizados na produção dos tubos de concreto foram compartilhados pela empresa fabricante e são apresentados no Anexo A do presente trabalho.

4.2 MÉTODO

Neste item, são apresentadas as dosagens usadas na elaboração dos tubos; também são apresentados os procedimentos referentes ao posicionamento de cada tubo no local do ensaio, ao posicionamento dos dispositivos (célula de carga e LVDTs), à instalação dos extensômetros no tubo e à realização do ensaio de compressão diametral propriamente dito.

4.2.1 Dosagem do concreto elaborada pela Profa. Msc. Ana Paula Fugii

Para a fabricação dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço, foram utilizados dois diferentes traços, denominados como traço Referência 1 (RF1) e traço Referência 2 (RF2), elaborados e compartilhados pela Profa. Msc Ana Paula Fugii. A diferença entre tais traços está relacionada principalmente ao consumo de cimento e de brita, e, conseqüentemente, com o nível de resistência esperado para cada um deles. A Tabela 4 mostra a composição de dosagem do concreto empregado para as duas referências.

Tabela 4 - Composição do traço de concreto		
Materiais	Traço de concreto	
	RF1	RF2
Cimento (kg)	350	375
Areia natural (kg)	800	700
Areia industrial (kg)	600	500
Pedrisco (kg)	500	400
Brita 1 (1/2" e 5/8") (kg)	400	675
Fibras de aço (kg)	30	30
Fonte: Profa. Msc. Ana Paula Fugii (2022).		

Cabe ressaltar que para os tubos de concreto fabricados com o traço RF1, o ensaio de compressão diametral seguiu as diretrizes para uma classe de resistência PA1, ao passo que, para os fabricados com traço RF2, foram seguidas as diretrizes para uma classe PA2, ambas devidamente especificadas pela ABNT NBR 8890:2020.

4.2.2 Características dos tubos de concreto

O programa experimental consistiu no ensaio de compressão diametral de 6 tubos de concreto do tipo ponta e bolsa, reforçados com fibras de aço, com diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm, e comprimento útil de 1500 mm. Destes tubos, alguns foram ensaiados para classe de resistência mecânica PA1 e outros para classe PA2. A Tabela 5 indica as propriedades gerais dos tubos produzidos e ensaiados.

Tabela 5 - Características dos tubos ensaiados

Tubos	Diâmetro nominal (mm)	Comprimento útil (mm)	Classe	Traço de referência
Tubo 400 mm - PA1	400	1500	PA1	RF1
Tubo 400 mm - PA2	400	1500	PA2	RF2
Tubo 500 mm - PA1	500	1500	PA1	RF1
Tubo 500 mm - PA2	500	1500	PA2	RF2
Tubo 600 mm - PA1	600	1500	PA1	RF1
Tubo 600 mm - PA2	600	1500	PA2	RF2

Fonte: A própria autora.

4.2.3 Instrumentação dos tubos de concreto

Para análise do comportamento estrutural dos tubos de concreto, foi necessário o monitoramento de parâmetros como força aplicada, deslocamentos e deformações, e o seu armazenamento por meio de um sistema de aquisição de dados. A seguir, apresenta-se a sequência de instrumentação dos tubos.

4.2.3.1 Posicionamento dos tubos de concreto

Conforme as especificações da norma ABNT NBR 8890:2020, inicialmente, com o auxílio da ponte rolante, colocou-se o tubo deitado sobre apoio planos e horizontais, sendo estes constituídos por sarrafos retos de madeira, de comprimento superior ao do tubo, já previamente alinhados ao eixo do atuador hidráulico, por meio de um nível laser. Ao longo da geratriz

superior do tubo, foi colocada uma vigota de madeira, de seção retangular, de comprimento maior que o comprimento útil do tubo. Para evitar a concentração de esforços em possíveis irregularidades da superfície do tubo, intercalou-se, entre o tubo e cada cutelo, uma tira de borracha com cerca de 5 mm de espessura (Figura 7). Na sequência, foram efetuadas as medições das dimensões do tubo, conforme mostrado na Figura 8.

Figura 7 - Posicionamento do tubo sobre o sarrafo de madeira e alinhamento do eixo do tubo com o eixo do sarrafo de madeira através do nível à laser



Fonte: Própria autora.

Figura 8 – Aferição das dimensões do tubo



Fonte: Própria autora.

Sobre a vigota de madeira superior, foram colocados perfis metálicos, uma rótula e uma célula de carga. Este conjunto foi disposto de modo que o ponto de aplicação da carga pelo macaco hidráulico coincidissem com a metade do comprimento útil do tubo, medida a partir da

extremidade da ponta, de maneira a garantir a distribuição uniforme da força ao longo desse comprimento (Figura 9).

Figura 9 - Alinhamento dos perfis metálicos e dispositivos utilizados para a aplicação da força em relação ao eixo da bolsa do tubo



Fonte: Própria autora.

4.2.3.2 Posicionamento dos extensômetros elétricos

As deformações no concreto foram obtidas por meio do uso de extensômetros elétricos. Os extensômetros foram posicionados internamente na base e nas laterais (ou flancos) da ponta e da bolsa do tubo.

Primeiramente, foram lixadas regiões pré-determinadas de modo a regularizar a superfície porosa do concreto, fazendo-se o uso, inicialmente, de uma lixa grossa e, posteriormente, de uma lixa fina, passando-as em duas direções ortogonais entre si e que formassem ângulo de 45° com a direção escolhida para o posicionamento do extensômetro. Na sequência, as regiões lixadas foram higienizadas: com um auxílio de um pincel, foram retiradas as partículas grossas de resíduos e, em seguida, foi aplicada uma camada de massa acrílica sobre tais regiões (Figura 10).

Figura 10 - Preparação inicial das regiões onde os extensômetros foram colados



Fonte: Própria autora.

Após a secagem da massa acrílica, novamente a superfície foi lixada para a obtenção de uma face regular e sem porosidade. Posteriormente, estas regiões foram novamente higienizadas com uso de gaze e álcool isopropílico, para remoção de óleos, graxas e gorduras, repetidamente, até que a gaze não estivesse mais manchada com sujeira (Figura 11).

Figura 11 - Preparação final das regiões onde os extensômetros foram colados



Fonte: Própria autora.

Em seguida, procedeu-se ao posicionamento do extensômetro. Para tanto, utilizou-se uma fita adesiva que foi presa à extremidade da base do extensômetro que não continha os terminais, de modo a facilitar o posicionamento e a colagem do mesmo. Ressalta-se que, a partir deste momento, fez-se o uso apenas de pinças, evitando, desta forma, o contato direto do dispositivo

com os dedos das mãos. Os extensômetros utilizados foram da marca Excel, modelo PA-06-1500BA-120-L (Figura 12).

Figura 12 - Especificação do extensômetro e seu posicionamento no tubo



Fonte: Própria autora.

Após o adequado posicionamento do extensômetro e com o auxílio de pinças, o dispositivo foi levemente erguido para aplicação de uma camada de cola em sua face inferior. Após a aplicação da cola, desceu-se o extensômetro na posição ideal para a finalização da colagem (Figura 13).

Figura 13 - Aplicação da cola e posicionamento final



Fonte: Própria autora.

Em seguida, colocou-se um filme plástico antiaderente sobre a área colada e, com uma placa de borracha posicionada sobre este filme, efetuou-se uma pressão com a ponta dos dedos,

em torno de um minuto. Após a aplicação da pressão, retirou-se o filme plástico e aplicou-se uma camada de silicone sobre a face superior do extensômetro, cuidadosamente, para que os fios deste não fossem atingidos, finalizando, desta forma, o processo de colagem (Figura 14).

Figura 14 - Etapa final da colagem



Fonte: Própria autora.

Após ter sido realizada a colagem, foi efetuada a soldagem dos fios do extensômetro ao cabo que ficou conectado ao sistema de aquisição de dados, visando à obtenção das deformações do concreto durante o ensaio de compressão diametral (Figura 15).

Figura 15 - Soldagem dos fios do extensômetro ao cabo do sistema de aquisição



Fonte: Própria autora.

4.2.3.3 Posicionamento dos LVDTs

Para a obtenção dos valores relativos aos deslocamentos diametrais na ponta e na bolsa de cada tubo submetido ao ensaio de compressão diametral, se fez necessária a utilização de LVDTs. Deste modo, foi posicionado um LVDT na ponta do tubo e outro na bolsa, dispostos contra a superfície interna superior do tubo e apoiados na parte inferior, como mostrado na Figura 16.

Figura 16 - Posicionamento dos LVDTs na região da ponta e bolsa do tubo



Fonte: Própria autora.

4.2.4 Descrição do ensaio de compressão diametral

O ensaio de compressão diametral, especificado pela ABNT NBR 8890:2020, foi o procedimento experimental utilizado para a verificação do desempenho mecânico e da capacidade resistente dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço destinados à captação de água pluvial, utilizados em obras de drenagem urbana. Os ensaios foram realizados nas dependências do Núcleo de Ensino e Pesquisa de Alvenaria Estrutural (NEPAE) da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira.

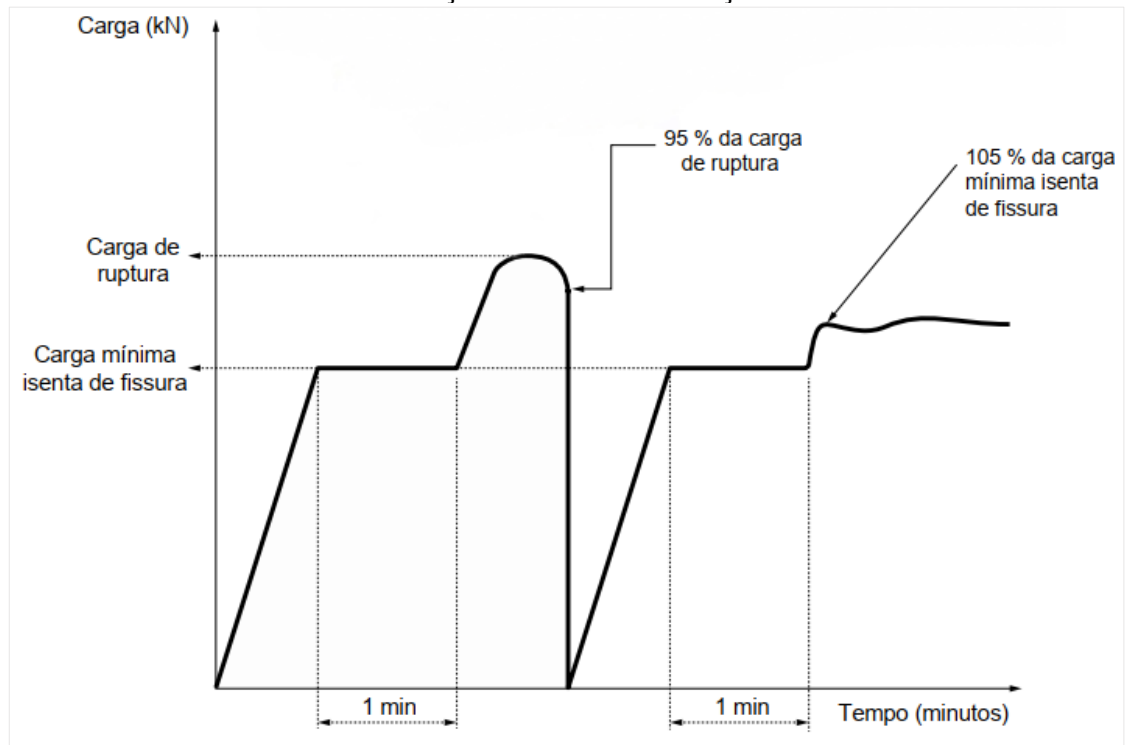
No ensaio de compressão diametral, avalia-se a capacidade resistente dos tubos em relação a uma carga vertical, simulando o que acontecerá durante a sua utilização. Conforme os requisitos da norma, para a realização do ensaio, torna-se necessária a utilização de prensas hidráulicas equipadas com célula de carga ou com algum dispositivo eletrônico que permita a construção do gráfico das forças de compressão diametral aplicadas em função do tempo, para

verificação, com exatidão, dos valores das forças correspondentes aos limites de não abertura de fissura e às de ruptura.

Para tubos de concreto reforçados com fibras de aço, o procedimento inicia-se com o carregamento do tubo de forma contínua até se atingir a força mínima isenta de fissura, mantendo-a estabilizada por um minuto. Ao final de um minuto, o tubo não deve apresentar qualquer tipo de fissura mediante avaliação gráfica ou visual. Caso não seja observado nenhum tipo de fissura, o ensaio pode prosseguir a partir desta força até que o tubo atinja a sua capacidade resistente, denominada de força de ruptura, que deve corresponder a, no mínimo, 1.5 vezes o valor da força mínima isenta de fissura. Na sequência, a força deve ser reduzida progressivamente, ao ponto que, quando a força atingir 95% da força máxima registrada, esta seja removida integralmente.

Novamente, o tubo deve ser recarregado até a força mínima isenta de fissura registrada e deve suportá-la por um minuto. Neste momento, deve-se verificar se o tubo apresenta capacidade de suporte residual pós-fissuração para a força mantida nesta situação. Caso o tubo não consiga atingir ou manter força de fissura no recarregamento, o mesmo deve ser rejeitado. Caso o tubo atenda ao requisito, ao final deste um minuto, o carregamento deve prosseguir até atingir seu valor máximo, devendo este superar a força mínima isenta de fissura em, no mínimo, 5%. A Figura 17 apresenta o plano de carregamento proposto pela NBR 8890:2020.

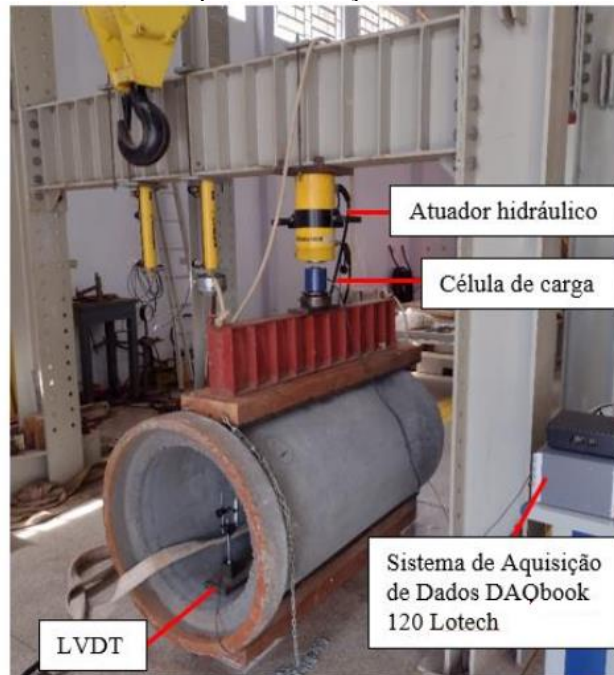
Figura 17 - Esquema do plano de carregamento do ensaio de compressão diametral de tubos reforçados com fibras de aço



Fonte: ABNT NBR 8890 (2020).

A disposição final do tubo de concreto reforçado com fibras de aço para a realização do ensaio de compressão diametral está apresentada na Figura 18.

Figura 18 - Tubo instrumentado para realização do ensaio de compressão diametral



Fonte: Própria autora.

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÕES

5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS TUBOS DE CONCRETO REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO – CLASSE PA1

Os resultados obtidos por meio do ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço (TCRFA) possibilitaram a construção de curvas que relacionam tempo, deformações (medidas pelos extensômetros), deslocamentos diametrais (medidos pelos LVDTs) e força aplicada (medida pela célula de carga).

Entretanto, para analisar o comportamento mecânico dos tubos, torna-se necessário comparar os resultados obtidos experimentalmente com a força mínima isenta de fissura e com a força mínima de ruptura, especificadas por norma para classe PA1, cujos valores estão expressos na Tabela 6. Os TCRFAs ensaiados possuíam comprimento de 1,5 metros e diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm.

Tabela 6 - Valores das forças mínimas isenta de fissura e de ruptura para os de concreto reforçados com fibras de aço de classe PA1

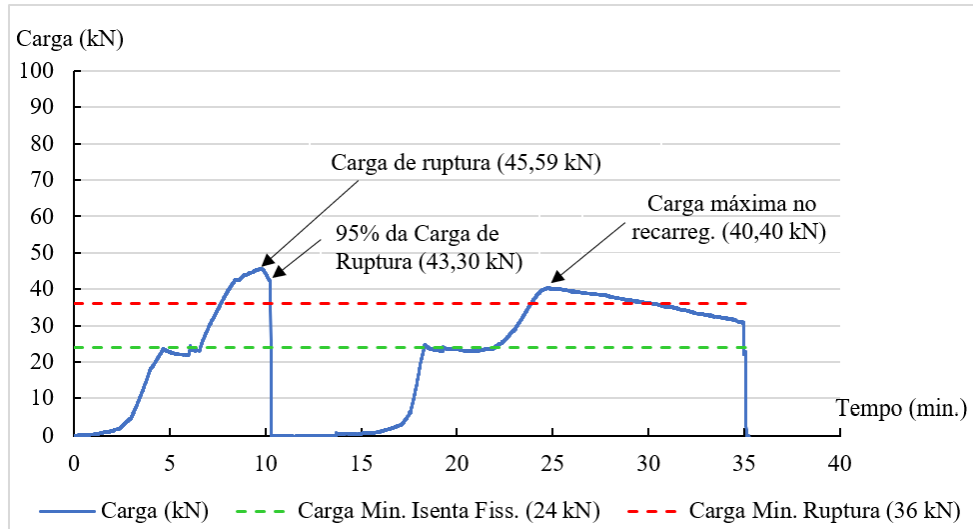
Forças mínimas	Diâmetro nominal (mm)		
Classe PA1	400	500	600
Força mínima isenta de fissura (kN/m)	16	20	24
Força mínima de ruptura (kN/m)	24	30	36
Força mínima isenta de fissura (kN)	24	30	36
Força mínima de ruptura (kN)	36	45	54
105% da força mínima isenta de fissura (kN)	25,2	31,5	37,8

Fonte: ABNT NBR 8890 (2020).

5.1.1 Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA1

A Figura 19 apresenta a curva de carga *versus* tempo para o tubo de concreto com 400 mm de diâmetro e classe de resistência PA1.

Figura 19 - Curva de carga *versus* tempo do tubo com diâmetro de 400 mm - PA1



Fonte: Própria autora.

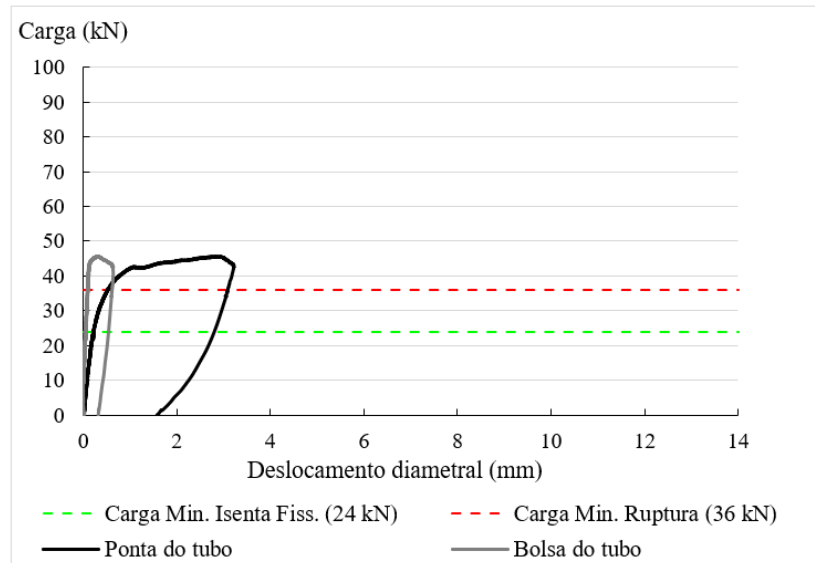
Ao analisar o gráfico da Figura 19, percebe-se que, inicialmente, o carregamento foi aplicado gradualmente até que se atingisse o valor correspondente à força mínima isenta de fissura, correspondente a 24 kN (ou 16 kN/m), mantendo-se, a seguir, esta força constante pelo período de 1 minuto. Ao final deste minuto, o tubo não apresentou nenhum tipo de fissura e, portanto, foi aprovado neste requisito. Sequencialmente, a carga foi elevada até que o tubo atingisse a sua máxima capacidade resistente, correspondente ao valor de 45,59 kN (ou 30,39 kN/m), superior ao valor mínimo recomendado por norma de 36 kN (ou 24 kN/m). Após descarregar e recarregar, observou-se que o tubo foi capaz de manter novamente a carga mínima isenta de fissura estabilizada por mais um minuto e, outra vez, a carga foi aumentada até que o tubo atingisse um novo valor máximo correspondente a 40,40 kN (ou 26,93 kN/m), sendo, este valor, bastante superior a 5% da força mínima isenta de fissura recomendada por norma, cujo valor corresponderia a 25,20 kN (ou 16,80 kN/m).

Portanto, o tubo atendeu ao plano de carregamento do ensaio de compressão diametral para a classe PA1.

De acordo com a norma ABNT NBR 8890:2020, se faz necessário apenas a construção do gráfico da força em função do tempo, para verificar, com exatidão, o comportamento do tubo em relação às forças mínimas isenta de fissura e de ruptura.

No entanto, segundo Figueiredo (2011), para uma análise mais completa do comportamento estrutural dos tubos, gráficos de carga por deslocamento diametral podem ser utilizados. A Figura 20 apresenta esta curva, tanto para a região da ponta do tubo quanto para a da bolsa.

Figura 20 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1



Ao analisar a deformação na região da ponta do tubo (Figura 20), percebe-se que o início de fissuração parece ocorrer para uma força de aproximadamente 25 kN (ou 16,67 kN/m), quando é observada uma mudança na inclinação da reta correspondente ao carregamento inicial, sendo este valor superior ao da carga mínima isenta de fissura, fixada por norma em 24 kN (ou 16 kN/m). Portanto, o tubo foi aprovado neste requisito. Após o início da fissuração, o tubo conseguiu resistir ao aumento da carga em virtude da presença de fibras que contribuíram para a resistência da matriz, proporcionando um comportamento de “*hardening*”. Assim, a carga máxima alcançada no primeiro ciclo de carregamento foi de 45,59 kN (ou 30,39 kN/m), superior à carga mínima de 36 kN (ou 24 kN/m), especificada em norma. O deslocamento diametral correspondente à carga máxima alcançada foi de 2,90 mm.

Além disso, observa-se que, após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou condições de recuperação parcial das deformações diametrais, ou seja, próximo a 95% da carga de ruptura registrada (momento em que se inicia o descarregamento) o tubo apresentou um deslocamento diametral próximo a 3,2 mm, ao passo que, após a remoção integral da carga, o deslocamento diametral residual na ponta do tubo foi de aproximadamente 1,6 mm.

Ressalta-se que, para este tubo, o monitoramento dos deslocamentos diametrais foi realizado apenas para o primeiro ciclo de carregamento, ou seja, até o momento em que a carga foi removida integralmente. A justificativa em se retirar o LVDT no final do primeiro ciclo foi por receio de ocorrer uma ruptura abrupta do tubo e, consequentemente, gerar danos ao equipamento de medida. No entanto, observou-se posteriormente que caso o LVDT fosse

mantido, não haveria dano, uma vez que o tubo conseguiu completar o plano de carregamento (Figura 19).

Quanto ao deslocamento diametral na bolsa do tubo, nota-se, pelo gráfico (Figura 20), que, nessa região, o comportamento elástico linear ocorre ao longo de praticamente todo o ensaio, em função de sua maior rigidez, apresentando, portanto, deslocamentos diametrais menores em comparação à ponta do tubo. Assim, comprova-se que o processo de fissuração ocorre primeiramente na região da ponta do tubo, e depois, quando a força aplicada está próxima à de ruptura, na região da bolsa. Observa-se que, o deslocamento diametral na bolsa do tubo correspondente à carga máxima alcançada foi de 0,35 mm. Após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou um deslocamento diametral residual de aproximadamente 0,30 mm.

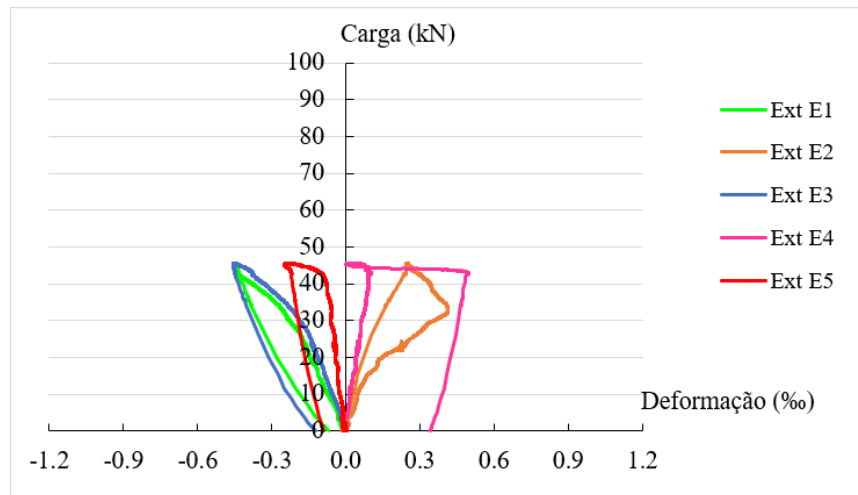
A respeito das deformações na superfície do concreto, a Figura 21 exibe o posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 400 mm, enquanto as Figuras 22 e 23 apresentam as leituras das deformações, respectivamente, para o primeiro e segundo ciclo de carregamento do tubo.

Figura 21 - Posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 400 mm - PA1



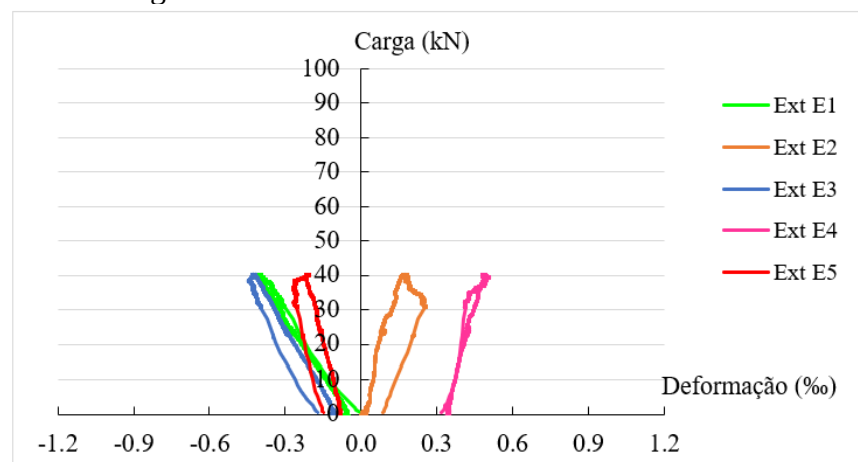
Fonte: Própria autora.

Figura 22 - Curva de carga *versus* deformação do concreto para o primeiro ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

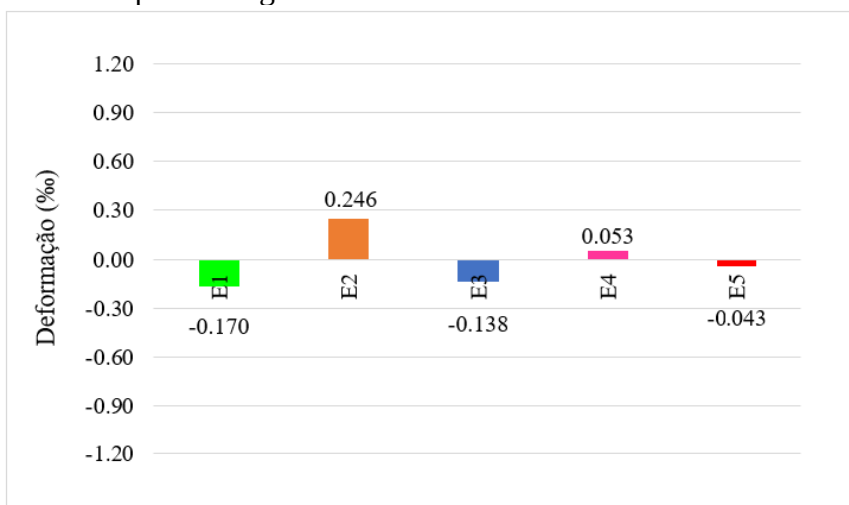
Figura 23 - Curva de carga *versus* deformação do concreto para o segundo ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

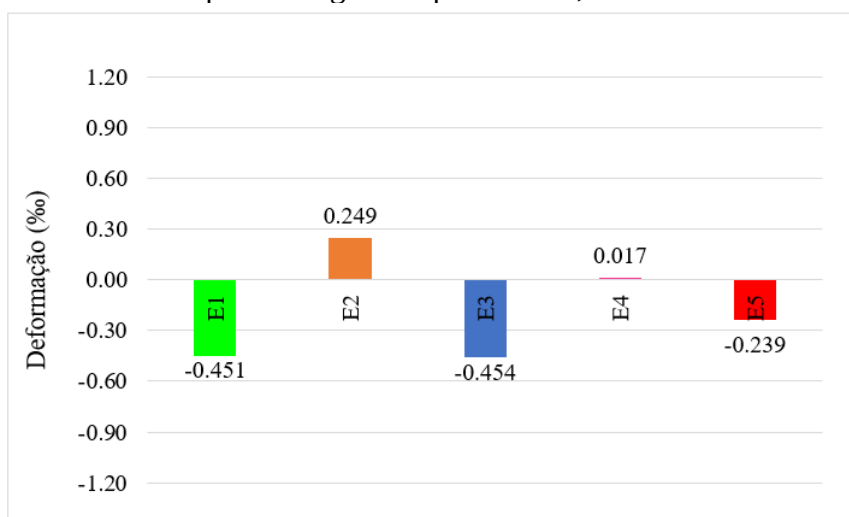
Porém, para melhor compressão, os gráficos das Figuras 24 a 27, exibem os valores das deformações obtidas na superfície do concreto quando se atingiu, no ensaio de compressão diametral, respectivamente: a carga mínima isenta de fissura de 24 kN (Figura 24); a carga de ruptura de 45,59 kN (Figura 25); a carga máxima de recarregamento de 40,40 kN (Figura 26); e a deformação residual ao final do segundo ciclo de carregamento (Figura 27).

Figura 24 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 para a carga mínima isenta de fissura de 24 kN



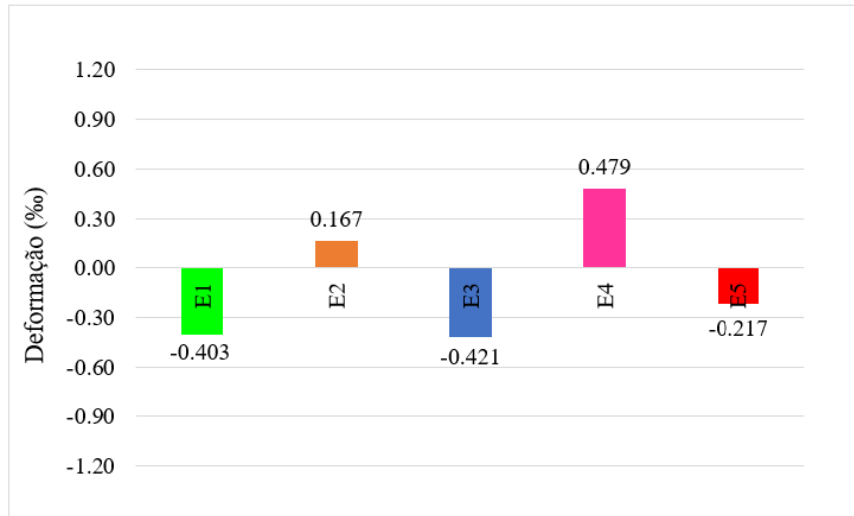
Fonte: Própria autora.

Figura 25 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 para a carga de ruptura de 45,59 kN



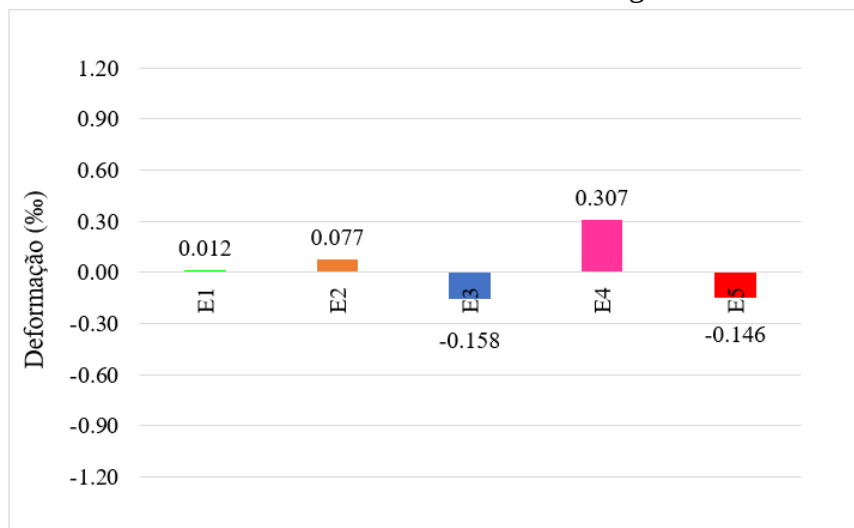
Fonte: Própria autora.

Figura 26 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 para a carga máxima de recarregamento de 40,40 kN



Fonte: Própria autora.

Figura 27 - Deformações residuais na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1 ao final do 2º ciclo de carregamento



Fonte: Própria autora.

De acordo com os gráficos apresentados nas Figuras 22 e 23, nota-se que os extensômetros E2 e E4, respectivamente, colados internamente na base da região da ponta e região da bolsa, sofrem alongamentos, estando, desde modo, submetidos à tração.

Para E2 e E4, observa-se que as deformações inicialmente aumentaram conforme o aumento da carga aplicada no tubo; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 24 kN, o alongamento medido por E2 e E4 foram, respectivamente, de 0,246‰ e 0,053‰ (Figura 24). As deformações nos extensômetros E2 e E4 diminuíram quando as forças aplicadas ultrapassaram, respectivamente, 32 kN e 43 kN. Isso indica que as fissuras, que inicialmente surgiram com uma força aplicada de 25 kN (conforme observado pelo LVDT

posicionado na ponta, que avalia melhor o comportamento geral do tubo), propagaram-se até a região onde os extensômetros estavam colados. Quando o tubo atingiu a carga máxima de ruptura de 45,59 kN, o alongamento do concreto medido por E2 e E4 foram, respectivamente, 0,249‰ e 0,017‰ (Figura 25). Considerando-se, no entanto, as perturbações que as fissuras ocasionam nas leituras de extensômetros posicionados na região tracionada do concreto, pode-se observar, no gráfico mostrado na Figura 22, que as deformações máximas observadas para E2 e E4 foram de, respectivamente, 0,415‰ e 0,497‰.

Porém, observa-se que, após o descarregamento, que encerrou o primeiro ciclo, o alongamento plástico residual do E2 foi bem menor que o do E4; portanto, diferentemente do que se esperaria, as deformações plásticas residuais foram pequenas para a ponta e grande para a bolsa (vide Figura 22). Considera-se que isso possa ter ocorrido devido à perturbação que a formação e propagação de fissuras provocam nas leituras registradas pelo sistema de aquisição em regiões tracionadas do concreto.

Deste modo, quando o tubo já fissurado atingiu a carga máxima de recarregamento de 40,40 kN, os alongamentos medidos por E2 e E4 foram, respectivamente, de 0,167‰ e 0,479‰ (Figura 26). É interessante observar o comportamento praticamente linear que ocorre para os extensômetros durante a aplicação da força neste segundo ciclo, com exceção de quando a força máxima estava próxima de ser alcançada. Contudo, com o início do descarregamento ao final do ensaio (vide Figura 23), houve um alívio na deformação do concreto e, portanto, as deformações residuais ao final do segundo ciclo foram novamente, pequenas para a ponta e grande para a bolsa, respectivamente, de 0,077‰ e 0,307‰ (Figura 27), diferentemente do que se esperaria, visto que a região da bolsa possui maior rigidez.

Quanto aos extensômetros colados internamente nos flancos (ou laterais), à direita e à esquerda da região da ponta, respectivamente, E1 e E3, os mesmos apresentam comportamentos semelhantes, com valores de mesma ordem de grandeza, indicando um bom padrão na simetria do carregamento, sofrendo encurtamentos e, portanto, estando submetidos à compressão (vide Figuras 22 e 23). Ao contrário dos extensômetros E2 e E4, colados na região tracionada, não se observaram reduções nas leituras de deformações com o aumento do carregamento.

Quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 24 kN, os encurtamentos medidos por E1 e E3 foram, respectivamente, de 0,170‰ e 0,138‰ (Figura 24); já quando a carga máxima de ruptura foi atingida, as leituras foram, respectivamente, de 0,451‰ e 0,454‰ (Figura 25). Observa-se que, de 24 kN para 45,59 kN, o carregamento praticamente dobrou; no entanto, considerando-se os valores médios entre E1 e E3, o valor da deformação média praticamente triplicou (de 0,15‰ para 0,45‰), indicando um efeito de plastificação do

concreto. Portanto, nota-se que, na fase de descarregamento, ao final do primeiro ciclo, E1 e E3 apresentaram pequenas deformações residuais (vide Figura 22).

Para a carga máxima de recarregamento de 40,40 kN, no segundo ciclo do ensaio, E1 e E3 apresentaram encurtamentos, respectivamente, de 0,403‰ e 0,421‰ (Figura 26).

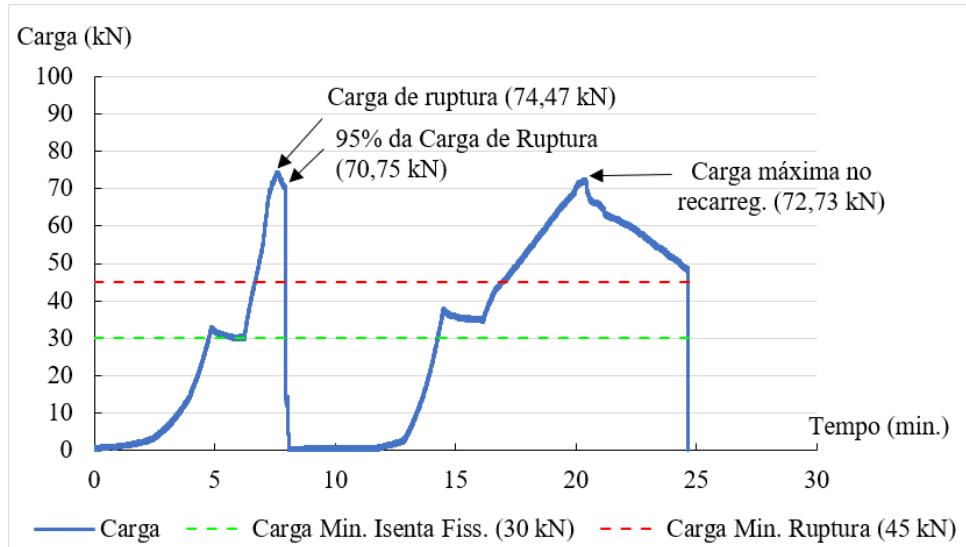
Por fim, o extensômetro colado na lateral esquerda da região da bolsa, denominado E5, também sofreu encurtamentos, mas significativamente inferiores em relação aos posicionados na região da ponta, como seria de se esperar, em função da rigidez da bolsa (vide Figuras 22 e 23). Neste sentido, observa-se que as deformações por encurtamentos aumentaram conforme o aumento da carga aplicada no tubo; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 24 kN, o encurtamento medido por E5 foi de 0,043‰ (Figura 24) e para a carga máxima de ruptura de 45,59 kN foi de 0,239‰ (Figura 25). Contudo, observa-se que na fase de descarregamento ao final do primeiro ciclo, o encurtamento medido por E5 diminuiu, apresentando uma baixa deformação residual (vide Figura 22).

Deste modo, quando o tubo já fissurado atingiu a carga máxima no recarregamento de 40,40 kN, o encurtamento medido por E5 foi de 0,217‰ (Figura 26), seguido por um leve aumento da deformação e posteriormente, uma redução (vide Figura 23). A deformação residual de E5 ao final do segundo ciclo foi de 0,146‰ (Figura 27).

5.1.2 Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA1

A curva de carga em função do tempo do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm e classe de resistência PA1 é mostrada na Figura 28.

Figura 28 - Curva de carga *versus* tempo do tubo com diâmetro de 500 mm - PA1

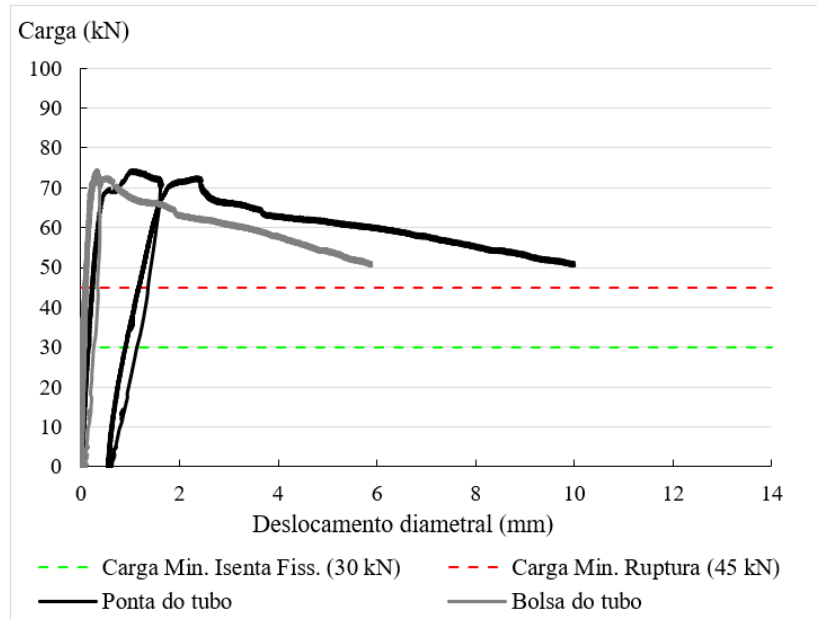


Ao analisar o gráfico da Figura 28, observa-se que, inicialmente, o carregamento foi aplicado gradualmente até que se atingisse o valor correspondente à força mínima isenta de fissura, correspondente a 30 kN (ou 20 kN/m), mantendo-se, a seguir, esta força constante pelo período de 1 minuto. Ao final deste minuto, o tubo não apresentou nenhum tipo de fissura e, portanto, foi aprovado neste requisito. Sequencialmente, a carga foi elevada até que o tubo atingisse a sua máxima capacidade resistente, correspondente ao valor de 74,47 kN (ou 49,65 kN/m), superior ao mínimo recomendado por norma de 45 kN (ou 30 kN/m). Após descarregar e recarregar, observou-se que o tubo foi capaz de manter novamente a carga mínima isenta de fissura estabilizada por mais um minuto e, outra vez, a carga foi aumentada até que o tubo atingisse um novo valor máximo correspondente a 72,73 kN (ou 48,49 kN/m), sendo, este valor, bastante superior a 5% da força mínima isenta de fissura recomendada por norma, cujo valor corresponderia a 31,5 kN (ou 21 kN/m).

