

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RODOLFO COLEONI SANVEZZO

**REFORÇO DE PILAR DE SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR POR MEIO  
DO ENCAMISAMENTO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE  
CARBONO (PRFC)**

MARINGÁ

2023

**RODOLFO COLEONI SANVEZZO**

**REFORÇO DE PILAR DE SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR POR MEIO  
DO ENCAMISAMENTO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE  
CARBONO (PRFC)**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Discente: Rodolfo Coleoni Sanvezzo  
Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

MARINGÁ  
2023

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S238r

Sanvezzo, Rodolfo Coleoni

Reforço de pilar de seção transversal retangular por meio do encamisamento com polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) / Rodolfo Coleoni Sanvezzo. -- Maringá, PR, 2023.

142 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.

1. Polímero reforçado com fibra de carbono. 2. Análise numérica. 3. Reforço de Pilar. I. Ferrari, Vladimir José, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.189

RODOLFO COLEONI SANVEZZO

**REFORÇO DE PILAR DE SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR POR  
MEIO DO ENCAMISAMENTO COM POLÍMEROS REFORÇADOS  
COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC)**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 28/08/2023, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**BANCA EXAMINADORA**



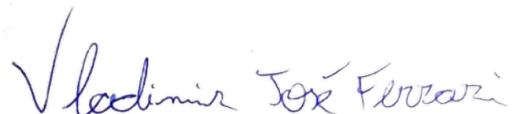
**Prof. Dr. Vladimir José Ferrari**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Professor Orientador



**Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá



**Prof. Dr. Gustavo de Miranda Saleme Gidrão**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dedico esta dissertação à minha mãe, Luzia Aparecida Coleoni Sanvezzo (in memoriam), este trabalho é apenas uma das muitas maneiras pelas quais honrarei sua vida e suas lições.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, agradeço a Deus, fonte de sabedoria e força, por guiar meus passos, conceder-me saúde e perseverança ao longo desta jornada acadêmica.

À minha família e amigos, pela presença constante e compreensão nos momentos de dedicação exclusiva a este estudo. Seu apoio foi essencial para que eu pudesse alcançar este objetivo.

Ao meu orientador Vladimir José Ferrari, pelo apoio e ajuda na elaboração dos ensaios como também nas horas empenhadas em revisões, discussões e pela paciência demonstrada ao longo deste processo.

A todos os professores do programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá pelos ensinamentos, em especial aos professores e membros da banca examinadora, pela valiosa contribuição, críticas construtivas e sugestões que enriqueceram este trabalho.

Aos colegas de curso, pela troca de experiências, aprendizado mútuo que tornaram esta jornada mais enriquecedora.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para este trabalho, o meu mais sincero obrigado.

## RESUMO

Pilares em uma edificação tem uma importância significativa de forma que a ruptura de desses elementos pode resultar em colapso parcial ou até mesmo total da estrutura. Ao longo da vida útil da estrutura e conforme a necessidade de uso, os pilares podem ser submetidos a um processo de reforço estrutural que consiste no aumento de sua capacidade de carga em relação ao projeto. O reforço de pilares pela colagem de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) é extremamente atraente devido a rapidez e a facilidade de aplicação e porque não modifica a seção original da peça. Esse material vem sendo utilizado com sucesso no reforço de pilares por meio do mecanismo de confinamento da seção transversal. Entretanto, o confinamento do concreto de pilares de seções transversais não-circulares (quadradas e retangulares) não é efetivo quanto em seções de geometria circular. As fibras poliméricas, em seções circulares, são uniformemente tracionadas no perímetro de toda a seção transversal e estabelece uma pressão de confinamento uniforme e circunferencialmente distribuída em todo o concreto da seção. Por outro lado, geometrias não-circulares comportam-se diferentemente da circular, pois nem todo o concreto da seção fica devidamente confinado. As regiões de canto e o núcleo das seções não-circulares ficam eficientemente confinadas, mas outras partes permanecem desconfinadas. A pesquisa aqui proposta busca estudar o efeito do reforço de pilares de concreto de seção transversal retangular pelo efeito do confinamento com manta de fibras de carbono. O objetivo da pesquisa é avaliar o desempenho dos pilares retangulares com relação entre as dimensões da seção igual a 2 ( $b = 120 \text{ mm}$  e  $h = 240 \text{ mm}$ ). Para isso, a pesquisa é composta por uma combinação de estudo experimental e teórico com vistas a investigação da eficiência do confinamento de pilares de concreto de seção retangular com o uso de mantas de fibras de carbono. O objetivo principal foi determinar a eficiência do reforço em termos de aumento da capacidade de carga e ductilidade. Foram ensaiados dois grupos de pilares, um sem reforço e outro reforçado com uma camada de manta de fibra de carbono. Com os resultados experimentais foi possível idealizar e aferir modelos numéricos com uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando-se o software Abaqus (versão 2014). O modelo numérico calibrado permitiu melhor analisar a distribuição das tensões e deformações nos pilares. Os resultados experimentais de força relativa a ruína dos pilares foram comparados com previsões analíticas dadas pela metodologia do ACI 440.2R (2017), Triantafyllou et al (2015) e do Fib Model Code (2001). Os resultados obtidos indicam eficiência do sistema de reforço. Para as condições analisadas foi constatado melhoria na ductilidade e aumento da capacidade de carga em torno de 30% dos pilares reforçados em relação aos pilares sem reforço. Analiticamente, a formulação do ACI 440.2R (2017) foi a mais precisa para a força e deformação longitudinal últimas dos pilares reforçados.

**Palavras-chave:** pilar, seção retangular, reforço, encamisamento, fibras de carbono.

## ABSTRACT

Columns in a building have significant importance so that the rupture of these elements can result in partial or even total collapse of the structure. Throughout the useful life of the structure and depending on the need for use, the columns can be subjected to a structural reinforcement process that consists of increasing their load capacity in relation to the design. Reinforcing columns by gluing Fiber Reinforced Polymers (FRP) is extremely attractive due to the speed and ease of application and because it does not modify the original section of the part. This material has been successfully used to reinforce columns through the cross-section confinement mechanism. However, the confinement of concrete in columns with non-circular cross sections (square and rectangular) is not as effective as in sections with circular geometry. The polymeric fibers, in circular sections, are uniformly pulled around the perimeter of the entire cross-section and establish a uniform and circumferentially distributed confining pressure throughout the concrete in the section. On the other hand, non-circular geometries behave differently than circular geometries, as not all of the concrete in the section is properly confined. The corner regions and the core of the non-circular sections are efficiently confined, but other parts remain unconfined. The research proposed here seeks to study the effect of reinforcing concrete columns with a rectangular cross-section through the effect of confinement with a carbon fiber blanket. The objective of the research is to evaluate the performance of rectangular columns with a ratio between section dimensions equal to 2 ( $b = 120$  mm and  $h = 240$  mm). To achieve this, the research consists of a combination of experimental and theoretical studies with a view to investigating the efficiency of confinement of concrete columns with a rectangular section using carbon fiber blankets. The main objective was to determine the reinforcement efficiency in terms of increasing load capacity and ductility. Two groups of columns were tested, one without reinforcement and the other reinforced with a layer of carbon fiber blanket. With the experimental results, it was possible to idealize and evaluate numerical models using the Finite Element Method (FEM) using the Abaqus software (version 2014). The calibrated numerical model allowed a better analysis of the distribution of stresses and deformations in the columns. The experimental results of relative strength to collapse of the columns were compared with analytical predictions given by the methodology of ACI 440.2R (2017), Triantafillou et al (2015) and the Fib Model Code (2001). The results obtained indicate the efficiency of the reinforcement system. For the conditions analyzed, an improvement in ductility and an increase in load capacity of around 30% of reinforced columns in relation to unreinforced columns were found. Analytically, the ACI 440.2R (2017) formulation was the most accurate for the ultimate force and longitudinal deformation of the reinforced columns.

**Key-words:** Columns, rectangular section, reinforcement, jacketing, carbon fibers.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Ilustração do efeito do confinamento em seção circular e não-circular .....	16
Figura 2-1 - Pilar fictício submetido a compressão axial. ....	20
Figura 2-2 - Pilar envolvido por tudo de parede fina .....	21
Figura 2-3 - Comportamento do concreto confinado .....	23
Figura 2-4 - Efeito de arqueamento em seções circulares, quadradas e retangulares .....	24
Figura 2-5 - Diagrama tensão-deformação de plásticos para FRP. ....	26
Figura 2-6 - Variação do raio de arredondamento de pilares quadrados.....	31
Figura 2-7 - Força máxima x raio de arredondamento dos cantos. ....	32
Figura 2-8 - Detalhe da ancoragem da barra. ....	33
Figura 2-9 - Comportamento esquemático tensão-deformação de pilares de concreto armado não confinado e confinado.....	34
Figura 2-10 - Modelo de tensão-deformação para concreto confinado com PRF.....	36
Figura 2-11 - Núcleo efetivamente confinado para seções não circulares. ....	37
Figura 2-12 - Áreas de seção transversal efetivamente confinadas: uma seção transversal em colunas sem âncoras ou com âncoras leves, que falhou prematuramente, b colunas com âncoras pesadas, seção transversal no local das âncoras e c colunas com âncoras pesadas, se.....	41
Figura 3-1 - Seção transversal e longitudinal dos pilares.....	44
Figura 3-2 - Detalhe da ruptura do concreto na seção de aplicação da força. ....	45
Figura 3-3 - Ensaio do abatimento do tronco de cone. ....	46
Figura 3-4 – Projeto das fôrmas de madeira.....	48
Figura 3-5 – Uso de rejunte acrílico nos cantos da fôrma de madeira. ....	49
Figura 3-6 – Aspecto dos pilares no interior das fôrmas e após desformas. ....	49
Figura 3-7 – Fibra de Carbono e Resina epóxi utilizadas no encamisamento dos pilares. ....	50
Figura 3-8 - Aspecto da superfície do pilar após a remoção da camada da nata de cimento. ..	52
Figura 3-9 - Mistura dos componentes da resina epóxi.....	53
Figura 3-10 - Aplicação da resina na superfície do pilar e da manta .....	53
Figura 3-11 - Colagem da manta na superfície do pilar. ....	54
Figura 3-12 - Pilar após encamisamento. ....	55
Figura 3-13 – Processo de regularização do topo de um dos pilares.....	56
Figura 3-14 – Indicação do posicionamento dos extensômetros elétricos e LVDT no Grupo 1 (P1). ....	57
Figura 3-15 – Pilar do grupo 1 instrumentado.....	58