Portanto, o tubo atendeu ao plano de carregamento do ensaio de compressão diametral para a classe PA1.

Complementando a análise anterior, também para este diâmetro foi elaborado um gráfico de carga por deslocamento diametral, mostrado na Figura 29.

Figura 29 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 500 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Ao analisar a deformação na região da ponta do tubo (Figura 29), percebe-se que o início de fissuração parece ocorrer para uma força de aproximadamente 65 kN (ou 43,33 kN/m), quando é observada uma mudança na inclinação da reta correspondente ao carregamento inicial, sendo este valor superior ao da carga mínima isenta de fissura, fixada por norma em 30 kN (ou 20 kN/m). Após o início da fissuração, o tubo conseguiu resistir ao aumento da carga em virtude da presença de fibras que contribuíram para a resistência da matriz, proporcionando um comportamento de “*hardening*”. Assim, a carga máxima alcançada no primeiro ciclo de carregamento foi de 74,47 kN (ou 49,65 kN/m), ultrapassando com folga a carga mínima de ruptura determinada em norma e que corresponde a 45 kN (ou 30 kN/m). O deslocamento diametral correspondente à carga máxima alcançada foi de 1,05 mm.

Além disso, observa-se que, após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou condições de recuperação parcial das deformações diametrais, ou seja, próximo a 95% da carga de ruptura registrada (momento em que se inicia o descarregamento), o tubo apresentou um deslocamento diametral próximo a 1,65 mm, ao passo que, após a remoção integral da carga, o deslocamento diametral residual na ponta do tubo foi de aproximadamente 0,6 mm.

Em função do bom desempenho correspondente ao primeiro tubo ensaiado, os LVDTs foram mantidos no segundo ciclo de carregamento para este e para os outros tubos posteriormente ensaiados. Quanto ao segundo ciclo de carregamento, para o tubo já fissurado e, portanto, com menor rigidez, observou-se uma curva mais abatida em comparação ao trecho

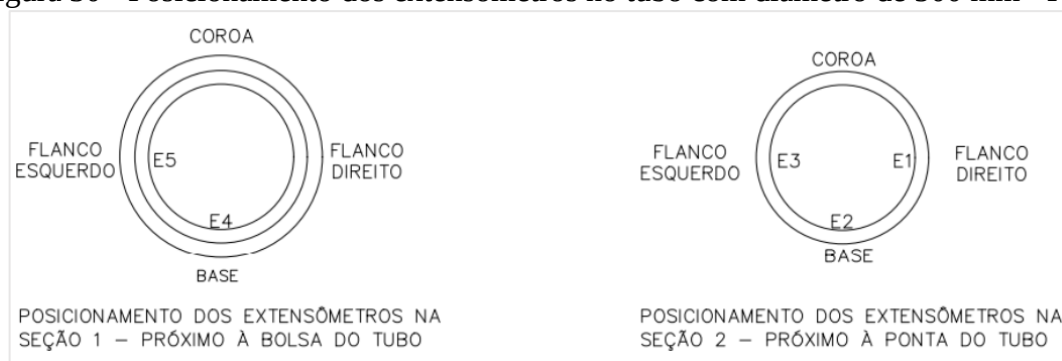
inicial de carregamento. De acordo com Figueiredo (2011), a grande responsável pela rigidez do tubo no recarregamento são as fibras, que atuam como pontes de transferência de tensões ao longo das fissuras. Deste modo, o tubo conseguiu manter a carga mínima isenta de fissura e atingir a carga máxima no recarregamento com um valor de 72,73 kN (ou 48,49 kN/m), muito além do mínimo especificado em norma, correspondente à 31,5 kN (ou 21 kN/m). Ao final do ensaio, o tubo apresentou um comportamento de “*softening*”, ou seja, uma lenta perda da capacidade de carga com o aumento da deformação diametral.

Portanto, o tubo com teor de 30 kg/m³ de fibras de aço apresentou um satisfatório desempenho mecânico, uma vez que a carga mínima isenta de fissura e a carga de ruptura alcançadas durante o ensaio, ultrapassaram as exigências dos valores especificados em norma para a classe PA1. Desta forma, poderiam ser aprovados em uma classe superior (PA2), pois atendem às exigências para a classe mencionada.

Quanto ao deslocamento diametral na bolsa do tubo, nota-se, pelo gráfico (Figura 29), que, nessa região, o comportamento elástico linear ocorre ao longo de praticamente todo o ensaio, em função de sua maior rigidez, apresentando, portanto, deslocamentos diametraes menores em comparação à ponta do tubo. Assim, comprova-se que o processo de fissuração ocorre primeiramente na região da ponta do tubo, e depois, quando a força aplicada está próxima à de ruptura, na região da bolsa. Observa-se que, o deslocamento diametral na bolsa do tubo correspondente à carga máxima alcançada foi de 0,35 mm. Após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou um deslocamento residual de aproximadamente 0,10 mm.

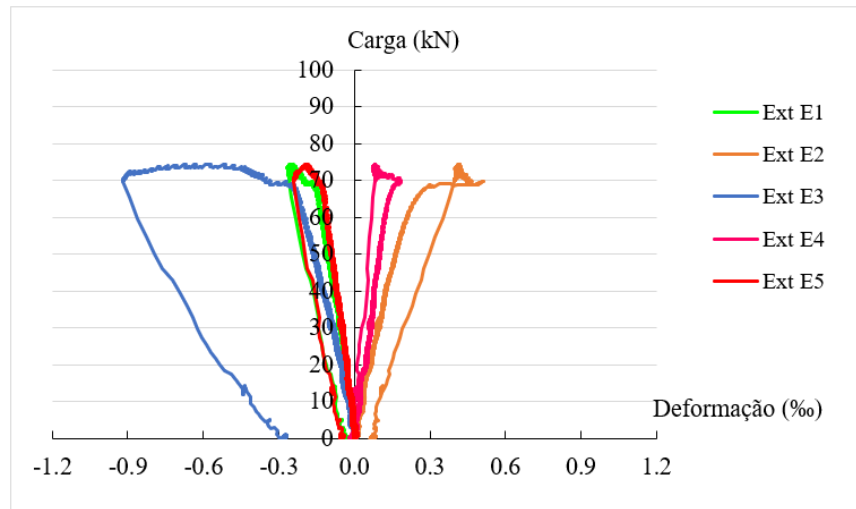
A respeito das deformações na superfície do concreto, a Figura 30 exibe o posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 500 mm, enquanto as Figuras 31 e 32 apresentam as leituras das deformações, respectivamente, para o primeiro e segundo ciclo de carregamento.

Figura 30 - Posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 500 mm - PA1



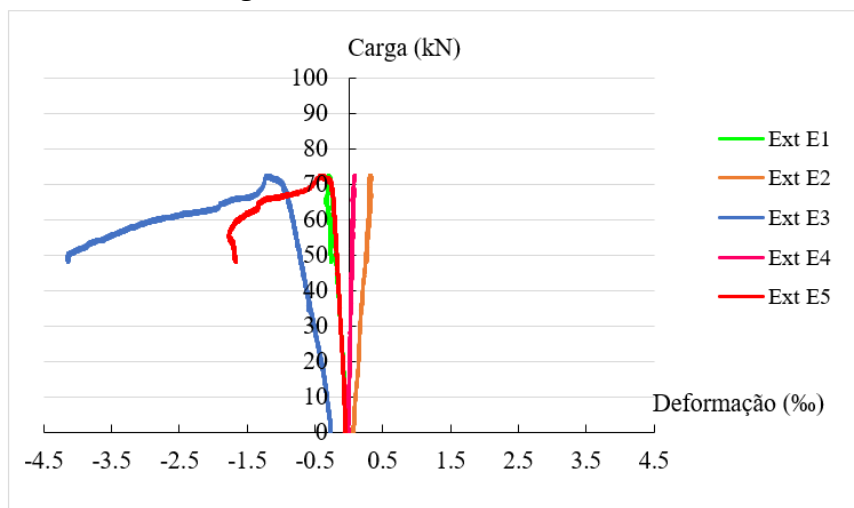
Fonte: Própria autora.

Figura 31 - Curva de carga *versus* deformação do concreto do primeiro ciclo de carregamento do tubo de 500 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

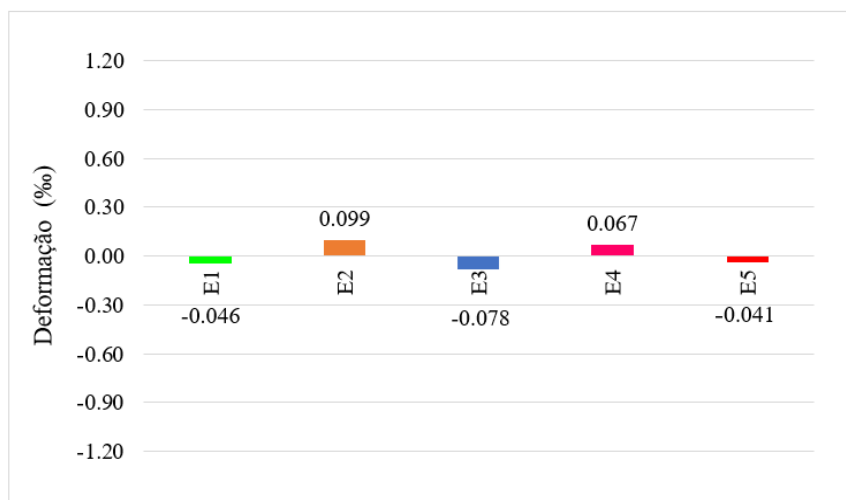
Figura 32 - Curva de carga *versus* deformação do concreto para o segundo ciclo de carregamento do tubo de 500 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

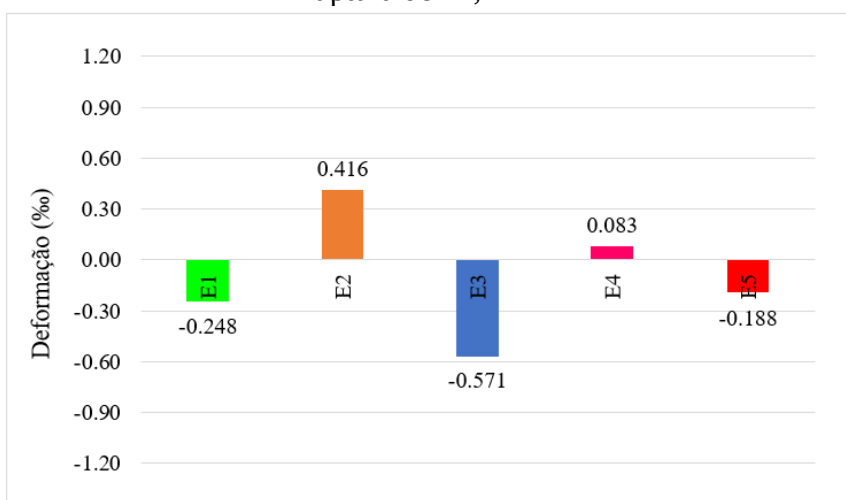
Porém, para melhor compressão, os gráficos das Figuras 33 a 35 exibem os valores das deformações obtidas na superfície do concreto quando se atingiu no ensaio de compressão diametral, respectivamente: a carga mínima isenta de fissura de 30 kN (Figura 33); a carga de ruptura de 74,47 kN (Figura 34); e a carga máxima de recarregamento de 72,73 kN (Figura 35). Ressalta-se que para este tubo, não foi possível obter as deformações residuais ao final do segundo ciclo de carregamento, pois a gravação do ensaio foi encerrada antes do término do descarregamento. Visto ter sido este o segundo ensaio realizado, a preocupação com a integridade dos LVDTs, após ser observada uma extensa e grande abertura de fissuras no segundo ciclo, fez com que esta medida de segurança fosse tomada.

Figura 33 - Deformações na superfície do concreto do tubo de 500 mm – PA1 para a carga mínima isenta de fissura de 30 kN



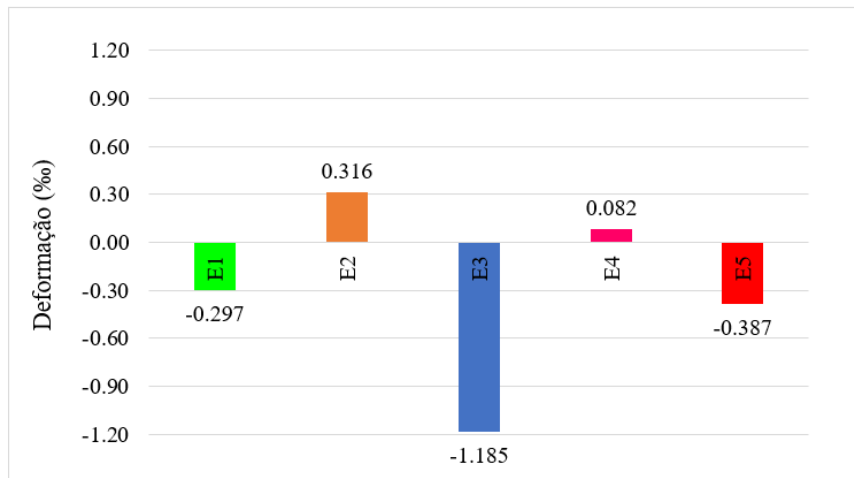
Fonte: Própria autora.

Figura 34 - Deformações na superfície do concreto do tubo de 500 mm – PA1 para a carga de ruptura de 74,47 kN



Fonte: Própria autora.

Figura 35 - Deformações na superfície do concreto do tubo de 500 mm – PA1 para a carga máxima de recarregamento de 72,73 kN



Fonte: Própria autora.

De acordo com os gráficos apresentados nas Figuras 31 e 32, nota-se que os extensômetros E2 e E4, respectivamente, colados internamente na base da região da ponta e região da bolsa, sofrem alongamentos, estando, desde modo, submetidos à tração.

Para E2 e E4, observa-se que as deformações inicialmente aumentaram conforme o aumento da carga aplicada no tubo; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 30 kN, o alongamento medido por E2 e E4 foram, respectivamente, de 0,099‰ e 0,067‰ (Figura 33). As deformações nos extensômetros E2 e E4 diminuíram quando a força aplicada ultrapassou 70 kN. Isso indica que as fissuras, que inicialmente surgiram com uma força aplicada de 65 kN (conforme observado pelo LVDT posicionado na ponta, que avalia melhor o comportamento geral do tubo), propagaram-se até a região onde os extensômetros estavam colados. Quando o tubo atingiu a carga máxima de ruptura de 74,47 kN, o alongamento do concreto medido por E2 e E4 foram, respectivamente, de 0,416‰ e 0,083‰ (Figura 34).

Observa-se que, após o descarregamento, que encerrou o primeiro ciclo, o alongamento plástico residual do E2 foi maior que o do E4; portanto, as deformações plásticas residuais foram pequenas para a bolsa e maiores para a ponta, o que era de se esperar, em virtude da maior rigidez da bolsa (vide Figura 31).

Deste modo, quando o tubo já fissurado atingiu a carga máxima de recarregamento de 72,73 kN, os alongamentos medidos por E2 e E4 foram, respectivamente, de 0,316‰ e 0,082‰ (Figura 35). Contudo, a gravação deste ensaio foi encerrada antes do término do descarregamento e com isto, não foi possível se obter as deformações residuais ao final do segundo ciclo de carregamento.

Quanto aos extensômetros colados internamente nos flancos (ou laterais), à direita e à esquerda da região da ponta, respectivamente, E1 e E3, estes sofreram encurtamentos, estando, desde modo, submetidos à compressão (vide Figuras 31 e 32). Ao contrário dos extensômetros E2 e E4, colados na região tracionada, não se observaram reduções nas leituras de deformações com o aumento do carregamento.

Quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 30 kN, os encurtamentos medidos para E1 e E3 foram, respectivamente, de 0,046‰ e 0,078‰ (Figura 33); já quando a carga máxima de ruptura de 74,47 kN foi atingida, as leituras foram, respectivamente, de 0,248‰ e 0,571‰ (Figura 34). Ao contrário do caso anterior, observa-se uma diferença significativa nessas deformações, o que talvez indique uma certa excentricidade do carregamento.

Portanto, nota-se que, na fase de descarregamento, ao final do primeiro ciclo, E1 apresentou uma baixa deformação residual, diferentemente de E3, que apresentou uma maior deformação residual (vide Figura 31).

Para a carga máxima de recarregamento de 72,73 kN, no segundo ciclo de ensaio, E1 e E3 apresentaram encurtamentos, respectivamente, de 0,297‰ e 1,185‰ (Figura 35).

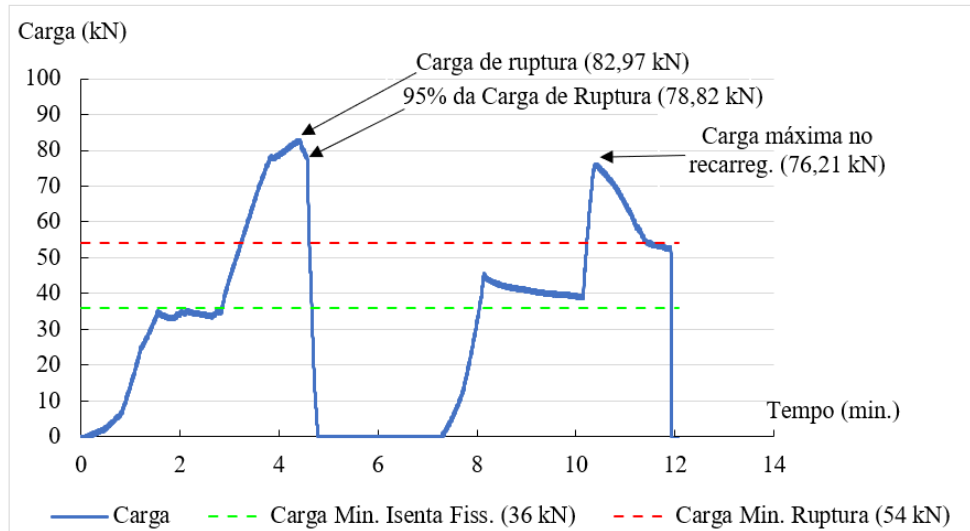
Por fim, o extensômetro colado na lateral esquerda da região da bolsa, denominado E5, também sofreu encurtamentos, mas significativamente inferiores em relação aos posicionados na região da ponta, como seria de se esperar, em função da rigidez da bolsa (vide Figuras 31 e 32). Neste sentido, observa-se que as deformações por encurtamentos aumentaram conforme o aumento da carga aplicada no tubo; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 30 kN, o encurtamento medido por E5 foi 0,041‰ (Figura 33) e para a carga máxima de ruptura de 74,47 kN foi de 0,188‰ (Figura 34). Contudo, observa-se que na fase de descarregamento ao final do primeiro ciclo, E5 apresentou uma baixa deformação residual (vide Figura 31).

Deste modo, quando o tubo já fissurado atingiu a carga máxima no recarregamento de 72,73 kN, o encurtamento medido por E5 foi de 0,387‰ (Figura 35). Como a gravação deste ensaio foi encerrada antes do término do descarregamento, não foi possível se obter a deformação residual ao final do segundo ciclo.

5.1.3 Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – classe PA1

A Figura 36 exibe a curva de carga em função do tempo para o tubo de concreto reforçado com fibras de aço de 600 mm de diâmetro e pertencente a classe PA1.

Figura 36 - Curva de carga *versus* tempo do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1

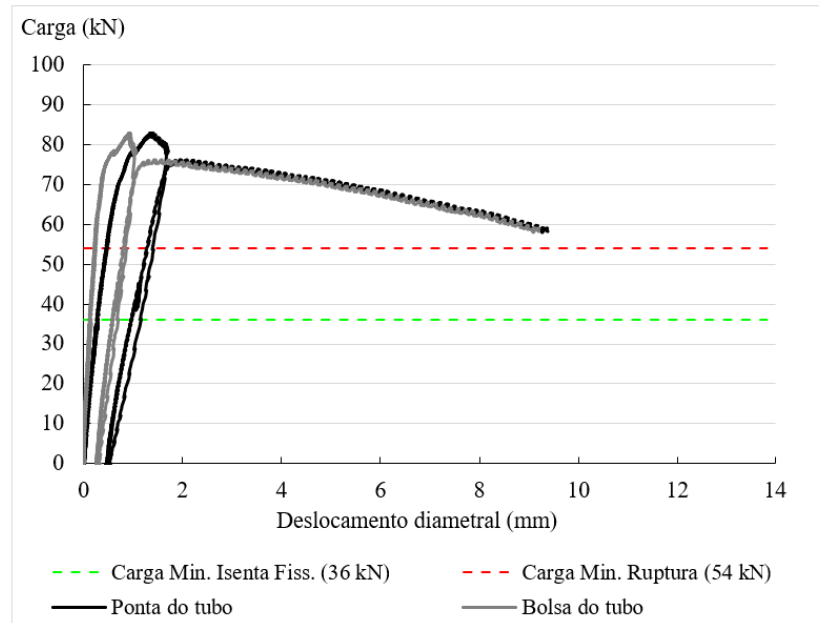


Ao analisar o gráfico da Figura 36, observa-se que, inicialmente, o carregamento foi aplicado gradualmente até que se atingisse o valor correspondente à força mínima isenta de fissura, correspondente a 36 kN (ou 24 kN/m), mantendo-se, a seguir, esta força constante pelo período de 1 minuto. Ao final deste minuto, o tubo não apresentou nenhum tipo de fissura e, portanto, foi aprovado neste requisito. Sequencialmente, a carga foi elevada até que o tubo atingisse a sua máxima capacidade resistente, correspondente ao valor de 82,97 kN (ou 55,31 kN/m), superior ao mínimo recomendado por norma de 54 kN (ou 36 kN/m). Após descarregar e recarregar, observou-se que o tubo foi capaz de manter novamente a carga mínima isenta de fissura estabilizada por mais um minuto e, outra vez, a carga foi aumentada até que o tubo atingisse um novo valor máximo correspondente a 76,21 kN (ou 50,81 kN/m), sendo, este valor, bastante superior a 5% da força mínima isenta de fissura recomendada por norma, cujo valor corresponderia a 37,80 kN (ou 25,20 kN/m).

Portanto, o tubo atendeu ao plano de carregamento do ensaio de compressão diametral para a classe PA1.

Complementando a análise anterior, também para este diâmetro foi elaborado um gráfico de carga por deslocamento diametral, mostrado na Figura 37.

Figura 37 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Ao analisar a deformação na região da ponta do tubo (Figura 37), percebe-se que o início de fissuração parece ocorrer para uma força de aproximadamente 65 kN (ou 43,33 kN/m), quando é observada uma mudança na inclinação da reta correspondente ao carregamento inicial, sendo este valor superior ao da carga mínima isenta de fissura, fixada por norma em 36 kN (ou 24 kN/m). Após o início da fissuração, o tubo conseguiu resistir ao aumento da carga em virtude da presença de fibras que contribuíram para a resistência da matriz, proporcionando um comportamento de “*hardening*”. Assim, a carga máxima alcançada no primeiro ciclo de carregamento foi de 82,97 kN (ou 55,31 kN/m), ultrapassando com folga a carga mínima de ruptura determinada em norma e que corresponde a 54 kN (ou 36 kN/m). O deslocamento diametral correspondente à carga máxima alcançada foi de 1,38 mm.

Além disso, observa-se que, após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou condições de recuperação parcial das deformações diametrais, ou seja, próximo a 95% da carga de ruptura registrada (momento em que se inicia o descarregamento), o tubo apresentou um deslocamento diametral próximo a 1,70 mm, ao passo que, após a remoção integral da carga, o deslocamento diametral residual na ponta do tubo foi de aproximadamente 0,55 mm.

Quanto ao segundo ciclo de carregamento, para o tubo já fissurado e, portanto, com menor rigidez, observou-se uma curva mais abatida em comparação ao trecho inicial de carregamento. De acordo com Figueiredo (2011), a grande responsável pela rigidez do tubo no recarregamento são as fibras, que atuam como pontes de transferência de tensões ao longo das fissuras. Deste

modo, o tubo conseguiu manter a carga mínima isenta de fissura e atingir a carga máxima no recarregamento com um valor de 76,21 kN (ou 50,81 kN/m), muito além do mínimo especificado em norma, correspondente a 37,80 kN (ou 25,20 kN/m). Ao final do ensaio, o tubo apresentou um comportamento de “*softening*”, ou seja, uma lenta perda da capacidade de carga com o aumento da deformação diametral.

Portanto, o tubo com teor de 30 kg/m³ de fibras de aço apresentou um satisfatório desempenho mecânico, uma vez que a carga mínima isenta de fissura e a carga de ruptura alcançadas durante o ensaio, ultrapassaram as exigências dos valores especificados em norma para a classe PA1. Desta forma, estes tubos poderiam ser aprovados em uma classe superior (PA2), pois atendem às exigências para a classe mencionada.

Quanto ao deslocamento diametral na bolsa do tubo, nota-se, pelo gráfico (Figura 37), que, nessa região, o comportamento elástico linear ocorre ao longo de praticamente todo o ensaio, em função de sua maior rigidez, apresentando, portanto, deslocamentos diametraes menores em comparação à ponta do tubo. Assim, comprova-se que o processo de fissuração ocorre primeiramente na região da ponta do tubo, e depois, quando a força aplicada está próxima à de ruptura, na região da bolsa. Observa-se que, o deslocamento diametral na bolsa do tubo correspondente à carga máxima alcançada foi de 0,93 mm. Após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou um deslocamento diametral residual de aproximadamente 0,30 mm.

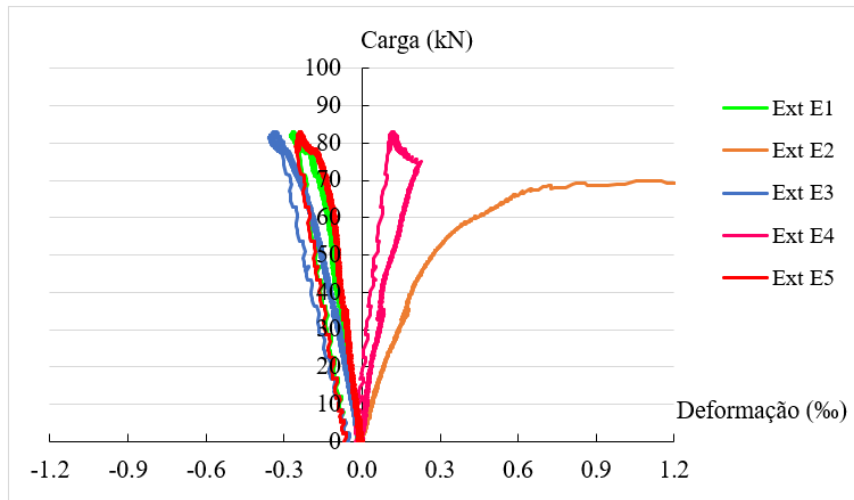
A respeito das deformações na superfície do concreto, a Figura 38 exhibe o posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 600 mm, enquanto as Figuras 39 e 40 apresentam as leituras das deformações, respectivamente, para o primeiro e segundo ciclo de carregamento do tubo.

Figura 38 - Posicionamento dos extensômetros no tubo com diâmetro de 600 mm - PA1



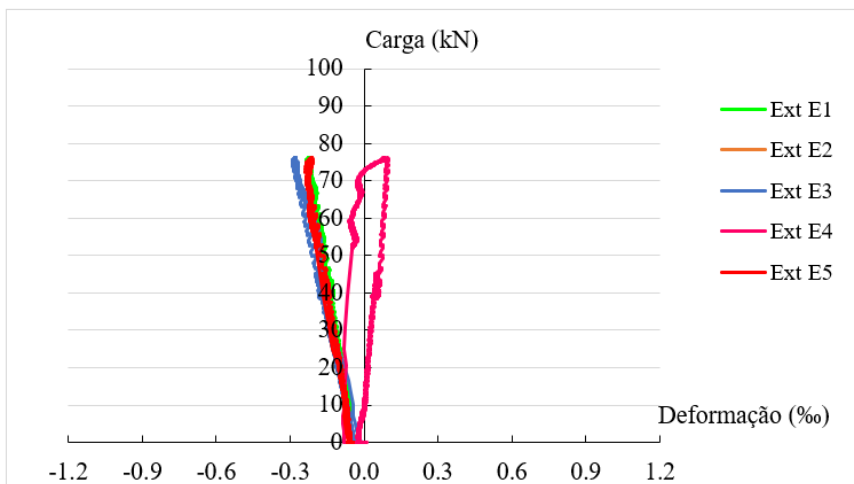
Fonte: Própria autora.

Figura 39 - Curva de carga *versus* deformação do concreto no primeiro ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

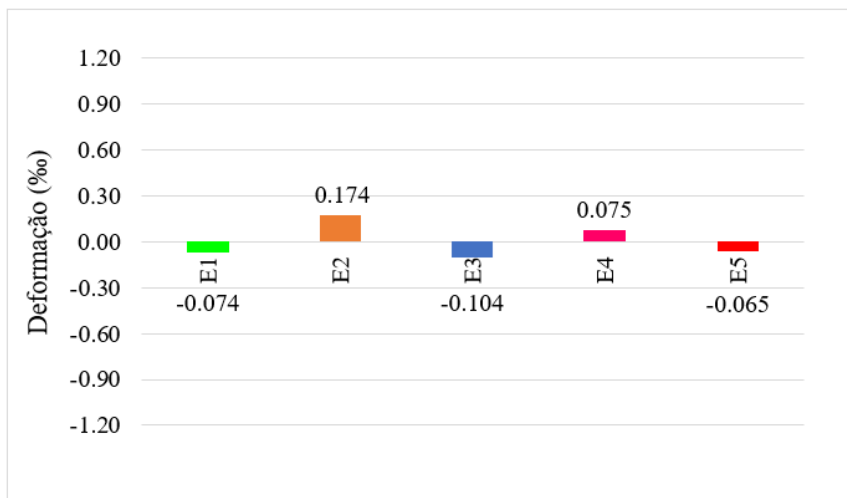
Figura 40 - Curva de carga *versus* deformação do concreto no segundo ciclo de carregamento do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

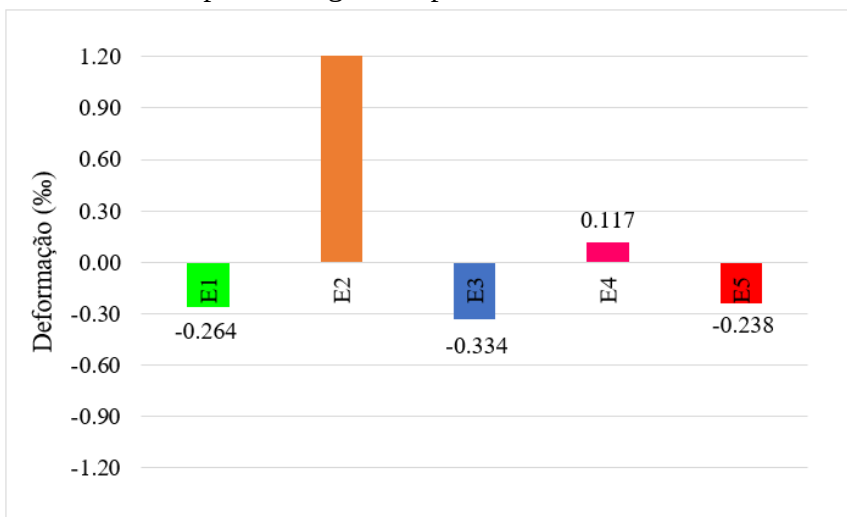
Porém, para melhor compressão, os gráficos das Figuras 41 a 44, exibem os valores das deformações obtidas na superfície do concreto quando se atingiu no ensaio de compressão diametral, respectivamente: a carga mínima isenta de fissura de 36 kN (Figura 41); a carga de ruptura de 82,97 kN (Figura 42); a carga máxima de recarregamento de 76,21 kN (Figura 43); e a deformação residual ao final do segundo ciclo de carregamento (Figura 44).

Figura 41 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 para a carga mínima isenta de fissura de 36 kN



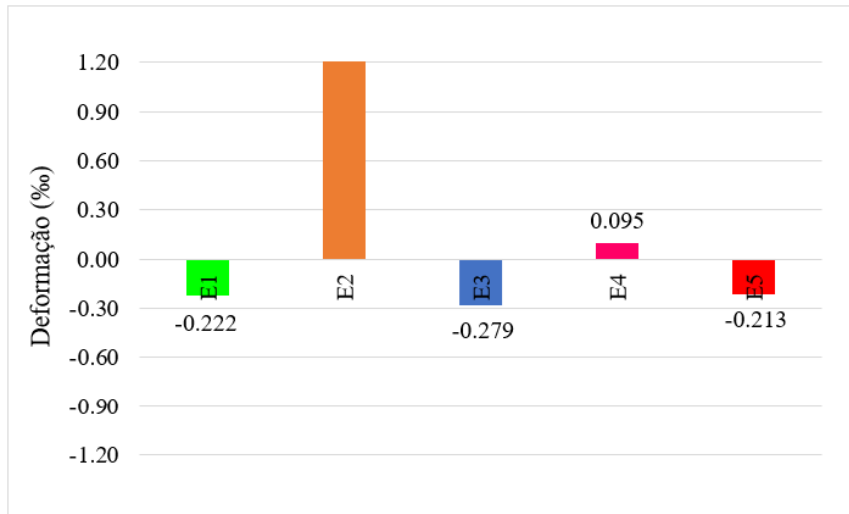
Fonte: Própria autora.

Figura 42 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 para a carga de ruptura de 82,97 kN



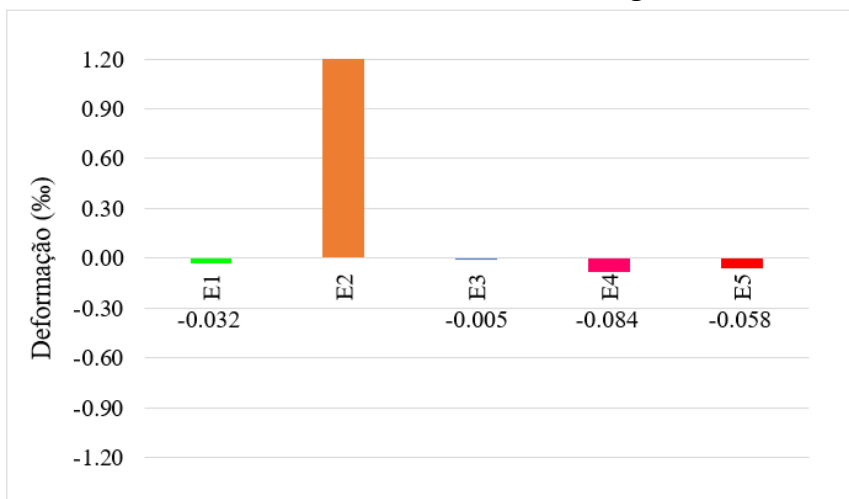
Fonte: Própria autora.

Figura 43 - Deformações na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 para a carga máxima de recarregamento de 76,21 kN



Fonte: Própria autora.

Figura 44 - Deformações residuais na superfície do concreto do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1 ao final do 2º ciclo de carregamento



Fonte: Própria autora.

De acordo com os gráficos apresentados nas Figuras 39 e 40, nota-se que os extensômetros E2 e E4, respectivamente, colados internamente na base da região da ponta e região da bolsa, sofrem alongamentos, estando, desde modo, submetidos à tração.

Para E4, observa-se que as deformações inicialmente aumentaram conforme o aumento da carga aplicada no tubo; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 36 kN, o alongamento medido por E4 foi de 0,075% (Figura 41). A deformação no extensômetro E4 diminuiu quando a força aplicada ultrapassou 73 kN. Isso indica que as fissuras, que inicialmente surgiram com uma força aplicada de 65 kN (conforme observado pelo LVDT posicionado na ponta, que avalia melhor o comportamento geral do tubo), propagaram-se até a

região onde o extensômetro estava colado. Quando o tubo atingiu a carga máxima de ruptura de 82,97 kN, o alongamento medido por E4 foi de 0,117‰ (Figura 42). Porém, observa-se que, após o descarregamento, que encerrou o primeiro ciclo, o alongamento plástico residual de E4 foi pequeno.

Deste modo, quando o tubo já fissurado atingiu a carga máxima de recarregamento de 76,21 kN, o alongamento medido por E4 foi de 0,095‰ (Figura 43). Contudo, na etapa de descarregamento, ao final do ensaio, E4 apresentou uma deformação negativa (Figura 44), o que indica que este extensômetro se rompeu.

Em relação ao extensômetro E2, inicialmente suas deformações aumentaram com o aumento da carga; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 36 kN, o alongamento medido por E2 foi 0,174‰ (Figura 41). No entanto, com o decorrer do ensaio, o extensômetro apresentou um mal comportamento; observa-se que a partir da deformação de 0,75‰, E2 continuou a se deformar sem o acréscimo de carga (vide Figura 39).

Quanto aos extensômetros colados internamente nos flancos (ou laterais), à direita e à esquerda da região da ponta, respectivamente, E1 e E3, os mesmos apresentam comportamentos semelhantes, com valores de mesma ordem de grandeza. No entanto, a maior proximidade das leituras do E1 com o E5 pode indicar uma certa excentricidade no carregamento. Além disso, pequenas alterações na espessura do tubo também poderiam provocar essas alterações. De modo geral, no entanto, considerou-se que houve, um bom padrão na simetria do carregamento, sofrendo encurtamentos e, portanto, estando submetidos à compressão (vide Figuras 39 e 40).

Quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de fissura de 36 kN, os encurtamentos medidos por E1 e E3 foram, respectivamente, de 0,074‰ e 0,104‰ (Figura 41); já quando a carga máxima de ruptura de 82,97 kN foi atingida, as leituras foram, respectivamente, de 0,264‰ e 0,334‰ (Figura 42). Portanto, nota-se que, na fase de descarregamento, ao final do primeiro ciclo, E1 e E3 apresentaram pequenas deformações residuais (vide Figura 39).

Para a carga máxima de recarregamento de 76,21 kN, no segundo ciclo de ensaio, E1 e E3 apresentaram encurtamentos, respectivamente, de 0,222‰ e 0,279‰ (Figura 43). No entanto, E1 e E3 apresentaram pequenas deformações residuais ao final do segundo ciclo de carga, respectivamente, de 0,032‰ e 0,005‰ (Figura 44).

Por fim, o extensômetro colado na lateral esquerda da região da bolsa, denominado E5, também sofreu encurtamentos, mas significativamente inferiores em relação aos posicionados na região da ponta, como seria de se esperar, em função da rigidez da bolsa (vide Figuras 39 e 40). Neste sentido, observa-se que as deformações por encurtamentos aumentaram conforme o aumento da carga aplicada no tubo; assim, quando o tubo atingiu a carga mínima isenta de

fissura de 36 kN, o encurtamento medido por E5 foi 0,065‰ (Figura 41) e para a carga máxima de ruptura de 82,97 kN foi de 0,238‰ (Figura 42). Contudo, observa-se que na fase de descarregamento ao final do primeiro ciclo, E5 apresentou uma baixa deformação residual (vide Figura 39).

Deste modo, quando o tubo já fissurado atingiu a carga máxima no recarregamento de 76,21 kN o encurtamento medido por E5 foi de 0,213‰ (Figura 43), seguido por uma redução na deformação. A deformação residual ao final do segundo ciclo medida por E5 foi de 0,058‰ (Figura 44).

5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS TUBOS DE CONCRETO REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO – CLASSE PA2

Os resultados obtidos por meio do ensaio de compressão diametral de TCRFAs de classe PA2, também possibilitaram a construção de curvas que relacionam tempo, deslocamentos diametrais (medidos pelos LVDTs) e força aplicada (medida pela célula de carga).

Entretanto, para analisar o comportamento mecânico dos tubos, torna-se necessário comparar os resultados obtidos experimentalmente com a força mínima isenta de fissura e com a força mínima de ruptura, especificadas por norma para classe PA2, cujos valores estão expressos na Tabela 7. Os TCRFAs ensaiados possuíam comprimento de 1,5 metros e diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm.