Figura 3-16 – Indicação dos posicionamentos do extensômetros elétricos e LVDT no Grupo 2 (P2). .....	59
Figura 3-17 - Pilar do grupo 2 instrumentado. ....	60
Figura 3-18 – Detalhes das etapas de colagem dos strain gauges. ....	61
Figura 3-19 – Aspecto geral do ensaio. ....	62
Figura 3-20 – Posicionamento das ancoras de aço CA-50. ....	64
Figura 3-21 - Comportamento do concreto sobre esforços de compressão.....	65
Figura 3-22 - Comportamento do concreto sobre esforços de tração.....	66
Figura 3-23 - (a) Eixos locais (1–2) e globais (x–y) de uma lâmina angular; (b) comportamento tensão-deformação bilinear da lâmina de polímero reforçado com fibra (FRP) em eixos ortogonais para vários modos de falha. (c) Cada curva colorida corresponde ao carregamento mostrado pelas mesmas setas coloridas na figura inserida.....	70
Figura 3-24 - (a) Energia de dissipação de danos na curva tensão-deslocamento; (b) evolução das variáveis de iniciação (linha marrom contínua) e propagação (linha marrom pontilhada) do dano no ponto material. ....	74
Figura 3-25 – Modelo do elemento C3D8 (A) e T3D2 (B).....	78
Figura 3-26 - Modelo do elemento S4R .....	79
Figura 3-27 – Condições de contorno. ....	80
Figura 3-28 – Malha de 20mm. ....	81
Figura 4-1 – Gráfico Força x Deslocamento de um modelo genérico.....	83
Figura 4-2 – Evolução da correção do deslocamento do pistão. ....	84
Figura 4-3 – Diagrama tensão x deformação axial do grupo P1. ....	86
Figura 4-4 – Diagrama de deformação axial do P1-1 LVDT, Strain Gauges e Pistão.....	87
Figura 4-5 – Diagrama de deformação axial do P1-3 LVDT, Strain Gauges e Pistão.....	88
Figura 4-6 – Diagrama de deformação axial do P1-4 LVDT, Strain Gauges e Pistão.....	88
Figura 4-7 – Ruptura característica e ocorrida com o modelo P1-1.....	89
Figura 4-8 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P1-3.....	90
Figura 4-9 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P1-4.....	91
Figura 4-10 – Diagrama tensão x deformação axial do grupo P2. ....	92
Figura 4-11 - Ruína do pilar P2-2.....	93
Figura 4-12 - Ruína do pilar P2-3.....	94
Figura 4-13 - Ruína do pilar P2-4.....	94
Figura 4-14 - Ruína do pilar P2-1.....	95
Figura 4-15 – Deformação lateral x deformação axial dos pilares reforçados.....	97

Figura 4-16 – Diagrama tensão x deformação axial do modelo P2-3. Indicamos a carga referente ao encontro das deformações obtidas entre o canto e meio da seção conforme indicado na Figura 4-15.....	98
Figura 4-17 – Deformação lateral x deformação axial modelo P2-2. ....	98
Figura 4-18 – Deformação lateral x deformação axial modelo P2-3. ....	99
Figura 4-19 – Deformação lateral x deformação axial modelo P2-4. ....	99
Figura 4-20 - Deformação lateral x deformação axial nas extremidades dos modelos reforçados. ....	100
Figura 4-21 - Deformação lateral x deformação axial entre a extremidade e meio da seção dos modelos reforçados.....	100
Figura 4-22 - Deformação lateral x deformação axial no meio da seção dos modelos reforçados. ....	101
Figura 4-23 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P2-1.....	101
Figura 4-24 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P2-2.....	102
Figura 4-25 - Ruptura do modelo P2-3, cisalhamento no trecho central.....	102
Figura 4-26 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P2-4.....	103
Figura 4-27 - Comportamento dos modelos de seção transversal retangular.....	104
Figura 4-28 – Diagrama tensão x deformação dos modelos ensaiados, com e sem reforço. .	105
Figura 4-29 - Diagrama tensão x deformação axial do modelo numérico e experimental do grupo P1.....	106
Figura 4-30 – Modo de ruína do modelo numérico P1. ....	107
Figura 4-31 – Distribuição da tensão no concreto do grupo P1. ....	108
Figura 4-32 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 25% da carga máxima (P1). ....	110
Figura 4-33 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 50% da carga máxima (P1). ....	111
Figura 4-34 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 75% da carga máxima (P1). ....	111
Figura 4-35 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 100% da carga máxima (P1). ....	112
Figura 4-36 – Modo de ruína do grupo P1, Numérico/Experimental.....	112
Figura 4-37 - Diagrama tensão x deformação axial do modelo numérico e experimental do grupo P2.....	114
Figura 4-38 - Modo de ruína do modelo numérico P2. ....	115

Figura 4-39 - Distribuição da tensão no concreto do grupo P1. ....	116
Figura 4-40 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 25% da carga máxima (P2). .....	118
Figura 4-41 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 50% da carga máxima (P2). .....	119
Figura 4-42 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 75% da carga máxima (P2). .....	119
Figura 4-43 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 100% da carga máxima (P2). .....	120
Figura 4-44 – Tensão no PRFC. ....	121
Figura 4-45 – Modo de ruína do grupo P2. ....	122
Figura 4-46 - Diagrama tensão x deformação axial do modelo numérico (P2) e (P3). ....	123
Figura 4-47 - Modo de ruína do modelo numérico P3. ....	124
Figura 4-48 - Distribuição da tensão no concreto do grupo P3. ....	125
Figura 4-49 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 25% da carga máxima (P3). .....	127
Figura 4-50 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 50% da carga máxima (P3). .....	128
Figura 4-51 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 75% da carga máxima (P3). .....	128
Figura 4-52 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 100% da carga máxima (P3). .....	129
Figura 4-53 - Tensão no PRFC. ....	129
Figura 4-54 – Tensão nas ancoras. ....	130
Figura 4-55 – Modo de ruína do grupo P3. ....	131

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Nomenclatura e descrição dos grupos .....	43
Tabela 3.2 - Composição de materiais do concreto .....	46
Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas da manta de fibras de carbono e resina epóxi – conforme fabricante .....	51
Tabela 3.4 - Valores dos parâmetros utilizados no modelo numérico para o concreto .....	66
Tabela 3.5 – Parâmetros elástico do aço utilizados .....	69
Tabela 6 – Módulos de elasticidades nas direções do PRFC e coeficiente de Poisson.....	71
Tabela 7 – Valores que representam o comportamento elástico do PRFC. ....	71
Tabela 8 – Valores utilizamos como critérios de falhas.....	78
Tabela 4.1 – Características mecânicas do concreto utilizado nos modelos sem reforço .....	85
Tabela 4.2 – Carregamento máximo e deformações neste ponto (modelo sem reforço) .....	86
Tabela 4.3 – Características mecânicas do concreto utilizado nos modelos reforçados .....	92
Tabela 4.4 – Carregamento máximo e deformações neste ponto dos modelos reforçados. ....	96
Tabela 4.5 - Carregamento máximo e deformações neste ponto dos modelos numéricos. ....	106
Tabela 4.6 – Comparações entre os valores de forças teóricas e experimentais .....	132

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\nu$	Coefficiente de Poisson
$E$	Módulo de elasticidade
$P$	Força de compressão
$f_1$	Pressão interna
$D$	Maior dimensão da seção transversal do pilar
$R$	Raio de arredondamento dos cantos
$\bar{\sigma}_c$	Índice de tenacidade a compressão
$\tau_c$	Área da projeção da curva força x deslocamento
$d$	Diâmetro do corpo de prova
$\delta_{tc}$	Deslocamento vertical (limite de deslocamento)
$E_{\%}$	Encurtamento percentual
$\varepsilon_{0,5}$	Deformação do concreto no trecho descendente do diagrama tensão-deformação.
$\varepsilon_e$	Deformação elástica equivalente à tensão máxima
$F_c$	Carga axial
$A_c$	Área da seção
$\sigma_c$	Tensão na seção transversal
$f'_c$	Resistência à compressão do elemento não confinado
$f'_{cc}$	Resistência máxima a compressão do concreto confinado
$\varepsilon_{cu}$	Deformação final de ruptura do elemento não confinado
$\varepsilon_{ccu}$	Deformação final de ruptura do elemento confinado
$\emptyset P_n$	Resistência à compressão de uma peça de concreto confinada por uma jaqueta de PRF
$f_y$	Tensão de escoamento do aço
$A_{st}$	Área de aço
$f_c$	Resistência à compressão do concreto não confinado
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$\varepsilon_c$	Deformação axial
$E_2$	Módulo de elasticidade do concreto confinado com PRF
$\varepsilon'_t$	Deformação elasto-plástica longitudinal
$\varepsilon_{c,max}$	Deformação máxima do concreto

$\psi_f$	Fator de redução adicional
$K_a$	Fator de eficiência, responsável pela geometria da seção – circular ou não circular
$f_l$	Pressão máxima de confinamento
$\varepsilon_{fe}$	Deformação efetiva no PRF na falha
$K_e$	Fator de eficiência de deformação do PRF
$\varepsilon_{fu}$	Deformação de ruptura do PRF
$\varepsilon'_c$	Deformação elasto-plástica axial
$P_{c,total}$	Capacidade de carga axial do pilar
$P_c$	Carga compressiva suportada pelo concreto
$P_s$	Carga compressiva suportada pela armadura de aço
$A_c$	Área de concreto
$f_{cc}$	Resistência do concreto confinado por FRP
$A_s$	Área de aço armadura longitudinal
$f_s$	Tensão de compressão aço
$t_f$	Espessura da jaqueta PRFC
$f_{t,h}$	Resistência à tração da jaqueta na direção do arco
$D^*$	Diâmetro da coluna circular
$A_e$	Área efetivamente confinada
$A_g$	Área total
$f_f$	Resistência à tração unidirecional da jaqueta
$K_R$	Fator para contabilizar o efeito do raio
$K_1$	Fator ( $\leq 1$ ) para contabilizar os outros efeitos
$A_{un}$	Área de concreto não confinado
$f_{ck}$	Resistência Característica do Concreto à Compressão
$\lambda$	Índice de esbeltez
$h$	Maior lado do pilar
$b$	Menor lado do pilar
$L_e$	Comprimento equivalente do pilar

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	OBJETIVOS .....	18
1.1.1	Objetivo Geral .....	18
1.1.2	Objetivos Específicos .....	19
2	REVISÃO DE LITERATURA .....	20
2.1	PRINCÍPIO DO REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO POR ENCAMISAMENTO DA SEÇÃO .....	20
2.2	CONFINAMENTO DE PILARES DE CONCRETO .....	21
2.3	EFEITO DE ARQUEAMENTO DAS TENSÕES.....	23
2.4	CONFINAMENTO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS .....	25
2.5	VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DE PRF NO REFORÇO DE PILARES.....	27
2.6	PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS FIBRAS E MATRIZES POLIMÉRICAS .....	27
2.7	FATORES QUE INFLUENCIAM O CONFINAMENTO COM PRF.....	28
2.8	CONFINAMENTO DE PILARES DE SEÇÃO TRANSVERSAL QUADRADA E RETANGULAR.....	29
2.9	ARREDONDAMENTO DOS CANTOS .....	30
2.10	ARTIFÍCIOS PARA O AUMENTO DA SEÇÃO CONFINADA DE COLUNAS RETANGULARES OU QUADRADAS .....	32
2.11	MODELOS DE CÁCULOS PARA COMPRESSÃO AXIAL PURA.....	33
2.11.1	Modelo convencional .....	33
2.11.2	Critério de Cálculo do ACI 440.2R (2017) .....	34
2.11.3	Critério FIB (Boletim 14).....	37
2.11.4	Critério Triantafillou <i>et al</i> (2015).....	39
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	42
3.1	GRUPO DE PILARES .....	42

3.2	CONCRETO E MOLDAGEM DOS PILARES.....	45
3.3	DESCRIÇÃO DA METOLOGIA DE APLICAÇÃO DO REFORÇO .....	50
3.4	EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTAÇÃO DOS PILARES.....	56
3.5	MODELAGEM NUMÉRICA .....	62
3.5.1	Modelos simulados .....	63
3.5.2	Modelo para concreto .....	64
3.5.3	Comportamento do concreto na compressão.....	67
3.5.4	Comportamento do concreto na tração.....	68
3.5.5	Variável dano.....	69
3.5.6	Comportamento do aço.....	69
3.5.7	Comportamento do PRFC .....	70
3.5.7.1	Iniciação de dano.....	71
3.5.7.2	Propagação de Danos: .....	73
3.5.7.3	Energia de Dissipação de Dano.....	75
3.5.8	Elementos finitos utilizados .....	78
3.5.9	Condições de contorno e carregamento.....	79
3.5.10	Malha.....	80
4	interpretação dos resultados.....	82
4.1	ENSAIOS DOS MODELOS .....	82
4.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS MODELOS P1 E P2 .....	84
4.2.1	MODELOS SEM REFORÇO (P1) .....	85
4.2.2	MODELOS REFORÇADOS COM PRFC .....	91
4.2.3	CONFIGURAÇÃO DO DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DOS MODELOS REFORÇADOS P2-3.....	103
4.2.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS MODELOS COM E SEM REFORÇO.....	105
4.2.5	MODELAGEM NUMÉRICA.....	105
4.2.5.1	Modelo numérico com reforço nas extremidades (grupo P1).....	106

4.2.5.2	Modelo numérico reforçado com PRFC (grupo P2) .....	113
4.2.5.3	Modelo numérico reforçado com PRFC e Ancoragem (grupo P3).....	122
4.2.6	MODELOS TEÓRICOS E COMPARAÇÕES .....	131
5	CONCLUSÕES .....	133
6	REFERÊNCIAS .....	136

## 1 INTRODUÇÃO

Os pilares são elementos estruturais muito importantes em uma edificação visto que a ruptura de um desses elementos provoca colapso total ou parcial de uma estrutura (Araújo e Silva, 2016).

Existem distintas técnicas de reforço de estruturas de concreto, como o uso de chapas de aço, adição de novo concreto com armaduras complementares e mais recentemente, o uso de polímeros reforçados com fibras (PRF). O uso de PRF no reforço tem como vantagens a facilidade e a rapidez de execução e o fato de não aumentar as dimensões da seção dos elementos estruturais (Araújo e Silva, 2016).

Considerando a necessidade de melhor compreensão do comportamento estrutural de pilares reforçados, o estudo apresenta uma análise teórica e experimental do reforço por encamisamento com PRFC, tendo como objetivo principal a determinação do aumento da resistência à compressão axial de pilares curtos de concreto armado encamisados com PRFC (Araújo e Silva, 2016).

O confinamento do concreto é um procedimento eficaz para o reforço de pilares, pois é possível aumentar a capacidade resistente do elemento e a sua ductilidade. Segundo o ACI 440.2R (2017), o confinamento de seção transversal por meio do encamisamento com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) pode ser utilizado para incrementar a resistência e melhorar a ductilidade de pilares de concreto armado.

Triantafyllou et al. (2015) menciona que há três décadas, o PRF vem sendo aplicado com sucesso para o reforço de pilares por meio do confinamento da seção, devido a sua facilidade de instalação, características de durabilidade, elevada resistência à tração e alta capacidade de deformação.

Para obter o efeito do confinamento, as fibras do PRF devem ser orientadas transversalmente ao eixo do elemento. O ACI 440.2R (2017) explica ainda que o PRF produz um confinamento do tipo passivo, permanecendo sem tensão até que ocorra a deformação transversal e a fissuração do concreto envolvido.

Machado (2015) comenta que o efeito de Poisson no concreto comprimido, induz o surgimento de deformações transversais por conta de uma expansão lateral do material que, pode ser impedida por meio do confinamento da seção e tendo como resultados aumentos substanciais da resistência à compressão do elemento e da ductilidade.

As seções circulares de pilares são as mais eficientemente reforçadas por meio da colagem de mantas poliméricas unidirecionais na direção transversal ao eixo do elemento (PESSIKI *et al.*, 2001; HARRIES E CAREY, 2003; MATTHYS *et al.*, 2005; TRIANTAFILLOU *et al.*, 2015). Nas seções circulares, as fibras do PRF são uniformemente tensionadas no entorno de toda a seção transversal, pois tem condições de estabelece uma pressão de confinamento circunferencialmente distribuída em toda a seção.

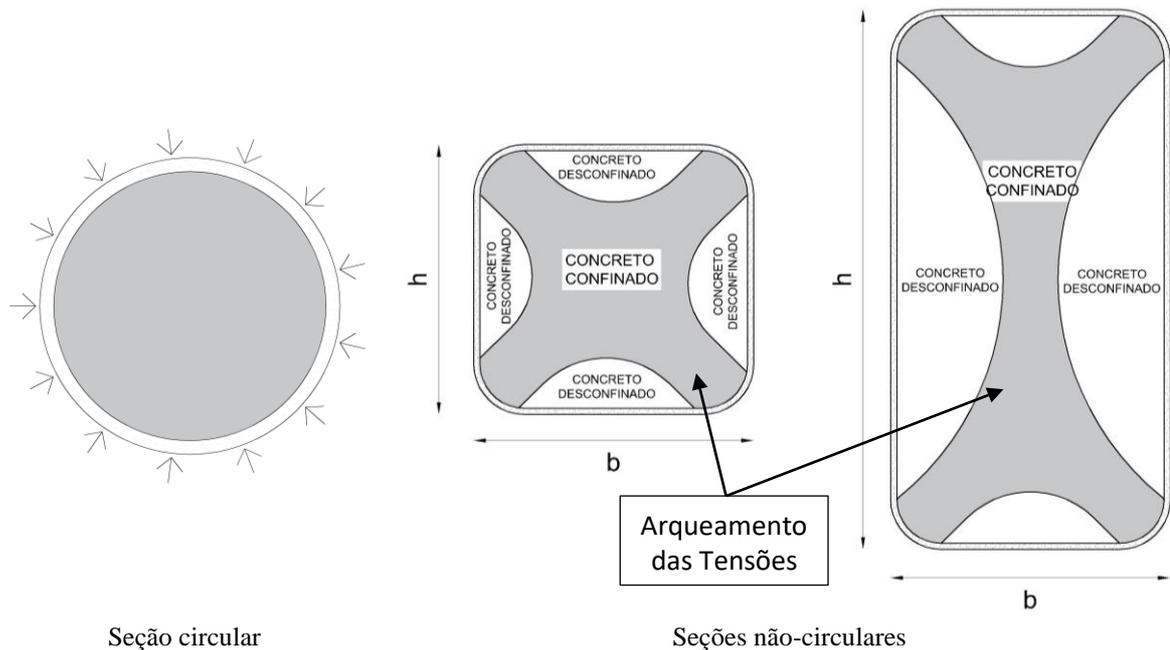
Entretanto, pilares com seção quadrada ou retangular comportam-se diferentemente de uma circular, as regiões de canto ficam eficientemente confinadas, mas outras regiões permanecem desconfinadas (SUDANO, 2015; TRIANTAFILLOU *et al.*, 2015). Diversos pesquisadores (PESSIKI *et al.*, 2001; WANG E RESTREPO, 2001; ROCCA *et al.*, 2008; MACHADO 2015) relatam que o confinamento de seções quadradas ou retangulares com sistemas de PRF providenciam apenas aumentos marginais na resistência à compressão dos pilares.

Na Figura 1-1 compara-se o efeito do confinamento em seção circular e seções não-circulares. A região hachurada corresponde a área da seção que fica submetida as pressões de confinamento resultante do encamisamento promovido pelas fibras poliméricas. Como se vê, na seção circular toda a área da seção fica confinada, sendo que o mesmo não ocorre nas seções não-circulares.

Segundo Sudano (2005), o efeito de arqueamento das tensões é o responsável pela distribuição de pressões de confinamento não uniforme e com concentração nos cantos das seções não circulares. Ainda segundo o autor, seções quadradas tem uma distribuição interna de tensões do tipo parabólica com uma inclinação inicial em torno de 45%, resultando em concentração das tensões no canto da seção o que pode provocar a ruptura prematura do polímero.

Segundo Campione & Miraglia (2003), a concentração de tensões nos cantos da seção quadrada e a menor eficiência do núcleo confinado são causas da menor eficiência do encamisamento de seções quadradas em relação àquelas circulares.

Figura 1-1 - Ilustração do efeito do confinamento em seção circular e não-circular



Fonte: Autor (2023)

No caso de seções retangulares, o desenvolvimento de pressões de confinamento, segundo Sudano (2005), é ainda particularmente mais dificultado pela forma mais alongada da seção e pela impossibilidade de oferecimento de resistência às pressões transversais aos eixos dos ramos dos estribos da armadura.

Segundo Triantafillou *et al.* (2015), a perda de eficiência do encamisamento em seções retangulares depende fortemente da relação entre os lados da seção. Harajli *et al.* (2006) informa que a eficiência do encamisamento é significativamente reduzida para seções retangulares com relação entre os lados acima de 2.

O ACI 440.2R (2017) recomenda que não deve ser aplicada a metodologia de dimensionamento, indicada em seu próprio guia, mediante casos de pilares com relação entre os lados maior do que 2 até que, novas pesquisas venham demonstrar a efetividade do confinamento em tal condição.

A deficiência no confinamento com PRF de seções retangulares com elevada relação entre os lados é portanto, um fator que limita o reforço por encamisamento de pilares-parede como bem mencionado por Triantafillou *et al.* (2015). Segundo os referidos autores, o estudo sobre o confinamento de elementos como pilares-paredes têm recebido atenção muito limitada, principalmente com relação a possibilidade de melhoria da região confinada pelo uso de ancoragens da camisa de reforço dispostas ao longo da face do maior lado da seção do pilar.

Um desses tipos de mecanismo de ancoragem, citado na literatura (TRIANAFILLOU *et al.*, 2015; MACHADO, 2015), para melhorar a eficiência do confinamento de seções retangulares de relação entre os lados superior a 2, consiste no uso do denominado “spike anchors”, uma espécie de barra de PRF tendo em uma de suas extremidades, fibras impregnadas com resina.