Tabela 7 - Valores das forças mínimas isenta de fissura e de ruptura para os tubos de concreto reforçados com fibras de aço de classe PA2

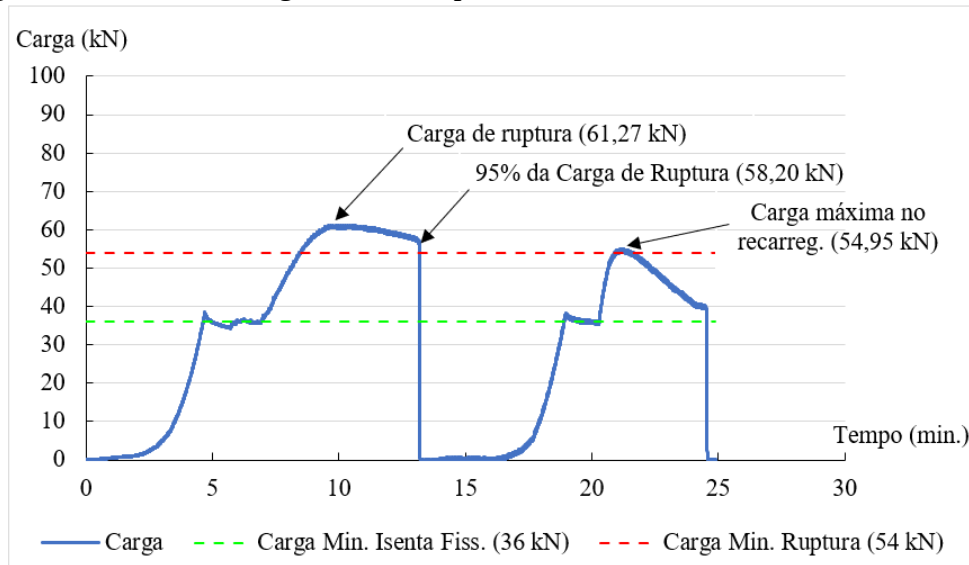
Forças mínimas	Diâmetro nominal (mm)		
Classe PA2	400	500	600
Força mínima isenta de fissura (kN/m)	24	30	36
Força mínima de ruptura (kN/m)	36	45	54
Força mínima isenta de fissura (kN)	36	45	54
Força mínima de ruptura (kN)	54	67,5	81
105% da força mínima isenta de fissura (kN)	37,8	47,25	56,7

Fonte: ABNT NBR 8890 (2020).

5.2.1 Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA2

A Figura 45 apresenta a curva de carga *versus* tempo para o tubo com diâmetro de 400 mm e classe de resistência PA2.

Figura 45 - Curva de carga *versus* tempo do tubo com diâmetro de 400 mm – PA2

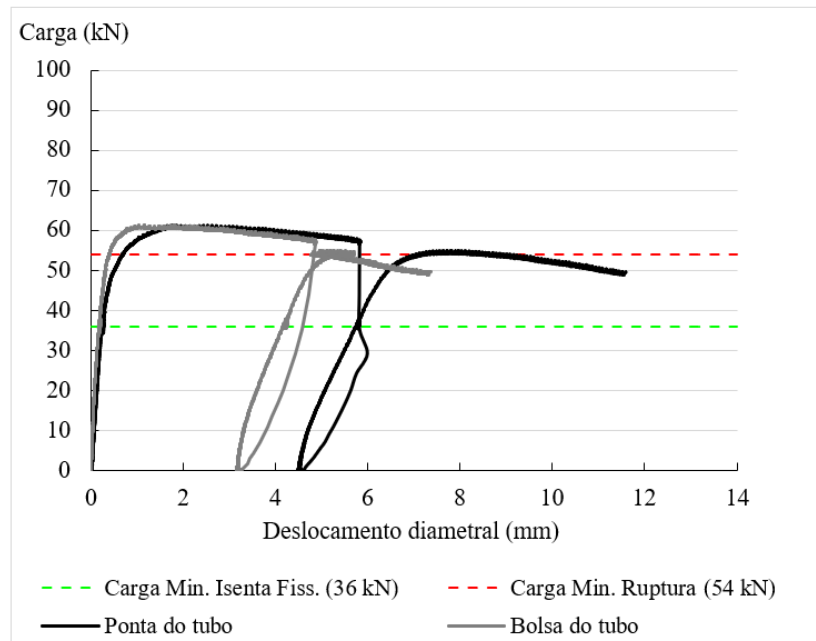


Fonte: Própria autora.

Ao analisar o gráfico da Figura 45, percebe-se que, inicialmente, o carregamento foi aplicado gradualmente até que se atingisse o valor correspondente à força mínima isenta de fissura, correspondente a 36 kN (ou 24 kN/m), mantendo-se, a seguir, esta força constante pelo período de 1 minuto. Ao final deste minuto, o tubo não apresentou nenhum tipo de fissura e, portanto, foi aprovado neste requisito. Sequencialmente, a carga foi elevada até que o tubo atingisse a sua máxima capacidade resistente, correspondente ao valor de 61,27 kN (ou 40,85 kN/m), superior ao valor mínimo recomendado por norma de 54 kN (ou 36 kN/m). Após descarregar e recarregar, observou-se que o tubo foi capaz de manter novamente a carga mínima isenta de fissura estabilizada por mais um minuto e, outra vez, a carga foi aumentada até que o tubo atingisse um novo valor máximo correspondente a 54,95 kN (ou 36,63 kN/m), sendo, este valor, bastante superior a 5% da força mínima isenta de fissura recomendada por norma, cujo valor corresponderia a 37,80 kN (ou 25,20 kN/m). Portanto, o tubo atendeu ao plano de carregamento do ensaio de compressão diametral para a classe PA2.

Complementando a análise anterior, foi elaborado um gráfico de carga por deslocamento diametral, mostrado na Figura 46.

Figura 46 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 400 mm – PA2



Ao analisar a deformação na região da ponta do tubo (Figura 46), percebe-se que o início de fissuração parece ocorrer para uma força de aproximadamente 48 kN (ou 32 kN/m), quando é observada uma mudança na inclinação da reta correspondente ao carregamento inicial, sendo este valor superior ao da carga mínima isenta de fissura, fixada por norma em 36 kN (ou 24 kN/m). Após o início da fissuração, o tubo conseguiu resistir ao aumento da carga em virtude da presença de fibras que contribuíram para a resistência da matriz, proporcionando um comportamento de “*hardening*”. Assim, a carga máxima alcançada no primeiro ciclo de carregamento foi de 61,27 kN (ou 40,85 kN/m), ultrapassando com folga a carga mínima de ruptura determinada em norma e que corresponde a 54 kN (ou 36 kN/m). O deslocamento diametral correspondente à carga máxima alcançada foi de 1,85 mm.

Além disso, observa-se que, após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou condições de recuperação parcial das deformações diametraais, ou seja, próximo a 95% da carga de ruptura registrada (momento em que se inicia o descarregamento), o tubo apresentou um deslocamento diametral próximo a 5,85 mm, ao passo que, após a remoção integral da carga, o deslocamento diametral residual na ponta do tubo foi aproximadamente 4,50 mm.

Quanto ao segundo ciclo de carregamento, para o tubo já fissurado e, portanto, com menor rigidez, observou-se uma curva mais abatida em comparação ao trecho inicial de carregamento. De acordo com Figueiredo (2011), a grande responsável pela rigidez do tubo no recarregamento são as fibras, que atuam como pontes de transferência de tensões ao longo das fissuras. Deste

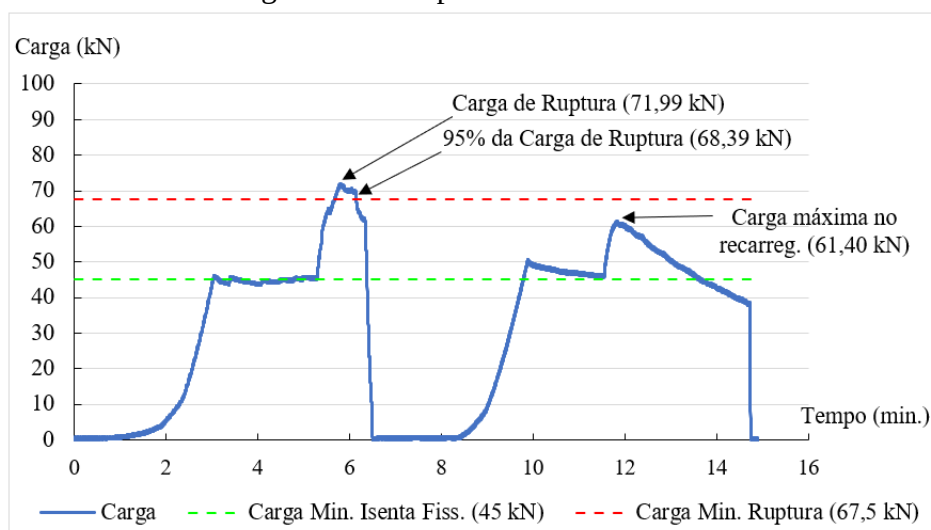
modo, o tubo conseguiu manter a carga mínima isenta de fissura e atingir a carga máxima no recarregamento com um valor de 54,95 kN (ou 36,63 kN/m), muito além do mínimo especificado em norma, correspondente a 37,80 kN (ou 25,2 kN/m). Ao final do ensaio, o tubo apresentou um comportamento de “*softening*”, ou seja, uma lenta perda da capacidade de carga com o aumento da deformação diametral.

Com relação ao deslocamento diametral na bolsa do tubo, nota-se, pelo gráfico (Figura 46), que, nessa região, o trecho inicial de carregamento possui um comportamento elástico linear mais alongado em comparação à região da ponta. Assim, comprova-se que o processo de fissuração ocorre primeiramente na região da ponta do tubo, e depois, quando a força aplicada está próxima à de ruptura, na região da bolsa. Observa-se que o deslocamento diametral na bolsa do tubo correspondente à carga máxima alcançada foi de 1,15 mm. Após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou um deslocamento diametral residual de aproximadamente 3,20 mm.

5.2.2 Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA2

A curva de carga em função do tempo para o tubo com diâmetro de 500 mm e classe PA2 é mostrada na Figura 47.

Figura 47 - Curva de carga *versus* tempo do tubo com diâmetro de 500 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

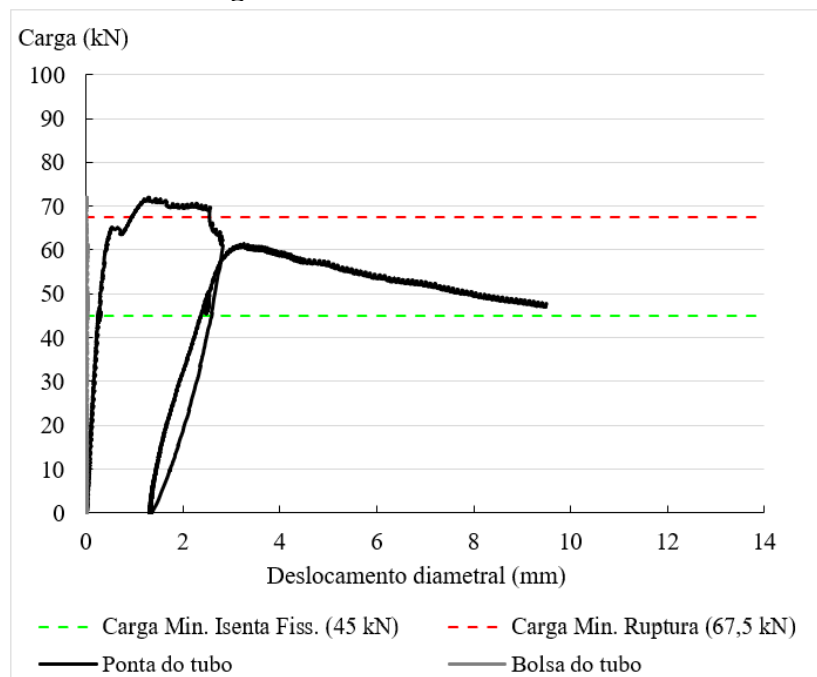
Ao analisar o gráfico da Figura 47, observa-se que, inicialmente, o carregamento foi aplicado gradualmente até que se atingisse o valor correspondente à força mínima isenta de

fissura, correspondente a 45 kN (ou 30 kN/m), mantendo-se, a seguir, esta força constante pelo período de 1 minuto. Ao final deste minuto, o tubo não apresentou nenhum tipo de fissura e, portanto, foi aprovado neste requisito. Sequencialmente, a carga foi elevada até que o tubo atingisse a sua máxima capacidade resistente, correspondente ao valor de 71,99 kN (ou 47,99 kN/m), superior ao mínimo recomendado por norma de 67,5 kN (ou 45 kN/m). Após descarregar e recarregar, observou-se que o tubo foi capaz de manter novamente a carga mínima isenta de fissura estabilizada por mais um minuto e, outra vez, a carga foi aumentada até que o tubo atingisse um novo valor máximo correspondente a 61,40 kN (ou 40,93 kN/m), sendo, este valor, bastante superior a 5% da força mínima isenta de fissura recomendada por norma, cujo valor corresponderia a 47,25 kN (ou 31,5 kN/m).

Portanto, o tubo atendeu ao plano de carregamento do ensaio de compressão diametral para a classe PA2.

Complementando a análise anterior, também para este diâmetro foi elaborado um gráfico de carga por deslocamento diametral, mostrado na Figura 48.

Figura 48 - Curva de carga-deslocamento diametral do tubo de 500 mm – PA2



Ao analisar a deformação na região da ponta do tubo (Figura 48), percebe-se que o início de fissuração parece ocorrer para uma força de aproximadamente 62 kN (ou 41,33 kN/m), quando é observada uma mudança na inclinação da reta correspondente ao carregamento inicial, sendo este valor superior ao da carga mínima isenta de fissura, fixada por norma em 45 kN (ou

30 kN/m). Após o início da fissuração, o tubo conseguiu resistir ao aumento da carga em virtude da presença de fibras que contribuíram para a resistência da matriz, proporcionando um comportamento de “*hardening*”. Assim, a carga máxima alcançada no primeiro ciclo de carregamento foi de 71,99 kN (ou 47,99 kN/m), ultrapassando com folga a carga mínima de ruptura determinada em norma e que corresponde a 67,5 kN (ou 45 kN/m). O deslocamento diametral correspondente à carga máxima foi de 1,30 mm.

Além disso, observa-se que, após a carga ser removida integralmente, ao final do primeiro ciclo de carregamento, o tubo apresentou condições de recuperação parcial das deformações diametrais, ou seja, próximo a 95% da carga de ruptura registrada (momento em que se inicia o descarregamento), o tubo apresentou um deslocamento diametral próximo a 2,95 mm, ao passo que, após a remoção integral da carga, o deslocamento diametral residual na ponta do tubo foi de aproximadamente 1,35 mm.

Quanto ao segundo ciclo de carregamento, para o tubo já fissurado e, portanto, com menor rigidez, observou-se uma curva mais abatida em comparação ao trecho inicial de carregamento. De acordo com Figueiredo (2011), a grande responsável pela rigidez do tubo no recarregamento são as fibras, que atuam como pontes de transferência de tensões ao longo das fissuras. Deste modo, o tubo conseguiu manter a carga mínima isenta de fissura e atingir a carga máxima no recarregamento com um valor de 61,40 kN (ou 40,93 kN/m), muito além do mínimo especificado em norma, correspondente a 47,25 kN (ou 31,5 kN/m). Ao final do ensaio, o tubo apresentou um comportamento de “*softening*”, ou seja, uma lenta perda da capacidade de carga com o aumento da deformação diametral.

Em relação ao deslocamento diametral na bolsa do tubo (Figura 48), nota-se no gráfico que não houve monitoramento dos deslocamentos diametrais nesta região. Isto ocorreu devido a uma falha no posicionamento do LVDT, cuja agulha do equipamento não tocou a parte superior interna do tubo.

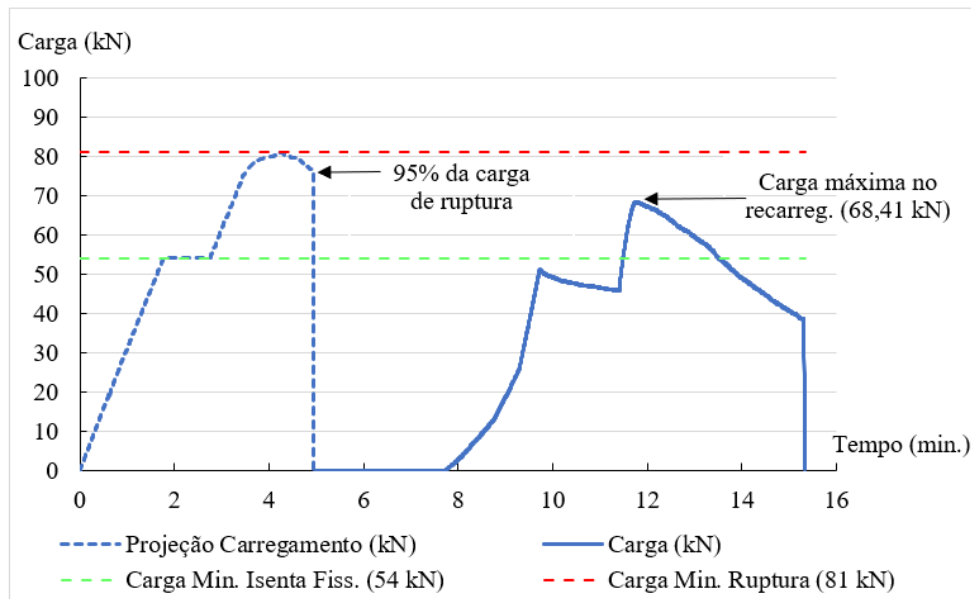
5.2.3 Comportamento estrutural do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – classe PA2

A curva de carga em função do tempo para o tubo com diâmetro de 600 mm e classe PA2 é mostrada na Figura 49.

Entretanto, antes da análise do resultado, é válido ressaltar que os dados referentes ao tempo, deslocamentos diametrais (medido pelo LVDTs) e força aplicada (medida pela célula de carga) para o primeiro ciclo de carregamento do ensaio de compressão diametral, não foram

coletados e armazenados no Sistema de Aquisição de Dados DAQbook devido a um problema técnico. Portanto, na Figura 49, a curva apresentada com linha tracejada representa a projeção do carregamento aplicado durante o primeiro ciclo, correspondendo aos dados não gravados durante esta etapa do ensaio; já a curva com linha contínua, representa o carregamento aplicado durante o segundo ciclo, cujos dados foram coletados e armazenados após o problema técnico ter sido solucionado.

Figura 49 - Curva de carga *versus* tempo do tubo com diâmetro de 600 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

Ao analisar o gráfico da Figura 49, observa-se que, inicialmente, o carregamento foi aplicado gradualmente até que se atingisse o valor correspondente à força mínima isenta de fissura, correspondente a 54 kN (ou 36 kN/m), mantendo-se, a seguir, esta força constante pelo período de 1 minuto. Ao final deste minuto, o tubo não apresentou nenhum tipo de fissura e, portanto, foi aprovado neste requisito. Sequencialmente, a carga foi elevada até que o tubo atingisse a sua máxima capacidade resistente.

Porém, como o primeiro ciclo de carregamento não foi gravado, o gráfico não exibe o valor exato da máxima capacidade resistente e, portanto, indica apenas que o tubo atingiu a carga mínima de ruptura especificada em norma de 81 kN (ou 54 kN/m). Após descarregar e recarregar, observou-se que o tubo foi capaz de manter novamente a carga mínima isenta de fissura estabilizada por mais um minuto e, outra vez, a carga foi aumentada até que o tubo atingisse um novo valor máximo correspondente a 68,41 kN (ou 45,61 kN/m), sendo, este valor, bastante superior a 5% da força mínima isenta de fissura recomendada por norma, cujo valor corresponderia a 56,70 kN (ou 37,80 kN/m).

Portanto, o tubo atendeu ao plano de carregamento do ensaio de compressão diametral para a classe PA2.

Ressalta-se que a análise do comportamento estrutural do tubo através da curva de carga por deslocamento diametral não foi possível apresentar, pois, como já mencionado, a primeira etapa do ensaio de compressão diametral não foi gravada e, portanto, não foi possível efetuar a projeção dos deslocamentos diametrais para este ciclo.

5.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Com base nos resultados experimentais, verifica-se que todos os tubos de concreto reforçados com fibras de aço submetidos ao ensaio de compressão diametral atenderam aos critérios de resistência e ao plano de carregamento previsto na norma NBR 8892:2020. Os resultados obtidos durante a execução do ensaio estão resumidos na Tabela 8.

Tabela 8 - Resultados do ensaio de compressão diametral						
Cargas	Diâmetro nominal e classe de resistência					
	400-PA1	500-PA1	600-PA1	400-PA2	500-PA2	600-PA2
Carga mínima isenta de fissura por norma (kN)	24,00	30,00	36,00	36,00	45,00	54,00
Carga mínima de ruptura por norma (kN)	36,00	45,00	54,00	54,00	67,50	81,00
Carga mínima de recarreg. por norma (kN)	25,20	31,50	37,80	37,80	47,25	56,70
Carga de fissura no ensaio (kN)	25,00	65,00	65,00	48,00	62,00	-
Carga máxima alcançada no ensaio (kN)	45,59	74,47	82,97	61,27	71,99	81,00
Carga máxima de recarreg. no ensaio (kN)	40,40	72,73	76,21	54,95	61,40	68,41

Fonte: Própria autora.

Como mencionado anteriormente, os tubos de concreto reforçados com fibras de aço não podem apresentar nenhum tipo de fissura antes que se atinja no ensaio de compressão diametral, a carga mínima isenta de fissura prevista por norma. Perante isso, ao analisar os valores mostrados na Tabela 8, observa-se que, para todos os tubos, a carga referente à formação das fissuras iniciais foi superior à carga mínima isenta de fissura estabelecida pela norma NBR 8890:2020. Essa condição foi atendida devido à qualidade da matriz de concreto empregada na produção dos tubos.

Sabe-se que a grande responsável por atender à exigência da carga mínima isenta de fissura é a matriz cimentícia, ou seja, no estágio inicial de carregamento, a carga de ensaio é resistida apenas pela matriz de concreto e as fibras não são solicitadas (Figueiredo, 2011).

No entanto, as fibras desempenham um papel fundamental na fase pós-fissuração da matriz, estando diretamente relacionada com a carga de ruptura e carga de recarregamento (Escariz, 2012; Figueiredo, 2011; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2015).

Diante disso, verifica-se que no primeiro ciclo de carregamento, os tubos de classe PA1, com diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm, excederam a carga mínima de ruptura exigida pela norma em 26,67%, 65,5% e 53,64%, respectivamente. Já os tubos de classe PA2, com diâmetros nominais de 400 mm e 500 mm, a extrapolaram em 13,53% e 6,64%, respectivamente.

Quanto ao segundo ciclo de carregamento, os tubos de classe PA1, com diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm, ultrapassaram a carga mínima de recarregamento especificada pela norma em 60%, 130,9% e 101,6%, respectivamente. Enquanto os tubos de classe PA2, com diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm, a extrapolaram em 45,4%, 29,9% e 20,7%, respectivamente.

Nota-se, portanto, que os tubos apresentaram um bom desempenho no ensaio de compressão diametral e atenderam aos critérios de resistência quanto à carga mínima de ruptura e à carga mínima de recarregamento, sendo muito mais expressivos os resultados deste em comparação aqueles.

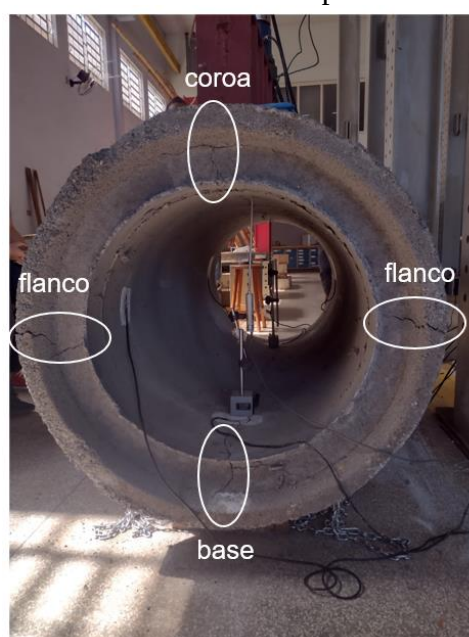
Essa análise se torna importante, visto que a norma brasileira especifica a carga mínima a ser atingida no segundo ciclo de carregamento, ao contrário da norma europeia. De acordo com a norma europeia (EN 1916:2008), não há especificações quanto à capacidade resistente mínima que o tubo deve atingir no recarregamento. Assim, um tubo que esteja reforçado com um elevado teor de fibras, pode ultrapassar em muito o desempenho previsto (Figueiredo, 2011; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2015).

Nesse contexto, de acordo com os resultados, o teor de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG utilizados nesta pesquisa poderia ser reavaliado, já que todos os tubos extrapolaram a carga mínima de ruptura e de recarregamento exigida por norma. Como resultado, um menor consumo de fibras geraria ainda mais redução nos custos de produção e, consequentemente, possibilitaria a produção de um maior número de tubos.

Além disso, os resultados experimentais comprovaram que a região da ponta, devido à sua menor rigidez, sofreu maiores deslocamentos em comparação à região da bolsa, concordando com os resultados de Silva (2011) e Figueiredo *et al.* (2012).

Portanto, o padrão de fissuração de todos os tubos ensaiados foi semelhante ao padrão de fissuração dos estudos da literatura (Abolmaali, Mikhaylova e Lundy, 2012; de la Fuente *et al.*, 2012; Mohamed; Soliman; Nehdi, 2015; Oliveira *et al.*, 2017; Silva, 2011; Yazhini; Chitra, 2022). Inicialmente, foram observadas fissuras na região interna da coroa e base do tubo, e, posteriormente, o surgimento de fissuras externas nos flancos direito e esquerdo, conforme mostrado na Figura 50. Cabe ressaltar ainda, que as fissuras se iniciaram na região da ponta e se propagaram para a região da bolsa do tubo.

Figura 50 - Padrão de fissuração dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço quando submetidos ao ensaio de compressão diametral



Fonte: Própria autora.

6 ANÁLISE NUMÉRICA

Os ensaios experimentais em escala natural fornecem resultados precisos e confiáveis, desde que devidamente conduzidos. No entanto, recorrer à análise experimental para investigações paramétricas pode se tornar um processo oneroso e demorado. Por essa razão, os modelos numéricos, quando devidamente calibrados, tornam-se uma solução atrativa e viável, pois fornecem previsões aceitáveis do comportamento dos tubos sob diversas variáveis durante o ensaio de compressão diametral (Figueiredo, 2011; Ramadan *et al.*, 2020; Younis *et al.*, 2021).

Dessa forma, esta seção apresentará a abordagem numérica desenvolvida para simular o comportamento de tubos de concreto reforçados com fibras de aço no ensaio de compressão diametral, utilizando o *software* de elementos finitos Simulia Abaqus.

6.1 MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Para simular o ensaio de compressão diametral, foram elaborados modelos numéricos para os diferentes tubos de concreto ensaiados experimentalmente. Isso inclui modelos para os tubos com diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm, e classes de resistência PA1 e PA2.

É importante destacar que as principais diferenças entre os modelos numéricos estão relacionadas à geometria do tubo de concreto, em virtude das variações nos diâmetros, e às propriedades dos materiais, dado que os tubos da classe PA1 apresentam capacidade resistente à compressão diferente dos tubos da classe PA2.

Entretanto, as etapas para a elaboração da modelagem numérica e os parâmetros utilizados para a construção da geometria, definição dos materiais, condições de contorno e carregamento, tipos de elementos finitos e geração da malha foram os mesmos para os diferentes modelos numéricos desenvolvidos, independentemente do diâmetro e classe de resistência do tubo. Essas etapas serão apresentadas a seguir.

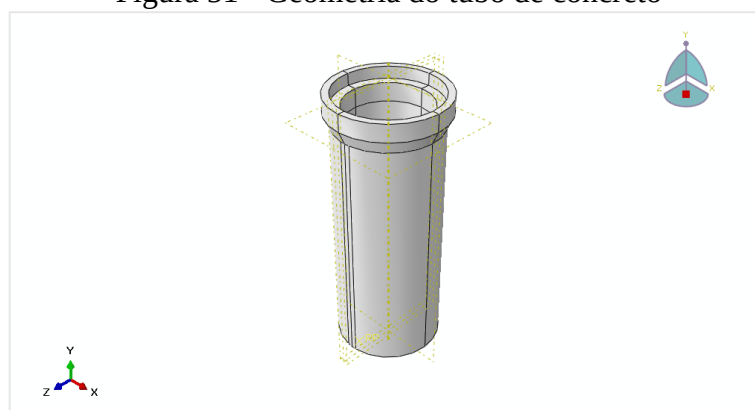
6.1.1 Geometria do modelo

A geometria elaborada por meio do Abaqus para a realização da análise numérica foi a mesma empregada nos ensaios realizados em escala natural. Para isso, os modelos numéricos foram compostos por cinco partes principais: o tubo de concreto, os sarrafos de madeira inferior

e superior, e as tiras de borracha inferior e superior. Esses componentes foram criados separadamente, para, depois, serem unidos no módulo “*Assembly*” do Abaqus.

O tubo de concreto foi modelado como elemento do tipo sólido deformável, utilizando o comando de revolução. Além disso, algumas partições foram feitas na geometria para facilitar a construção do modelo no módulo “*Assembly*” e favorecer a geração da malha. A Figura 51 exibe a geometria “tubo de concreto” finalizada.

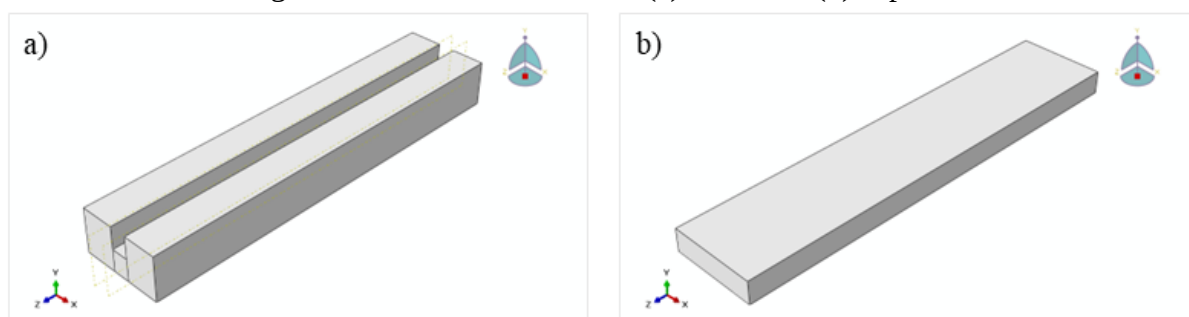
Figura 51 - Geometria do tubo de concreto



Fonte: Própria autora.

Os sarrafos de madeira inferior e superior foram modelados como elementos sólidos deformáveis, empregando o comando de extrusão. Adicionalmente, algumas partições foram feitas nesses componentes para facilitar a regularização da malha. A Figura 52 mostra a criação dessas geometrias.

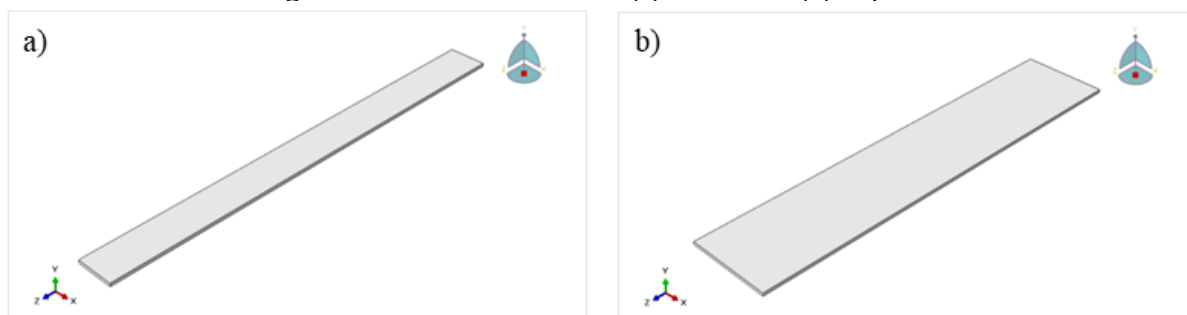
Figura 52 - Sarrafo de madeira (a) inferior e (b) superior



Fonte: Própria autora.

As tiras de borracha superior e inferior também foram modeladas como elementos sólidos deformáveis, utilizando o comando de extrusão, conforme ilustrado na Figura 53.

Figura 53 - Tira de borracha (a) inferior e (b) superior



Fonte: Própria autora.

6.1.2 Criação dos materiais e leis constitutivas

Uma vez modeladas as partes, torna-se necessária a criação dos materiais e das seções. Desta forma, foram criados três diferentes materiais a saber: borracha, concreto e madeira. Consequentemente, três seções sólidas e do tipo homogênea foram criadas: *SecBorracha*, *SecConcreto* e *SecMadeira*.

Portanto, a seção *SecBorracha* é composta pelo material borracha e associada às partes borrachas inferior e superior; a seção *SecConcreto* é composta pelo material concreto e associada à parte tubo de concreto; e a seção *SecMadeira* é composta pelo material madeira e associada às partes madeira inferior e superior.

A seguir, serão descritos brevemente os modelos constitutivos empregados para os materiais concreto, madeira e borracha.

6.1.2.1 Modelo constitutivo do concreto

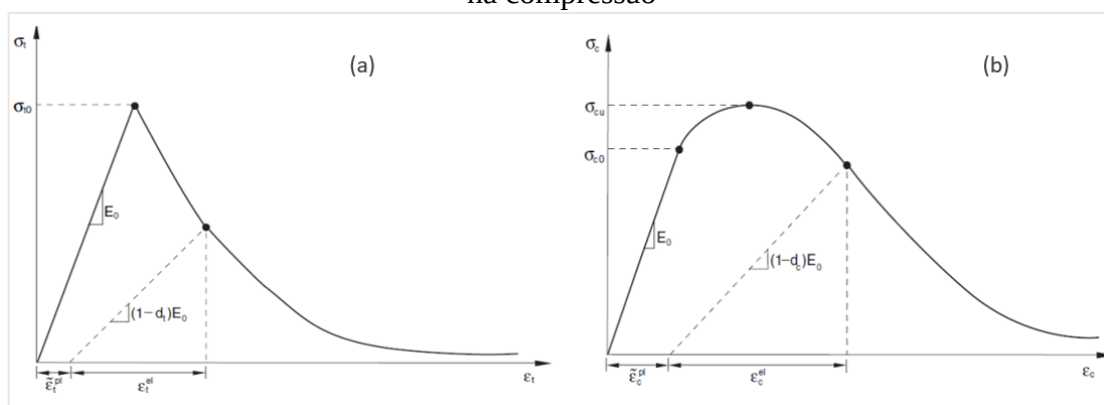
Para a modelagem do comportamento mecânico não linear do concreto, utilizou-se o modelo de dano elastoplástico *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), disponível no *software* Abaqus. Descrito por Lubliner *et al.* (1989) e desenvolvido no trabalho de Lee e Fenves (1998), o CDP é um modelo de dano contínuo, baseado na teoria da plasticidade e desenvolvido especificamente para o concreto. Este modelo admite dois principais mecanismos de falha: fissuração por tração e esmagamento por compressão do material concreto (Abaqus 6.14, *Documentation*).

Sob tração uniaxial, a resposta tensão-deformação segue uma relação elástica linear até que se atinja a tensão de ruptura, (σ_{t0}), conforme ilustrado na Figura 54a. Esta tensão de ruptura corresponde ao início da microfissuração do material concreto. A ocorrência dessas

microfissuras é macroscopicamente representada por uma resposta de tensão-deformação de amolecimento, ou seja, uma redução na rigidez do material (Abaqus 6.14, *Documentation*).

Sob compressão uniaxial, a tensão é linear até o valor de escoamento inicial, (σ_{c0}). No regime plástico, a resposta é tipicamente caracterizada pelo endurecimento seguido por amolecimento, como demonstrado na Figura 54b (Abaqus 6.14, *Documentation*).

Figura 54 - Modelo constitutivo do CDP (a) comportamento na tração e (b) comportamento na compressão



Fonte: (Abaqus 6.14, *Documentation*).

Entretanto, além das curvas de tensão-deformação uniaxiais para tração e compressão do concreto, outros cinco parâmetros devem ser definidos para a utilização do modelo CDP no Abaqus: o ângulo de dilatação (ψ); a excentricidade (ϵ); a razão entre as tensões no estado biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}); a razão entre a segunda tensão invariante no meridiano de tração e aquela no meridiano de compressão (K_c); e o parâmetro de viscosidade (μ) (Abaqus 6.14, *Documentation*).

Cabe ressaltar que o manual do Abaqus recomenda valores específicos para alguns parâmetros. Desta forma, o manual sugere que a excentricidade (ϵ) seja definida como 0,1; a razão entre as tensões no estado biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) seja de 1,16; e o valor do fator de forma (K_c) seja de 2/3. Na Tabela 9, são apresentados os valores de entrada para os parâmetros do CDP adotado por diferentes bibliografias para modelagem de tubos de concreto.

Tabela 9 - Valores adotados para os parâmetros do modelo CDP

Autores	Ângulo de dilatação (ψ)	Viscosidade (μ)	Excentricidade (ϵ)	f_{b0}/f_{c0}	K
Tehrani (2016)	30° - 40°	0,0001	0,1	1,16	0,667
Riahi (2016)	38°	0,0000001	0,1	1,16	0,667
Mohamed e Nehdi (2016)	36,31°	0	0,1	1,16	0,67
Ferrado, Escalante e Rougier (2018)	36,31°	0	0,1	1,16	0,67
Ramadan <i>et al.</i> (2020)	36°	0,0001	0,1	1,16	0,667
Younis <i>et al.</i> (2021)	36°	0,0001	0,1	1,16	0,667

Fonte: Própria autora.

Observa-se que os pesquisadores empregaram, em seus modelos numéricos, os valores recomendados no manual do Abaqus para excentricidade (ϵ), a razão (f_{b0}/f_{c0}) e o fator de forma (K_c). Quanto ao ângulo de dilatação (ψ), nota-se uma certa similaridade por parte da literatura, com valores assumidos entre 36° e 38°. No entanto, uma divergência significativa é observada no que diz respeito ao valor adotado para o parâmetro de viscosidade (μ).

Portanto, na modelagem numérica optou-se por se adotarem os valores recomendados pelo manual do Abaqus para os parâmetros de (ϵ), (f_{b0}/f_{c0}) e (K_c). Em relação ao ângulo de dilatação, considerou-se o valor de 36,31°, o mesmo utilizado por Mohamed e Nehdi (2016) e Ferrado, Escalante e Rougier (2018). Contudo, o parâmetro de viscosidade foi investigado por meio de análise de sensibilidade da resposta numérica, a qual será detalhada no Capítulo 7.

6.1.2.1.1 Concreto reforçado com fibras de aço – comportamento na compressão

Bencardino *et al.* (2008) realizaram uma avaliação crítica de diversos modelos constitutivos que descrevem o comportamento à compressão do concreto reforçado com fibras de aço. Os autores relatam que, de modo geral, este comportamento pode ser previsto pelo modelo proposto por Barros e Figueiras (1999).

Por essa razão, alguns pesquisadores, como Ferrado, Escalante e Rougier (2018) e Mohamed e Nehdi (2016), optaram por utilizar o modelo sugerido por Barros e Figueiras (1999) para modelagem de tubos de concreto reforçados com fibras de aço, obtendo resultados satisfatórios nas análises numéricas.

Portanto, neste estudo, a resposta do concreto reforçado com fibras de aço sob compressão uniaxial foi simulada conforme o modelo sugerido por Barros e Figueiras (1999), o qual se baseia na relação entre a tensão de compressão (σ_c) e a deformação uniaxial (ε). Logo, o modelo pode ser descrito conforme as equações 6.1 a 6.4:

$$\sigma = f_{cm} \frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}{(1-p-q) + q\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right) + p\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^{\frac{(1-q)}{p}}} \quad (6.1)$$

Sendo:

$$q = 1 - p - \frac{E_{c1}}{E_{ci}} \quad (6.2)$$

$$E_{ci} = 21500 \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad (6.3)$$

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \quad (6.4)$$

Em que:

f_{cm} : resistência média à compressão obtida experimentalmente;

E_{ci} : módulo de elasticidade tangente do concreto recomendado pelo Fib Model Code (1990), uma vez que esta propriedade é pouco influenciada pela presença das fibras;

E_{c1} : módulo de elasticidade secante do concreto com fibras.

Considerando fibras curtas e com extremidades em ganchos do tipo Dramix 3D 65/35 BG ($l_f = 35$ mm; $d_f = 0,55$ mm e $l_f/d_f = 65$) as expressões 6.5 e 6.6 podem ser calculadas:

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c10} + 0,0002W_f \quad (6.5)$$

$$p = 1 - 0,919e^{-0,394W_f} \quad (6.6)$$

Onde:

ε_{c1} : deformação na tensão de pico do concreto com fibras;

ε_{c10} : deformação na tensão de pico do concreto simples igual à $2,2 \times 10^{-3}$, conforme proposto pelo Fib Model Code (1990);

W_f : porcentagem em peso de fibras utilizada na mistura.

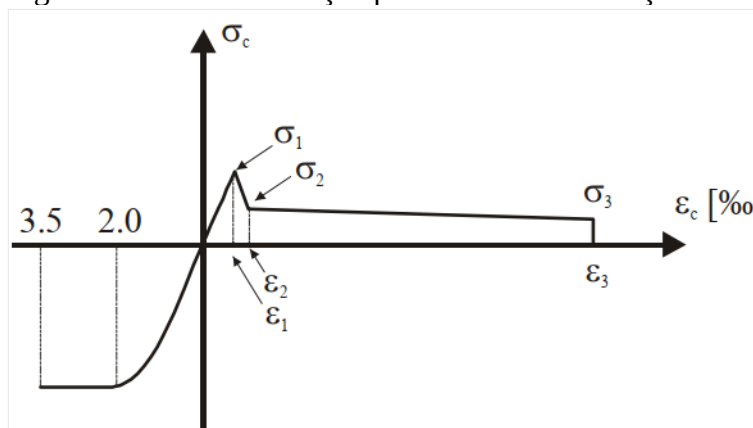
6.1.2.1.2 Concreto reforçado com fibras de aço – comportamento na tração

Para descrever o comportamento uniaxial à tração da matriz de concreto reforçada com fibras de aço, foram analisados três diferentes modelos constitutivos: RILEM TC 162-TDF (2003), Fib Model Code (2010) e a metodologia proposta por Voo e Foster (2003), os quais serão descritos brevemente a seguir.