O spike anchors de ancoragem vem sendo utilizado no reforço à flexão de vigas e lajes (Orton *et al.*, 2008; Smith *et al.*, 2011), no reforço ao cisalhamento de vigas (KIM *et al.*, 2011; KOUTAS E TRIANAFILLOU *et al.*, 2013) e no reforço à flexão de pilares (VRETTOS *et al.*, 2013).

No campo do confinamento de pilares, o spike anchors tem sido utilizado em pilares com seção em forma de L (KARANTZIKIS *et al.*, 2005) e seções retangulares com relação entre lados igual a 2 (ILKI *et al.*, 2008; Kim *et al.*, 2011).

Triantafillou *et al.* (2015) estudou o comportamento de pilares de concreto armado com seções transversais de 150 x 450 mm e 150 x 600 mm com relação entre os lados igual a 3 e 4, respectivamente. As seções foram reforçadas por encamisamento por duas camadas de manta de PRFC. Entre os objetivos da pesquisa, destaca-se o estudo do efeito dos mecanismos de ancoragem. Para tanto, foram utilizados cordões poliméricos com fibras impregnadas em uma de suas extremidades. Na pesquisa estudou-se o mecanismo considerado do tipo leve (15 g/m) e do tipo pesado (30 g/m).

Os resultados da pesquisa de Triantafillou *et al.* (2015) mostraram que o mecanismo de ancoragem do tipo leve não foi suficiente para modificar o comportamento dos pilares, sendo que nesses não se observou mudança do modo de ruína da peça (ruptura por falha do mecanismo seguido por ruptura da manta no canto da seção) e nem aumento da capacidade de carga. Entretanto, os mecanismos do tipo pesado foram suficientes para aumentar em 12% a capacidade de carga dos pilares em relação àqueles encamisados e sem mecanismos de ancoragem.

A pesquisa aqui proposta busca então investigar a eficácia do efeito do reforço de pilares de seção retangular pelo efeito do confinamento por meio de fibras poliméricas de carbono. O objetivo da pesquisa é avaliar o desempenho de pilares de concreto de seção retangular de relação entre os lados igual a 2 (120 mm x 240 mm). Para tanto, utiliza-se de uma abordagem experimental, analítica e também numérica.

Foram ensaiados dois grupos de pilares, um sem reforço e outro reforçado com uma camada de PRFC. Com os resultados experimentais foi possível montar e aferir modelos numéricos com uso do Método dos Elementos Finitos (MEF).

O modelo numérico calibrado serviu também para analisar o efeito da inserção de barras de aço em furos transversais (ao longo da altura do maior lado da seção) sobre a melhoria do confinamento do concreto. Os resultados experimentais de força relativa a ruína foram comparados com previsões analíticas dadas pela metodologia do ACI 440.2R (2017), Triantafillou et al (2015) e do Fib Model Code, 2001, Boletim 14.

O encamisamento dos pilares com fibras de carbono resultou em aumento na capacidade de carga de 20%. Com a inserção de barras de aço em furos no concreto, há previsão do aumento de carga, em relação aos pilares sem reforço, chega a 31 % e de 11% em relação aos pilares reforçados sem barras transversais. A modelagem numérica mostrou-se satisfatória (representou os modos de ruína e comportamento dos pilares) e possibilitou melhor analisar a distribuição das tensões e ampliar as análises.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

A pesquisa proposta tem como objetivo geral comparar experimentalmente, analiticamente e numericamente o desempenho de pilares de seção retangular com relação entre os lados igual a 2, confinados por encamisamento com manta de PRFC e comparar a influência do efeito da inserção de barras de aço em furos transversais (ao longo da altura do maior lado da seção) sobre a melhoria do confinamento do concreto por meio de análise numérica.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Comparar o desempenho de pilares de concreto de seção retangular de relação entre os lados igual a 2 (120 mm x 240 mm).

- a) Comparar resultados obtidos experimentalmente com os resultados previsto numericamente (tensão e deformação);
- b) Comparar os modelos de ruínas dos resultados experimentais e modelagem numérica;
- c) Avaliar o efeito da influência dos dispositivos de ancoragem na distribuição das tensões na seção transversal do pilar;

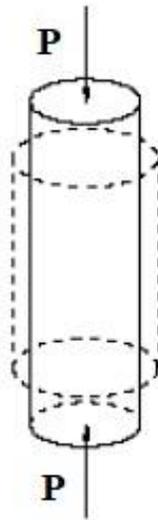
## 2 REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 PRINCÍPIO DO REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO POR ENCAMISAMENTO DA SEÇÃO

O princípio do reforço por encamisamento da seção consiste em restringir a expansão lateral sofrida pelo pilar quando submetido a compressão axial, possibilitando o aumento da força aplicada  $P$ .

Para entender esse mecanismo, imagine que o pilar seja constituído por um material elástico-linear submetidos a uma força de compressão  $P$  e sem restrições nas laterais, ou seja, ocorreria a expansão lateral por estar livre, tendendo a sofrer um encurtamento axial proporcional ao módulo de elasticidade, onde a expansão lateral é o produto entre o coeficiente de Poisson com o módulo de elasticidade,  $\nu E$ , conforme Figura 2-1.

Figura 2-1 - Pilar fictício submetido a compressão axial.



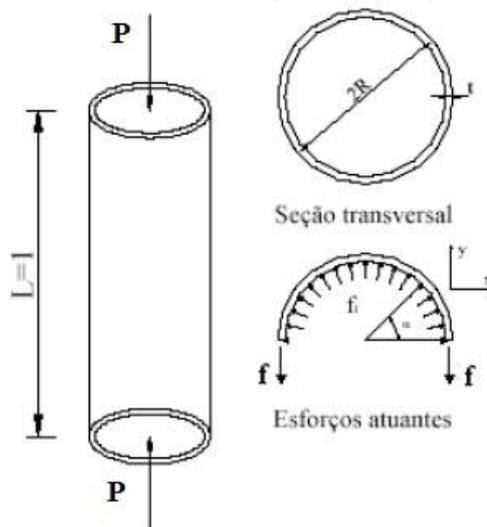
Fonte: Carrazedo (2002)

O processo de restringir a expansão lateral de pilares de concreto nada mais é do que o confinamento do pilar pré-existente.

Imagine-se que o pilar da figura anterior, antes do aplicada a carga  $P$ , fosse envolvido/encamisado com um tubo de parede fina, conforme Figura 2-2. Quando submetido

a força axial  $P$ , o tubo restringe a expansão lateral do pilar, gerando uma pressão interna  $f_1$  provocando uma força de tração do tubo, ou seja, o material do tubo deve ser capaz de resistir à tração, onde o PRF é indicado como opção.

Figura 2-2 - Pilar envolvido por tudo de parede fina



Fonte: Carrazedo (2002)

## 2.2 CONFINAMENTO DE PILARES DE CONCRETO

Desde o início das estruturas de concreto os efeitos benéficos do confinamento promovido por reforço lateral em termo de resistência e deformação tem sido reconhecido (Jones & Hanna, 1997). Um modo econômico e efetivo de se promover o confinamento do pilar submetidos a abalos sísmicos é o encamisamento com PRF (Saadatmanesh, 1997).

Jones & Hanna (1997) mostraram que para pilares de concreto com 33Mpa encamisados com 300g de tecido de fibra o aumento na resistência final foi de 600%. King (1946) foi um dos primeiros pesquisadores a demonstrar o aumento na capacidade resistente axial de pilares devido ao efeito do confinamento de estribos e da armadura longitudinal. Seguido por Chan (1955), que propôs um modelo da relação tensão x deformação do concreto confinado com base em resultados experimentais.

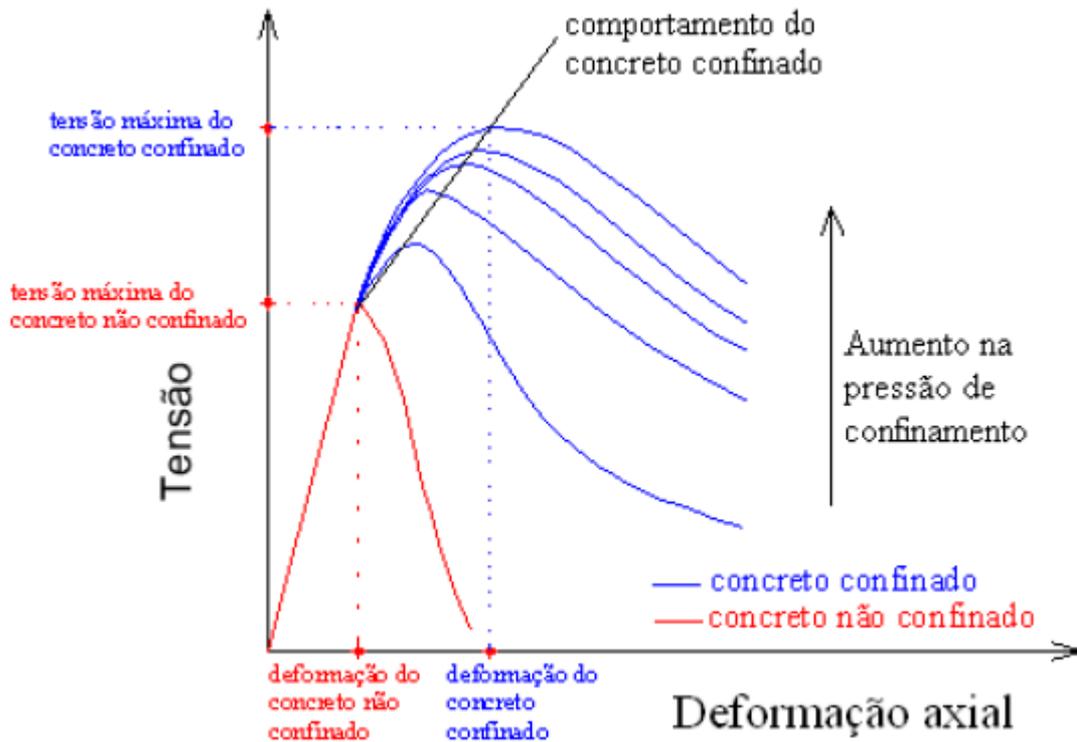
Vários outros pesquisadores realizaram estudos para compreender os mecanismos envolvidos no efeito de confinamento, que indicam uma série de benefícios ao comportamento estrutural de pilares submetidos à compressão axial ou excêntrica, onde os principais deles:

1. Aumento da resistência à compressão axial, devido a restrição da expansão lateral e aumentos das pressões laterais;
2. Melhoria da ductilidade do pilar de concreto submetido ao confinamento. Sendo esta propriedade maximizada quando empregado concreto de alta resistência;
3. Favorecimento da contribuição efetiva do núcleo no caso de reforço por encamisamento com concreto armado ou compósitos poliméricos; e
4. Favorecimento da redistribuição de tensão no conjunto concreto antigo/novo, expostos aos efeitos de pré-carregamento e deformação do concreto ao longo do tempo;

Outras propriedades, não menos importantes, foram destacadas por pesquisadores, como o diagrama tensão x deformação comparando o comportamento do concreto não confinado com o concreto confinado apresentado por Takeuti (1999), Figura 2-3, elaborado com base nas informações de Baccin (1998), onde observou ganhos de tenacidade e resistência.

Apesar dos benefícios, como listados acima, algumas considerações devem ser observadas na fase de projeto, pois, se realizado sem critérios, como por exemplo pode resultar em pilares muito esbeltos e comprometer a estabilidade global da estrutura. Outro ponto de atenção é para o efeito spalling, que é a perda repentina do cobrimento, o que causa uma diminuição da seção transversal do pilar.

Figura 2-3 - Comportamento do concreto confinado



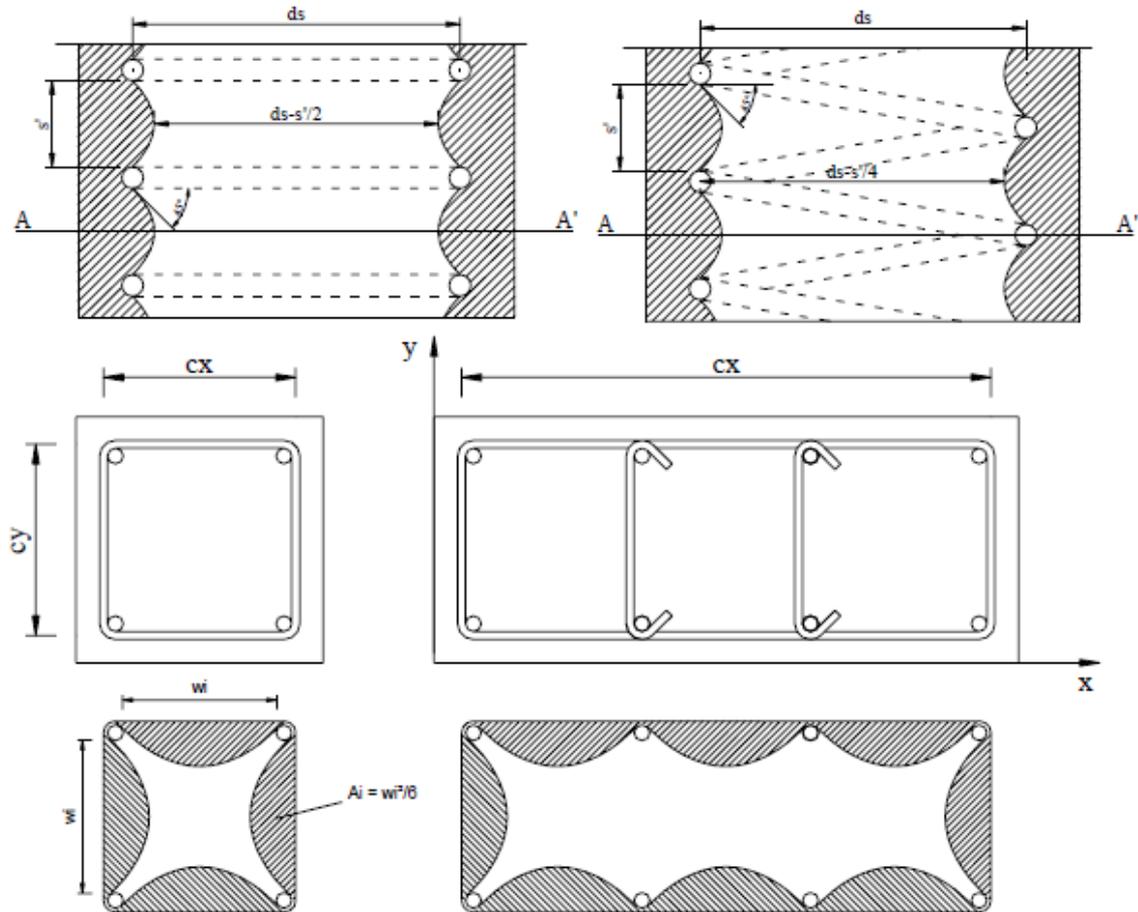
Fonte: Takeuti (1999)

### 2.3 EFEITO DE ARQUEAMENTO DAS TENSÕES

Ao realizar o confinamento de pilares com armaduras transversal de aço, a seção transversal do elemento é dividida em duas regiões distintas, o núcleo – parte da seção que está totalmente confinada – e o cobrimento – parte mais externa da seção transversal, ou seja, a distribuição de tensões no núcleo confinado de concreto não é uniforme devido ao efeito de arqueamento das tensões, que depende da seção transversal do pilar e da configuração da armadura transversal.

O efeito de arqueamento das tensões ocorre de maneiras distintas em pilares com seções diferentes, como por exemplo nas seções retangular e quadrada, o arqueamento ocorre tanto no sentido longitudinal como no transversal, e nos pilares de seção circular, com armadura transversal em estribos circulares ou espirais, o arqueamento ocorre entre as barras transversais, apenas no sentido longitudinal, como demonstrado na Figura 2-4 (SUDADO, 2015).

Figura 2-4 - Efeito de arqueamento em seções circulares, quadradas e retangulares



Fonte: Carrazedo (2002).

Cusson, Paultre (1994) realizaram testes em 27 pilares de seção retangular (235 x 235 x 1400mm) submetidos a carregamento centrado e variando a resistência ao escoamento da armadura transversal, configuração e espaçamento entre estribos, taxas de armadura transversal e longitudinal. O resultado dos testes demonstrou que na compressão axial apenas a área delimitada pelas armaduras transversais, ou seja, o núcleo do concreto, deve ser considerada no cálculo da resistência à compressão axial, pelo rompimento brusco da camada de cobrimento, resultando em perda de capacidade resistente.

Comparando os resultados dos testes produzidos por Cusson Paultre (1994) com os ensaios realizados por Yong, Nour & Nawy (1988), que verificou em seus ensaios que o limite elástico da armadura de confinamento só é atingido após a perda do cobrimento, reforça a afirmação da consideração apenas da área do núcleo confinado no dimensionamento.

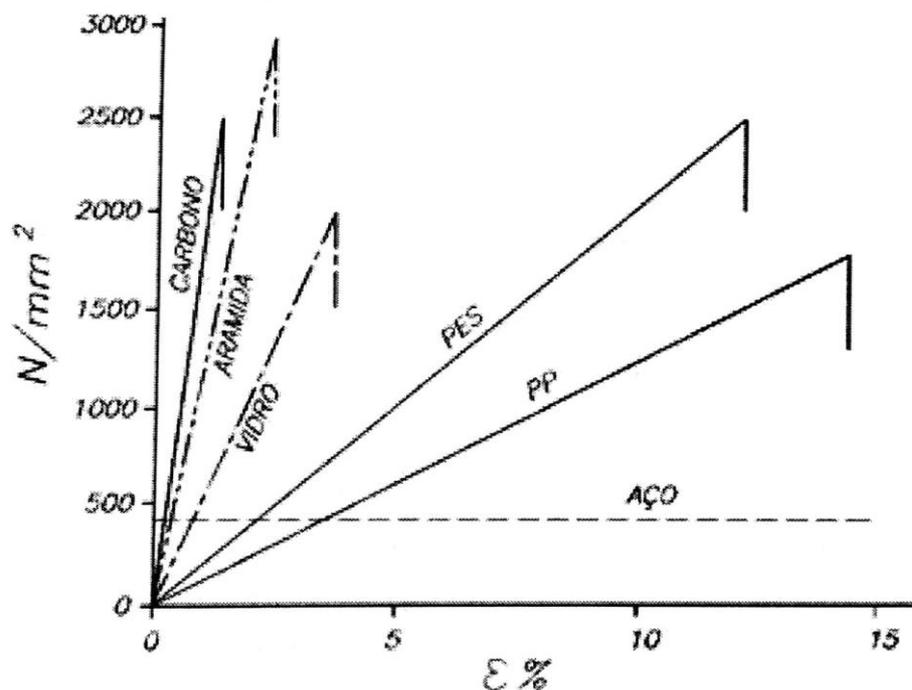
## 2.4 CONFINAMENTO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS

Uma alternativa frequentemente utilizada na obtenção de um único material que apresente características melhoradas em cada um de seus componentes, seja para facilitar o uso quanto para aumentar o desempenho estrutural, é a combinação de diferentes materiais, como por exemplo a combinação do cimento Portland, agregados miúdos, graúdos, água e aço, que formam um material que apresenta boas propriedades mecânicas e facilidade de execução. Situação análoga à anteriormente citada, ocorre na combinação de fibras com uma matriz de resina polimérica, onde as fibras resistem a uma solicitação em determinada direção e o polímero atua como mediador que transfere os esforços para as fibras por adesão além de promover a proteção do material, tal combinação é conhecida como sistema compostos (SUDANO, 2015).

Segundo Gibson (1994), compostos são definidos como materiais formados pela combinação de metais, polímeros e cerâmicas em duas ou mais fases distintas, que formam um arranjo estrutural macroscópico, matriz, fibras e filler.

Machado (2015), define composto como materiais estruturados com fibras contínuas e matriz polimérica. Possuem comportamento elástico linear até a ruptura, conforme mostrado na Figura 2-5, e são materiais anisotrópicos e heterogêneos.

Figura 2-5 - Diagrama tensão-deformação de plásticos para FRP.



Fonte: Machado (2015).

As fibras mais utilizadas no sistema composto FRP são as de vidro, carbono e aramida.

Segundo Saadatmanesh (1997), polímeros reforçados com fibras são filamentos fibrosos de 3 a 5 microns de diâmetro colocados em uma matriz de resina polimérica, onde suas propriedades mecânicas dependem do tipo e orientação das fibras e do tipo de resina. Karabinis & Rousakis (2002) afirmam que a utilização da fibra de carbono nos sistemas compostos tem se provado mais eficiente do que outros tipos de fibras pela elevada durabilidade, módulo de elasticidade e elevado potencial de confinamento.

Os polímeros reforçados com fibras (PRF) vêm sendo largamente utilizados no reforço de estruturas de concreto, no caso dos pilares os PRF são utilizados para restringir a expansão lateral e manter sua integridade estrutural, minimizando a formação de fissuras e, conseqüentemente, aumentando a sua resistência e ductilidade (LAU & ZHOU, 2001).