Modelo constitutivo do RILEM TC 162-TDF

O método de cálculo proposto pelo RILEM TC 162-TDF para prever o comportamento à tração do concreto reforçado com fibras de aço baseia-se no critério de tensão-deformação ($\sigma - \varepsilon$), conforme apresenta a Figura 55.

Figura 55 - Diagrama tensão-deformação para o concreto reforçado com fibras de aço



Fonte: RILEM TC 162-TDF (2003).

No método ($\sigma - \varepsilon$), a tensão está associada a uma deformação fictícia em uma região específica ao redor da fissura e os parâmetros que regem o comportamento pós-fissuração são obtidos através da realização de ensaios de flexão em vigas.

Os pontos que definem o diagrama podem ser determinados utilizando as expressões 6.7 a 6.13, conforme apresentadas abaixo:

$$\sigma_1 = 0,7 f_{fctm,fl} (1,6 - d) \quad (6.7)$$

$$\sigma_2 = 0,45 f_{R,1} k_h \quad (6.8)$$

$$\sigma_3 = 0,37 f_{R,4} k_h \quad (6.9)$$

$$E_c = 9500 (f_{fcm})^{1/3} \quad (6.10)$$

$$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E_c \quad (6.11)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0,1\text{‰} \quad (6.12)$$

$$\varepsilon_3 = 25\text{‰} \quad (6.13)$$

Em que:

$f_{fctm,fl}$: resistência média à tração na flexão;

$f_{R,1}$: resistência residual à tração na flexão correspondente ao $CMOD_1$;

$f_{R,4}$: resistência residual à tração na flexão correspondente ao $CMOD_4$;

f_{fcm} : resistência média à compressão do concreto;

d : altura efetiva do corpo de prova (mm);

k_h : fator de tamanho (*size fator*);

E_c : módulo de elasticidade do concreto (MPa).

O valor médio da resistência à tração na flexão pode ser calculado de acordo com as equações 6.14 e 6.15:

$$f_{fctm,fl} = (1,6 - \frac{d}{1000}) f_{ctm} \quad (6.14)$$

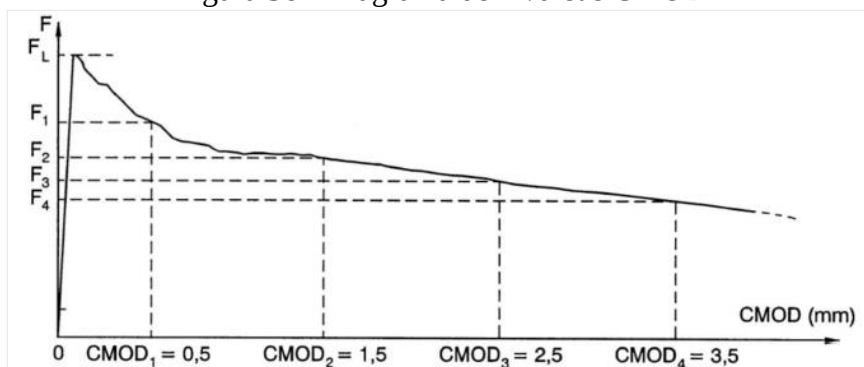
$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (6.15)$$

Já o fator de tamanho (k_h) pode ser determinado utilizando a expressão 6.16:

$$k_h = 1 - 0,6 \frac{h (cm) - 12,5}{47,5} \text{ sendo } 12,5 \leq h \leq 60 (cm) \quad (6.16)$$

As resistências residuais à tração são obtidas por meio de ensaios de flexão em vigas, seguindo o procedimento descrito pela norma EN 14651:2005, conforme ilustra a Figura 56.

Figura 56 - Diagrama de F versus CMOD



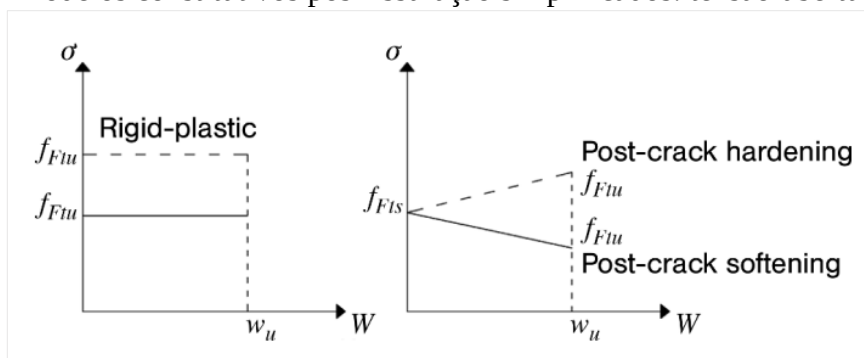
Fonte: EN 14561 (2005).

É importante destacar que o Brasil também possui normativas para determinação das resistências à tração na flexão do CRF, especificados na ABNT NBR 16935:2021 e ABNT NBR 16940:2021.

Modelo Constitutivo do Fib Model Code (2010)

Dois modelos constitutivos simplificados de tensão-abertura de fissura ($\sigma - w$) podem ser obtidos a partir dos resultados do ensaio de flexão em vigas padronizado pela EN 14651:2005. Segundo o código, o concreto reforçado com fibras pode assumir um comportamento rígido-plástico ou um comportamento linear pós-fissuração de natureza “*hardening*” (endurecimento) ou “*softening*” (amolecimento), como mostra a Figura 57.

Figura 57 - Modelos constitutivos pós-fissuração simplificados: tensão-abertura de fissura



Fonte: Fib Model Code (2010).

A grandeza f_{Fts} representa a resistência residual à tração em serviço, definida como a resistência pós-fissuração para aberturas de fissuras em serviço. Por outro lado, a grandeza f_{Ftu} representa a resistência residual última do concreto reforçado com fibras de aço.

Assim, o modelo rígido-plástico, segundo o Fib Model Code (2010), admite um único valor de referência, f_{Ftu} , com base no comportamento último. Desta forma, o valor de f_{Ftu} pode ser calculado pela equação 6.17:

$$f_{Ftu} = f_{R3}/3 \quad (6.17)$$

Sendo:

f_{R3} : resistência residual à tração na flexão correspondente ao $CMOD_3$.

Quanto ao modelo linear, o Fib Model Code (2010) utiliza dois valores de referência, nomeadamente f_{Fts} e f_{Ftu} . Eles podem ser definidos por meio dos valores de resistência residual à tração na flexão do CRF, utilizando as equações 6.18 e 6.19:

$$f_{Fts} = 0,45f_{R1} \quad (6.18)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (6.19)$$

Em que:

f_{R1} : resistência residual à tração na flexão correspondente ao $CMOD_1$;

f_{R3} : resistência residual à tração na flexão correspondente ao $CMOD_3$;

$CMOD_3$: valor de abertura de fissura igual a 2,5 mm;

w_u : é a máxima abertura de fissura aceita no projeto estrutural e seu valor depende da ductilidade necessária, não podendo exceder a 2,5 mm.

Deste modo, a máxima abertura de fissura aceita em projeto é definida conforme expressão 6.20:

$$w_u = l_{cs}\varepsilon_{Fu} \quad (6.20)$$

Onde:

ε_{Fu} : deformação última do CRF, adotando-se um valor igual a 2% para uma distribuição variável de deformações ao longo da seção transversal e 1% para distribuição constante de deformações ao longo da seção transversal;

l_{cs} : comprimento característico estrutural.

Metodologia proposta por Voo e Foster (2003)

Para quantificar a contribuição das fibras na resistência à tração do concreto reforçado com fibras de aço, utilizou-se o modelo proposto por Voo e Foster (2003), o “*Variable Engagement Method*” (VEM), o qual foi baseado no diagrama tensão-deslocamento de abertura de fissura.

De acordo com Ng, Htut e Foster (2012), o comportamento da resistência de um compósito reforçado com fibras pode ser obtido pela soma de seus componentes, ou seja, a resposta é dada pela soma da tensão resistida pela matriz de concreto e pela tensão resistida pelas fibras, que pode ser descrita de acordo com a equação 6.21:

$$\sigma(w) = \sigma_c(w) + \sigma_f(w) \quad (6.21)$$

Para o concreto, a tensão de amolecimento à tração pode ser calculada conforme a expressão 6.22:

$$\sigma_c(w) = c_1 f_{ct} e^{-c_2 w} \quad (6.22)$$

Em que:

c_1 : coeficiente para qualquer efeito benéfico das fibras na resistência de pico, cujo valor pode ser assumido igual a 1;

c_2 : coeficiente que controla a inclinação do ramo descendente da curva $\sigma - w$, sendo influenciado pelo volume de fibras e a composição da matriz cimentícia;

f_{ct} : resistência à tração do concreto sem fibras, cujo valor pode ser estimado utilizando a relação $0,6\sqrt{f_{cm}}$ proposta por Voo e Foster (2003), sendo f_{cm} a resistência média à compressão do concreto.

Para o coeficiente c_2 , os autores Ng, Htut e Foster (2012) sugerem utilizar a equação 6.23:

$$c_2 = \frac{20}{(1+100 V_f)} \quad (6.23)$$

Sendo:

V_f : teor de fibras por volume.

Quanto à parcela que corresponde à tensão resistida pelas fibras, Voo e Foster (2003) propõem a expressão 6.24:

$$\sigma_f(w) = \frac{1}{\pi} \tan^{-1} \left(\frac{\alpha_e w}{d_f} \right) \left(1 - \frac{2w}{l_f} \right)^2 \frac{l_f}{d_f} V_f \sigma_b \quad (6.24)$$

Onde:

α_e : corresponde ao parâmetro de ancoragem da fibra. Para fibras em gancho, este parâmetro corresponde a 3,5.

d_f : diâmetro médio da fibra de aço;

l_f : comprimento médio da fibra de aço;

σ_b : tensão de cisalhamento média entre a fibra e a matriz cimentícia, cujo valor pode ser calculado como $0,8\sqrt{f_{cm}}$, sendo f_{cm} a resistência média à compressão do concreto.

6.1.2.2 Modelo constitutivo da madeira

Optou-se por considerar o comportamento da madeira como o de um material elástico-linear de elevada rigidez. Portanto, admitiu-se um módulo de elasticidade igual a 2000 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3.

6.1.2.3 Modelo constitutivo da borracha

Decidiu-se por considerar o comportamento da borracha como o de um material elástico-linear de alta rigidez. Assim, adotou-se um módulo de elasticidade igual a 22 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3.

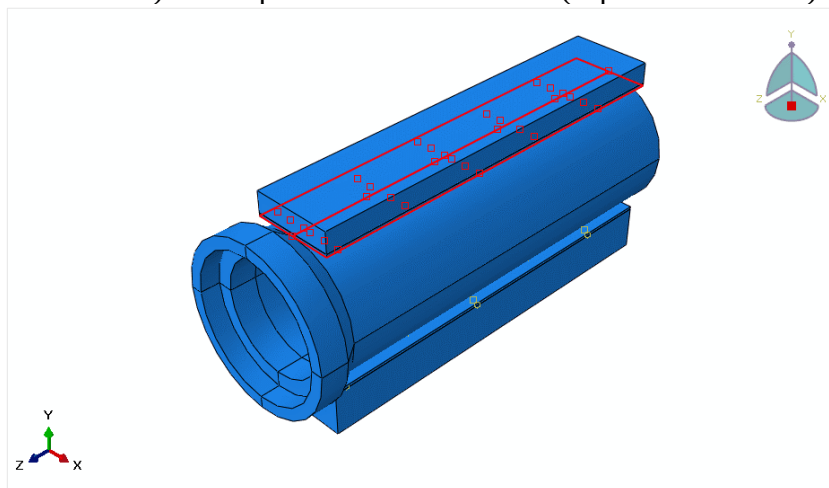
6.1.3 Contato e restrições aos graus de liberdade

Diversas interações de contato e restrições do tipo “*tie*” foram aplicadas para simular uma adequada conexão entre os componentes (ou elementos) do modelo numérico.

Para tanto, optou-se por se utilizar uma interação do tipo “contato” entre o corpo do tubo de concreto e a tira de borracha superior (Figura 58), e entre o corpo do tubo de concreto e as duas tiras inferiores de borracha (Figura 59 e 60), utilizando o método de discretização “*surface-to-surface*”.

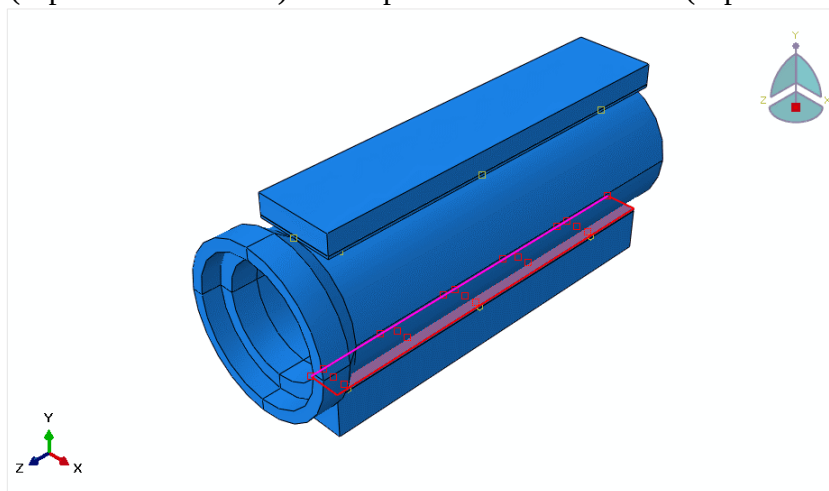
Desta forma, para o contato mecânico e comportamento tangencial, habilitou-se a formulação de atrito do tipo “*penalty*”, com um coeficiente de atrito (*friction coeff*) igual a 0,4. Quanto ao comportamento normal da interação, definiu-se a opção “*Pressure-Overclosure*” do tipo “*Hard Contact*”, de modo a impedir a penetração de uma superfície sobre a outra.

Figura 58 - Interação de contato entre a face inferior da borracha superior (superfície “*master*”) e o corpo do tubo de concreto (superfície “*slave*”)



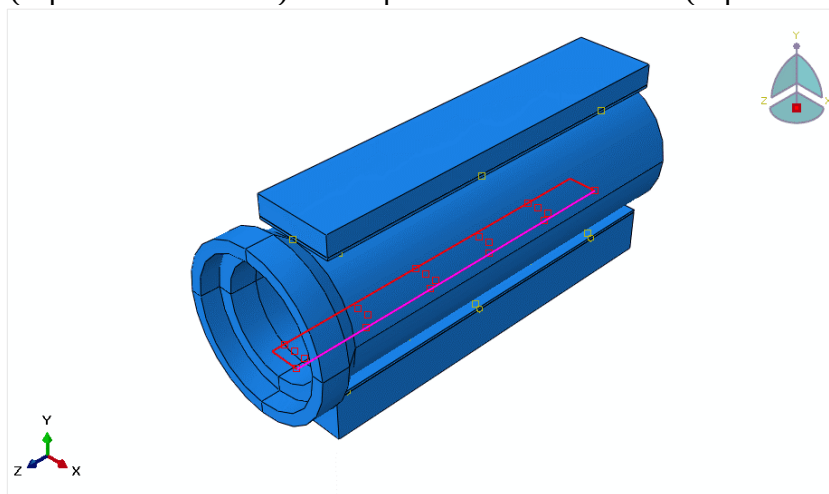
Fonte: Própria autora.

Figura 59 - Interação de contato do lado direito entre a face superior da tira de borracha inferior (superfície “*master*”) e o corpo do tubo de concreto (superfície “*slave*”)



Fonte: Própria autora.

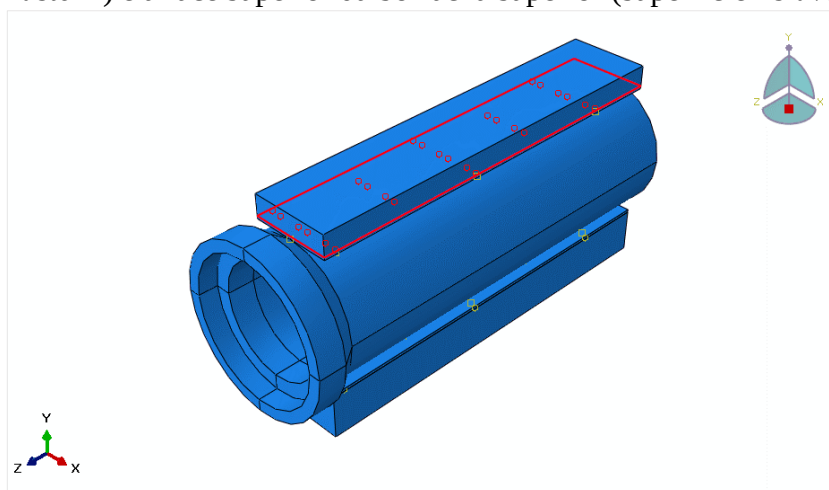
Figura 60 - Interação de contato do lado esquerdo entre a face superior da tira de borracha inferior (superfície “master”) e o corpo do tubo de concreto (superfície “slave”)



Fonte: Própria autora.

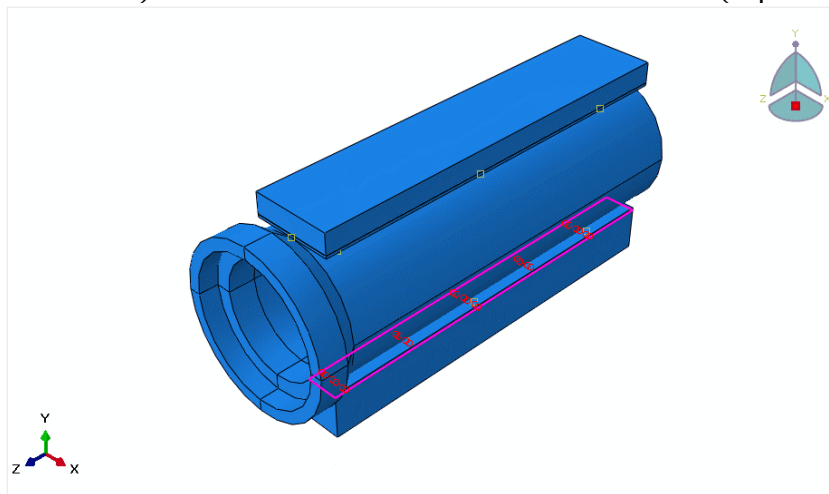
Além disso, aplicou-se restrição do tipo “tie”, impedindo qualquer tipo de deslocamento entre a madeira superior e a borracha superior (Figura 61), assim como entre a madeira inferior e as duas tiras de borrachas inferiores (Figura 62 e 63).

Figura 61 – Restrição do tipo “tie” entre a face inferior da madeira superior (superfície “master”) e a face superior da borracha superior (superfície “slave”)



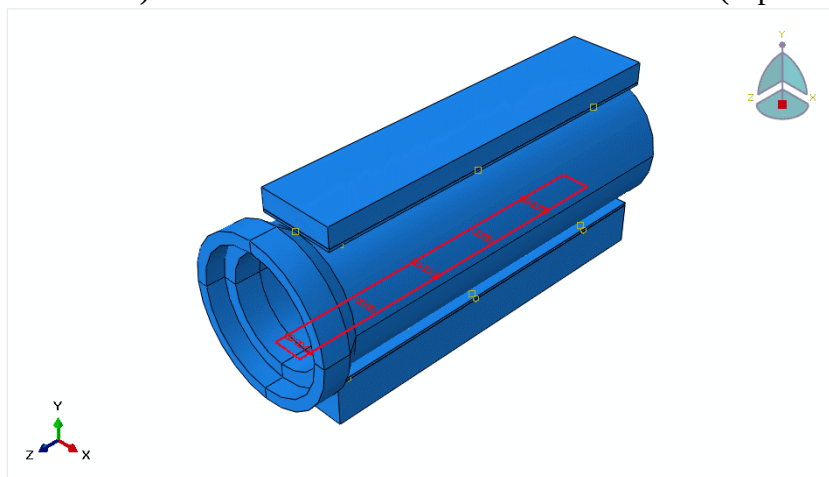
Fonte: Própria autora.

Figura 62 – Restrição do tipo “tie” do lado direito entre a face superior da madeira inferior (superfície “master”) e a face inferior da tira de borracha inferior (superfície “slave”)



Fonte: Própria autora.

Figura 63 - Restrição do tipo “tie” do lado esquerdo entre a face superior da madeira inferior (superfície “master”) e a face inferior da tira de borracha inferior (superfície “slave”)



Fonte: Própria autora.

6.1.4 Condições de contorno e aplicação de carregamento

As condições de contorno impostas ao modelo numérico tiveram por finalidade reproduzir o comportamento do sarrafo de madeira inferior, utilizado como apoio para o tubo de concreto, durante o ensaio de compressão diametral.

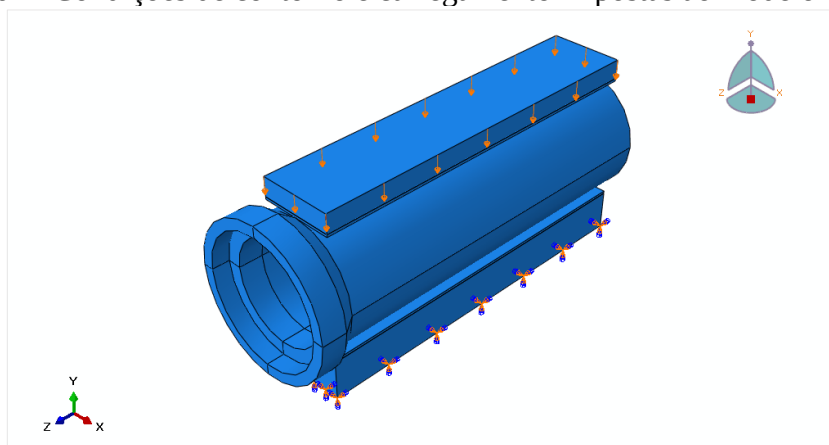
Por isso, utilizou-se a opção “*boundary condition*” do tipo “*Displacement/Rotation*” para restringir a face inferior do sarrafo de madeira inferior a qualquer tipo de movimento ($U_1=U_2=U_3=0$ e $UR_1=UR_2=UR_3=0$), conforme mostra a Figura 64.

Quanto ao carregamento, preferiu-se por aplicar um deslocamento prescrito. De acordo com Younis *et al.* (2021), o Abaqus trabalha na resolução iterativa das equações de equilíbrio

de cada um dos elementos finitos com pequenos incrementos de deslocamento, sendo capaz de gerar dados da carga aplicada para cada incremento de deslocamento aplicado. Com isso, a soma das forças de reação vertical em cada nó ao longo do sarrafo de madeira superior corresponde à carga total aplicada no sistema, o que torna possível a construção dos gráficos de carga aplicada *versus* deslocamento.

Assim, por meio do recurso “*boundary condition*” do tipo “*Displacement/Rotation*”, a face superior do sarrafo de madeira superior foi submetida a um deslocamento vertical descendente no “eixo y” de vinte milímetros ($U_2 = -20$ mm). Este mecanismo imposto ao modelo numérico, também foi utilizado nos estudos de Mohamed e Nehdi (2016), Ramadan *et al.* (2020) e Younis *et al.* (2021), para a modelagem numérica por elementos finitos de tubos de concreto.

Figura 64 - Condições de contorno e carregamento impostas ao modelo numérico



Fonte: Própria autora.

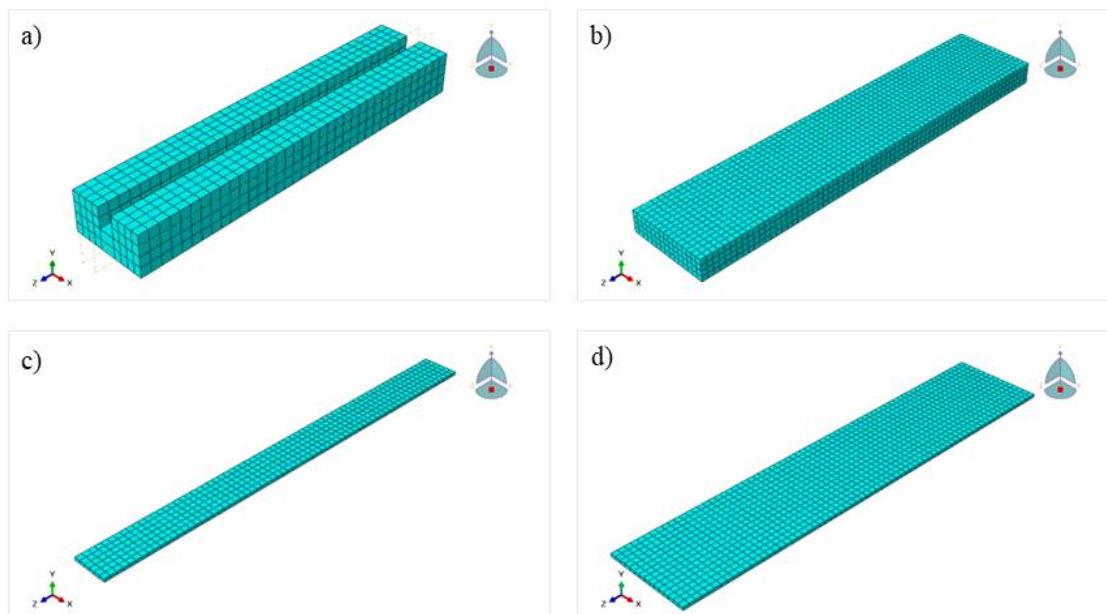
6.1.5 Geração de malha

Foram utilizados elementos tridimensionais hexaédricos com integração reduzida do tipo C3D8R para representar o tubo de concreto, os sarrafos de madeira inferior e superior, e as tiras de borracha.

Contudo, um refinamento de malha foi realizado para a geometria do tubo de concreto. Para isso, foram testados três diferentes tamanhos de malhas, iguais a 10 mm, 15 mm e 20 mm, a fim de verificar a influência do tamanho do elemento na resposta numérica. Os resultados referentes aos testes de malhas serão apresentados no Capítulo 7.

As demais geometrias do modelo numérico, sarrafos de madeira e tiras de borracha foram modeladas com tamanho de malha de 20 mm, conforme ilustra a Figura 65.

Figura 65 - Elemento finito C3D8R utilizado na geração de malhas do (a) sarrafo de madeira inferior, (b) sarrafo de madeira superior, (c) tira de borracha inferior e (d) borracha superior



Fonte: Própria autora.

6.1.6 Procedimento para a análise não linear

Na simulação numérica foi aplicado o procedimento de análise estática geral, utilizando o processo incremental iterativo de Newton-Raphson (*Full Newton-Raphson Method*).

7 CALIBRAÇÃO NUMÉRICA

A calibração numérica é uma etapa importante no processo que visa ajustar determinadas variáveis do modelo computacional, a fim de obter uma resposta numérica com precisão aceitável, em relação à resposta experimental.

Neste contexto, a calibração do modelo numérico foi realizada em várias etapas, utilizando-se, como referência, a curva de carga *versus* deslocamento diametral do tubo com diâmetro de 400 mm e classe de resistência PA1, obtida experimentalmente. Para cada parâmetro alterado no modelo numérico, a curva de carga-deslocamento foi traçada e comparada à curva experimental.

É importante destacar que, embora a NBR 8890:2020 especifique que tubos de concreto reforçados com fibras de aço devem ser submetidos ao ensaio cíclico, ou seja, após atingir a carga mínima de ruptura, o carregamento deve ser removido integralmente e, em seguida, o tubo deve ser novamente recarregado, a adoção de um carregamento contínuo ou cíclico não apresenta diferenças significativas nos resultados do ensaio de compressão diametral, conforme demonstrado nos estudos de Figueiredo (2008). Portanto, os modelos numéricos desenvolvidos não consideraram o ciclo adicional de descarregamento e recarregamento.

Além disso, os resultados numéricos se concentraram apenas nos deslocamentos da região da ponta do tubo. Durante os ensaios experimentais, observou-se que as fissuras longitudinais se iniciaram na região da ponta, devido à sua menor rigidez e, se propagaram para a região da bolsa. Consequentemente, a região da ponta apresentou maiores deslocamentos em comparação à região da bolsa.

Ante ao exposto, o processo de calibração será descrito a seguir.

7.1 PRIMEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: MODELAGEM DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO DO CRFA

A primeira etapa da calibração consistiu em avaliar diferentes modelos constitutivos quanto à sua capacidade de prever a resposta estrutural de tubos de concreto reforçados com fibras de aço. Para isso, o resultado experimental da curva de carga *versus* deslocamento diametral do tubo de 400 mm – PA1 foi comparado aos resultados das simulações numéricas, as quais empregaram diferentes leis constitutivas para descrever o comportamento à tração e a compressão do concreto.

A resposta do concreto reforçado com fibras de aço sob compressão uniaxial foi simulada de acordo com o modelo proposto por Barros e Figueiras (1999). Por outro lado, o comportamento à tração do concreto foi simulado empregando-se três leis constitutivas distintas: RILEM (2003), Fib Model Code (2010) e a metodologia proposta por Voo e Foster (2003).

Para esta etapa inicial, a geometria tubo de concreto (400 mm - PA1) foi discretizada com uma malha em que o tamanho médio dos elementos era de 20 mm. Os parâmetros de entrada do CDP e as leis constitutivas, serão detalhados a seguir.

7.1.1 Parâmetros de entrada

No modelo numérico, optou-se por assumir os valores referentes ao parâmetro de excentricidade (ϵ), razão entre as tensões no estado biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) e o fator de forma (K_c) como sendo iguais aos da literatura (Ferrado, Escalante e Rougier, 2018; Mohamed e Nehdi, 2016; Ramadan *et al.*, 2020; Riahi, 2016; Tehrani, 2016; Younis *et al.*, 2021), conforme apresentado no Capítulo 6. A Tabela 10 apresenta os parâmetros do CDP adotados na primeira etapa da calibração numérica.

Tabela 10 - Parâmetros de entrada do CDP	
Parâmetro	Valor
Densidade (kg/m ³)	2400
Coeficiente de Poisson	0,2
Módulo de elasticidade (GPa)	28,38
Ângulo de dilatação (°)	36,31
Excentricidade	0,1
k_c	0,667
f_{b0}/f_{c0}	1,16
Parâmetro de viscosidade	0,0001

Fonte: Própria autora.

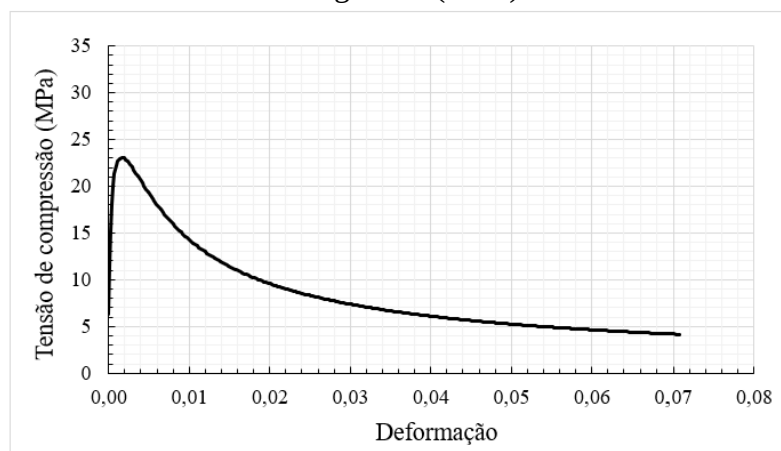
7.1.2 Concreto comprimido

A lei constitutiva uniaxial de compressão sugerida por Barros e Figueiras (1999) foi utilizada no modelo de elementos finitos no Abaqus. O diagrama de tensão-deformação do concreto comprimido para um f_{cm} de 23 MPa é apresentado na Figura 66.

Cabe ressaltar que, por meio de uma análise inversa, foi possível determinar a resistência média à compressão (f_{cm}) dos tubos de concreto, visto que essa informação não foi fornecida pelo fabricante dos tubos.

Além disso, é importante destacar que, de acordo com Monte (2015), os tubos de classe PA1 são normalmente produzidos com resistência à compressão igual a 25 MPa. Portanto, a estimativa do f_{cm} está em concordância com as expectativas.

Figura 66 - Lei constitutiva à compressão utilizada no Abaqus e baseada no modelo de Barros e Figueiras (1999)



Fonte: Própria autora.

Adicionalmente, foi inserido no Abaqus o parâmetro de dano à compressão (d_c), que caracteriza a degradação da rigidez. Este parâmetro foi calculado de acordo com a equação 7.1, proposta por Yu et al., (2010), e está representado graficamente na Figura 67.

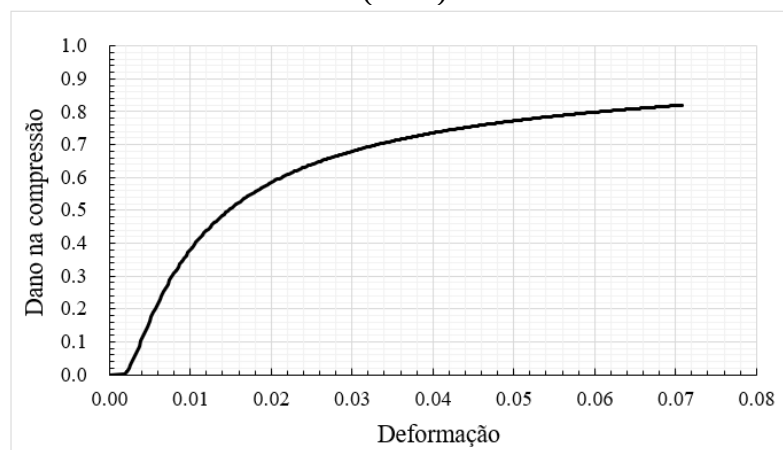
$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (7.1)$$

Em que:

σ_c : tensão de compressão do concreto no ramo descendente;

f_c : tensão de compressão do concreto no ponto de pico (máximo).

Figura 67 - Lei de dano à compressão utilizado no Abaqus e baseada no modelo de Yu *et al.* (2010)



Fonte: Própria autora.

7.1.3 Concreto tracionado - Modelo constitutivo do RILEM (2003)

A lei constitutiva do RILEM (2003), baseada na relação tensão-deformação, foi utilizada como entrada no modelo de elementos finitos do Abaqus para representar o comportamento à tração do concreto.

Contudo, para determinar o diagrama tensão-deformação utilizando-se as expressões do RILEM, torna-se necessário o ensaio de flexão em vigas. Uma vez que estes ensaios não foram realizados neste estudo, os valores dos parâmetros relacionados às tensões residuais foram adotados com base nos dados fornecidos em relatórios disponibilizados pela Belgo Bekaert, conforme indicado na Tabela 11. Estes valores foram obtidos por meio de ensaios realizados em vigas entalhadas, para um concreto de classe C25, reforçado com 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG.

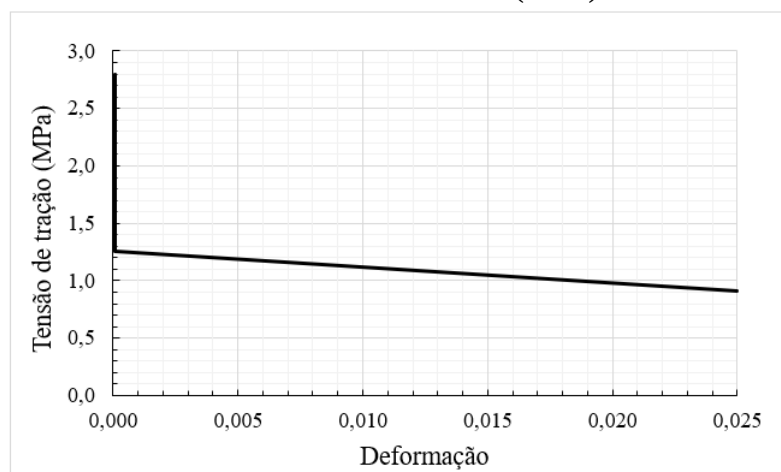
Tabela 11 - Valores das tensões residuais médias

Parâmetros	Valor
f_L	4,80
f_{R1}	2,80
f_{R2}	2,92
f_{R3}	2,75
f_{R4}	2,45

Fonte: Bekaert (2013).

A partir dos valores da Tabela 11, as tensões e deformações foram calculadas de acordo com o procedimento do RILEM (2003) e o diagrama correspondente foi plotado, conforme apresentado na Figura 68.

Figura 68 - Diagrama tensão-deformação utilizado no Abaqus e baseado no modelo constitutivo do RILEM (2003)



Fonte: Própria autora.

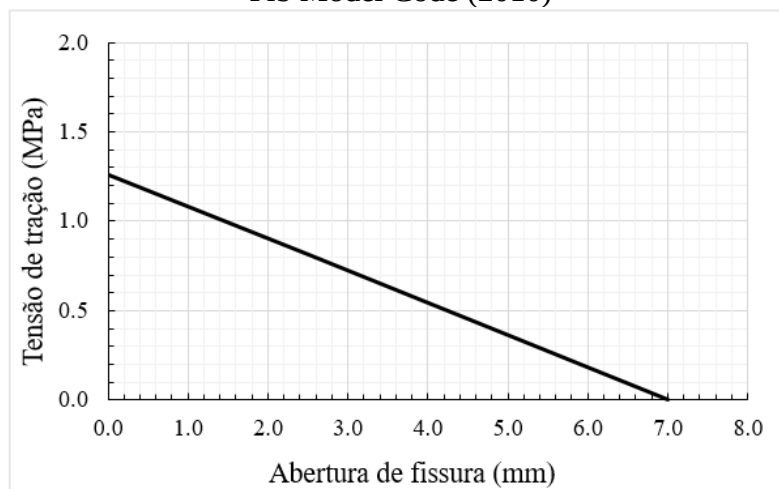
7.1.4 Concreto tracionado – Modelo Fib Model Code (2010)

O modelo linear proposto pelo Fib Model Code (2010) para representar o comportamento do concreto tracionado é definido pela relação tensão-abertura de fissura, conforme descrito no Capítulo 6.

Para o cálculo das tensões f_{Fts} e f_{Ftu} , que representam, respectivamente, a resistência residual à tração em serviço e a resistência residual última, é necessário realizar ensaios de flexão em vigas para determinação das resistências residuais correspondentes aos valores de $CMOD$. No entanto, como estes ensaios não foram realizados, os valores das resistências residuais foram adotados com base nos dados disponibilizados pela Belgo Bekaert e conforme apresentado na Tabela 11.

O valor da abertura de fissura última, $w_u = l_{cs}\epsilon_{Fu}$, foi determinado considerando-se $l_{cs} = h_{ensaio}$, onde h_{ensaio} é igual a 125 mm (valor da altura efetiva do corpo-de-prova) e assumindo que ϵ_{Fu} é igual a 2% para uma distribuição variável de deformações ao longo da seção transversal. Este procedimento de determinação foi seguido conforme o especificado pela EN 14651:2005. A Figura 69 exibe o diagrama simplificado do concreto reforçado com fibras de aço sujeito à tração, utilizando-se a relação tensão-deslocamento de fissura.

Figura 69 - Comportamento à tração utilizado no Abaqus de acordo com o modelo linear do Fib Model Code (2010)



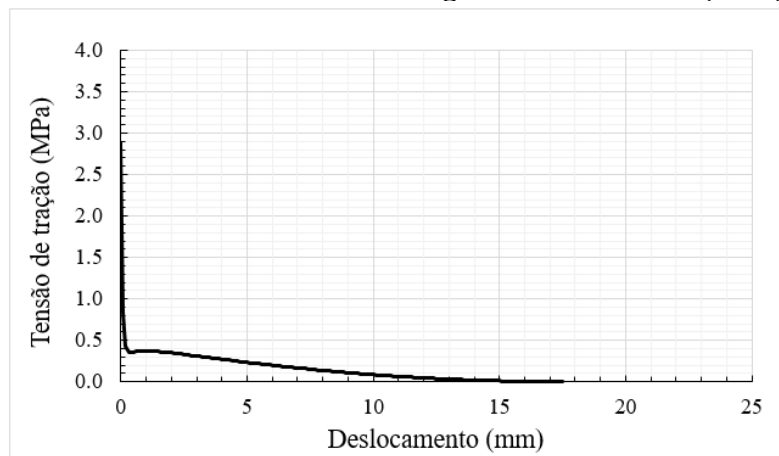
Fonte: Própria autora.

Cabe destacar que foi assumida uma tensão de fundo nula para a abertura de fissura final igual a 7 mm, sendo este valor de abertura de fissura determinado por meio de uma simples semelhança de triângulos aplicado ao método linear proposto pelo Fib Model Code (2010).

7.1.5 Concreto tracionado – Metodologia proposta por Voo e Foster (2003)

A metodologia proposta por Voo e Foster (2003) foi utilizada na entrada de dados do modelo numérico para representar a resistência do concreto reforçado com fibras de aço para um determinado deslocamento de abertura de fissura. O diagrama tensão-deslocamento do concreto tracionado é apresentado na Figura 70.