## 2.5 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DE PRF NO REFORÇO DE PILARES

Segundo Sudano (2015), as vantagens que justificam a utilização dos sistemas compostos são:

1. Peso relativamente baixo (geralmente o peso dos sistemas compostos nem é levado em consideração nos projetos de reforço estrutural);
2. Elevada resistência à corrosão, por não ser metálicos;
3. Excelentes propriedades mecânicas;
4. Fácil aplicação, dispensando a utilização de equipamentos e ferramentas especiais;
5. Adaptam-se facilmente em qualquer superfície em que forem aplicados;

Karbhari & Zhao (2000) destacam que os polímeros reforçados com fibras apresentam algumas desvantagens:

1. Alto custo inicial dos materiais;
2. Falta de familiaridade do meio técnico;
3. Falta de guias de projeto padronizados;
4. Necessidade de uma integração entre projetos (processo e materiais);

Jones & Hanna (1997) citam como desvantagem para o uso dos sistemas compostos FRP, a exposição ao fogo e o vandalismo, na ausência de proteção da camisa de reforço, sendo estas, além das desvantagens apontadas por Karbhari & Zhao (2000), as principais causas do uso reduzido destes materiais na construção civil.

## 2.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS FIBRAS E MATRIZES POLIMÉRICAS

Segundo Gibson (1994), as fibras utilizadas nos compósitos são classificadas como básicas e avançadas e apresentam comportamentos distintos. As básicas possuem alta resistência à tração, baixo módulo de elasticidade e apresentam menos custo, onde a fibra de vidro é a mais importante. As avançadas possuem alta resistência à tração, alto módulo de elasticidade e maior custo, em comparação as fibras básicas. Dentre estas, a fibra de carbono é a mais utilizada.

Neste trabalho será utilizada fibra de carbono na formação do compósito, por esse motivo será dada maior ênfase a este material.

## 2.7 FATORES QUE INFLUENCIAM O CONFINAMENTO COM PRF

Além da forma da seção transversal do pilar e da resistência do concreto, outros fatores influenciam a eficiência no caso de confinamento com PRF.

- Propriedades mecânicas e geométricas da camisa de reforço

Lau & Zhou (2001) demonstraram com base em ensaios realizados que a deformação axial de cilindros de concreto encamisados com PRF diminui com o aumento do módulo de elasticidade, extensão da espessura da camisa de reforço, que a capacidade portante dos elementos confinados com PRF é governada por propriedades mecânicas da camisa de reforço, como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, posteriormente ratificadas por Li *et al.* (2003), que demonstraram que o módulo de elasticidade da camisa de reforço tem grande influência na resistência e rigidez do elementos reforçado.

- Número de camadas de PRF

Shehata *et al.* (2002) ensaiaram 18 modelos circulares, 18 modelos quadrados e 18 modelos retangulares, confinados com uma ou duas camadas de PRFC. Os resultados demonstraram que o aumento na resistência varia de acordo com a seção transversal e o confinamento promovido pelo PRFC. Os modelos circulares o aumento de resistência foi de 81% para uma camada e 138% para duas camadas. Os modelos de seção transversal quadrada apresentarem um aumento de 27% e 51%, para uma e duas camadas respectivamente, já os modelos de seção transversal retangular, o aumento foi de 10% para uma camada e 37% para duas camadas.

Sheikh (2002) concluiu na sua pesquisa que o uso de PRFC aumenta significativamente a resistência sísmica de pilares de concreto armado. Nesta pesquisa, observou-se que sob carregamento axial apenas uma camada de PRFC pode aumentar a dissipação de energia em até 100 vezes, resultando em um elemento muito dúctil. Observou também que pilares reforçados com PRFC podem atingir e até superar o desempenho de pilares dimensionados para resistir a abalos sísmicos.

- Orientação das fibras

Li *et al.* (2003) investigaram o efeito da orientação das fibras na curva tensão x deformação. Concluíram que as fibras orientadas com a direção axial são mais eficientes em comparação as fibras posicionadas ortogonalmente, isso ocorreu porquê a camisa estará sujeita a uma condição bi-axial de tensão, considerando aderência perfeita entre as fibras e o pilar. A transferência da força axial aplicada no núcleo será transferida para a camisa de reforço por meio da aderência interfacial e parte da força será aplicada diretamente sobre ela na direção axial. Ocorrendo a fragilidade da ligação interfacial, a força transferida para a camisa vai se tornando menor e a diferença entre disposição axial e ortogonal das fibras também irá diminuir, ou seja, se não existir aderência interfacial, esta diferença irá quase desaparecer.

- Tipo de resina utilizada

Li *et al.* (2003) investigaram a influência do tipo de resina utilizada no reforço com PRFC. Avaliaram o desempenho de pilares circulares de concreto armado encamisados com PRFC utilizando resina epóxi, resina fenolítica e resina a base de vinil éster de cura sob raios ultravioleta (UV), as duas últimas de cura rápida na ordem de 1,5 e 20 minutos, respectivamente. Concluíram que as duas resinas de cura rápida atingiram aproximadamente a mesma eficiência no reforço que a atingida pela resina epóxi. Verificaram que uma boa ligação entre o pilar e o PRF não aumenta muito a resistência à compressão, por outro lado possui grande influência na rigidez do elemento reforçado. Pelo baixo custo, se comparado com a resina epóxi, a rapidez na liberação do uso da estrutura e a compatibilidade química entre as resinas estudadas e o concreto, além dos motivos anteriormente apontados, os autores recomendam o uso de resinas de cura rápida.

## 2.8 CONFINAMENTO DE PILARES DE SEÇÃO TRANSVERSAL QUADRADA E RETANGULAR

Segundo Machado (2015), o confinamento com sistema FRP de seções circulares de peças de concreto armado é mais eficiente do que nos outros tipos de seção, pois garante uma pressão de confinamento circunferencial uniforme que impede a expansão lateral da peça comprimida, cujo comportamento é similar a estribos em espiral ou mesmo a estribos convencionais.

O confinamento das seções quadradas e retangulares não é tão eficiente quanto a das seções circulares, pois a área efetivamente confinada de concreto deve ser considerada como

sendo apenas uma fração da seção bruta de concreto armado, comportamento que ocorre pelo chamado “efeito arco” que é formado dentro da seção transversal do elemento e que depende do raio de arredondamento dos cantos do pilar.

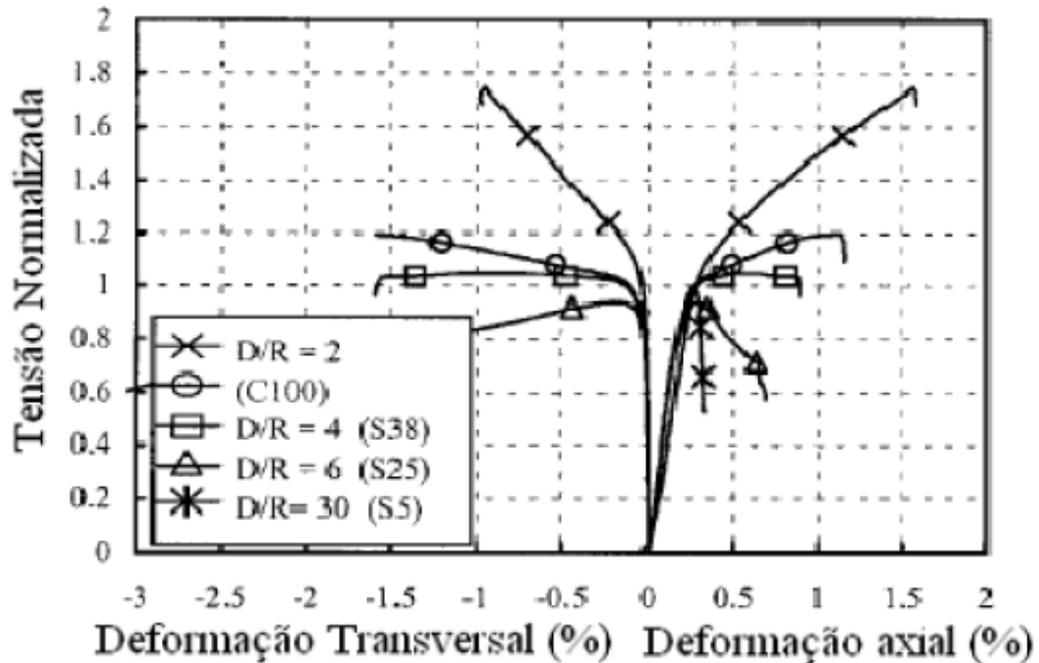
Sudano (2015) estudou a influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC, concluiu que os modelos de seção quadrada e retangular não apresentam resultados muito significativos em termo de ganho de resistência após o reforço, no entanto, a ductilidade e a tenacidade o comportamento dos modelos reforçados passam a ser satisfatórios, pois todos os índices utilizados para mensurar estas propriedades tiveram aumento significativo.

## 2.9 ARREDONDAMENTO DOS CANTOS

Ensaio realizados por Rochette & Labossière (2000), demonstram que para qualquer intensidade de tensão axial, a deformação transversal no meio das faces laterais de pilares de seção retangular é sempre maior que a medida na direção diagonal, ou seja, a pressão de confinamento no meio das faces é menor que próximo aos cantos. Devido a concentração de tensão nos cantos dos pilares, o arredondamento destes cantos passa a desempenhar papel importante na eficiência do confinamento produzido pela camisa de reforço em PRFC, pois a ruptura provavelmente ocorrerá numa aresta viva do que num canto arredondado.

A Figura 2-6 demonstra claramente o aumento da eficiência do confinamento mediante o aumento da relação entre o a maior dimensão da seção transversal do pilar ( $D$ ) e o raio de arredondamento dos cantos ( $R$ ), observa-se três tipos de comportamentos pós-pico. Para  $R = 5$  mm o comportamento pós-pico é caracterizado por uma intensa queda, diferente para  $R = 25$  mm que possui comportamento perfeitamente elástico. Já para grandes raios de arredondamento, verificou-se um aumento na rigidez pós pico do pilar, caracterizado pelo aumento na inclinação da curva tensão-deformação.

Figura 2-6 - Variação do raio de arredondamento de pilares quadrados

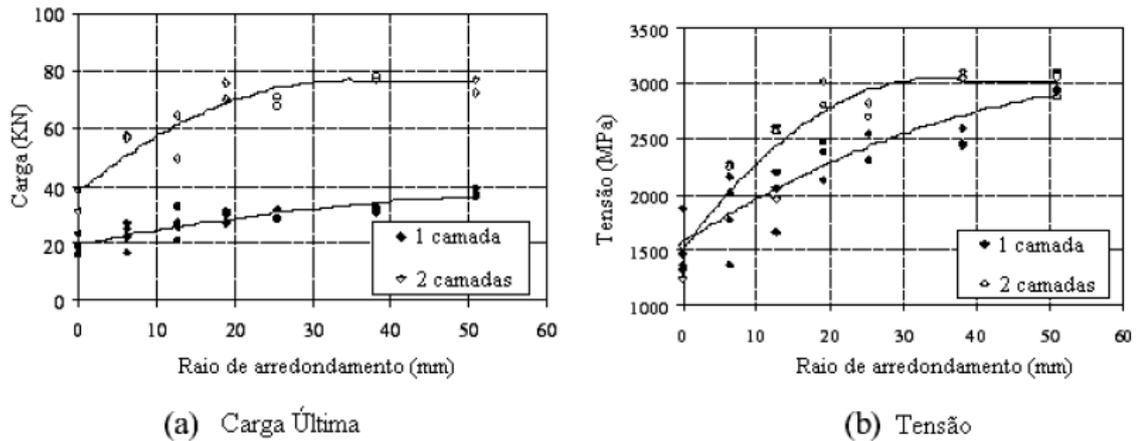


Fonte: Rochette & Labossière (2000).