Figura 70 - Curva tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do concreto baseada na metodologia de Voo e Foster (2003)

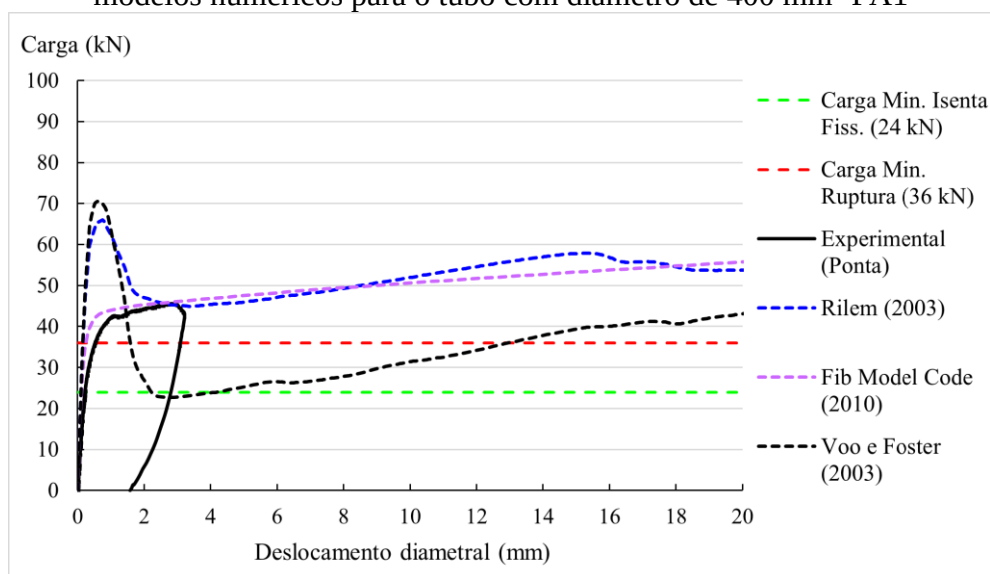


Fonte: Própria autora.

7.1.6 Comparação dos resultados numéricos e experimentais

Para fins de calibração, os resultados dos três modelos numéricos são comparados ao resultado experimental do modelo de referência, conforme Figura 71. É importante destacar, mais uma vez, que embora os modelos numéricos utilizem a mesma lei constitutiva para a compressão, as leis constitutivas à tração são distintas.

Figura 71 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental e dos modelos numéricos para o tubo com diâmetro de 400 mm -PA1



Fonte: Própria autora.

Observa-se na Figura 71, que as curvas numéricas apresentam uma boa concordância com o resultado experimental para a fase elástica linear, isto é, para a fase inicial de carregamento. Isso indica, de acordo com Younis *et al.* (2021), que a suposição do módulo de elasticidade para o concreto está apropriada. No entanto, nota-se que todos os modelos numéricos superestimam a capacidade de carga máxima do tubo de concreto.

As curvas numéricas do RILEM (2003) e Voo e Foster (2003) exibem comportamentos semelhantes: após atingir a carga máxima, nota-se uma redução na capacidade resistente do tubo, seguida por um aumento da carga resistida com o aumento do deslocamento diametral.

Contrariamente, a curva numérica Fib Model Code (2010) apresenta um aumento linear da capacidade resistente do tubo com o aumento do deslocamento diametral. Isso significa que o tubo suporta níveis crescentes de carregamento, mesmo após o surgimento das fissuras, o que não corresponde ao observado durante o ensaio experimental.

Embora as curvas numéricas do RILEM (2003) e Voo e Foster (2003) superestimem as tensões de pico e pós-pico, elas fornecem uma previsão mais assertiva do comportamento do tubo de concreto em relação ao modelo numérico do Fib Model Code (2010).

Contudo, apesar das previsões semelhantes entre os modelos numéricos RILEM (2003) e Voo e Foster (2003), há uma diferença significativa em seus tempos de processamento. Isso ocorre porque o modelo constitutivo do RILEM (2003) é baseado no diagrama tensão-deformação para representar o comportamento à tração do concreto, o que resulta em um tempo de processamento maior em comparação com modelo proposto por Voo e Foster (2003), que considera o diagrama tensão-abertura de fissura para tal representação.

Portanto, optou-se por se empregar, em todas as simulações numéricas, a metodologia sugerida por Voo e Foster (2003) para representar o comportamento à tração do concreto reforçado com fibras de aço. Porém, uma análise de sensibilidade foi realizada para ajustar os parâmetros assumidos, a fim de aproximar a curva de carga-deslocamento numérica à experimental.

Cabe ressaltar que, a metodologia proposta por Voo e Foster (2003) também foi utilizada nos trabalhos de Mohamed e Nehdi (2016) e Ferrado, Escalante e Rougier (2018) para modelagem de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.

7.2 SEGUNDA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: AJUSTE NO MODELO CONSTITUTIVO À TRAÇÃO

A resposta da curva de carga *versus* deslocamento diametral é controlada principalmente pelo comportamento à tração do concreto, e, como tal, este parâmetro deve ser, sempre que necessário, calibrado e ajustado (Mohamed e Nehdi, 2016; Ramadan *et al.*, 2020; Younis *et al.*, 2021). Portanto, a segunda etapa da calibração numérica concentrou-se no refinamento do comportamento à tração do concreto reforçado com fibras de aço, de acordo com a metodologia proposta por Voo e Foster (2003).

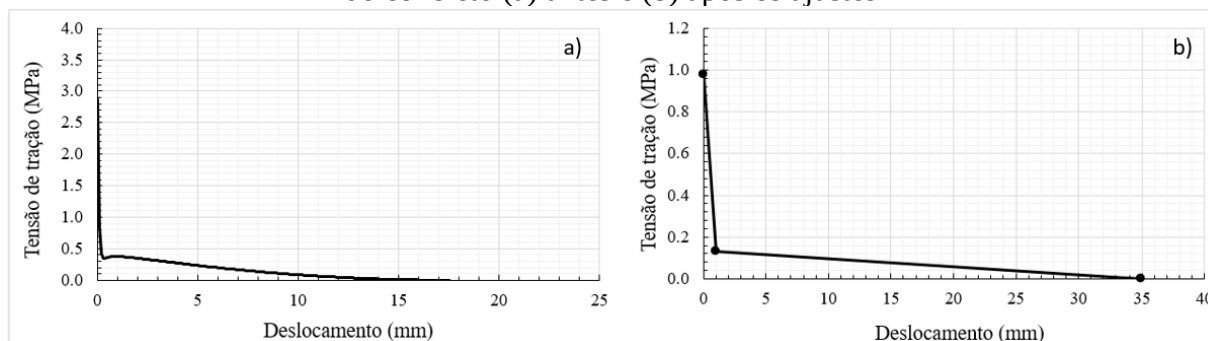
Como demonstrado na Figura 71, o modelo numérico que se utiliza das expressões sugeridas por Voo e Foster (2003) sem qualquer calibração prévia superestimou em 55% a carga máxima resistida pelo tubo. Dessa forma, foram necessários ajustes na modelagem numérica, a fim de aproximar a curva numérica à experimental.

Observação semelhante foi relatada na pesquisa de Mohamed e Nehdi (2016), ao modelar a resposta carga-deslocamento de tubos de concreto reforçados com fibras de aço, empregando as expressões sugeridas por Voo e Foster (2003). Os autores afirmaram que o modelo numérico,

inicialmente sem calibração, superestimou em 35% a carga máxima suportada pelo tubo de concreto. Assim, os autores procederam à calibração do modelo, modificando o comportamento da curva de carga-deslocamento para uma relação linear. Para isso, o pico de tração foi alterado e, conseqüentemente, os deslocamentos foram ajustados. No entanto, a energia de fratura (área sob a curva tensão-deslocamento) permaneceu constante, antes e depois dos ajustes. Após a calibração, os autores obtiveram resultados satisfatórios, com o comportamento da curva numérica próximo ao experimental.

Partindo deste princípio, neste estudo também foi realizado um ajuste na curva de tensão-deslocamento proposta por Voo e Foster (2003). Para tanto, a relação tensão-deslocamento foi definida por três pontos, a fim de facilitar a calibração e reduzir o tempo computacional. O pico de tração (f_{ct}) foi obtido por uma análise inversa e os deslocamentos foram ajustados, mantendo-se a energia de fratura constante antes e após as alterações. O melhor ajuste foi alcançado ao representar a relação tensão-deslocamento da fissura por um diagrama de comportamento bilinear, conforme ilustra a Figura 72.

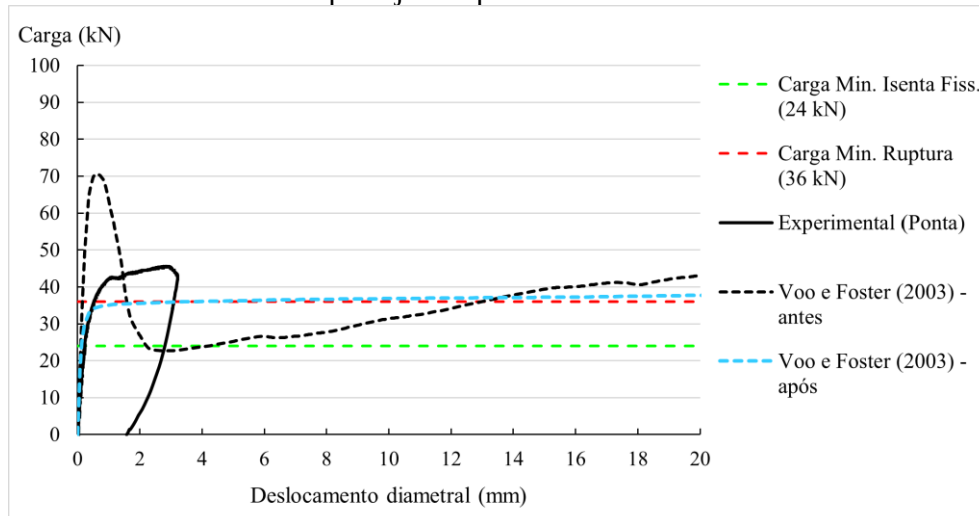
Figura 72 - Relação tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do concreto (a) antes e (b) após os ajustes



Fonte: Própria autora.

A Figura 73 apresenta os resultados numéricos antes e depois das modificações realizadas no parâmetro referente à tração do concreto e comparando-os com o resultado experimental. É importante ressaltar que, nesta etapa, os parâmetros de entrada do CDP permaneceram inalterados, conforme mencionado na Tabela 10, e o tamanho da malha permaneceu fixo em 20 mm.

Figura 73 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental e dos modelos numéricos antes e após ajustes para o tubo com diâmetro de 400 mm - PA1



Fonte: Própria autora.

Após os ajustes, nota-se uma mudança significativa no comportamento da curva numérica Voo e Foster (2003) em relação à anterior. Observa-se que agora a curva numérica exibe um patamar constante, sugerindo que o tubo é capaz de manter a carga à medida que o deslocamento diametral aumenta. No entanto, esse comportamento ainda não corresponde aos resultados experimentais.

Além disso, destaca-se que a carga máxima obtida após as modificações foi inferior à carga máxima previamente estimada e inferior à carga máxima registrada experimentalmente.

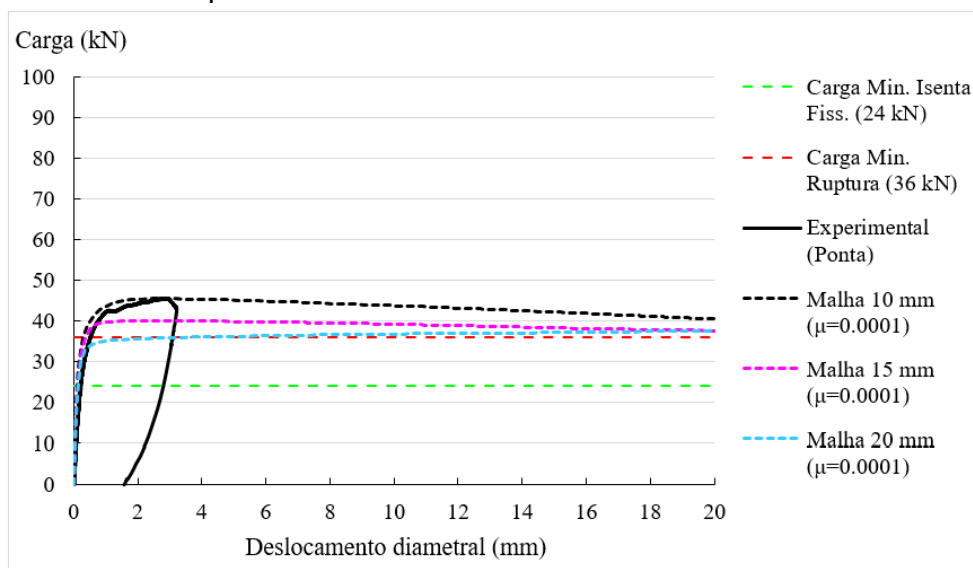
Por essa razão, optou-se por se manter o modelo numérico com os parâmetros de tração modificados e alterar o tamanho de malha e o valor da viscosidade do concreto, realizando, portanto, testes de malha e testes de viscosidade, a fim de avaliar a influência desses parâmetros na resposta numérica.

7.3 TERCEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE MALHA

Após ajustar o comportamento à tração do concreto, a terceira etapa da calibração numérica concentrou-se na análise de sensibilidade da malha. De acordo com Neuberger *et al.* (2023), o refinamento de malha é de extrema importância, pois o tamanho do elemento finito influencia diretamente a precisão e a qualidade da resposta numérica.

Por esse motivo, realizou-se um estudo de sensibilidade de malha, mantendo-se constante todas as variáveis do CDP, conforme indicado na Tabela 10. Malhas com tamanhos de 10 mm, 15 mm e 20 mm foram testadas, e os resultados são apresentados na Figura 74.

Figura 74 - Curvas de carga-deslocamento dos testes de malha com viscosidade constante para o tubo com diâmetro de 400 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Nota-se que a malha influencia diretamente a precisão da resistência máxima alcançada pelo modelo numérico, indicando um aumento da resistência à medida que o tamanho da malha diminui. Assim, pode-se afirmar que, quanto menor a malha, mais precisa a estimativa.

Para uma análise mais detalhada dos resultados, a Tabela 12 apresenta os valores da carga máxima obtida experimentalmente e em cada modelo numérico para diferentes tamanhos de malha; já a Tabela 13 mostra a relação entre a carga máxima desses modelos e a carga experimental.

Tabela 12 - Comparação entre a carga máxima experimental e as cargas máximas dos modelos numéricos de diferentes malhas

Carga	Valor
Carga máxima experimental	45,59
Carga máxima numérica (kN) malha 10 mm	45,53
Carga máxima numérica (kN) malha 15 mm	40,05
Carga máxima numérica (kN) malha 20 mm	37,74

Fonte: Própria autora.

Tabela 13 - Relação entre as cargas máximas dos modelos numéricos de diferentes malhas e a carga máxima experimental

Relação	Valor	Erro (%)
$\frac{Carga_{max,num.10\ mm}}{Carga_{max,exp}}$	0,999	-0,14
$\frac{Carga_{max,num.15\ mm}}{Carga_{max,exp}}$	0,878	-12,17
$\frac{Carga_{max,num.20\ mm}}{Carga_{max,exp}}$	0,828	-17,23

Fonte: Própria autora.

Observa-se que, ao se utilizar uma malha de 20 mm para a geometria tubo de concreto, a carga máxima numérica foi 17,23% inferior à experimental. Em contrapartida, ao se reduzir o tamanho da malha para 10 mm, a carga máxima numérica foi apenas 0,14% menor que a experimental. Porém, cabe ressaltar que, quanto menor o tamanho do elemento finito, maior foi o tempo de processamento.

Mohamed e Nehdi (2016) realizaram testes de malha para modelagem de tubos de concreto reforçados com fibras de aço. Os autores testaram malhas com tamanhos de 50 mm, 20 mm e 10 mm e afirmaram que os resultados numéricos foram semelhantes quando o tamanho dos elementos finitos foi de 20 mm e 10 mm. No entanto, o tempo de processamento do modelo numérico com malha de 20 mm foi cerca de 15% mais rápido em comparação com o modelo de malha de 10 mm. Logo, os autores adotaram uma malha com dimensão de 20 mm para modelagem dos tubos.

Em contrapartida, Ramadan *et al.* (2020) e Younis *et al.* (2021) utilizaram um tamanho de malha de 25 mm para a modelagem de tubos de concreto armado, a fim de se manter um tempo de processamento razoável.

Portanto, em contraste com a literatura, optou-se pelo emprego de uma malha com tamanho de 10 mm para todas as simulações numéricas. Tal escolha é justificada pelo fato de que esse tamanho de malha demonstrou concordância com o resultado experimental, ao mesmo tempo em que melhor representou o comportamento do tubo. Ou seja, após alcançar a carga máxima, observou-se uma leve diminuição na capacidade resistente com o aumento do deslocamento diametral.

7.4 QUARTA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE VISCOSIDADE

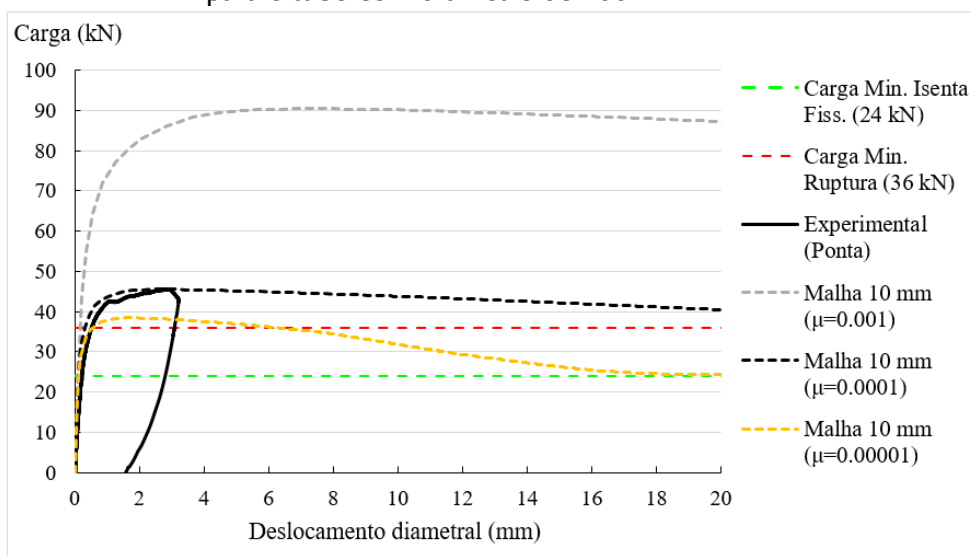
A quarta etapa da calibração numérica concentrou-se na análise de sensibilidade em relação ao parâmetro de viscosidade.

De acordo com Neuberger *et al.* (2023), materiais que apresentam comportamento de “amolecimento” e degradação de rigidez podem apresentar problemas de convergência durante o processamento numérico. Para contornar esta dificuldade, a regularização viscoplástica pode ser empregada, adotando-se um pequeno valor para o parâmetro de viscosidade, sem comprometer os resultados. Por padrão, o Abaqus adota um valor de viscosidade igual a zero, o que significa que nenhuma regularização viscoplástica é realizada. Assim, a viscosidade é um parâmetro definido apenas numericamente para reduzir problemas de convergência e não tem significado físico.

Por essa razão, Michał e Andrzej (2015) afirmam que, quando a viscosidade é igual a zero, a região de dano é bem discretizada e próxima do real. Em contrapartida, ao se aumentar o valor da viscosidade, a região de dano pode não corresponder à realidade e fornecer resultados duvidosos.

Portanto, foram analisados três diferentes valores para o parâmetro de viscosidade, a fim de verificar a sua influência na resposta numérica. Os valores assumidos foram de 0,001, 0,0001 e 0,00001, para tamanho de malha de 10 mm, conforme mostra a Figura 75.

Figura 75 - Curvas de carga-deslocamento dos testes de viscosidade com malha constante para o tubo com diâmetro de 400 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Observa-se que o parâmetro de viscosidade influencia consideravelmente o valor da resistência última alcançada pelo modelo numérico, indicando um aumento da resistência à medida que o valor da viscosidade aumenta.

Para melhor compreensão dos resultados, a Tabela 14 exibe os valores da carga máxima experimental e da carga máxima obtida em cada modelo numérico para as diferentes viscosidades consideradas. Adicionalmente, a Tabela 15 apresenta a relação entre a carga máxima desses modelos numéricos e a experimental.

Tabela 14 - Comparação entre a carga máxima experimental e as cargas máximas dos modelos numéricos com diferentes viscosidades

Carga	Valor
Carga máxima experimental	45,59
Carga máxima numérica (kN) viscosidade de 0,001	90,42
Carga máxima numérica (kN) viscosidade de 0,0001	45,53
Carga máxima numérica (kN) viscosidade de 0,00001	38,45

Fonte: Própria autora.

Tabela 15 - Relação entre as cargas máximas dos modelos numéricos de diferentes viscosidades e a carga máxima experimental

Relação	Valor	Erro (%)
$\frac{Carga_{max,num,vis\ 0.001}}{Carga_{max,exp}}$	1,983	98,31
$\frac{Carga_{max,num,vis\ 0.0001}}{Carga_{max,exp}}$	0,999	-0,14
$\frac{Carga_{max,num,vis\ 0.00001}}{Carga_{max,exp}}$	0,843	-15,68

Fonte: Própria autora.

Ao estabelecer o parâmetro de viscosidade igual a 0,00001, nota-se que a carga máxima numérica foi 15,68% menor que a máxima experimental. Entretanto, ao aumentar a viscosidade para 0,001, a carga máxima numérica foi 98,31% superior à experimental. Logo, a melhor concordância com o resultado experimental foi obtida ao se utilizar o valor da viscosidade como sendo de 0,0001, onde a carga máxima numérica foi apenas 0,14% menor que a máxima experimental. Além disso, vale destacar que, quanto menor o valor assumido para a viscosidade, maior foi o tempo de processamento.

Observação semelhante também foi relatada na pesquisa de Tehrani (2016). O autor realizou testes com viscosidades de 0,001, 0,0001 e 0,00001, e notou uma considerável diferença nos resultados entre as viscosidades de 0,001 e 0,0001. No entanto, ao comparar os resultados das viscosidades de 0,0001 e 0,00001, a diferença mostrou-se insignificante. Assim, o autor decidiu por utilizar o valor da viscosidade como sendo de 0,0001 para a modelagem de tubos de concreto.

Da mesma forma, Ramadan *et al.* (2020) e Younis *et al.* (2021) também utilizaram viscosidade de 0,0001 para modelagem de tubos de concreto.

Portanto, com base nos resultados da análise de sensibilidade, o valor adotado para o parâmetro de viscosidade foi de 0,0001 para todas as simulações numéricas desta pesquisa.

7.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A calibração numérica foi realizada apenas para o tubo de 400 mm e classe de resistência PA1, devido ao seu menor diâmetro, o que consequentemente requer menor custo computacional. Por essa razão, a escolha do modelo constitutivo à tração, o valor de viscosidade e o tamanho de malha assumido para o tubo de 400-PA1 foram igualmente adotados para os demais tubos (500-PA1; 600-PA1; 400-PA2; 500-PA2).

Sendo assim, para as demais simulações numéricas, utilizou-se a metodologia proposta por Voo e Foster (2003), porém com modificações no comportamento do diagrama tensão-abertura de fissura para representar o comportamento à tração do concreto reforçado com fibras de aço. Além disso, considerou-se o parâmetro de viscosidade igual a 0,0001 e adotou-se malha com tamanho médio de 10 mm para a geometria tubo de concreto.

Cabe ressaltar que os dados de entrada do CDP, o diagrama tensão-deformação do concreto comprimido e a evolução do dano na compressão, bem como o diagrama tensão-deslocamento do concreto tracionado para os tubos de 500 mm – PA1, 600 mm – PA1, 400 mm – PA2 e 500 mm – PA2 são mostrados nos Apêndices A, B, C e D, respectivamente.

8 RESULTADOS NUMÉRICOS E DISCUSSÕES

Nesse capítulo, serão apresentados os resultados das simulações numéricas, os quais serão comparados com os resultados experimentais. Salienta-se que, devido à menor rigidez e aos maiores deslocamentos na região da ponta do tubo em relação à região da bolsa, os resultados numéricos se concentraram especificamente na região da ponta.

8.1 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS TUBOS DE CRFA PERTENCENTES À CLASSE DE RESISTÊNCIA PA1

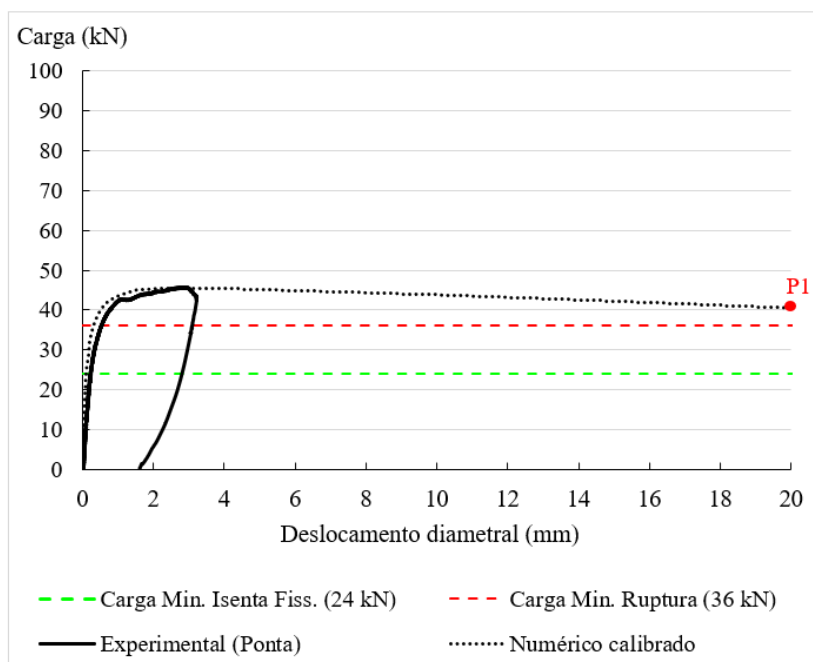
A seguir, as curvas numéricas de carga vs deslocamento dos tubos de concreto de classe PA1 serão apresentadas e comparadas com as curvas experimentais.

Como já mencionado, por meio de uma análise inversa, foi possível determinar a resistência média à compressão (f_{cm}) dos tubos de concreto, de modo que foi verificado que tubos de classe PA1 possuíam f_{cm} de 23 MPa.

8.1.1 Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA1

A Figura 76 apresenta o resultado da curva de carga por deslocamento diametral do tubo de 400 mm - PA1. Embora o segundo ciclo de carregamento não tenha sido registrado, devido à retirada antecipada do LVDT, sabe-se que o tubo apresentaria resistência decrescente à medida que o carregamento fosse aplicado, conforme previsto pelo modelo numérico.

Figura 76 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

A carga máxima experimental e numérica resistida pelo tubo foi de 45,59 kN e 45,53 kN, respectivamente. Deste modo, a relação entre a carga máxima numérica e a carga máxima experimental foi de 0,999, ou seja, a resistência máxima obtida numericamente foi apenas 0,14% inferior à experimental. Portanto, observa-se uma boa correlação entre o resultado numérico e o resultado experimental.

Para uma melhor compreensão dos resultados, pode-se analisar o ponto P1 da Figura 76. Observa-se que o ponto P1 está localizado ao final da etapa de carregamento, no ponto de coordenada correspondente à carga aplicada de 40 kN e deslocamento diametral de 20 mm.

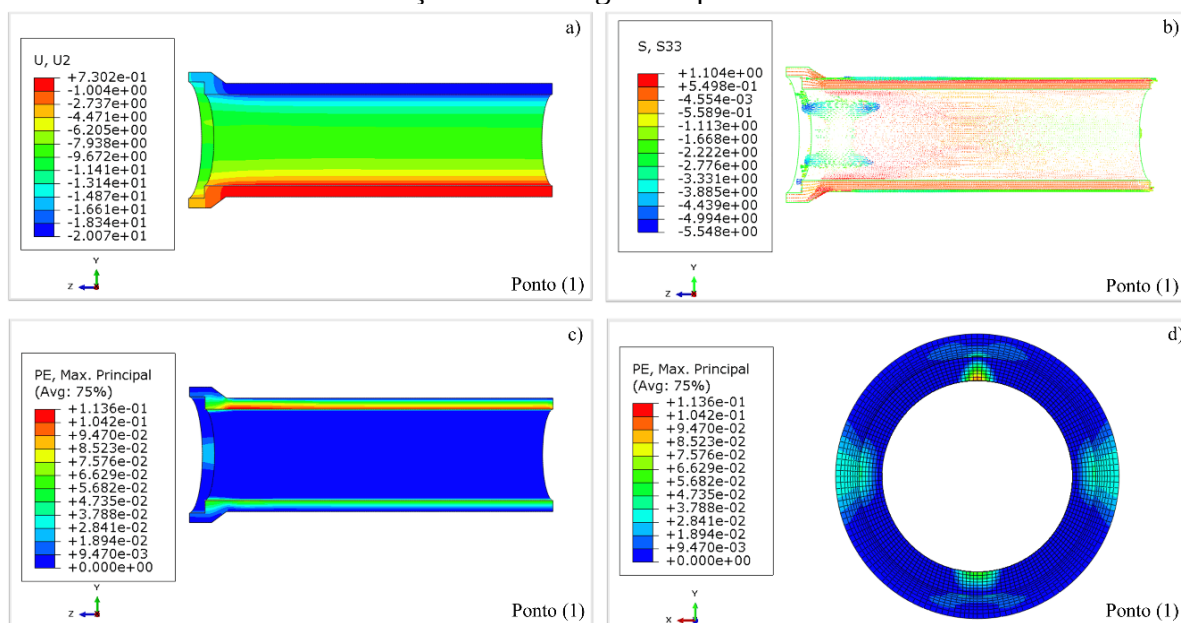
É interessante observar que o fluxo das tensões S33 no tubo para este ponto (Figura 77b), ocorre da região de menor rigidez (ponta do tubo) para a região de maior rigidez (bolsa do tubo), evidenciando que a face interna da coroa e base do tubo estão submetidas às tensões de tração e a face interna do flanco às tensões de compressão.

Adicionalmente, verifica-se que o padrão de fissuração do modelo numérico no ponto P1 (Figura 77d) é definido por quatro principais fissuras e se assemelha ao padrão de fissuração observado no ensaio experimental (vide Figura 50).

Cabe comentar que, ao contrário dos modelos de falha baseados na abordagem de fissuras distribuídas, o modelo de plasticidade com dano do concreto (CDP) não apresenta as fissuras se desenvolvendo no ponto de integração do elemento. Porém, é possível introduzir o conceito de direção efetiva de fissuração com o objetivo de obter uma visualização gráfica dos padrões

de fissuração na estrutura de concreto. Diferentes critérios podem ser adotados no âmbito da plasticidade com dano escalar para a definição da direção da fissuração. Seguindo Lubliner *et al.* (1989), podemos assumir que a fissuração se inicia em pontos onde a deformação plástica equivalente à tração é maior que zero, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} > 0$, e a deformação plástica principal máxima é positiva. A direção do vetor normal ao plano da fissura é considerada paralela à direção da deformação plástica principal máxima, (PE, Max. Principal), conforme ilustra as Figuras 77c e 77d.

Figura 77 - Análise do tubo de 400 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) as tensões S33 do P1, (c) as deformações plásticas do P1 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo

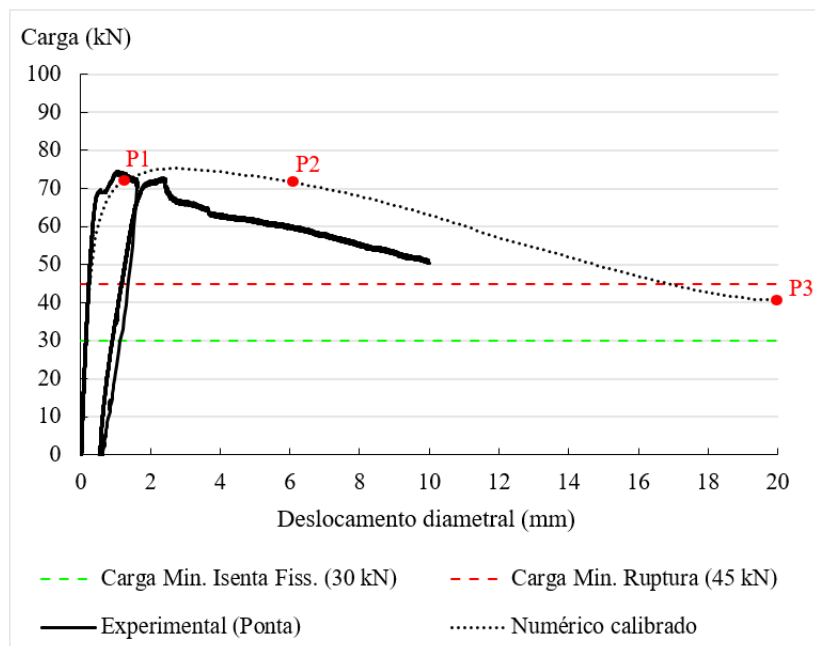


Fonte: Própria autora.

8.1.2 Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA1

A Figura 78 mostra o resultado da curva carga por deslocamento diametral do tubo de 500 mm - PA1. Observa-se que o comportamento obtido pelo modelo numérico foi semelhante ao comportamento do modelo experimental, isto é, após atingir a carga última, o tubo de concreto continua a se deformar, apresentando resistência decrescente à medida em que o carregamento é aplicado, característica de um comportamento do tipo “softening”.

Figura 78 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – PA1



Observa-se que a carga última experimental e numérica foram de 74,47 kN e 75,22 kN, respectivamente. Isso resulta em uma relação entre a carga máxima numérica e carga máxima experimental de 1,01, indicando que a resistência máxima numérica foi 1% superior à experimental. Logo, o resultado numérico está em concordância com o resultado experimental.

Para uma melhor compreensão dos resultados, pode-se analisar os pontos P1, P2 e P3 da Figura 78. Observa-se que os pontos P1 e P2 estão localizados na mesma coordenada correspondente à carga aplicada de 71,50 kN, porém, com deslocamentos diferentes. O ponto P1 está localizado um pouco antes da carga máxima numérica, com deslocamento diametral correspondente a 1,19 mm (Figura 79a); enquanto o ponto P2 está localizado após a carga máxima, com deslocamento diametral equivalente a 6,10 mm (Figura 79b).

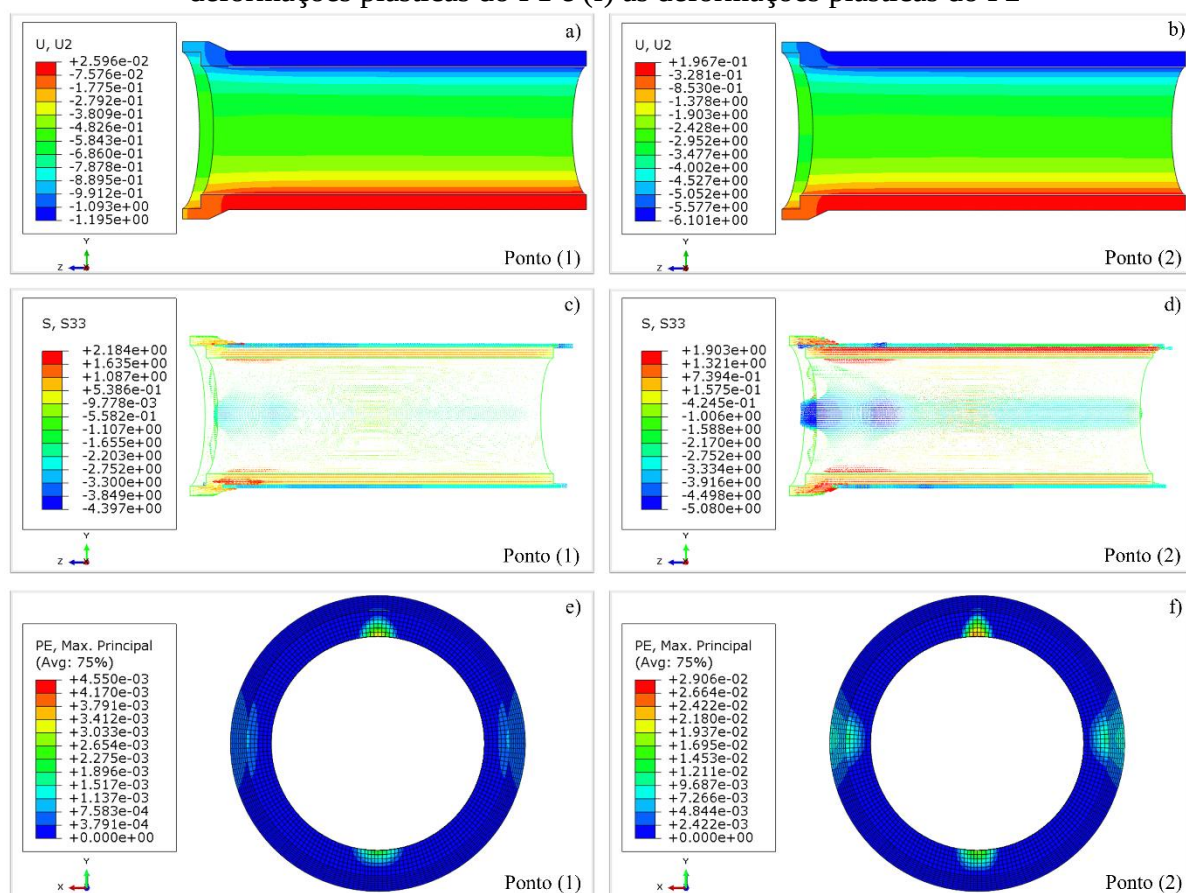
É interessante observar que para a faixa de carga de 71,50 kN, as tensões S33 no ponto P1 (Figura 79c) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 79d), visto que no ponto P1 o tubo ainda não havia atingido a tensão máxima de ruptura. Observa-se que o fluxo destas tensões no tubo, tanto no ponto P1 quanto no ponto P2, ocorre da região de menor rigidez (ponta do tubo) para a região de maior rigidez (bolsa do tubo). Além disso, nota-se que a face interna da coroa e base do tubo estão submetidas às tensões de tração e a face interna do flanco às tensões de compressão.

Adicionalmente, verifica-se que as deformações plásticas do tubo no ponto P1 (Figura 79e) são menores em relação ao ponto P2 (Figura 79f). Isso se justifica pelo fato de que no ponto

P1, o tubo ainda aceitava níveis crescente de carregamento, embora já estivesse fissurado; diferentemente do ponto P2, onde o tubo apresentava resistência decrescente na medida em que o carregamento era aplicado, em função da redução de sua rigidez, exibindo fissuras mais intensas e largas nas regiões internas da coroa e base e nas regiões externas dos flancos.

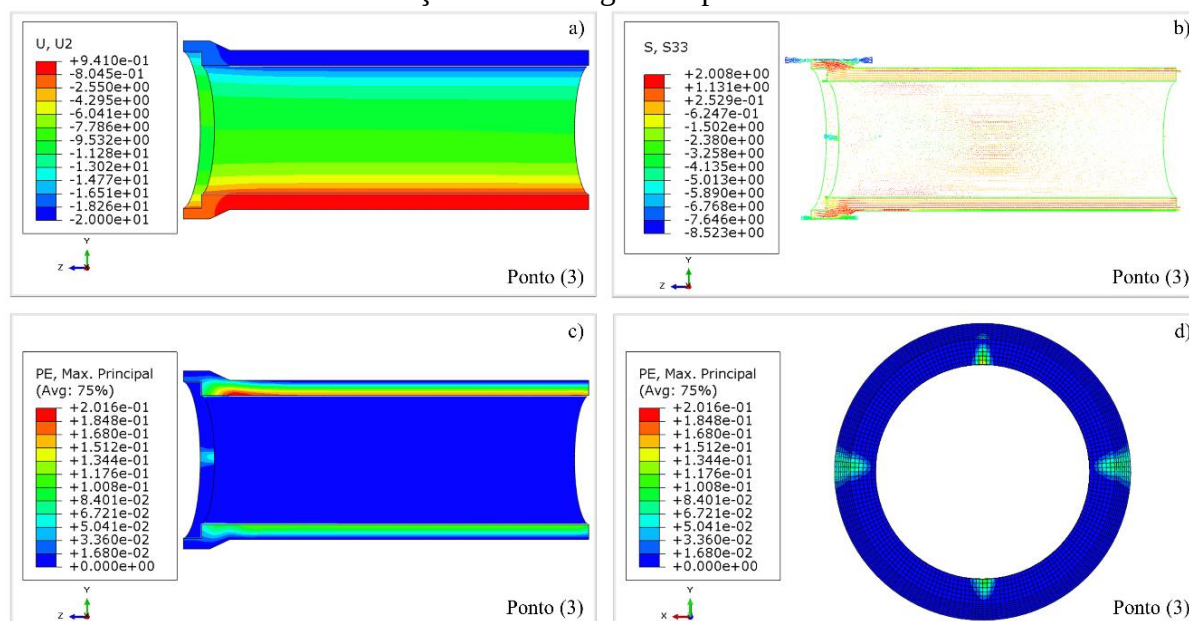
Quanto ao ponto P3, localizado no ponto de coordenada correspondente à carga aplicada de 40 kN e deslocamento diametral de 20 mm (Figura 78), observa-se que o fluxo das tensões S33 (Figura 80b) continua a se propagar da região de menor rigidez para a região de maior rigidez. Além disso, nota-se que as deformações plásticas no ponto P3 (Figura 80d) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 79f) e que o padrão de fissuração do modelo numérico no ponto P3 se assemelha ao padrão de fissuração observado no ensaio experimental (vide Figura 50), ou seja, exibe a formação das quatro principais fissuras.

Figura 79 – Análise do tubo de 500 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 do P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2



Fonte: Própria autora.

Figura 80 – Análise do tubo de 500 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo

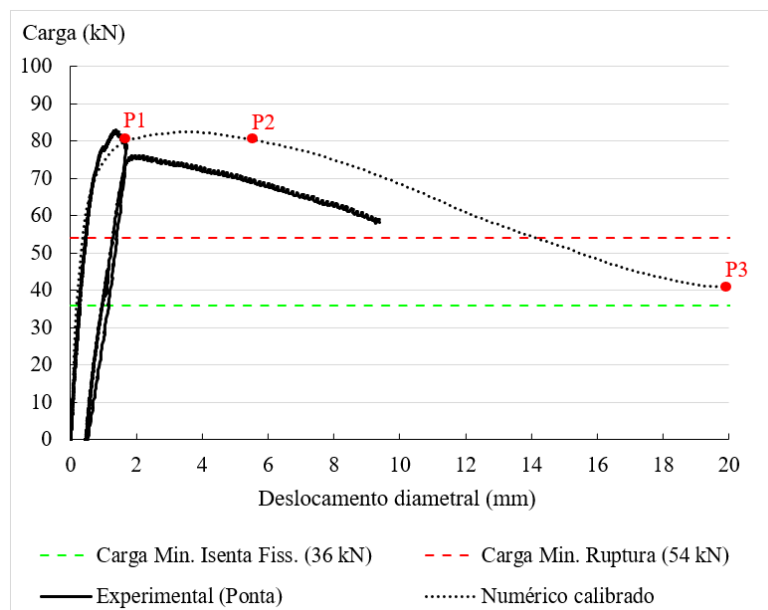


Fonte: Própria autora.