Os ensaios realizados por Yang, Nanni & Chen (2001), para verificar a influência da curvatura dos cantos variando entre 0 (zero) e 50,8 mm, observou-se que a capacidade resistente dos pilares reforçados aumenta com o aumento do raio de curvatura dos cantos, onde em ensaios de tração direta apenas 67% da resistência última à tração da fibra foi obtida na camisa de reforço dos modelos de seção transversal circular.

Na Figura 2-7 é plotado as forças máximas para os raios de curvatura variando entre 0 (zero) e 50,8 mm para uma e duas camadas de PRF. Verificou-se que nos modelos com raio de curvatura as maiores deformações ocorreram nos cantos, indicando a existência de concentração de tensões nestes pontos. Na medida em que o raio de curvatura aumenta, as maiores deformações passaram a ocorrer nas faces do pilar, diminuindo a diferença entre as deformações nos cantos e as deformações nas faces do pilar. Outro ponto observado é que as deformações de ruptura dos ensaios foram cerca de 67% menores que as observadas nos ensaios para determinar as propriedades das fibras.

Figura 2-7 - Força máxima x raio de arredondamento dos cantos.



Fonte: Yang, Nanni & Chen (2001).

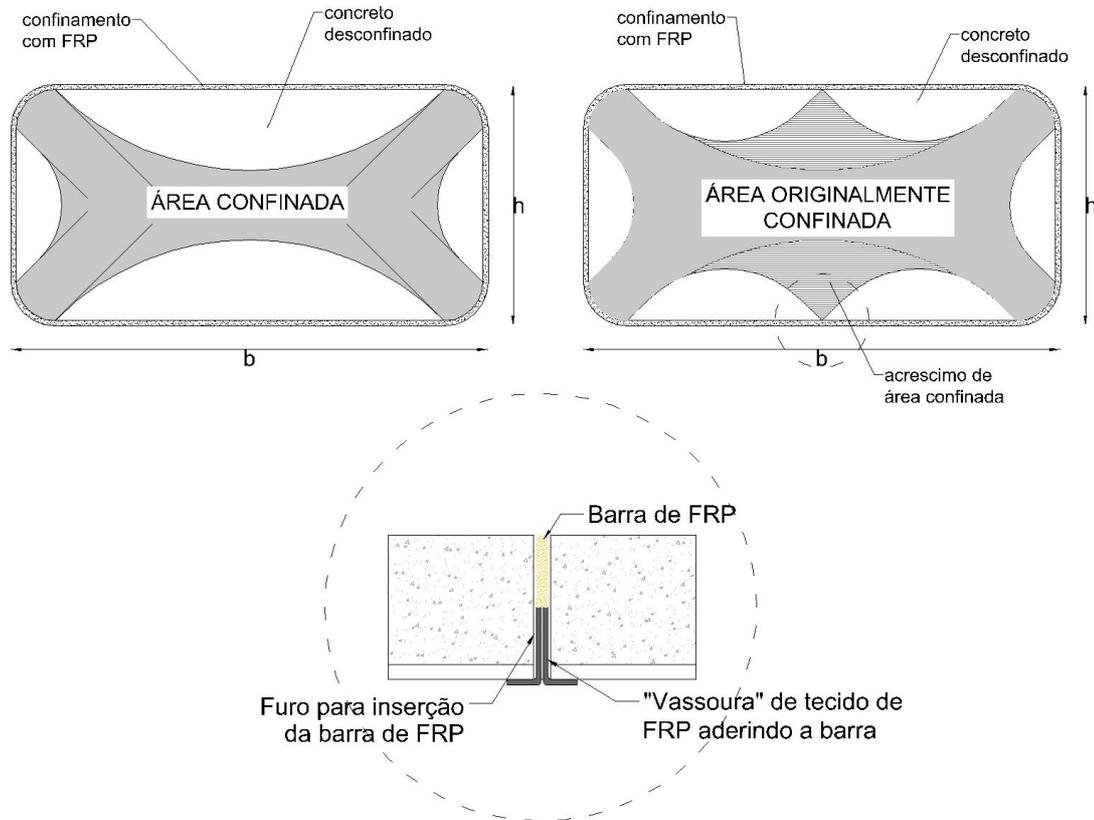
Campione & Miraglia (2003) destacam que para pilares de seção transversal quadrada obter o mesmo desempenho em termo de resistência que os de seção transversal circular, é necessário um aumento na taxa volumétrica de PRF e/ou mudança na seção transversal, arredondando os cantos com um raio de curvatura adequado, ou ainda, transformar a seção transversal quadrada em uma circular ou elíptica antes da aplicação do PRF.

Segundo Machado (2015), como condição de aplicação do confinamento, o arredondamento dos cantos (quinas) das seções para se evitar a concentração de tensões que podem tender a ruptura prematura do sistema. Recomenda que o raio de curvatura dos cantos não pode ser inferior a 20 mm.

## 2.10 ARTIFÍCIOS PARA O AUMENTO DA SEÇÃO CONFINADA DE COLUNAS RETANGULARES OU QUADRADAS

Segundo Machado (2015), uma maneira de aumentar a seção confinada de uma coluna, é a utilização de barras de FRP inseridas através dos furos que atravessam a seção transversal, onde são injetados resina dentro do furo e suas extremidades ancoradas por meio de tecido flexível de FRP denominadas “vassouras”. Após a fixação da barra no furo, o tecido é resinado e dobrado para aderir à superfície externa da coluna, como mostra a Figura 2-8.

Figura 2-8 - Detalhe da ancoragem da barra.



Fonte: Machado (2015), adaptação: Autor (2023).

## 2.11 MODELOS DE CÁLCULOS PARA COMPRESSÃO AXIAL PURA

### 2.11.1 Modelo convencional

Segundo Beer *et al.* (2014), a tensão na seção transversal é obtida dividindo o valor da carga  $F_c$  pela área  $A_c$ .

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A_c} \quad (2.1)$$

$$F_c = \sigma_c A_c \quad (2.2)$$

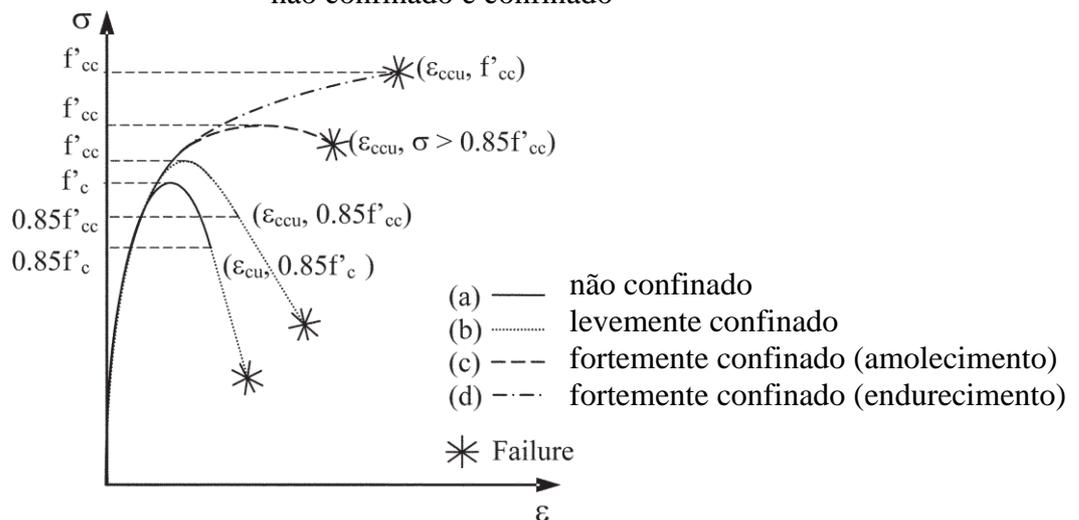
Onde  $\sigma_c = f_{ck}$  e  $A_c = \text{área da seção}$ .

### 2.11.2 Critério de Cálculo do ACI 440.2R (2017)

O encamisamento de PRF fornece confinamento passivo ao pilar submetido a compressão pura, permanecendo sem tensão até que ocorram dilatações e rachaduras no elemento comprimido, ou seja, o contato íntimo entre a camisa de PRF e o membro de concreto é crítico.

A curva tensão-deformação uniaxial de um pilar de concreto armado pode ser representada por uma das curvas da Figura 2-9, dependendo do nível do confinamento, onde  $f'_c$  e  $f'_{cc}$  representam os picos de resistência do concreto para casos não confinados e confinados, respectivamente, são calculadas pela diferença do pico da carga menos a contribuição da armadura de aço, devido pela área da seção transversal do concreto. A deformação final de ruptura ( $\varepsilon_{cu}$ ) do elemento não confinado corresponde a  $0,85f'_c$ . A deformação final de ruptura do elemento confinado ( $\varepsilon_{ccu}$ ) é: a)  $0,85f'_{cc}$  levemente confinado – curva b – e b) Nos casos de amolecimento fortemente confinado – curva c – e endurecimento fortemente confinado – curva d – a tensão de ruptura é maior que  $0,85f'_{cc}$ .

Figura 2-9 - Comportamento esquemático tensão-deformação de pilares de concreto armado não confinado e confinado



Fonte: Rocca *et al.* (2006)

A definição da deformação final de ruptura ( $\varepsilon_{ccu}$ ) em  $0,85f'_{cc}$  ou menos é arbitrária, pois no ramo descendente da curva tensão-deformação nesse nível de tensão não é tão sensível em teste em termo de taxa de carregamento e rigidez do equipamento usado.

A resistência à compressão de uma peça de concreto confinada por uma jaqueta de PRF deve ser calculada utilizando a resistência do concreto confinado:

$$\phi P_n = 0,85\phi[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.3)$$

$$\phi P_n = 0,80\phi[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.4)$$

Para concreto não protendido com estribos em espiral e não protendido com estribos convencionais, respectivamente.

Os valores dos fatores  $\phi$  conforme estabelecido no ACI 318 para ambos os tipos de aço de reforço transversal (espirais ou dormentes).