8.1.3 Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – classe PA1

A Figura 81 exibe o resultado da curva carga por deslocamento diametral do tubo de 600 mm - PA1. Nota-se que o comportamento do tubo no modelo numérico assemelha-se ao comportamento do modelo experimental. Ambos continuam a se deformar após atingir a carga última, exibindo uma resistência decrescente à medida que o carregamento é aplicado, o que é característica de um comportamento do tipo “*softening*”.

Figura 81 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

A carga máxima obtida no ensaio experimental foi de 82,97 kN, enquanto no modelo numérico foi de 82,51 kN. Isso implica em uma relação entre a carga máxima numérica e a carga máxima experimental de 0,995, o que demonstra uma redução de apenas 0,55% na resistência máxima numérica em comparação com a experimental. Desta forma, o resultado numérico corresponde ao resultado experimental.

Para uma melhor compreensão dos resultados, pode-se analisar os pontos P1, P2 e P3 da Figura 81. Observa-se que os pontos P1 e P2 estão localizados na mesma coordenada correspondente à carga aplicada de 80,05 kN, porém, com deslocamentos diferentes. O ponto P1 está localizado um pouco antes da carga máxima numérica, com deslocamento diametral correspondente a 1,74 mm (Figura 82a); enquanto o ponto P2 está localizado após a carga máxima, com deslocamento diametral equivalente a 5,74 mm (Figura 82b).

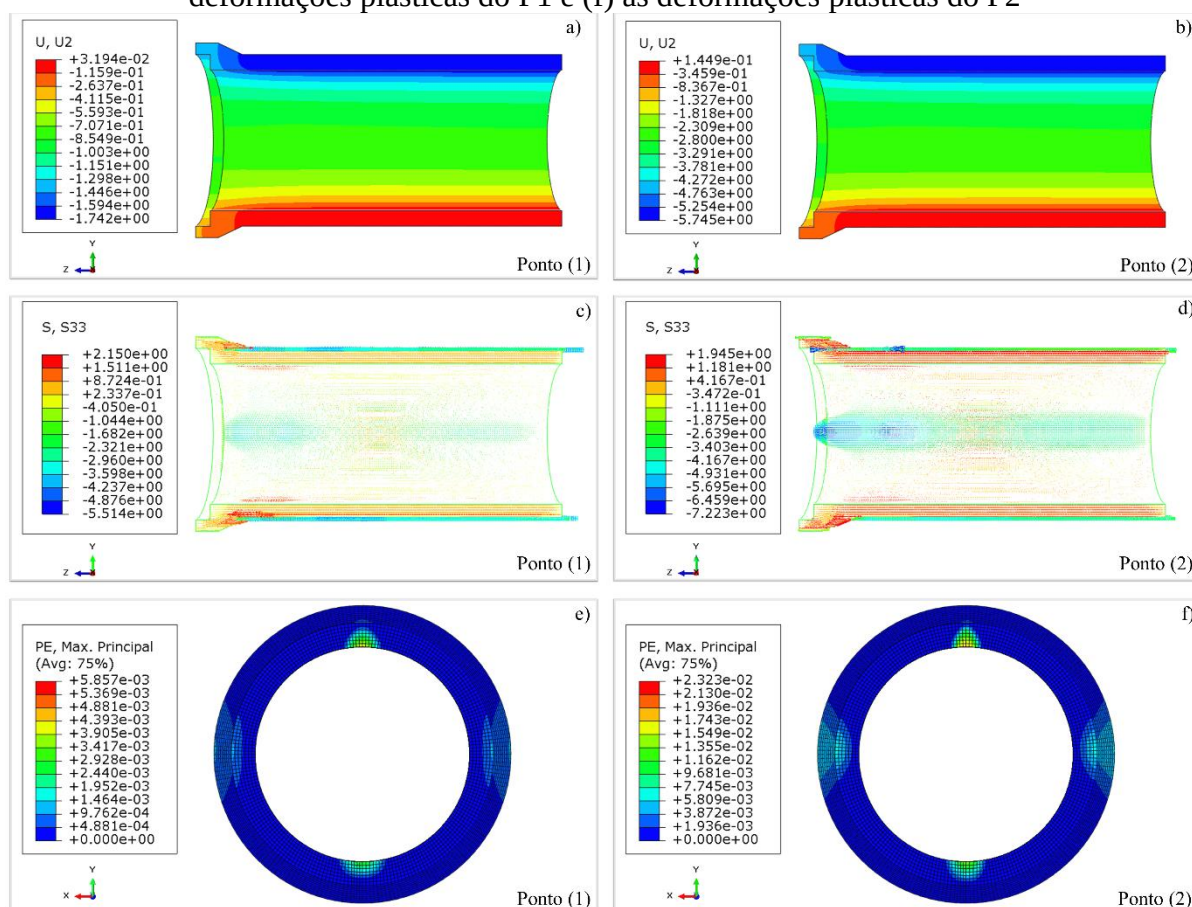
É interessante observar que para a faixa de carga de 80,05 kN, as tensões S33 no ponto P1 (Figura 82c) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 82d), visto que no ponto P1 o tubo ainda não havia atingido a tensão máxima de ruptura. Observa-se que o fluxo destas tensões no tubo, tanto no ponto P1 quanto no ponto P2, ocorre da região de menor rigidez (ponta do tubo) para a região de maior rigidez (bolsa do tubo). Além disso, nota-se que a face interna da coroa e base do tubo estão submetidas às tensões de tração e a face interna do flanco às tensões de compressão.

Adicionalmente, verifica-se que as deformações plásticas do tubo no ponto P1 (Figura 82e) são menores em relação ao ponto P2 (Figura 82f). Isso se justifica pelo fato de que no ponto

P1, o tubo ainda aceitava níveis crescente de carregamento, embora já estivesse fissurado; diferentemente do ponto P2, onde o tubo apresentava resistência decrescente na medida em que o carregamento era aplicado, em função da redução de sua rigidez, exibindo fissuras mais intensas e largas nas regiões internas da coroa e base e nas regiões externas dos flancos.

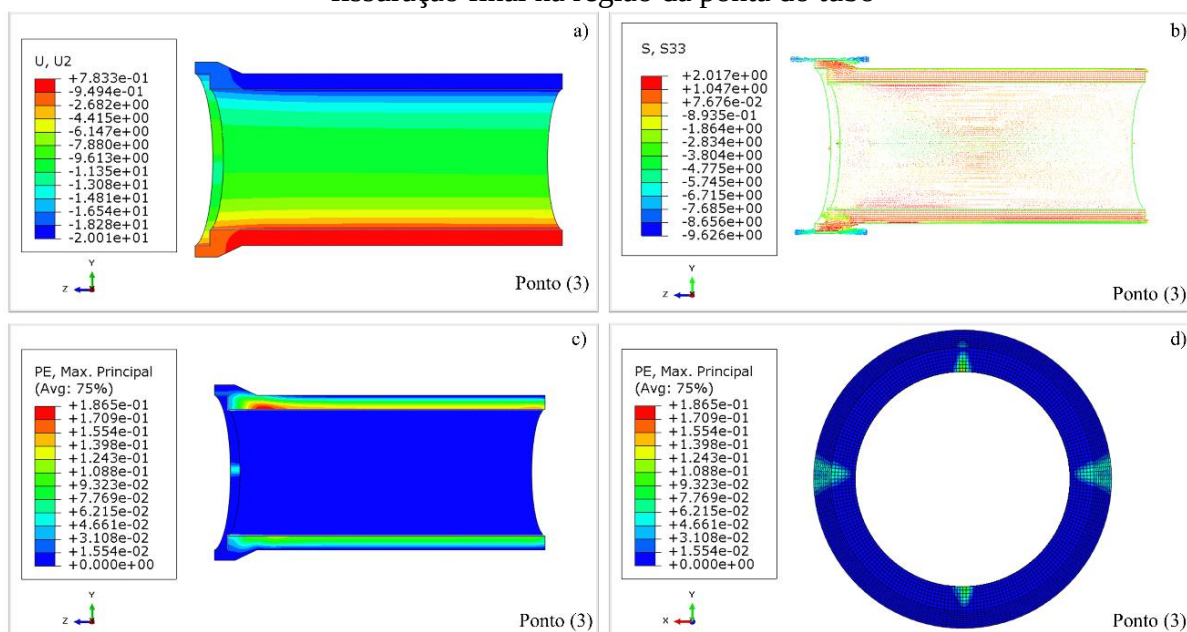
Quanto ao ponto P3, localizado no ponto de coordenada correspondente à carga aplicada de 40 kN e deslocamento diametral de 20 mm (Figura 81), observa-se que o fluxo das tensões S33 (Figura 83b) continua a se propagar da região de menor rigidez para a região de maior rigidez. Além disso, nota-se que as deformações plásticas no ponto P3 (Figura 83d) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 82f) e que o padrão de fissuração do modelo numérico no ponto P3 se assemelha ao padrão de fissuração observado no ensaio experimental (vide Figura 50), ou seja, exibe a formação das quatro principais fissuras.

Figura 82 - Análise do tubo de 600 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 do P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2



Fonte: Própria autora.

Figura 83 – Análise do tubo de 600 mm – PA1 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo



Fonte: Própria autora.

8.2 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS TUBOS DE CRFA PERTENCENTES À CLASSE DE RESISTÊNCIA PA2

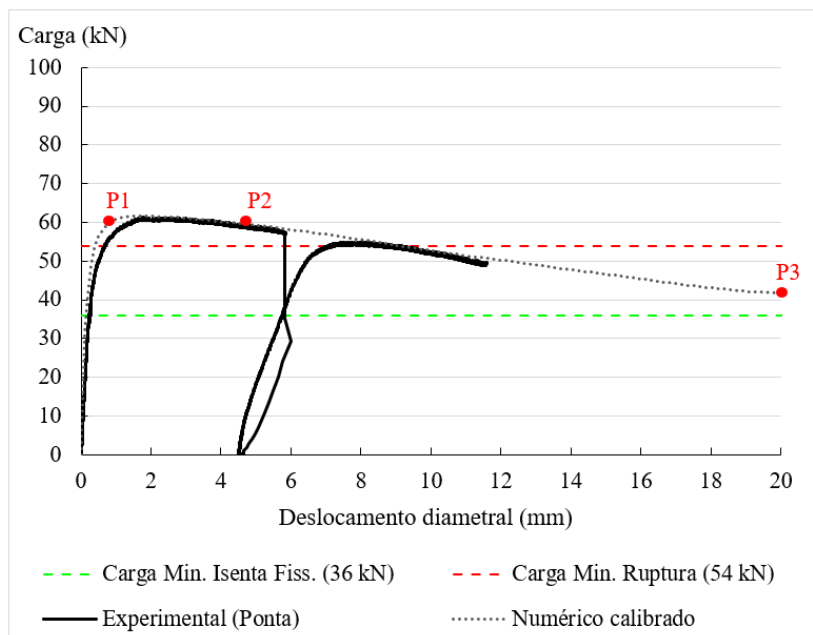
A seguir, as curvas numéricas de carga vs deslocamento dos tubos de concreto de classe PA2 serão apresentadas e comparadas com as curvas experimentais.

Cabe ressaltar que, por meio de uma análise inversa, foi possível determinar a resistência média à compressão (f_{cm}) dos tubos de concreto, de modo que foi verificado que tubos de classe PA2 possuíam f_{cm} de 30 MPa.

8.2.1 Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – classe PA2

A Figura 84 mostra o resultado da curva carga por deslocamento diametral do tubo de 400 mm – PA2. Observa-se que o comportamento do modelo numérico é similar ao modelo experimental. Em ambos os casos, após alcançar a carga máxima, o tubo continua a se deformar, apresentando uma redução na resistência à medida que o carregamento é aplicado, característica de um comportamento do tipo “softening”.

Figura 84 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm – PA2



Nota-se que a carga máxima registrada experimentalmente foi de 61,27 kN, enquanto o modelo numérico indicou uma carga máxima de 61,59 kN. Isso resulta em uma relação entre a carga máxima numérica e a carga máxima experimental de 1,005, o que representa um aumento de apenas 0,52% na resistência máxima numérica em comparação à experimental. Portanto, o resultado obtido numericamente está em conformidade com o resultado experimental.

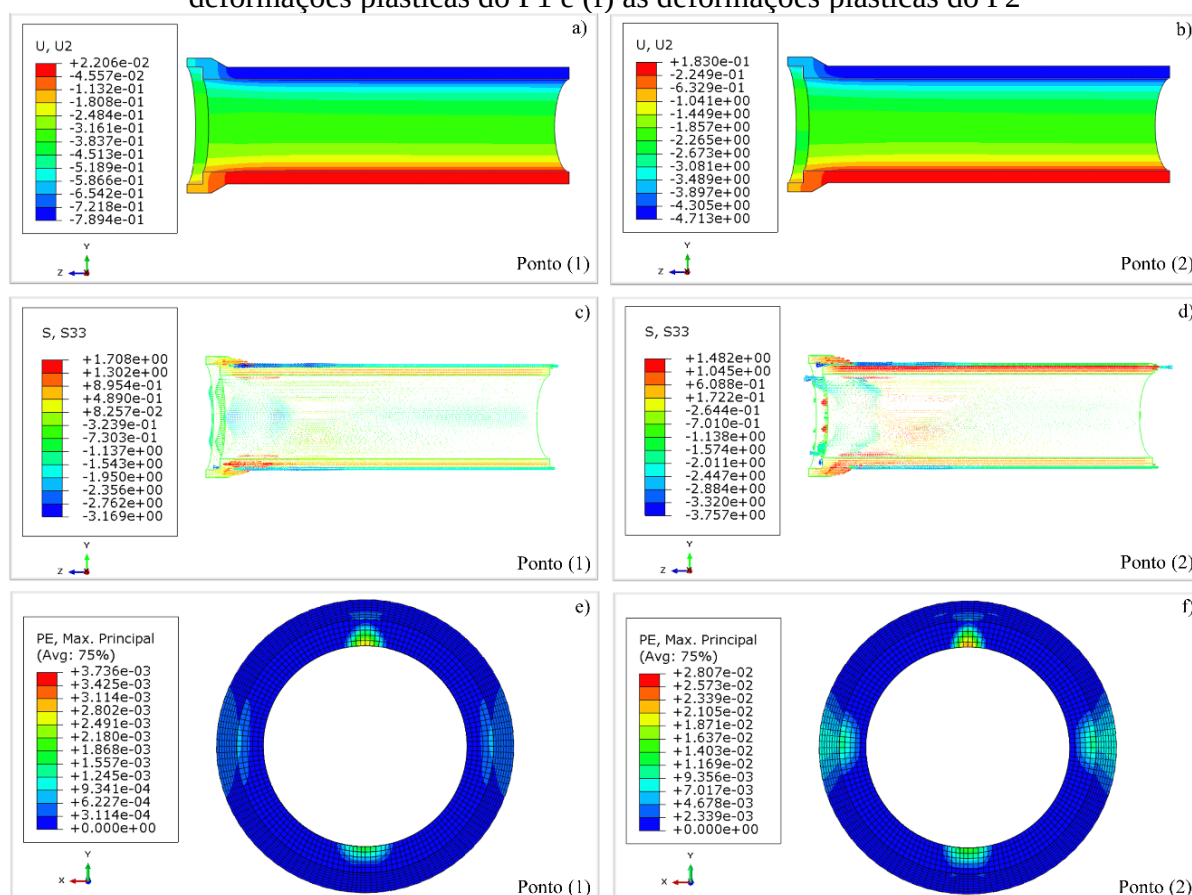
Para uma melhor compreensão dos resultados, pode-se analisar os pontos P1, P2 e P3 da Figura 84. Observa-se que os pontos P1 e P2 estão localizados na mesma coordenada correspondente à carga aplicada de 60 kN, porém, com deslocamentos diferentes. O ponto P1 está localizado um pouco antes da carga máxima numérica, com deslocamento diametral correspondente a 0,789 mm (Figura 85a); enquanto o ponto P2 está localizado após a carga máxima, com deslocamento diametral equivalente a 4,71 mm (Figura 82b).

É interessante observar que para a faixa de carga de 60 kN, as tensões S33 no ponto P1 (Figura 85c) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 85d), visto que em P1 o tubo ainda não havia atingido a tensão máxima de ruptura. Observa-se que o fluxo destas tensões no tubo, tanto no ponto P1 quanto no ponto P2, ocorre da região de menor rigidez (ponta do tubo) para a região de maior rigidez (bolsa do tubo). Além disso, nota-se que a face interna da coroa e base do tubo estão submetidas às tensões de tração e a face interna do flanco às tensões de compressão.

Adicionalmente, verifica-se que as deformações plásticas do tubo no ponto P1 (Figura 85e) são menores em relação ao ponto P2 (Figura 85f). Isso se justifica pelo fato de que no ponto P1, o tubo ainda aceitava níveis crescente de carregamento, embora já estivesse fissurado; diferentemente do ponto P2, onde o tubo apresentava resistência decrescente na medida em que o carregamento era aplicado, em função da redução de sua rigidez, exibindo fissuras mais intensas e largas nas regiões internas da coroa e base e nas regiões externas dos flancos.

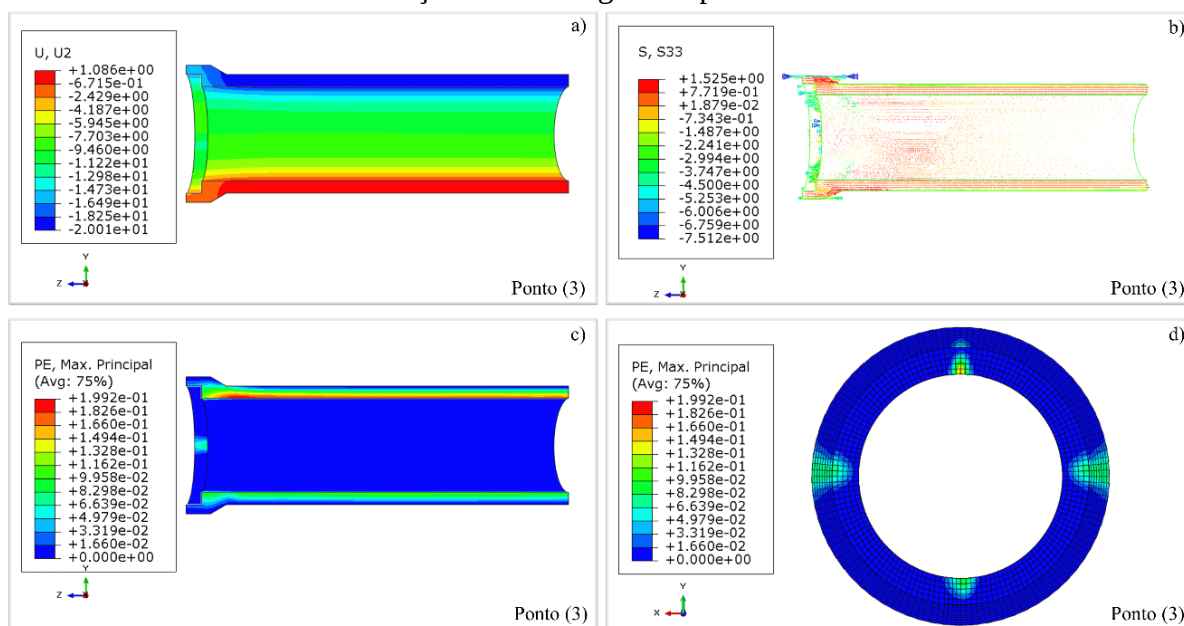
Quanto ao ponto P3, localizado no ponto de coordenada correspondente à carga aplicada de 42 kN e deslocamento diametral de 20 mm (Figura 84), observa-se que o fluxo das tensões S33 (Figura 86b) continua a se propagar da região de menor rigidez para a região de maior rigidez. Além disso, nota-se que as deformações plásticas no ponto P3 (Figura 86d) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 85f) e que o padrão de fissuração do modelo numérico no ponto P3 se assemelha ao padrão de fissuração observado no ensaio experimental (vide Figura 50), ou seja, exibe a formação das quatro principais fissuras.

Figura 85 - Análise do tubo de 400 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 do P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2



Fonte: Própria autora.

Figura 86 - Análise do tubo de 400 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo

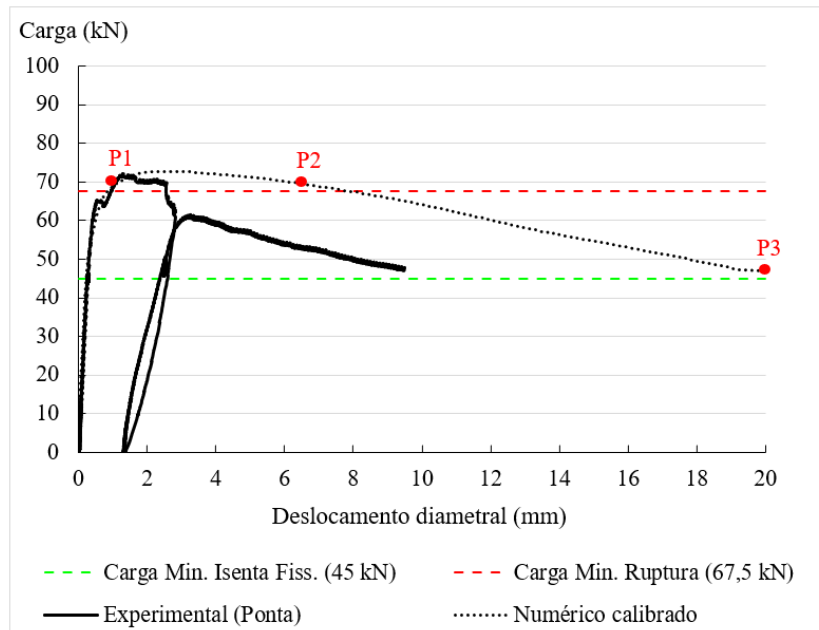


Fonte: Própria autora.

8.2.2 Resultado numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – classe PA2

A Figura 87 apresenta o resultado da curva carga por deslocamento diametral do tubo de 500 mm – PA2. Verifica-se que o comportamento do modelo numérico foi similar ao do modelo experimental. Após atingir a carga máxima, o tubo de concreto continua a se deformar, demonstrando resistência decrescente à medida em que o carregamento é aplicado, característica de um comportamento do tipo “*softening*”.

Figura 87 - Comparação entre a curva carga-deslocamento diametral do modelo experimental e numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm – PA2



Observa-se que a carga máxima resistida pelo tubo foi de 71,99 kN no ensaio experimental e 72,78 kN na simulação numérica. Consequentemente, a relação entre a carga máxima numérica e a carga máxima experimental é de 1,011, ou seja, a resistência obtida numericamente foi 1,10% superior à experimental. Assim, o resultado numérico está em concordância com o resultado experimental.

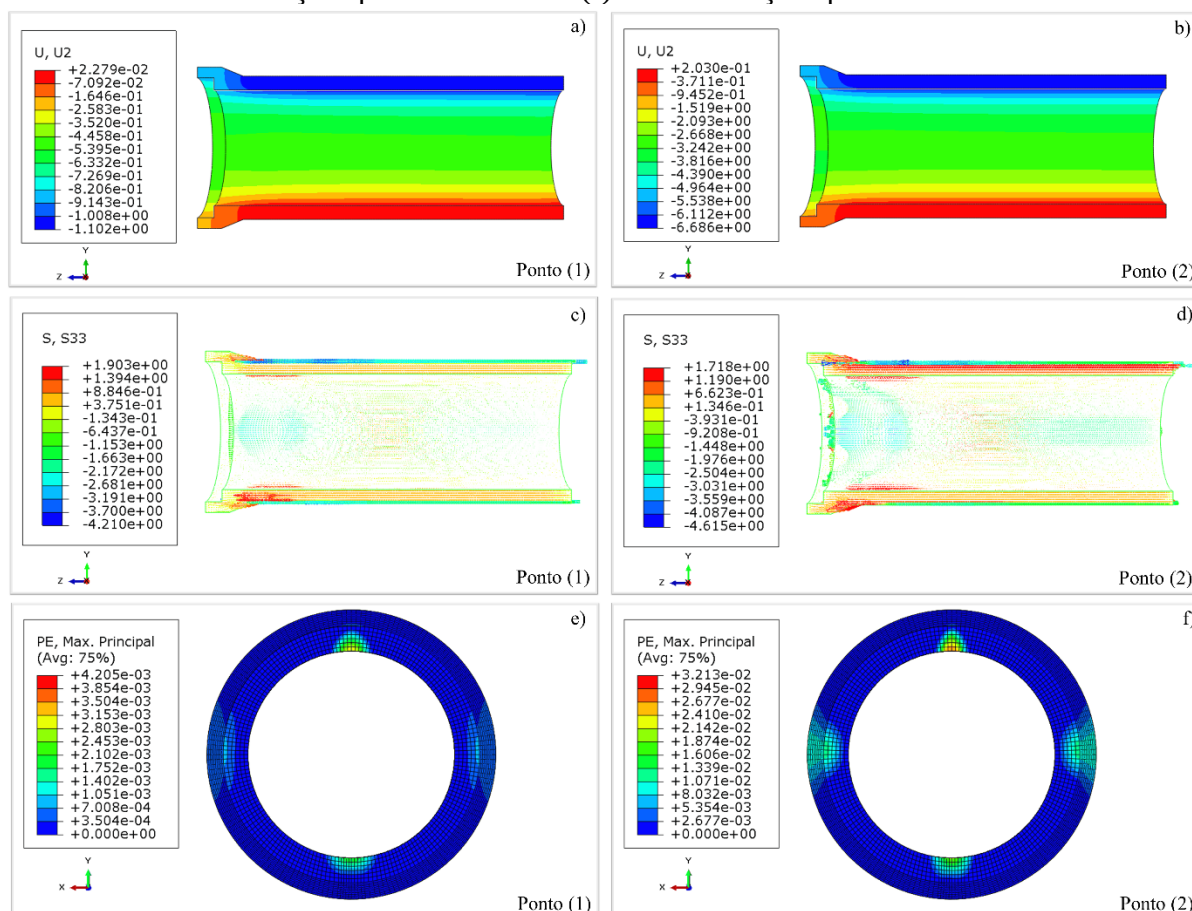
Para uma melhor compreensão dos resultados, pode-se analisar os pontos P1, P2 e P3 da Figura 87. Observa-se que os pontos P1 e P2 estão localizados na mesma coordenada correspondente à carga aplicada de 70 kN, porém, com deslocamentos diferentes. O ponto P1 está localizado um pouco antes da carga máxima numérica, com deslocamento diametral correspondente a 1,10 mm (Figura 88a); enquanto o ponto P2 está localizado após a carga máxima, com deslocamento diametral equivalente a 6,68 mm (Figura 88b).

É interessante observar que para a faixa de carga de 70 kN, as tensões S33 no ponto P1 (Figura 88c) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 88d), visto que no ponto P1 o tubo ainda não havia atingido a tensão máxima de ruptura. Observa-se que o fluxo destas tensões no tubo, tanto no ponto P1 quanto no ponto P2, ocorre da região de menor rigidez (ponta do tubo) para a região de maior rigidez (bolsa do tubo). Além disso, nota-se que a face interna da coroa e base do tubo estão submetidas às tensões de tração e a face interna do flanco às tensões de compressão.

Adicionalmente, verifica-se que as deformações plásticas do tubo no ponto P1 (Figura 88e) são menores em relação ao ponto P2 (Figura 88f). Isso se justifica pelo fato de que no ponto P1, o tubo ainda aceitava níveis crescente de carregamento, embora já estivesse fissurado; diferentemente do ponto P2, onde o tubo apresentava resistência decrescente na medida em que o carregamento era aplicado, em função da redução de sua rigidez, exibindo fissuras mais intensas e largas nas regiões internas da coroa e base e nas regiões externas dos flancos.

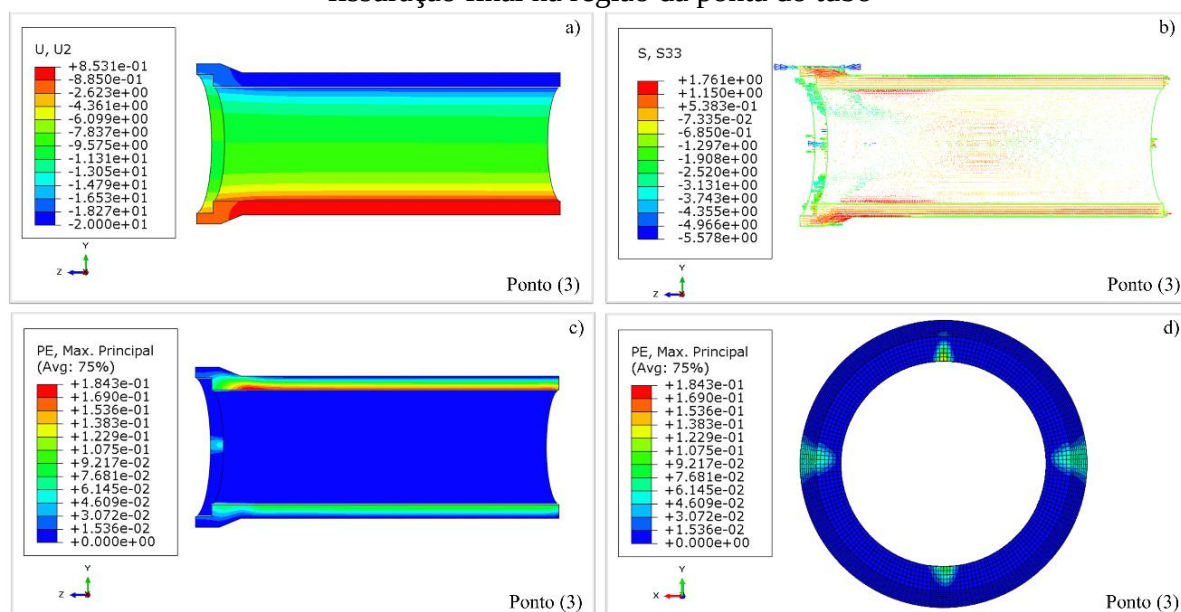
Quanto ao ponto P3, localizado no ponto de coordenada correspondente à carga aplicada de 46 kN e deslocamento diametral de 20 mm (Figura 87), observa-se que o fluxo das tensões S33 (Figura 89b) continua a se propagar da região de menor rigidez para a região de maior rigidez. Além disso, nota-se que as deformações plásticas no ponto P3 (Figura 89d) são maiores em relação ao ponto P2 (Figura 88f) e que o padrão de fissuração do modelo numérico no ponto P3 se assemelha ao padrão de fissuração observado no ensaio experimental (vide Figura 50), ou seja, exibe a formação das quatro principais fissuras.

Figura 88 - Análise do tubo de 500 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P1, (b) ao deslocamento U2 do P2, (c) as tensões S33 de P1, (d) as tensões S33 do P2, (e) as deformações plásticas do P1 e (f) as deformações plásticas do P2



Fonte: Própria autora.

Figura 89 - Análise do tubo de 500 mm – PA2 quanto (a) ao deslocamento U2 do P3, (b) as tensões S33 do P3, (c) as deformações plásticas do P3 na vista longitudinal e (d) ao padrão de fissuração final na região da ponta do tubo



Fonte: Própria autora.

8.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

As Tabelas 16 e 17 apresentam os valores de carga máxima obtido experimentalmente e numericamente, para os tubos de classe PA1 e PA2, respectivamente.

Tabela 16 - Comparação entre os resultados experimentais e numéricos dos tubos de classe PA1

Tubo	Carga máxima experimental (kN)	Carga máxima numérica (kN)	$\frac{Carga_{max,num}}{Carga_{max,exp}}$	Erro (%)
400 mm - PA1	45,59	45,53	0,999	-0,14%
500 mm - PA1	74,47	75,22	1,010	1,01%
600 mm - PA1	82,97	82,51	0,995	-0,55%
Média		1,001		
Desvio padrão		0,008		
COV (%)		0,81		

Fonte: Própria autora.

Tabela 17 - Comparação entre os resultados experimentais e numéricos dos tubos de classe PA2

Tubo	Carga máxima experimental (kN)	Carga máxima numérica (kN)	$\frac{Carga_{max,num}}{Carga_{max,exp}}$	Erro (%)
400 mm - PA2	61,27	61,59	1,005	0,52%
500 mm - PA2	71,99	72,78	1,011	1,10%
Média		1,008		
Desvio padrão		0,004		
COV (%)		0,41		

Fonte: Própria autora.

Os tubos de classe PA1 obtiveram uma média entre a relação da carga máxima numérica e experimental de 1,001 e coeficiente de variação de 0,81%. Já os tubos de classe PA2, obtiveram uma média entre a relação da carga máxima numérica e experimental de 1,008 e coeficiente de variação de 0,41%. Portanto, ao comparar os resultados experimentais e numéricos, nota-se que o potencial e o nível de precisão dos modelos de elementos finitos foram satisfatórios em estimar a capacidade máxima resistente dos tubos.

No entanto, é fundamental destacar que os bons resultados numéricos estão intrinsecamente relacionados com a metodologia adotada na calibração numérica, à correta utilização dos modelos constitutivos e à calibração dos parâmetros da superfície de falha do CDP (Neuberger *et al.*, 2023).

Além disso, os resultados numéricos se destacam ainda mais quando comparados com os resultados da literatura.

No estudo realizado por Mohamed e Nehdi (2016), foi observado que a média das cargas máximas obtidas numericamente para os tubos reforçados com fibras de aço e com diâmetro de 450 mm e 600 mm, foi 6,50% menor em relação aos resultados experimentais.

No trabalho de Ramadan *et al.* (2020), a carga máxima obtida pelo modelo numérico foi 33% maior do que a carga experimental para o tubo de concreto com armadura de aço elíptica e diâmetro de 1050 mm. Entretanto, para o tubo com armadura de aço circular dupla e diâmetro de 1200 mm, o erro numérico foi de 4,1% maior do que o experimental.

Na pesquisa conduzida por Younis *et al.* (2021), a carga máxima registrada no modelo numérico para o tubo de concreto com armadura de aço simples e diâmetro de 825 mm foi 3,7% superior em relação ao resultado experimental. Por outro lado, para os tubos com armadura de aço dupla e diâmetros de 825 mm e 1200 mm, as cargas máximas numérica foram, respectivamente, 7,9% e 12% superiores às experimentais.

Diante disso, conclui-se que os modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa apresentam resultados satisfatórios em comparação com os resultados da literatura, e, portanto, podem ser utilizados para conduzir estudos paramétricos.

Cabe ressaltar ainda que o padrão de fissuração de todos os modelos numéricos foi semelhante ao padrão de fissuração dos ensaios experimentais: formação de fissuras na região interna da coroa e base do tubo, e fissuras na região externa dos flancos. Portanto, os modelos numéricos representaram com boa precisão o padrão de falha dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço.

9 ANÁLISE PARAMÉTRICA

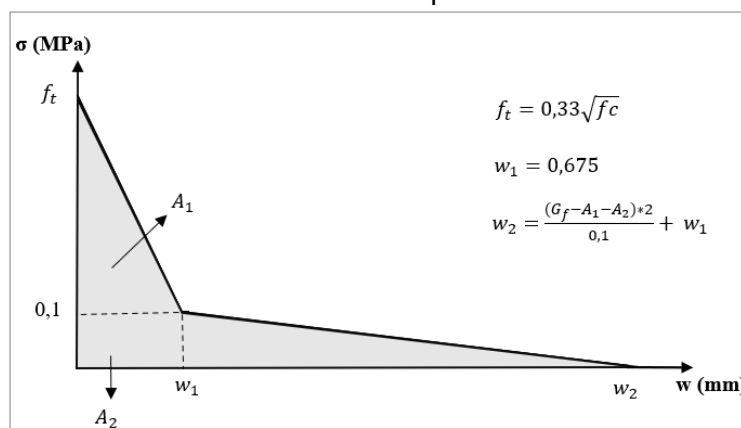
Este capítulo descreve uma estratégia de modelagem numérica para representar o comportamento de tubos de concreto reforçados com fibras perante a compressão diametral. O objetivo desta proposta é fornecer diretrizes de projeto para a indústria de tubos de concreto, permitindo a verificação, por meio de simulações numéricas, se os tubos atendem aos critérios de resistência previsto na NBR 8890:2020.

Para tanto, a estratégia de modelagem numérica foi fundamentada nos modelos previamente calibrados e discutidos no Capítulo 8. Isso se deve à observação de certa similaridade entre esses modelos, especialmente nos parâmetros utilizados para descrever o comportamento do concreto sob tração e compressão, que foram inseridos nos dados de entrada do *software* Abaqus.

Deste modo, para implementar a modelagem numérica, sugere-se utilizar o modelo constitutivo de Barros e Figueiras (1999) para representar a resposta do concreto sob compressão, conforme descrito no Capítulo 6. Por outro lado, para representar a resposta do concreto sob tração, recomenda-se a utilização do diagrama tensão-abertura de fissura apresentado nas Figuras 90 e 91, respectivamente, para tubos de classes PA1 e PA2.

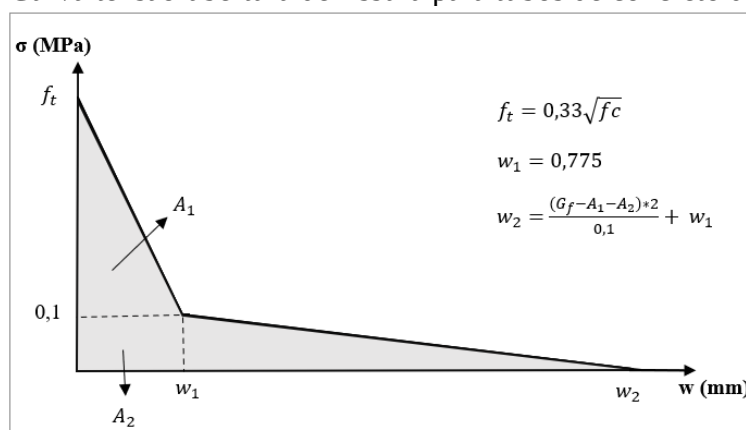
É importante destacar que o diagrama tensão-abertura de fissura apresenta um comportamento bilinear. A resistência máxima à tração do concreto, f_t , foi estimada como $0,33\sqrt{f_c}$, conforme proposto por Genikomsou e Polak (2015). Já a energia de fratura, G_f , foi calculada como sendo a área sob a curva tensão-deslocamento obtida pelas expressões apresentadas na metodologia proposta por Voo e Foster (2003).

Figura 90 - Curva tensão-abertura de fissura para tubos de concreto de classe PA1



Fonte: Própria autora.

Figura 91 - Curva tensão-abertura de fissura para tubos de concreto de classe PA2

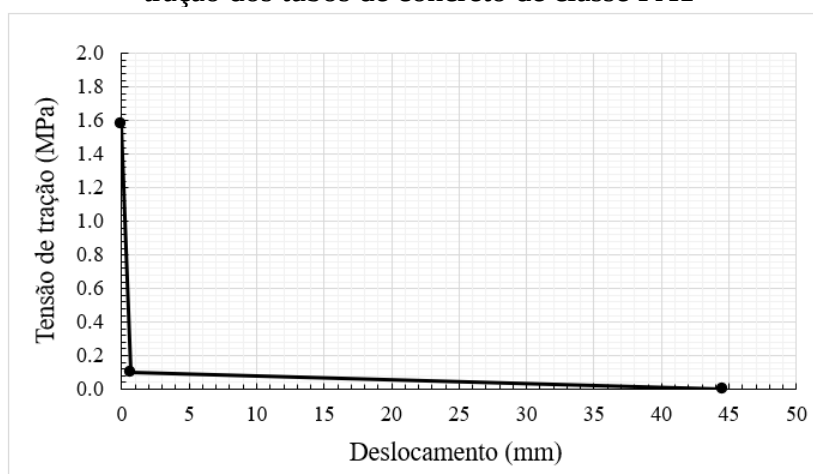


Fonte: Própria autora.

Cabe ressaltar que, para determinar o ponto w_1 da Figura 90, foram realizadas as médias dos valores utilizados nos modelos numéricos calibrados dos tubos de 500 mm – PA1 e 600 mm – PA1. Da mesma forma, para o ponto w_1 da Figura 91, foram feitas as médias dos valores empregados nos modelos numéricos calibrados dos tubos de 400 mm – PA2 e 500 mm – PA2. Consequentemente, o ponto w_2 de ambos os diagramas está em função da área total sob a curva, ou seja, em função da energia de fratura (G_f).

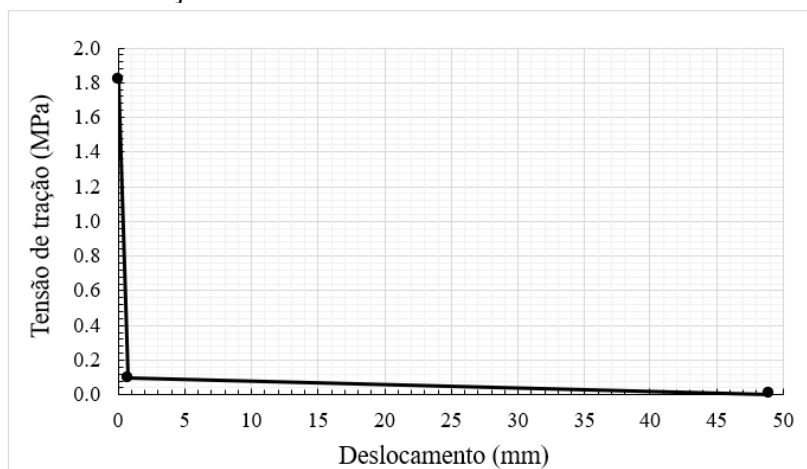
Na Figura 92, é apresentada a curva tensão-deslocamento da fissura para os tubos de concreto reforçados com fibras de aço de classe PA1 e resistência à compressão de 23 MPa. A Figura 93 apresenta a curva tensão-deslocamento da fissura para os tubos de concreto reforçados com fibras de aço de classe PA2 e resistência à compressão de 30 MPa.

Figura 92 - Diagrama tensão-deslocamento utilizado no Abaqus para o comportamento à tração dos tubos de concreto de classe PA1



Fonte: Própria autora.

Figura 93 - Diagrama tensão-deslocamento utilizado no Abaqus para o comportamento à tração dos tubos de concreto de classe PA2



Fonte: Própria autora.

Quanto aos demais parâmetros de entrada do CDP, estes foram assumidos iguais aos valores utilizados nos modelos numéricos calibrados, conforme mostra a Tabela 18.

Tabela 18 - Parâmetros de entrada do CDP utilizado no modelo numérico de previsão

Parâmetro	Valor
Densidade (kg/m ³)	2400
Coefficiente de Poisson	0,2
Tubo classe PA1 - Módulo de elasticidade (GPa)	28,38
Tubo classe PA2 - Módulo de elasticidade (GPa)	31,01
Ângulo de dilatação (°)	36,31
Excentricidade	0,1
K_c	0,667
f_{bo}/f_{co}	1,16
Parâmetro de viscosidade	0,0001

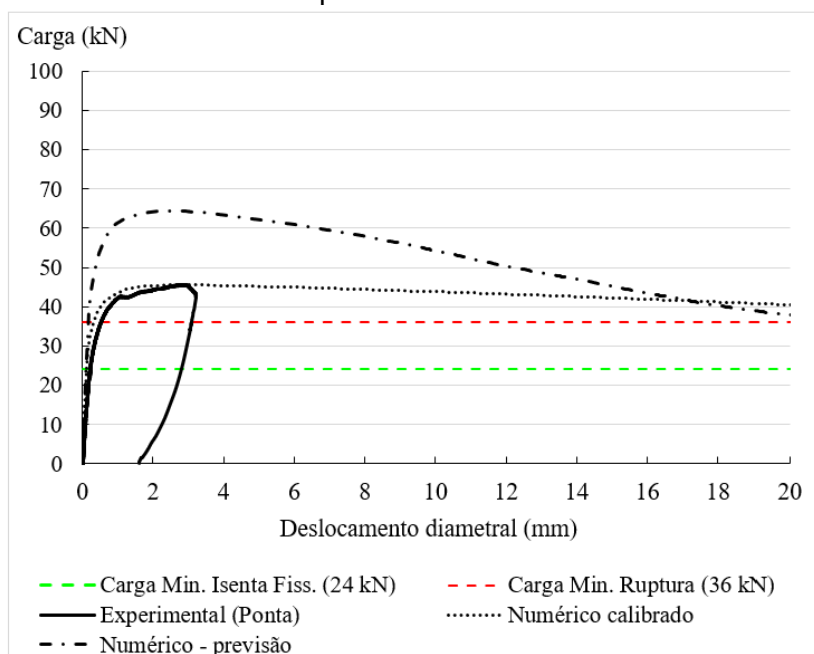
Fonte: Própria autora.

Desta forma, com a disponibilidade de um modelo numérico pode-se então obter previsões do comportamento de tubos de concreto (Figueiredo, 2011). Na sequência, serão apresentados os testes de previsão para os tubos ensaiados experimentalmente, a fim de confirmar a estratégia de modelagem. Posteriormente, a metodologia numérica de previsão é aplicada aos tubos de concreto de 1500 mm de comprimento e diâmetros nominais de 700 mm, 800 mm e 900 mm, para classe de resistência PA1 e PA2, de modo a verificar se o teor de 30 kg/m³ de fibras de aço Dramix 3D 65/35 BG atenderia aos critérios de resistência do ensaio de compressão diametral previsto pela norma NBR 8890:2020.

9.1 MODELO NUMÉRICO DE PREVISÃO PARA OS TUBOS DE CRFA DE CLASSE PA1

As Figuras 94, 95 e 96, apresentam as curvas de carga-deslocamento dos tubos de classe PA1 com diâmetro de 400 mm, 500 mm e 600 mm, respectivamente. O objetivo desta análise é verificar o potencial do modelo numérico de previsão, comparando-o com as curvas do modelo experimental e numérico calibrado, sendo este último ajustado com base nos resultados experimentais.

Figura 94 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 400 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Figura 95 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 500 mm – PA1

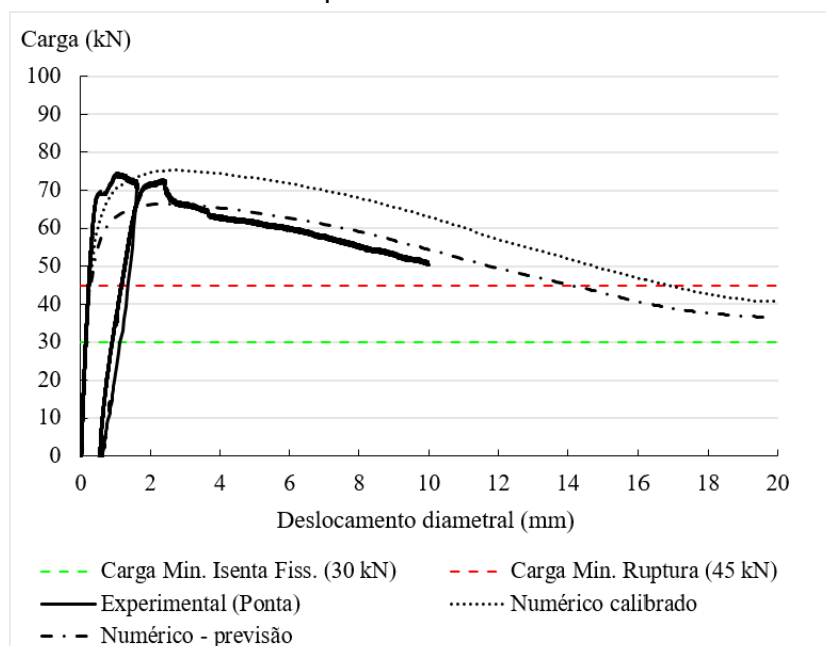
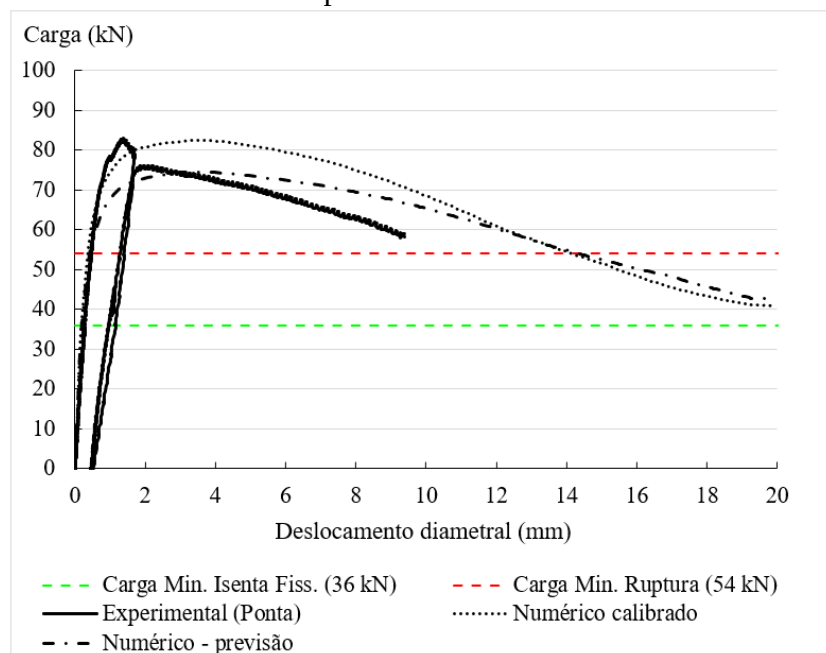


Figura 96 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 600 mm – PA1



Para uma análise mais detalhada dos resultados, a Tabela 19 compara as cargas máximas obtidas experimentalmente com aquelas do modelo numérico de previsão.

Tabela 19 - Comparação dos resultados experimentais e das previsões numéricas dos tubos de concreto de classe PA1

Tubo	Carga máxima experimental (kN)	Carga máxima num. de previsão (kN)	$\frac{Carga_{max,exp}}{Carga_{max,previsão}}$	Erro (%)
400 mm - PA1	45,59	64,40	0,708	-29,20%
500 mm - PA1	74,47	66,48	1,120	12,03%
600 mm - PA1	82,97	74,56	1,113	11,28%
Média		0,980		
Desvio padrão		0,236		
COV (%)		24,06		

Fonte: Própria autora.

Observa-se que o erro máximo nas capacidades máximas previstas foi de 29,20% para o tubo de 400 mm – PA1. Isso pode ser justificado pelo fato de que este tubo, dentre todas as amostras, foi o que apresentou maior porosidade. Escariz (2012) afirma que a carga de ruptura é uma combinação dos efeitos da fibra e da porosidade da matriz e que, portanto, quanto maior a porosidade, menor a carga máxima obtida no ensaio.

Além disso, cabe destacar que o modelo numérico de previsão não leva em consideração a porosidade e as deficiências da matriz cimentícia, ao contrário, o modelo pressupõe que as condições da mistura cimentícia sejam adequadas e estejam de acordo com as especificações da norma.

Por outro lado, nota-se que o erro percentual entre a carga última experimental e a prevista para os tubos de 500 mm e 600 mm foi consideravelmente menor quando comparado ao tubo de 400 mm. Na Tabela 19, verifica-se que a carga máxima resistida experimentalmente pelo tubo de 500 mm foi de 12,03% maior do que a carga máxima prevista, enquanto o tubo de 600 mm suportou experimentalmente uma carga 11,28% maior que a capacidade prevista.

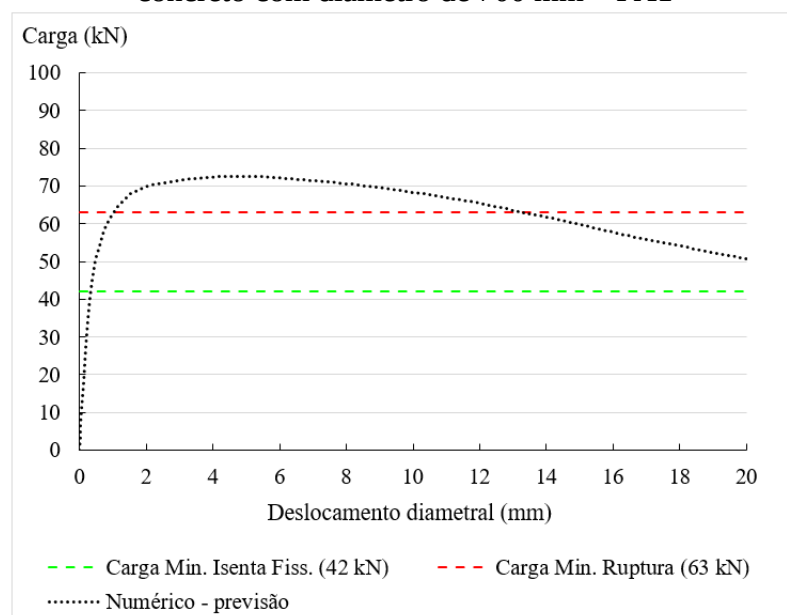
Nota-se ainda pelas Figuras 95 e 96, que o comportamento das curvas carga-deslocamento dos modelos numéricos de previsão dos tubos de 500 mm e 600 mm foi similar ao comportamento das curvas dos modelos numéricos calibrados e experimentais de ambos os tubos, o que confirma o potencial do modelo de previsão.

Apesar do coeficiente de variação ter sido 24,06%, devido à diferença significativa do tubo de 400 mm- PA1, que contribuiu para esse valor, constata-se que o modelo numérico de previsão consegue prever razoavelmente o comportamento dos tubos. Portanto, o modelo de previsão pode ser um recurso eficaz para estimar a capacidade máxima resistente de tubos de outros diâmetros.

Neste contexto, as Figuras 97, 98 e 99 apresentam as curvas numéricas de previsão para os tubos de concreto com classe de resistência PA1 e diâmetros de 700 mm, 800 mm e 900 mm,

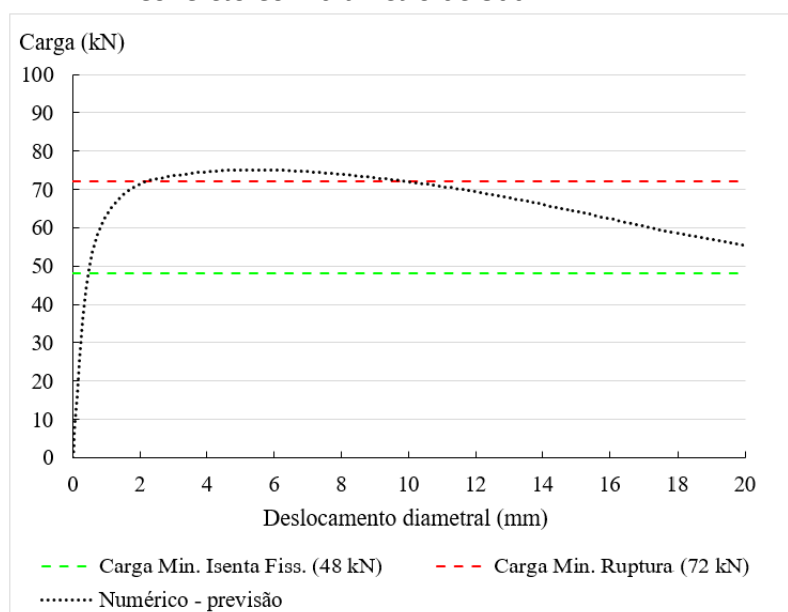
respectivamente, cuja finalidade é avaliar se o reforço de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG em tubos de concreto de maiores diâmetros seria suficiente para atender os critérios de resistência do ensaio de compressão diametral, estabelecido pela norma NBR 8890:2020.

Figura 97 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 700 mm – PA1



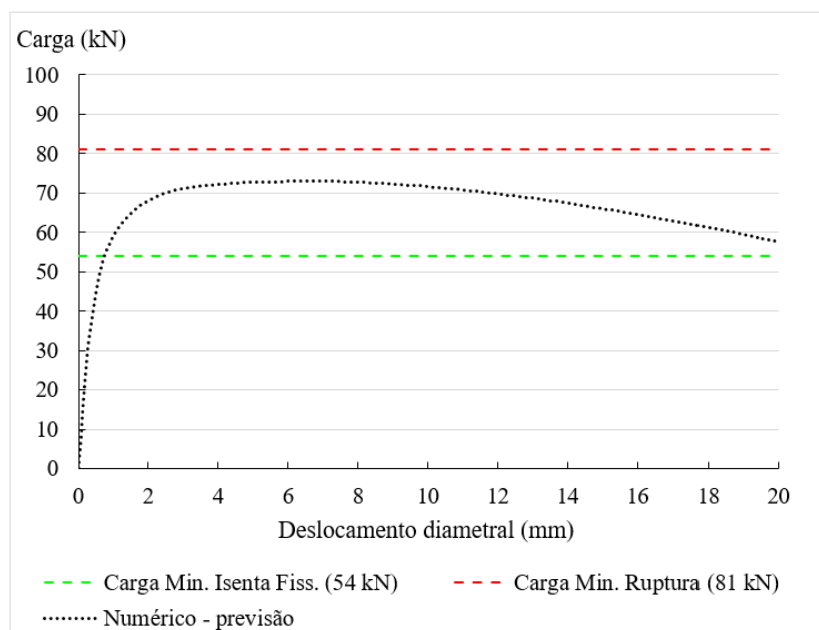
Fonte: Própria autora.

Figura 98 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 800 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Figura 99 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 900 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

A Tabela 20 compara as cargas máximas previstas pelos modelos numéricos com as cargas mínimas de ruptura estabelecidas na NBR 8890:2020.

Tabela 20 - Comparação entre as cargas máximas previstas e as cargas mínimas de ruptura para tubos de classe PA1

Tubo	Carga Min. Ruptura por norma (kN)	Carga máxima num. de previsão (kN)	$\frac{Carga_{max,previsão}}{Carga_{min,ruptura}}$	Dif. (%)
700 mm - PA1	63,00	72,59	1,152	15,23%
800 mm - PA1	72,00	75,18	1,044	4,42%
900 mm - PA1	81,00	72,99	0,901	-9,90%

Nota: Consumo de 30 kg/m³ de fibras de aço e resistência mínima à compressão de 23 MPa

Fonte: Própria autora.

De acordo com os dados da Tabela, verifica-se que os tubos com diâmetro nominal de 700 mm e 800 mm, ambos de classe PA1, satisfazem os critérios de resistência do ensaio de compressão diametral previstos na NBR 8890:2020, caso sejam reforçados com 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG e possuam resistência mínima à compressão de 23 MPa. Observa-se que a previsão da capacidade resistente máxima para o tubo com diâmetro de 700 mm é 15,23% superior a carga mínima de ruptura exigida por norma. Por outro lado, a previsão da capacidade resistente máxima para o tubo com diâmetro de 800 mm é de apenas 4,42% superior a mínima de ruptura.

Entretanto, nota-se que a previsão da capacidade máxima resistente do tubo com diâmetro de 900 mm é 9,90% inferior à carga mínima de ruptura estabelecida por norma. Isso indica que uma dosagem de 30 kg/m³ de fibras de aço curta não é o suficiente para atender o critério da força mínima de ruptura para este diâmetro e classe de resistência.

É importante destacar que, embora seja uma previsão da capacidade máxima resistente dos tubos, os resultados apresentados são consistentes e estão em conformidade com Figueiredo (2011), que afirma que a eficácia do reforço da fibra é tanto maior quanto menor for o diâmetro do tubo e por conseguinte, a espessura de sua parede. Portanto, o reforço com 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG é significativamente mais eficaz no tubo de 700 mm de diâmetro em comparação com os tubos de 800 mm e 900 mm de diâmetros.

9.2 MODELO NUMÉRICO DE PREVISÃO PARA OS TUBOS DE CRFA DE CLASSE PA2

As Figuras 100 e 101 mostram as curvas de carga-deslocamento dos tubos de classe PA2 com diâmetro de 400 mm e 500 mm, respectivamente. O propósito desta análise é avaliar a eficácia do modelo numérico de previsão, contrastando-o com as curvas do modelo numérico calibrado, que foi ajustado com base nos resultados experimentais, e com o modelo experimental.

Figura 100 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 400 mm – PA2

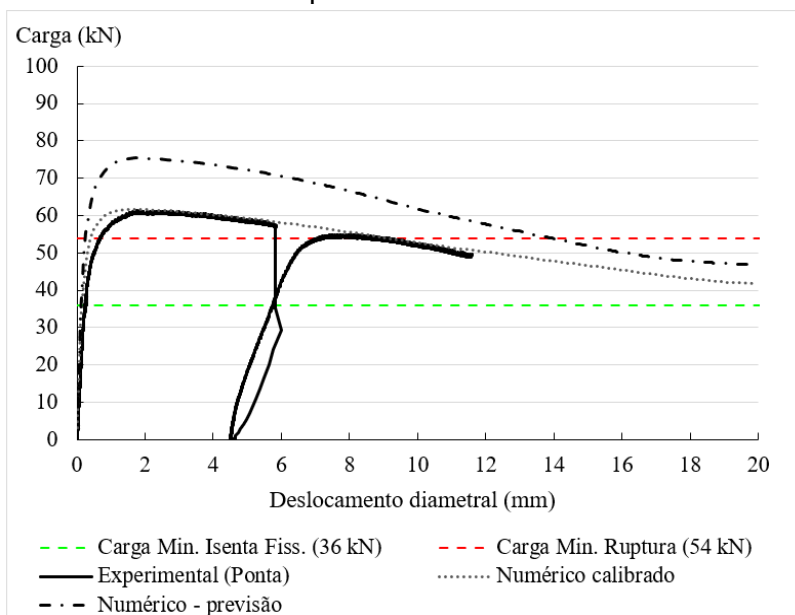
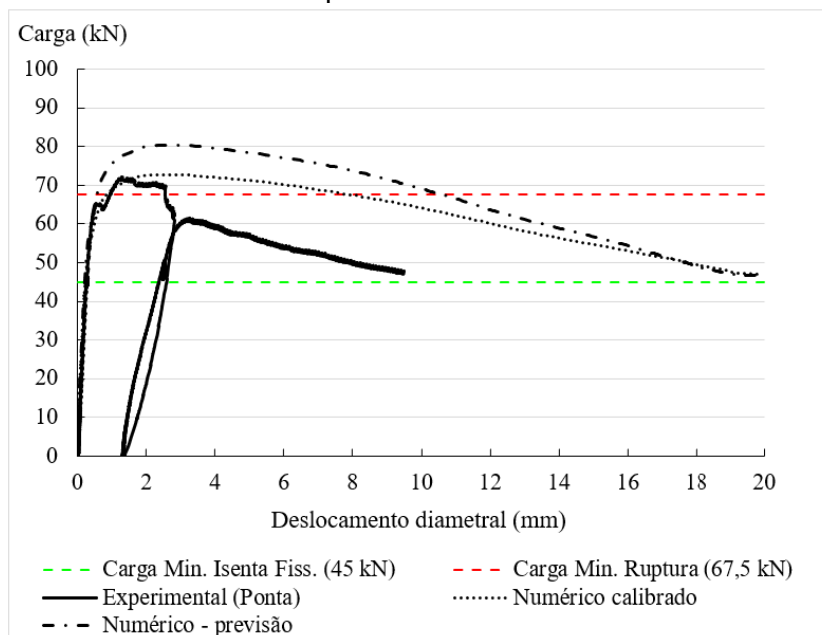


Figura 101 - Comparação entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental, numérico calibrado e numérico de previsão do tubo com diâmetro de 500 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

Para uma melhor compreensão, a Tabela 21 apresenta as cargas máximas obtidas experimentalmente e as previstas numericamente.

Tabela 21 - Comparação dos resultados experimentais e das previsões numéricas dos tubos de concreto de classe PA2

Tubo	Carga máxima experimental (kN)	Carga máxima num. de previsão (kN)	$\frac{Carga_{max,exp}}{Carga_{max,previsão}}$	Erro (%)
400 mm - PA2	61,27	75,34	0,813	-18,68%
500 mm - PA2	71,99	80,40	0,895	-10,46%
Média		0,854		
Desvio padrão		0,058		
COV (%)		6,80		

Fonte: Própria autora.

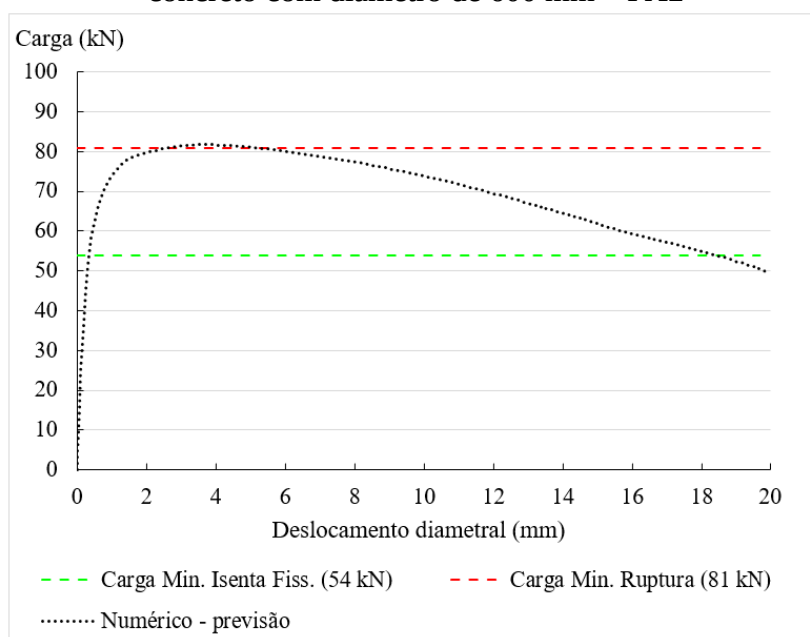
Observa-se que a carga última experimental do tubo de 400 mm – PA2 foi 18,68% menor do que a carga máxima prevista numericamente. Da mesma forma, a carga última experimental do tubo de 500 mm – PA2 foi 10,46% menor que a capacidade máxima prevista.

Apesar do modelo numérico de previsão superestimar a carga máxima para os tubos de classe PA2, pode-se observar pelas Figuras 100 e 101 que o comportamento da curva carga-deslocamento do modelo de previsão foi semelhante à curva do modelo numérico calibrado e do modelo experimental.

Portanto, com coeficiente de variação de 6,80%, pode-se concluir que o modelo numérico de previsão tem capacidade de prever satisfatoriamente a capacidade máxima resistente dos tubos de concreto e, deste modo, pode ser empregado como uma ferramenta eficaz para estudos paramétricos

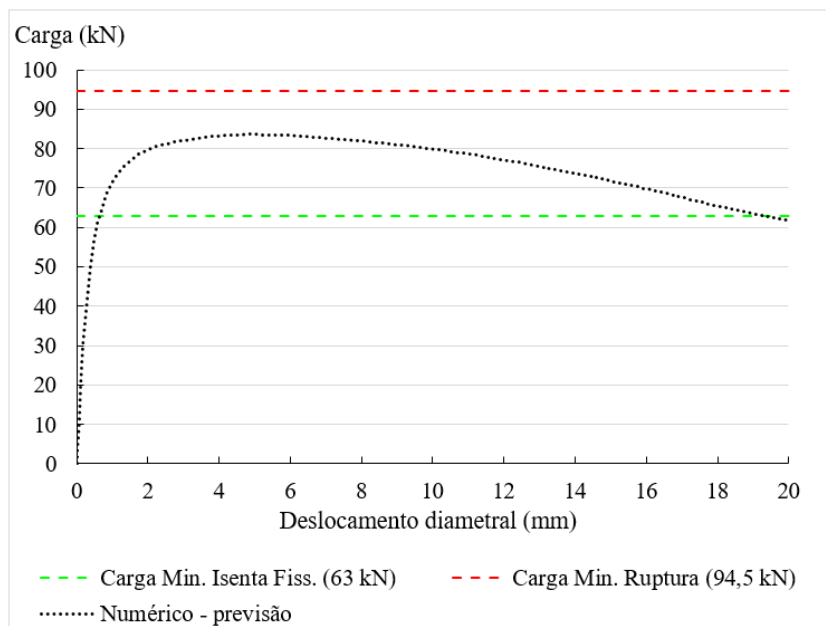
Assim, as Figuras 102, 103, 104 e 105 exibem as curvas de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para os tubos de concreto com classe de resistência PA2 e diâmetros de 600 mm, 700 mm, 800 mm e 900 mm, respectivamente. O intuito desta análise é verificar se o reforço com 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG para os referidos tubos e classes seria capaz de satisfazer os critérios de resistência do ensaio de compressão diametral previstos pela NBR 8890:2020.

Figura 102 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 600 mm – PA2



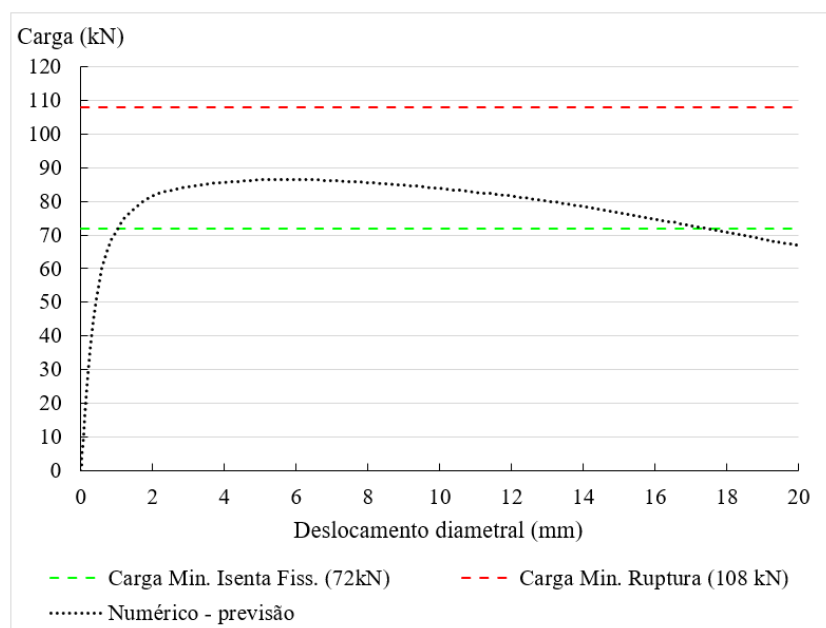
Fonte: Própria autora.

Figura 103 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 700 mm – PA2



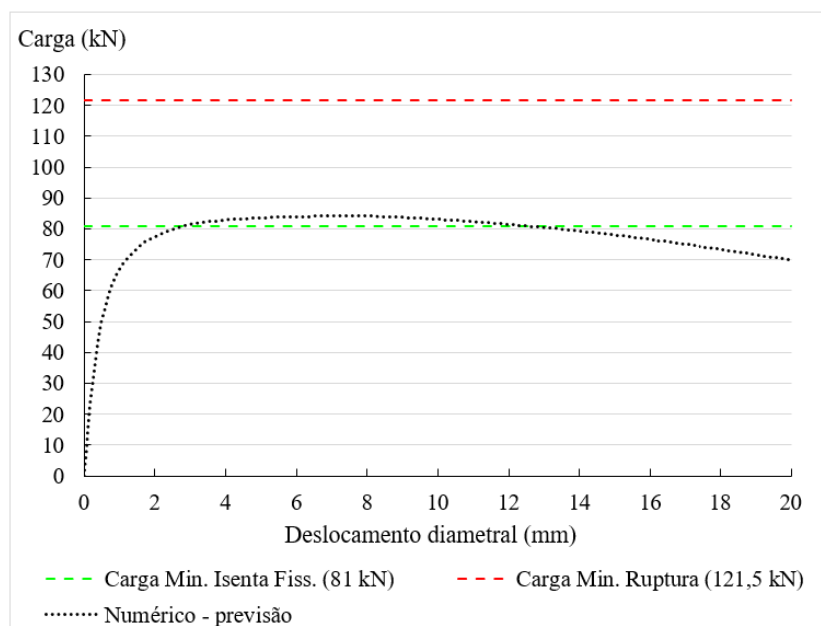
Fonte: Própria autora.

Figura 104 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 800 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

Figura 105 - Curva de carga-deslocamento do modelo numérico de previsão para o tubo de concreto com diâmetro de 900 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

A Tabela 22 compara as cargas máximas previstas pelos modelos numéricos com as cargas mínimas de ruptura estabelecidas na NBR 8890:2020.

Tabela 22 - Comparação entre as cargas máximas previstas e as cargas mínimas de ruptura para tubos de classe PA2

Tubo	Carga Min. Ruptura por norma (kN)	Carga máxima num. de previsão (kN)	$\frac{Carga_{max,previsão}}{Carga_{min,ruptura}}$	Dif. (%)
600 mm - PA2	81,00	81,76	1,009	0,93%
700 mm - PA2	94,50	83,59	0,885	-11,54%
800 mm - PA2	108,00	86,60	0,802	-19,81%
900 mm - PA2	121,50	84,18	0,693	-30,72%

Nota: Consumo de 30 kg/m³ de fibras de aço e resistência mínima à compressão de 30 MPa

Fonte: Própria autora.

Conforme os dados da Tabela 22, nota-se que apenas o tubo com diâmetro de 600 mm e classe PA2, caso esteja reforçado com 30 kg/m³ de fibras aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG e possua resistência mínima à compressão de 30 MPa, é capaz de atender o critério de resistência quanto à carga mínima de ruptura determinado pela NBR 8890:2020. Observa-se que a previsão da capacidade máxima resistente do tubo de 600 mm é apenas 0,93% superior à carga mínima de ruptura exigida por norma.

No entanto, os tubos com diâmetros de 700 mm, 800 mm e 900 mm, quando reforçados com 30 kg/m³ de fibras de aço, não são capazes de satisfazer o critério da carga mínima de

ruptura prevista por norma. Observa-se que, conforme o diâmetro do tubo aumenta, maior é a diferença percentual da capacidade máxima prevista em relação à carga mínima de ruptura.

Portanto, conclui-se que, para tubos de classe PA2, a dosagem de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG é suficiente para atender ao critério de força mínima de ruptura apenas para tubos de até 600 mm de diâmetro. Tubos com diâmetros superiores, requerem um consumo maior de fibras. Cabe ressaltar, que a previsão destes resultados está em consonância com Figueiredo (2011), que afirma que os tubos de concreto de grandes dimensões, especialmente os de classes de maior resistência, possuem maior dificuldade de atender às exigências da norma apenas com o reforço da fibra de aço.

9.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

O objetivo da estratégia de modelagem numérica não é prever com precisão absoluta a capacidade máxima resistente dos tubos. Em vez disso, busca-se oferecer uma previsão aceitável que permita estabelecer uma faixa segura de trabalho, para diferentes dosagens de fibras de aço e tubos de variados diâmetros.

Assim, com base nos resultados apresentados, verifica-se que os tubos de menores diâmetros e classes de resistência inferiores mostram um melhor desempenho e são mais favoráveis ao reforço com fibras.

De acordo com as previsões dos modelos numéricos, o consumo de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG é capaz de satisfazer os critérios de resistência de tubos de concreto de classe PA1 com diâmetros nominais de até 800 mm, desde que possuam um f_{ck} mínimo de 23 MPa. Porém, tubos de diâmetros maiores, como os de 900 mm, exigem uma maior quantidade de fibras para atender aos requisitos da norma.

Esta observação é confirmada pelo estudo de Escariz (2012), o qual demonstrou que tubos com diâmetro nominal de 1000 mm e classe PA1 exigiam, no mínimo, 35 kg/m³ de fibras de aço curta colada em pente (fator de forma igual a 65 e comprimento de 35 mm) para atender aos critérios de resistência especificados pela norma.

Portanto, as previsões dos modelos numéricos corroboram com os resultados apresentados por Escariz (2012). Além disso, a autora observou que o desempenho inferior das fibras em tubos de maiores diâmetros está relacionado à espessura da parede, pois exigem uma quantidade maior de fibras para alcançar o mesmo nível de desempenho de tubos de menores diâmetros, que, consequentemente, possuem menor espessura de parede.

Quanto aos tubos de classe PA2, o reforço de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG é suficiente para tubos com diâmetros menores em comparação com os de classe PA1. Conforme as previsões numéricas, essa dosagem é adequada para atender aos requisitos normativos para tubos com diâmetro de até 600 mm, desde que possuam um f_{ck} mínimo de 30 MPa. Desta forma, tubos com diâmetro igual ou maior a 700 mm, necessitam de um consumo maior de fibras.

No entanto, nem sempre o maior consumo de fibras é a opção mais indicada. Figueiredo (2011), sugere que para tubos de diâmetros maiores e classes de resistência superiores, a utilização do reforço híbrido de armadura de aço e fibras seja mais vantajoso e eficaz.

10 CONCLUSÕES

A presente pesquisa apresentou um estudo experimental e numérico de tubos de concreto reforçados com fibras de aço quando submetidos ao ensaio de compressão diametral. As principais conclusões podem ser destacadas:

- O reforço de 30 kg/m³ de fibras de aço do tipo Dramix 3D 65/35 BG em tubos de concreto com classes de resistência PA1 e PA2 e diâmetros nominais de 400 mm, 500 mm e 600 mm foi capaz de satisfazer o plano de carregamento do ensaio de compressão diametral e aos critérios de resistência da NBR 8890:2020.
- Os modelos numéricos desenvolvidos utilizando o CDP do Abaqus foram capazes de estimar satisfatoriamente a carga máxima resistente e o padrão de fissuração dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço ensaiados experimentalmente.
- O modelo constitutivo de Barros e Figueiras (1999) utilizado nas modelagens numéricas é adequado para o problema em questão.
- A metodologia proposta por Voo e Foster (2003) empregada nas modelagens numéricas apresentou excelentes previsões na tração do concreto.
- A resistência máxima à tração do concreto, f_t , estimada como $0,33\sqrt{f_c}$, conforme proposto por Genikomsou e Polak (2015), contribuiu significativamente para a convergência das respostas numéricas.
- A estratégia de modelagem numérica para representar o comportamento dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço apresentou resultados satisfatórios e, portanto, pode ser utilizada como uma ferramenta para prever a capacidade máxima resistente de tubos de concreto reforçados com fibras e auxiliar em projetos futuros.
- Os ensaios experimentais e numéricos revelaram que os tubos de concreto com diâmetros menores e classes de resistência inferiores são mais favoráveis ao reforço de fibra e, portanto, apresentaram um melhor desempenho em comparação aos tubos de diâmetros maiores e classes de resistência superiores.

Como indicação para trabalhos futuros, propõe-se:

- Realizar estudos experimentais e numéricos com tubos de maiores diâmetros e reforço híbrido com armaduras e fibras;
- Investigar novas dosagens de fibras de aço para tubos de concreto com diâmetro de 400 mm, 500 mm e 600 mm para classes de resistência PA3 e PA4;

- Estudar novos tipos de fibras como reforço em tubos de concreto, contribuindo, portanto, para avanços na indústria de tubos de concreto.

REFERÊNCIAS

ABAQUS 6.14 Documentation, Dassault Systems Simulia Corp, Providence, 2014.

ABOLMAALI, A.; MIKHAYLOVA, A.; WILSON, A.; LUNDY, J. Performance of Steel Fiber-Reinforced Concrete Pipes. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Thousand Oaks, v. 2312, n. 1, p. 168-177, 2012.

ARIF, M. H. **Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço**. 2014. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8890**: Tubo de concreto de seção circular para água pluvial e esgoto sanitário – requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 16935**: Projetos de estruturas de concreto reforçados com fibras – Procedimento. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 16940**: Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências à tração da flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 16697**: Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

BARROS, J. A. O.; FIGUEIRAS, A. Flexural behavior of SFRC: testing and modeling. **Journal of materials in civil engineering**, Reston, v. 11, n. 4, p. 331-339, 1999.

BASTOS, P. S. **Notas de aula**: Fundamentos do Concreto Armado. Bauru: Unesp – Departamento de Engenharia Civil, 2019. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em: 20 set. 2022.

BRANDT, A. M. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. **Composite Structures**, London, v. 86, p. 3-9, 2008.

BRASIL. Ministério da Justiça. **Lei nº 14026**, de 15 de julho de 2020. Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000, para atribuir à Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) competência para editar normas de referência sobre o serviço de saneamento. Brasília, DF, Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/114026.htm. Acesso em: 01. Mar. 2023.

BENCARDINO, F.; RIZUTTI, L.; SPADEA, G.; SWAMY R. N. Stress-strain behavior of steel fiber-reinforced concrete in compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, Reston, v. 20, n. 3, p. 255-263, 2008.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. London: Elsevier, 1990.

CARNIO, M. A. Aspectos gerais sobre o uso do concreto reforçado com fibras no Brasil: produção, projeto, tecnologia e normalização. **Revista Concreto & Construções**, [s. l.], n. 87, p. 26-32, 2017.

CHAMA NETO, P. J. Histórico e principais aplicações. In: CHAMA NETO, P. J. (coord.). **Manual técnico de drenagem e esgoto sanitário**. Ribeirão Preto, SP: Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, 2008. Cap. 1, p. 29-42.

CHAMA NETO, P. J. Projeto e execução de obras de saneamento com tubos de concreto. **Revista Concreto & Construções**, [s. l.], n. 110, p. 58-65, 2023.

DE LA FUENTE, A.; ESCARIZ, R. C.; FIGUEIREDO, A. D.; MOLINS, C.; AGUADO, A. A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 30, p. 547-555, 2012.

DE LA FUENTE, A.; FIGUEIREDO, A. D.; AGUADO, A.; MOLINS, C.; VINOLAS, B. Análisis de Viabilidad del Uso de Fibras Metálicas en Tubos de Hormigón. Parte 2: Modelo Numérico. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 52, 2010, Fortaleza, CE. **Anais [...]** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2010.

EL DEBS, M. K. Projeto Estrutural. In: CHAMA NETO, P. J. (coord.). **Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário**. Ribeirão Preto, SP: Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, 2008. Cap. 4, p. 107-157.

ESCARIZ, R. C. **Análise comparativa de desempenho mecânico de tubos de concreto reforçados com macrofibras poliméricas e fibras de aço**. 2012. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1916**: Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced. Brussels, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651**: Test method for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). Brussels, 2005.

FAISAL, A.; ABBAS, S.; AHMED, A. Mechanical performance of spun-cast full-scale precast pipes incorporating hybrid conventional rebar cage and steel fibers. **Structures**, v. 52, p. 104-116, 2023.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB. **Fib Model Code for Concrete Structures 2010**. Switzerland, 2003.

FERRADO, F. L.; ESCALANTE, M. R.; ROUGIER, V. C. Simulation of the three edge bearing teste: 3D model for the study of the strength capacity of SFRC pipes. **Mecânica Computacional**, v. 36, p. 195-204, 2018.

FIGUEIREDO, A. D. Evaluation of the test method for crushing strength of steel fiber reinforced concrete pipes. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON FIBRE REINFORCED CONCRETE, 7 th., Chennai, India. **Proceedings** [...] [S. l.: s. n.], 2008b. p. 989-1000.

FIGUEIREDO, A. D. Fibras de aço para tubos de concreto. In: CHAMA NETO, P. J. (coord.). **Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário**. Ribeirão Preto, SP: Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, 2008. Cap. 5, p. 197-214.

FIGUEIREDO, A. D.; ANTEQUERA, A. F.; CEA, A. A., BORRELL, C. M., VINOLAS, B. Análise da viabilidade do uso de fibras metálicas em tubos de concreto. Parte 1: Campanha Experimental. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 52, 2010, Fortaleza, CE. **Anais** [...] São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2010.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. 248 f. Tese (Livre - Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FIGUEIREDO, A. D.; FUENTE, A.; AGUADO, A.; MOLINS, C.; CHAMA NETO, P. J. Steel fiber reinforced concrete pipes. Part 1: technological analysis of the mechanical behavior. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 5, p. 1-11, 2012.

FIGUEIREDO, A. D. Os desafios para o uso do concreto reforçado com fibras como material estrutural. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 56, 2014, Natal, RN. **Anais** [...] São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2014.

FIGUEIREDO, A. D.; CECCATO, M. R. Workability Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Using Slump and Ve-Be Test. **Materials Research**, Sao Carlos, v. 18, p. 1284-1290, 2015.

FIGUEIREDO, A. D.; ALFERES FILHO, R. S. A.; CECCATO, M. R. Os desafios da avaliação da trabalhabilidade do concreto com fibras. **Revista Concreto & Construções**, Sao Carlos, n. 87, p. 86-90, 2017.

FLORESTA, F. M.; VIEIRA, C. S.; MENDES, L. A.; AMORIM, D. L. N. F. Análise estatística do modelo de cálculo estrutural utilizado em tubos circulares de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 13, p. 69-86, 2020.

FUGII, A. P. **Avaliação de tubos de concreto reforçados com fibras de aço segundo a NBR 8890**. 2008. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Ilha Solteira, 2008.

GENIKONSOU, A. S.; POLAK, M. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, Oxford, v. 98, p. 38-48, 2015.

HAKTANIR, T.; ARI, K.; ALTUN, F.; KARAHAN, O. A comparative experimental investigation of concrete, reinforced concrete and steel-fibre concrete pipes under three-edge-bearing test. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 21, p. 1702-1708, 2007.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, Reston, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LEE, S.; PARK, Y.; ABOLMAALI, A. Investigation of Flexural Toughness for Steel-and-Synthetic-Fiber- Reinforced Concrete Pipes. **Structures**, Oxford, v. 19, p. 203-211, 2019.

LEITE, A. M. **Avaliação do uso da macrofibras polimérica na composição do concreto para fins estruturais**. 2018. 257 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

LEITE, A. M.; CASTRO, A. L. Influência da matriz cimentícia no comportamento de concreto reforçados com fibras. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 13, p. 543-562, 2020.

LOPES, H. M. T. **Aplicação do conceito de empacotamento de partículas na otimização de dosagem de concretos de cimento Portland**. 2019. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

LUBLINER, J.; OLIVER, J; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, Oxford, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MICHAŁ, S.; ANDRZEJ, W. Calibration of the CDP model parameters in Abaqus. In: World Congress on Advances in Strucutral Engineering and Mechanics (ASEM 15), Incheon Korea, 2015.

MOHAMED, N.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Full-scale pipes using dry-cast steel fibre-reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 72, p. 411-422, 2014.

MOHAMED, N.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Mechanical performance of full-scale precast steel fibre-reinforced concrete pipes. **Engineering Structures**, Oxford, v. 84, p. 287-299, 2015.

MONTE, R. **Caracterização e controle do comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras para tubos**. 2015. 159 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. Uma nova abordagem do ensaio de compressão diametral de tubos de concreto. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 59, 2017, Bento Gonçalves, RS. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2017.

MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. Tendências para o uso de fibras no reforço estrutural de tubos de concreto. **Revista Concreto & Construções**, Sao Carlos, n. 108, p. 87-91, 2022.

OLIVEIRA, M. A. B.; MACÊDO, A. N.; POMPEU, B. B.; CABRAL, A. E. B. Tubos de concreto produzidos com fibras de aço e agregados da região metropolitana de Belém do Pará. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 17, n. 4, p. 141-163, 2017.

NEUBERGER, Y. M.; ANDRADE, M. V.; SOUSA, A. M. D.; BANDIEIRA, M.; SILVA JUNIOR, E. P.; SANTOS, H. F.; CATÓIA, B.; BOLANDIM, E. A.; AQUINO, V. B. M.; CHRISTOFORO, A. L.; FERREIRA, M. A. Numerical Analysis of Reinforced Concrete Corbels Using Concrete Damage Plasticity: Sensitivity to Material Parameters and Comparison with Analytical Models. **Buildings**, Cedar Rapids, v. 13, n. 11, p. 2781, 2023.

NG T., HTUT. T., FOSTER. S.J. Fracture of steel fibre-reinforced concrete - the unified Variable engagement model. **UNICIV REPORT N. R-460**, School of Civil & Environmental Engineering, The University of New South Wales, Australia, 2012.

QUEIROZ, R. M. **Tubos de concreto com adição de resíduos de borracha de pneu. 2012.** 88 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Ilha Solteira, 2012.

QUININO, U. C. M. **Investigação experimental das propriedades mecânicas de compósitos de concreto com adições híbridas de fibras.** 2015. 243 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

RAMADAN, A.; SHEHATA, A.; YOUNIS, A. A.; WONG, L. S.; NEHDI, M. L. Modeling structural behavior of precast concrete pipe with single elliptical steel cage reinforcement. **Structures**, v. 27, p. 903-916, 2020.

RAMOS, M. F. **Análise experimental de tubos de concreto reforçado com fibras de aço.** 2002. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de Campinas, Campinas, 2002.

RIAH, E. **Evaluation of structural capacity of epoxy-coated concrete pipes and its interaction with soil.** 2016. 114 f. Doctoral Thesis, The University of Texas at Arlington, 2016.

RILEM TC 162-TDF: ‘Test and design methods for steel fibre reinforced concrete’ σ - ϵ design method. **Materials And Structures**, Brussels, Belgium, v. 36, p. 560-567, Oct. 2003.

SCOBOSA, M. **O problema da mistura em uma indústria de concreto.** 2020. 75 f. Dissertação (Mestrado em Matemática) – Instituto de Biociências, Letras e Ciências Exatas de São José do Rio Preto, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, São José do Rio Preto, 2020.

SILVA, J. L. **Análise de tubos circulares de concreto armado para o ensaio de compressão diametral com base na teoria da confiabilidade.** 2011. 172 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

SILVA, J. L.; EL DEBS, M. K.; KATAOKA, M. N. A comparative experimental investigation of reinforced-concrete pipes under three-edge-bearing test: Spigot and Pocket and Ogee Joint pipes. **Acta Scientiarum Technology**, Oxford, v. 40, e30860, 2018.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO BÁSICO - SNIS. **Diagnóstico Temático de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais – Visão Geral.** Brasília, 2022. Disponível em: https://arquivos-snis.mdr.gov.br/REPUBLICACAO_DIAGNOSTICO_TEMATICO_VISAO_GERAL_AP_SNIS_2022.pdf. Acesso em: 01. mar. 2023.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO BÁSICO - SNIS. **Diagnóstico Temático de Serviços de Água e Esgoto – Visão Geral**. Brasília, 2022. Disponível em: https://arquivos-snis.mdr.gov.br/REPUBLICACAO_DIAGNOSTICO_TEMATICO_VISAO_GERAL_AE_SNIS_2022.pdf. Acesso em: 01. mar. 2023.

TEHRANI, A. D. **Finite element analysis for ASTM C-76 reinforced concrete pipes with reduced steel cage**. 2016. 210 f. Doctoral Thesis, The University of Texas at Arlington, 2016.

TRENTIN, T. F. S. **Análise estrutural de tubos de concreto armado com resíduo de borracha de pneu**. 2014. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Ilha Solteira, 2014.

VOO, J. Y.; FOSTER, S. Variable engagement model for the design of fibre reinforced concrete structures. In: *Advanced materials for construction of bridges, buildings, and other structures III*, conference proceedings, Davos, Switzerland. p. 1-11, 2003.

YAZHINI, E.; CHITRA, R. Performance study of fibre reinforced functionally graded concrete pipes. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 344, p. 128224, 2022.

YOUNIS, A.; SHEHATA, A.; RAMADAN, A.; WONG, L. S.; NEHDI, M. L. Modeling structural behavior of reinforced-concrete pipe with single, double and triple cage reinforcement. **Engineering Structure**, [s. l.], v. 240, p. 112374, 2021.

YU, T.; TENG, J. G.; WONG, Y. L.; DONG, S. L. Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model. **Engineering Structure**, [s. l.], v. 32, p. 680-691, 2010.

WANG, Y.; LI, P.; LIU, H.; WANG, W.; LIU, Y.; WANG, L. Multiple laboratory characterization methods to identify the D-Load of reinforced concrete pipes based on three edge bearing tests. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 366, p. 130156, 2023.

WANG, W.; SHEN, A.; LYU, Z.; HE, Z.; NGUYEN, K. T. Q. Fresh and rheological characteristic of fiber reinforced concrete – A review. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 296, p. 123734, 2021.

**ANEXO A - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA PRODUÇÃO
DOS TUBOS DE CONCRETO**

Os valores obtidos nos ensaios de caracterização da areia natural podem ser observados nas Tabelas 23 e 24 e na Figura 106.

Tabela 23 - Caracterização da areia natural

Parâmetro	Valor
Diâmetro máximo (mm)	4,75
Módulo de finura	1,70
Massa específica (g/cm ³)	2,63
Massa unitária média (g/cm ³)	1,61
Pulverulentos (%)	2,60
Matéria orgânica	Mais clara que a solução

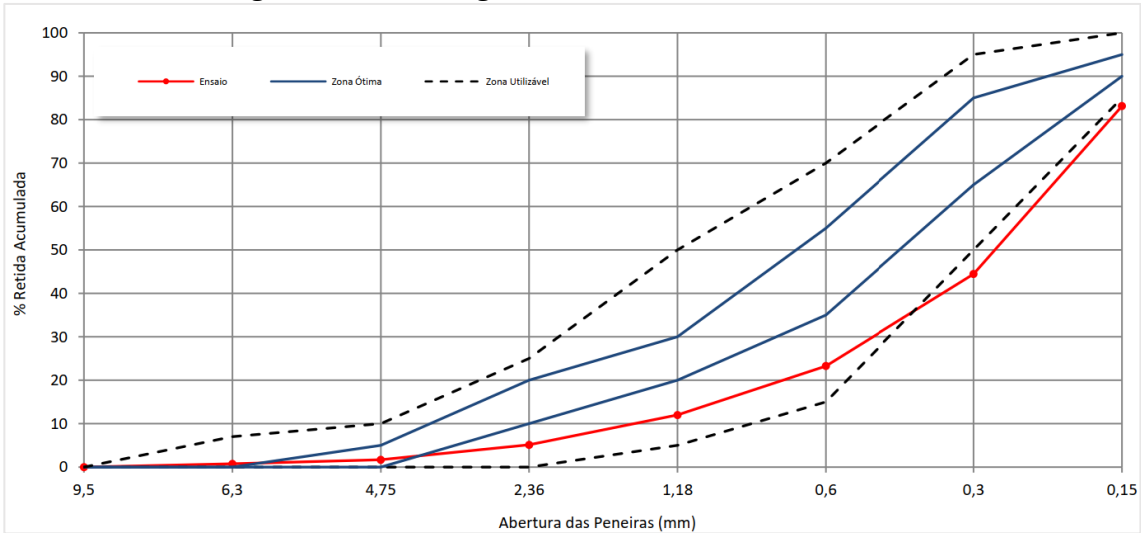
Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Tabela 24 - Distribuição granulométrica da areia natural

Peneira	% Retirada Acumulada							
mm	0,15	0,3	0,6	1,18	2,36	4,75	6,3	9,5
Areia	83,12	44,45	23,28	12,01	5,12	1,69	0,75	0

Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Figura 106 - Curva granulométrica da areia natural



Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024)

Os valores obtidos nos ensaios de caracterização da areia artificial podem ser observados nas Tabelas 25 e 26 e na Figura 107.

Tabela 25 - Caracterização da areia artificial

Parâmetro	Valor
Diâmetro máximo (mm)	4,75
Módulo de finura	2,79
Massa específica (g/cm ³)	2,81
Massa unitária média (g/cm ³)	1,70
Pulverulentos (%)	13,91
Matéria orgânica	Mais clara que a solução

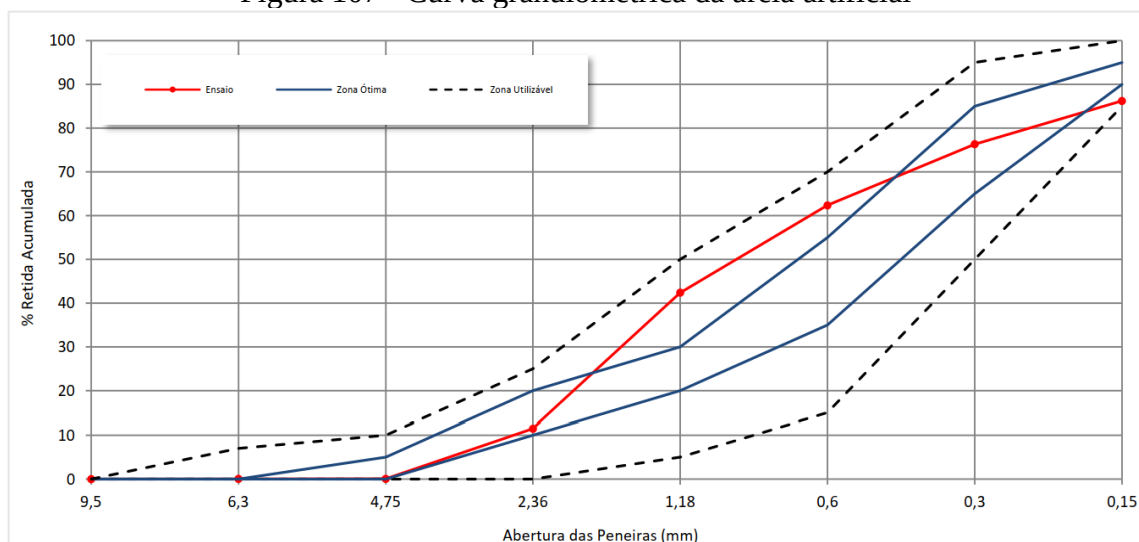
Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Tabela 26 - Distribuição granulométrica da areia artificial

Peneira	% Retirada Acumulada							
mm	0,15	0,3	0,6	1,18	2,36	4,75	6,3	9,5
Areia	86,24	76,36	62,36	42,38	11,5	0,07	0,02	0

Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Figura 107 - Curva granulométrica da areia artificial



Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Os valores obtidos nos ensaios de caracterização da brita 1 (1/2'') podem ser observados nas Tabelas 27 e 28 e na Figura 108.

Tabela 27 - Caracterização da brita 1 (1/2'')

Parâmetro	Valor
Diâmetro máximo (mm)	19
Módulo de finura	2,51
Massa específica seca (g/cm ³)	2,86
Massa específica do agregado saturado superfície seca (g/cm ³)	2,88
Massa unitária média (g/cm ³)	1,52
Absorção (%)	0,82
Pulverulentos (%)	0,97

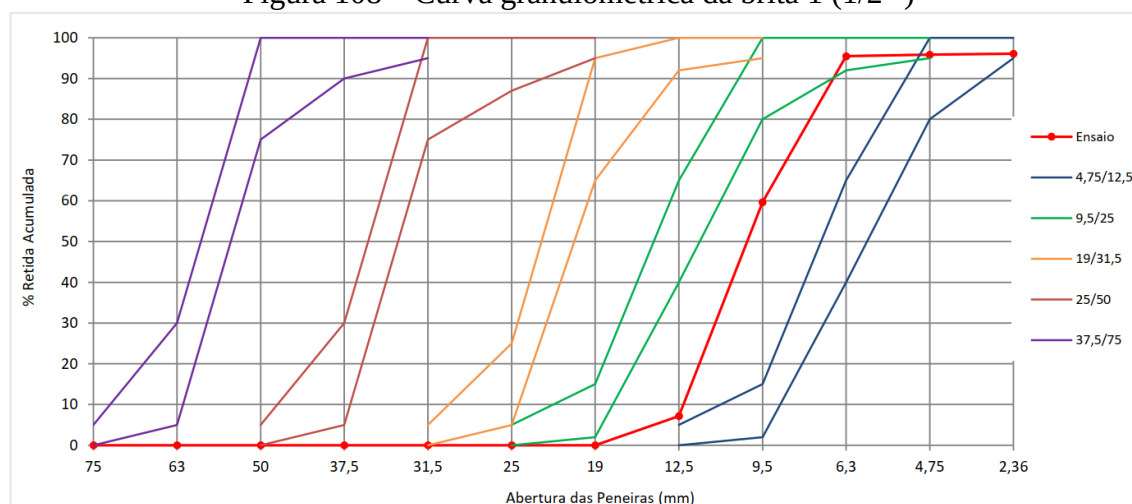
Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Tabela 28 - Distribuição granulométrica da brita 1 (1/2'')

Tabela 28 - Distribuição granulométrica da Brita 1 (1/2")												
Peneira	% Retirada Acumulada											
mm	2,36	4,75	6,3	9,5	12,5	19	25	31,5	37,5	50	63	75
Brita	96.09	95.87	95.48	59.67	7.18	0	0	0	0	0	0	0

Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Figura 108 – Curva granulométrica da brita 1 (1/2'')



Os valores obtidos nos ensaios de caracterização da brita 1 (5/8'') podem ser observados nas Tabelas 29 e 30 e na Figura 109.

Tabela 29 - Caracterização da brita 1 (5/8'')

Parâmetro	Valor
Diâmetro máximo (mm)	19
Módulo de finura	2,83
Massa específica seca (g/cm ³)	2,87
Massa específica do agregado saturado superfície seca (g/cm ³)	2,90
Massa unitária média (g/cm ³)	5,30
Absorção (%)	0,96
Pulverulentos (%)	0,34

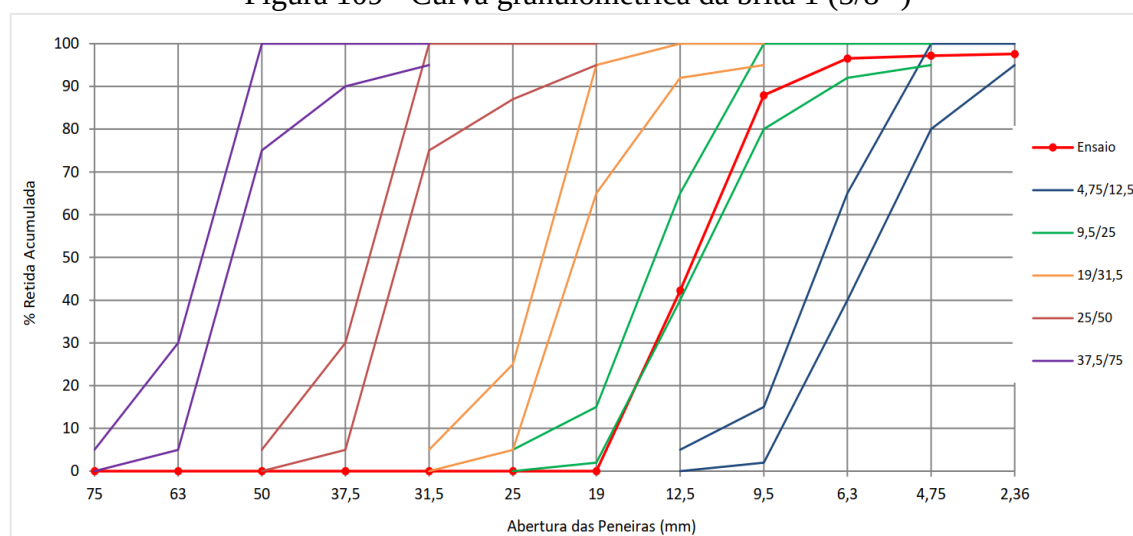
Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Tabela 30 - Distribuição granulométrica da brita 1 (5/8'')

Tabela 50 - Distribuição granulométrica da Brita 1 (5/8")												
Peneira	% Retirada Acumulada											
mm	2,36	4,75	6,3	9,5	12,5	19	25	31,5	37,5	50	63	75
Brita	97,60	97,20	96,52	87,92	42,23	0	0	0	0	0	0	0

Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Figura 109 - Curva granulométrica da brita 1 (5/8'')



Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Os valores obtidos nos ensaios de caracterização do pedrisco podem ser observados nas Tabelas 31 e 32 e na Figura 110.

Tabela 31 - Caracterização do pedrisco

Parâmetro	Valor
Diâmetro máximo (mm)	6,3
Módulo de finura	0,85
Massa específica seca (g/cm³)	2,81
Massa específica do agregado saturado superfície seca (g/cm³)	2,86
Massa unitária média (g/cm³)	1,54
Absorção (%)	1,81
Pulverulentos (%)	3,35

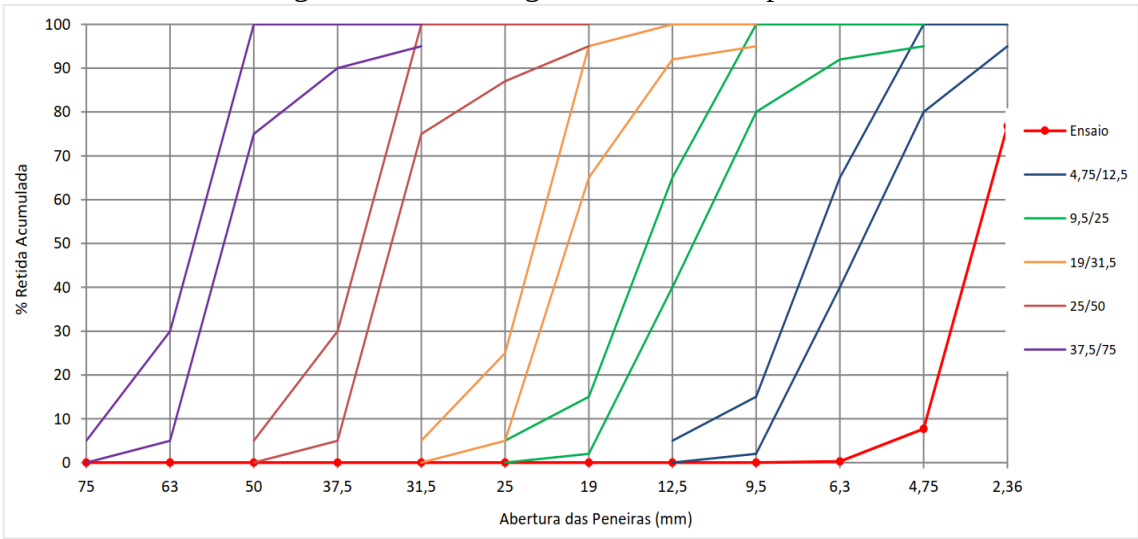
Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Tabela 32 – Distribuição granulométrica do pedrisco

Peneira	% Retirada Acumulada											
mm	2,36	4,75	6,3	9,5	12,5	19	25	31,5	37,5	50	63	75
Pedrisco	76,80	7,70	0,29	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024).

Figura 110 – Curva granulométrica do pedrisco



Fonte: SIGMATEC Controle Tecnológico (2024)

APÊNDICE A

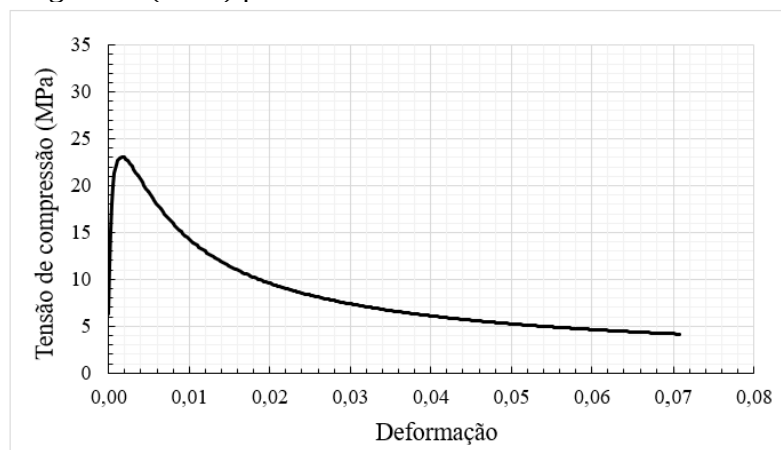
A Tabela A.1 apresenta os parâmetros de elasticidade e plasticidade utilizados no modelo numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm e classe PA1. O comportamento à compressão e a evolução do dano na compressão são apresentados na Figura A.1 e A.2, respectivamente, para um concreto de f_{cm} igual a 23 MPa; já o comportamento à tração é representado na Figura A.3.

Tabela A.1 - Parâmetros de elasticidade e plasticidade do modelo numérico do tubo de concreto de 500 mm – PA1

Parâmetro	Valor
Densidade (kg/m ³)	2400
Coefficiente de Poisson	0,2
Módulo de elasticidade (GPa)	28,38
Ângulo de dilatação (°)	36,31
Excentricidade	0,1
k_c	0,667
f_{b0}/f_{c0}	1,16
Parâmetro de viscosidade	0,0001

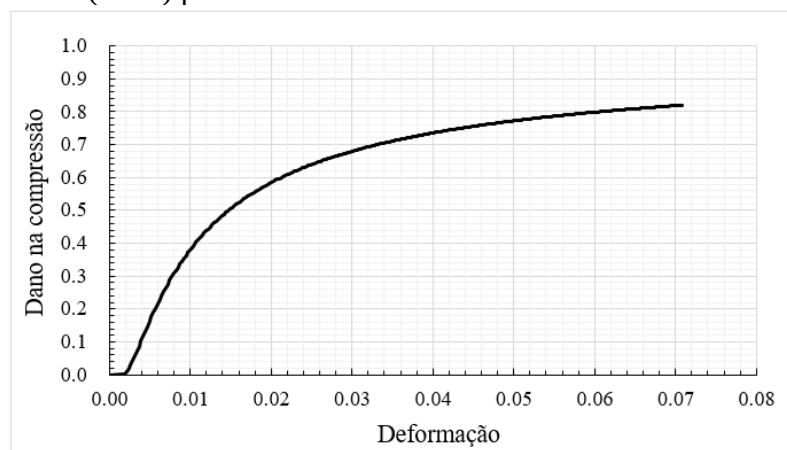
Fonte: Própria autora.

Figura A.1 - Lei constitutiva à compressão utilizada no Abaqus e baseada modelo de Barros e Figueiras (1999) para o tubo de concreto de 500 mm – PA1



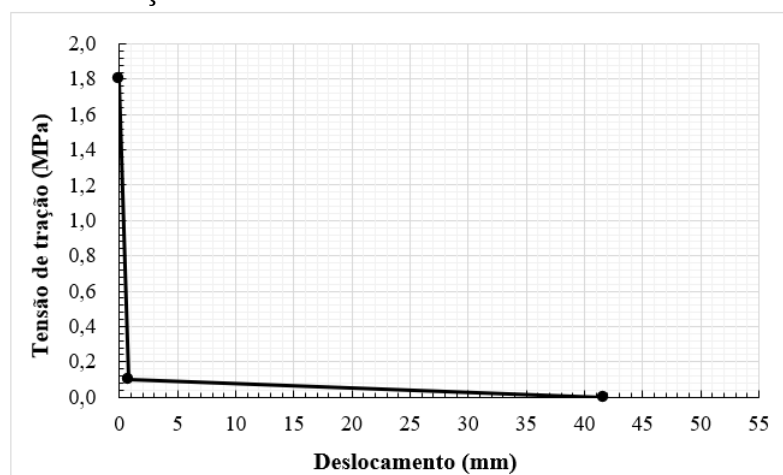
Fonte: Própria autora.

Figura A. 2 - Lei de dano à compressão utilizado no Abaqus e baseado modelo de Yu et al. (2010) para o tubo de concreto de 500 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Figura A. 3 - Relação tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do tubo de concreto de 500 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

APÊNDICE B

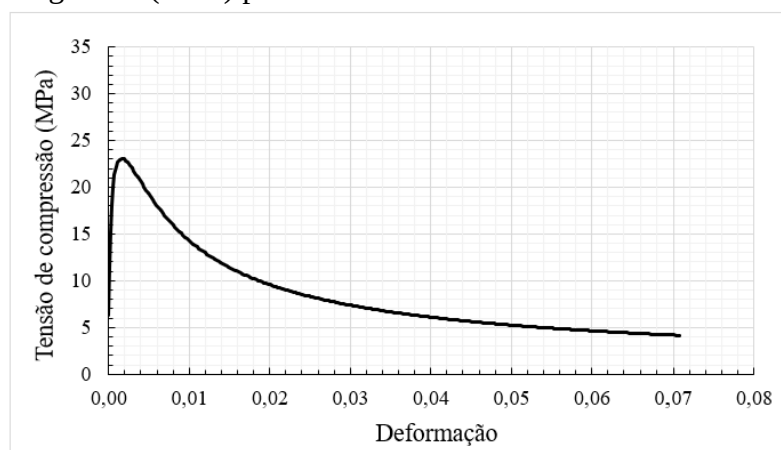
A Tabela B.1 apresenta os parâmetros de elasticidade e plasticidade utilizados no modelo numérico do tubo de concreto com diâmetro de 600 mm e classe PA1. O comportamento à compressão e a evolução do dano na compressão são apresentados na Figura B.1 e B.2, respectivamente, para um concreto de f_{cm} igual a 23 MPa; já o comportamento à tração é representado na Figura B.3.

Tabela B. 1 - Parâmetros de elasticidade e plasticidade do modelo numérico do tubo de concreto de 600 mm – PA1

Parâmetro	Valor
Densidade (kg/m ³)	2400
Coefficiente de Poisson	0,2
Módulo de elasticidade (GPa)	28,38
Ângulo de dilatação (°)	36,31
Excentricidade	0,1
k_c	0,667
f_{bo}/f_{co}	1,16
Parâmetro de viscosidade	0,0001

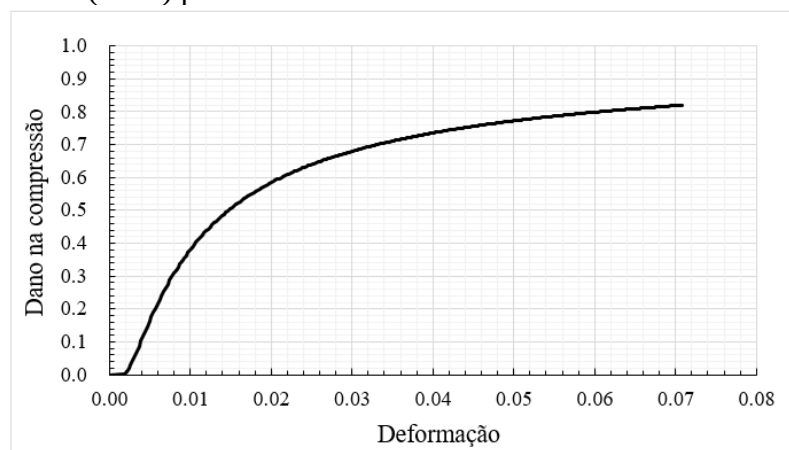
Fonte: Própria autora.

Figura B. 1 - Lei constitutiva à compressão utilizada no Abaqus e baseada modelo de Barros e Figueiras (1999) para o tubo de concreto de 600 mm – PA1



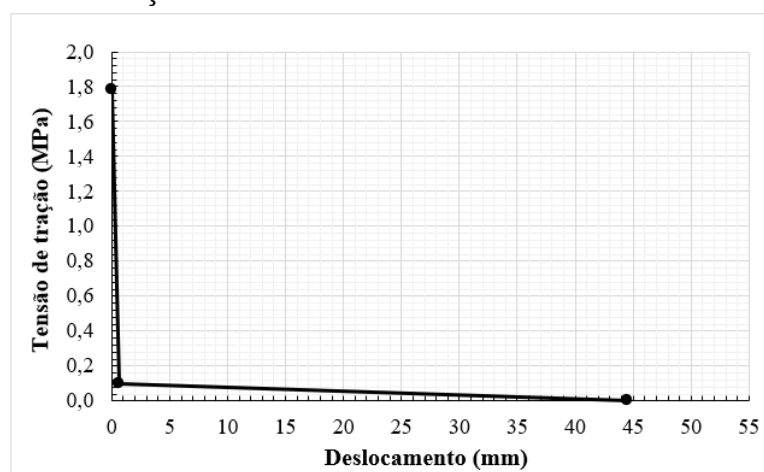
Fonte: Própria autora.

Figura B. 2 - Lei de dano à compressão utilizado no Abaqus e baseado modelo de Yu et al. (2010) para o tubo de concreto de 600 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

Figura B. 3 - Relação tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do tubo de concreto de 600 mm – PA1



Fonte: Própria autora.

APÊNDICE C

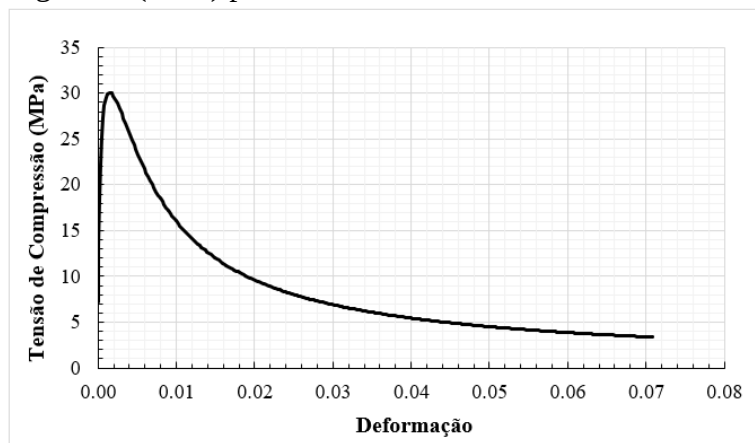
A Tabela C.1 apresenta os parâmetros de elasticidade e plasticidade utilizados no modelo numérico do tubo de concreto com diâmetro de 400 mm e classe PA2. O comportamento à compressão e a evolução do dano na compressão são apresentados na Figura C.1 e C.2, respectivamente, para um concreto de f_{cm} igual a 30 MPa; já o comportamento à tração é representado na Figura C.3.

Tabela C. 1 - Parâmetros de elasticidade e plasticidade do modelo numérico do tubo de concreto de 400 mm – PA2

Parâmetro	Valor
Densidade (kg/m ³)	2400
Coeficiente de Poisson	0,2
Módulo de elasticidade (GPa)	31,01
Ângulo de dilatação (°)	36,31
Excentricidade	0,1
k_c	0,667
f_{b0}/f_{c0}	1,16
Parâmetro de viscosidade	0,0001

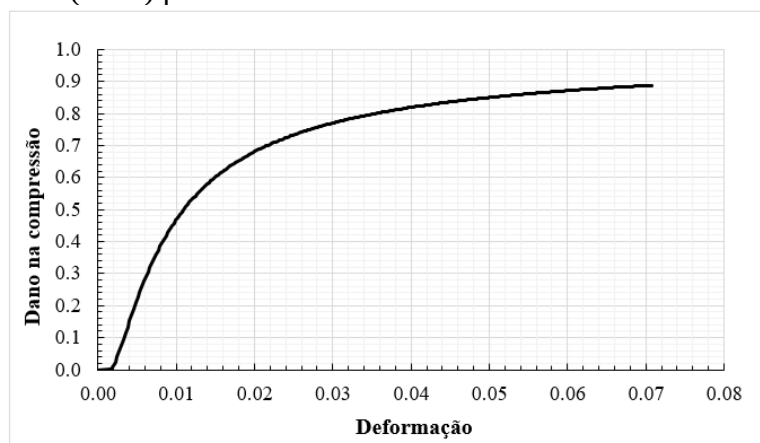
Fonte: Própria autora.

Figura C. 1 - Lei constitutiva à compressão utilizada no Abaqus e baseada modelo de Barros e Figueiras (1999) para o tubo de concreto de 400 mm – PA2



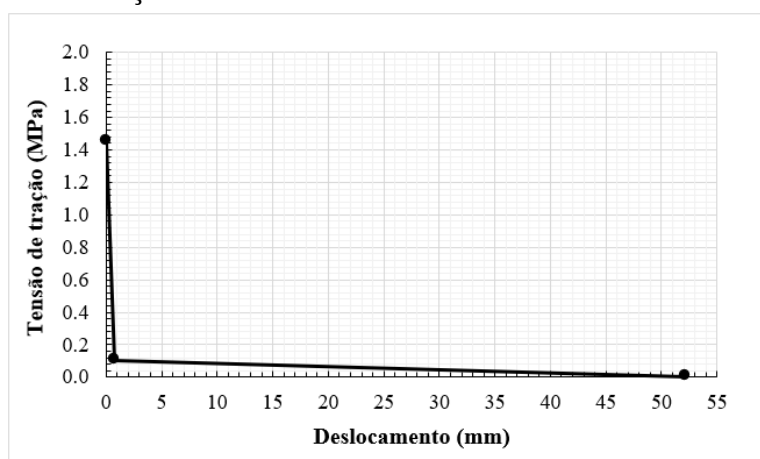
Fonte: Própria autora.

Figura C. 2 - Lei de dano à compressão utilizado no Abaqus e baseado modelo de Yu et al. (2010) para o tubo de concreto de 400 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

Figura C. 3 - Relação tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do tubo de concreto de 400 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

APÊNDICE D

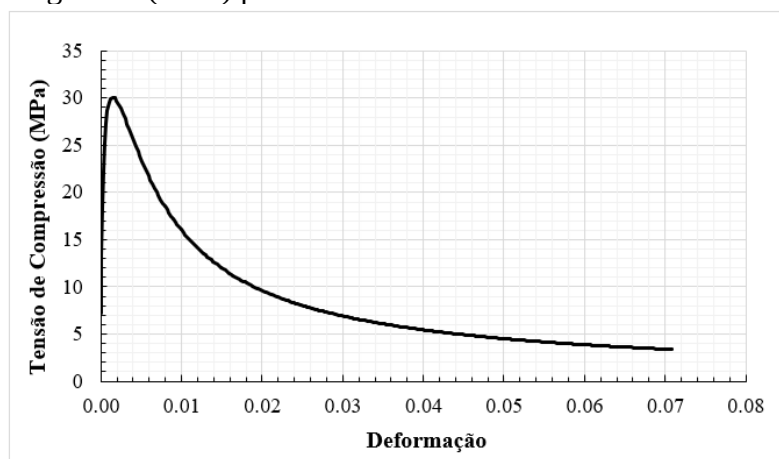
A Tabela D.1 apresenta os parâmetros de elasticidade e plasticidade utilizados no modelo numérico do tubo de concreto com diâmetro de 500 mm e classe PA2. O comportamento à compressão e a evolução do dano na compressão são apresentados na Figura D.1 e D.2, respectivamente, para um concreto de f_{cm} igual a 30 MPa; já o comportamento à tração é representado na Figura D.3.

Tabela D. 1 - Parâmetros de elasticidade e plasticidade do modelo numérico do tubo de concreto de 500 mm – PA2

Parâmetro	Valor
Densidade (kg/m ³)	2400
Coefficiente de Poisson	0,2
Módulo de elasticidade (GPa)	31,01
Ângulo de dilatação (°)	36,31
Excentricidade	0,1
k_c	0,667
f_{b0}/f_{c0}	1,16
Parâmetro de viscosidade	0,0001

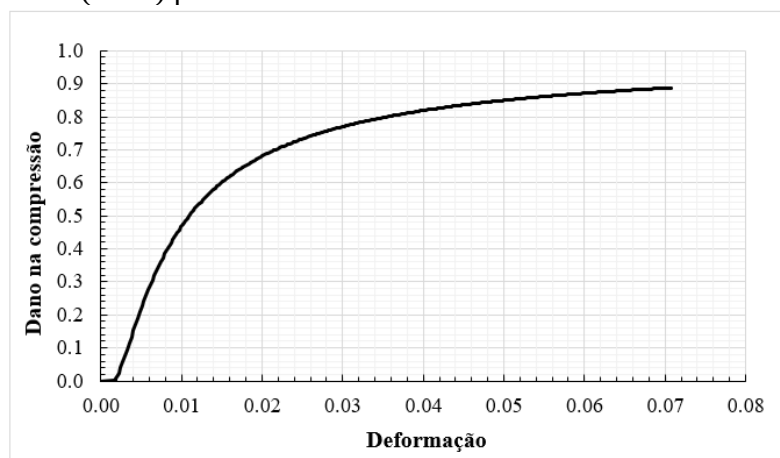
Fonte: Própria autora.

Figura D. 1 - Lei constitutiva à compressão utilizada no Abaqus e baseada modelo de Barros e Figueiras (1999) para o tubo de concreto de 500 mm – PA2



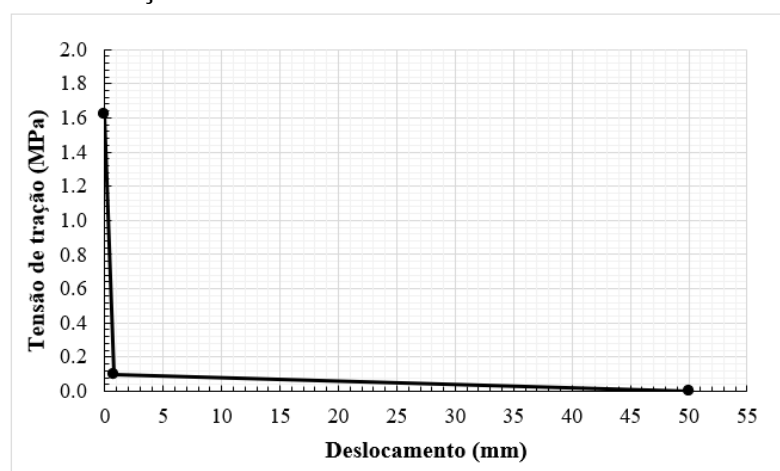
Fonte: Própria autora.

Figura D. 2 - Lei de dano à compressão utilizado no Abaqus e baseado modelo de Yu et al. (2010) para o tubo de concreto de 500 mm – PA2



Fonte: Própria autora.

Figura D. 3 - Relação tensão-deslocamento utilizada no Abaqus para o comportamento à tração do tubo de concreto de 500 mm – PA2



Fonte: Própria autora.