O modelo mais recente que simulam o comportamento tensão-deformação de seções de compressão confinadas com PRF é o de Lam e Teng (2003) – ilustrado na Figura 2-10 – é calculado usando as seguintes expressões:

$$f_c = E_c \varepsilon_c - \left( \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \right) \varepsilon_c^2 \text{ para } (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t) \quad (2.5)$$

$$f_c = f'_c + E_c \varepsilon_c \text{ para } (\varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu}), \quad (2.6)$$

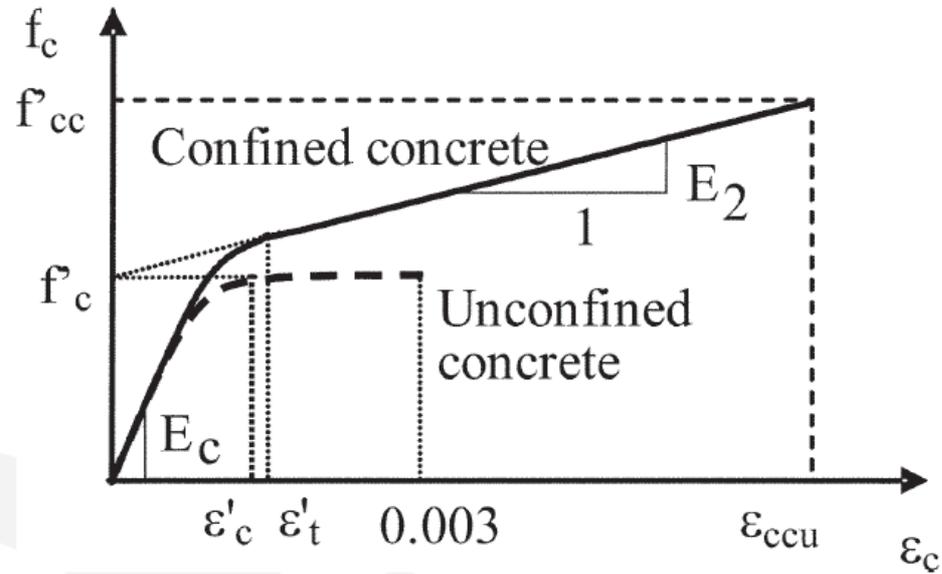
Onde:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{c,max} \leq \varepsilon_{ccu} \leq 0,01 \quad (2.9)$$

Figura 2-10 - Modelo de tensão-deformação para concreto confinado com PRF



Fonte: Lam & Teng (2003).

Onde a resistência máxima a compressão do concreto confinado  $f'_{cc}$  e a pressão máxima de confinamento  $f_l$  são calculados pelas expressões:

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3,3K_a f_l \quad (2.11)$$

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (2.12)$$

Na equação 2.15,  $f'_c$  é a resistência à compressão do elemento não confinado,  $k_a$  é o fator de eficiência, responsável pela geometria da seção – circular ou não circular -  $\psi_f$  fator de redução adicional (LAM e TENG, 2003).

Nas equações 2.11 e 2.12, a deformação efetiva no PRF na falha ( $\varepsilon_{fe}$ ) é dada por:

$$\varepsilon_{fe} = K_e \varepsilon_{fu} \quad (2.13)$$

$K_e$  é fator de eficiência de deformação do PRF, contabilizado pela falha prematura do sistema de FRP, principalmente nas regiões onde ocorre quando acontece a dilatação do concreto ocasionando a concentração das tensões.

Com base nos testes de Lam e Teng (2003), a razão  $f_l/f'_c$  não deve ser inferior a 0,08, que representa o nível mínimo de confinamento necessário para garantir um segundo ramo não

descendente no desempenho tensão-deformação, conforme curva d da Fig. 3.4. De acordo com o modelo analítico de Spoelstra e Monti (1999), um fator de eficiência de  $K_e$  de 0,55 e uma razão de confinamento mínima  $f_l/f'_c$  de 0,08 devem ser usados.

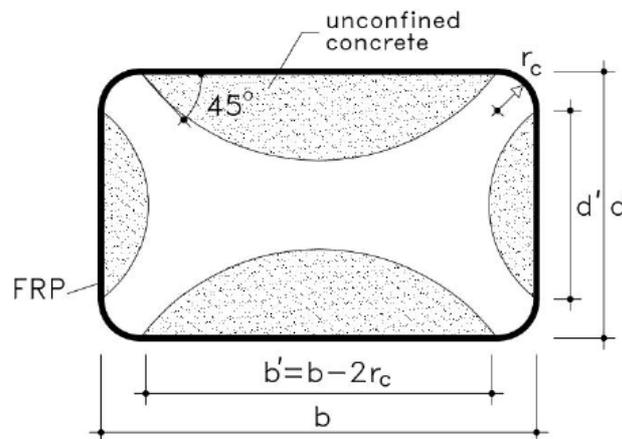
A deformação máxima compressiva do concreto confinado com PRF  $\varepsilon_{ccu}$ , pode ser calculado pela equação 2.18, a deformação máxima do concreto ( $\varepsilon_{c,max}$ ), usada na Eq. 2.14 e deve ser limitado a 0,01 para evitar fissuras excessivas e a perda resultante da integridade do concreto.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left( 1,5 + 12K_b \frac{f_l}{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0,45} \right) \quad (2.14)$$

### 2.11.3 Critério FIB (Boletim 14)

Para uma seção quadrada ou retangular envolvida com FRP (Figura 2-11) e com cantos arredondados com um raio  $r_c$ , a ação de arco parabólico é novamente assumida para o núcleo de concreto onde a pressão confinante é totalmente desenvolvida. Ao contrário de uma seção circular, para a qual o núcleo de concreto é totalmente confinado, grande parte da seção transversal permanece não confinada.

Figura 2-11 - Núcleo efetivamente confinado para seções não circulares.



Fonte: FIB (2001).

Tomando a soma das diferentes parábolas, a área total em planta do concreto não confinado é pela seguinte expressão:

$$\sum_{i=1}^4 \frac{(w'_i)^2}{6} = \frac{b'^2 + d'^2}{3} \quad (2.15)$$

Onde  $w'_i$  é a distância livre entre os cantos arredondados. Considerando a relação  $(A_u/A_c)$ , o coeficiente de efetividade do confinamento  $k_e$  é dado por:

$$k_e = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})} \quad (2.16)$$

No caso de colunas retangulares posteriormente ovalizadas, a jaqueta oval tem um raio de curvatura variável nas diferentes direções de carregamento. Um diâmetro de coluna circular equivalente pode ser derivado tomando a média dos raios principais ovais, de modo que os cálculos da espessura da jaqueta possam seguir aqueles descritos para colunas circulares.

No caso de colunas retangulares subsequentemente ovalizadas, a jaqueta oval possui um raio de curvatura variável nas diferentes direções de carga. Um diâmetro equivalente de coluna circular pode ser derivado tomando-se a média dos raios principais ovais, de modo que os cálculos da espessura da jaqueta possam seguir aqueles delineados para colunas circulares. Nesses casos, a pressão lateral efetiva de confinamento  $\sigma_{t,eff}$  exercida pelo dispositivo de confinamento é igual à pressão lateral de confinamento  $\sigma_l$  dada pela equação (2.17.a), e de forma semelhante, a pressão lateral máxima efetiva de confinamento  $f_{l,eff}$  é igual a  $f_l$  dada pela equação (2.17.b).

$$\sigma_l = \frac{1}{2} \rho_j \sigma_j = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_j = l \quad (2.17.a)$$

$$\rho_j = \frac{4t_j}{d_j}$$

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{ju} k_e \quad (2.17.b)$$

Com  $\rho_j$  é a taxa volumétrica da jaqueta de FRP,  $\sigma_j$  tensão na jaqueta de FRP,  $E_j$  é o módulo do material compósito da jaqueta,  $\varepsilon_j = l$  é a deformação circunferencial na jaqueta de

FRP (considerada igual à deformação lateral no concreto)  $t_j$  espessura da jaqueta de FRP e  $d_j$  diâmetro da jaqueta FRP.

A capacidade da seção pode ser calculada com base na resistência última conforme apresentado na equação (2.18).

$$f_{cu} = f_{co} \left( 0,2 + 3 \sqrt{\bar{f}_l} \right) \quad (2.18)$$

onde o valor normalizado do estresse de confinamento máximo é obtido conforme equação (2.19):

$$\bar{f}_l = \frac{f_l}{f_{co}} \quad (2.19)$$

#### 2.11.4 Critério Triantafillou *et al* (2015)

A capacidade de carga axial do pilar é calculada pela soma da carga compressiva suportada pelo concreto ( $P_c$ ) e a carga compressiva suportada pela armadura de aço ( $P_s$ ). Em colunas com seções transversal, a ação de confinamento devido aos estribos de aço é desprezível, logo  $P_c$  é calculado pela multiplicação da área de concreto ( $A_c$ ) e resistência do concreto confinado por FRP ( $f_{cc}$ ). A parcela de aço, calcula-se somente a parcela da armadura longitudinal, onde  $A_s$  e  $f_s$  são a área e a tensão de compressão, respectivamente:

$$P_{c,total} = P_c + P_s = A_c f_{cc} + A_s f_s \quad (2.20)$$

Para as seções retangulares com dimensões  $b$  e  $h$  ( $h \geq b$ ), a resistência à compressão do concreto confinado por PRF pode ser calculada modificando o modelo de Lam e Teng (2003):

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3.3 \left( \frac{b}{h} \right)^2 \alpha_f \frac{2t_f f_{t,h}}{D^* f_c} \quad (2.21)$$

Onde  $f_c$  resistência à compressão do concreto não confinado,  $t_f$  espessura da jaqueta,  $f_{t,h}$  resistência à tração da jaqueta na direção do arco,  $D^*$  diâmetro da coluna circular equivalente e um fator de eficácia de confinamento definido pela relação da área efetivamente confinada  $A_e$  e área total  $A_g$ .

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3.3 \frac{2t_f f_{t,h}}{D f_c} \quad (2.22)$$

Lam e Teng (2003) sugeriram  $D^* = \sqrt{h^2 + b^2}$ , no entanto, segundo Triantafyllou *et al.* (2015), esta formulação tem a desvantagem de se  $b = h = D$  e o raio do chanfro é  $\frac{D}{2}$ , isto é, se a seção retangular se torna circular com diâmetro  $D$ , a equação 2.21 com 2.22 se tornam diferentes, por esse motivo, propôs que  $D^*$  deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$D^* = \frac{2bh}{b+h} \quad (2.23)$$

A resistência à tração da jaqueta na direção do arco ( $f_{t,h}$ ) é calculado pela expressão a seguir, sendo as variáveis o raio de arredondamentos dos cantos, duração do carregamento, efeito de flambagem da armadura de aço longitudinal e dos fatores ambientais.

$$f_{t,h} = K_1 K_R f_f \quad (2.24)$$

Onde  $f_f$  resistência à tração unidirecional da jaqueta, obtida a partir de testes de cupom,  $K_R$  fator para contabilizar o efeito do raio e  $K_1$  fator ( $\leq 1$ ) para contabilizar os outros efeitos supracitados.

fator de redução do arredondamento do canto é igual a:

$$K_R = \frac{R}{60} \left( 2 - \frac{R}{60} \right); R \leq 60mm \quad (2.25)$$

$$1; R \geq 60mm$$

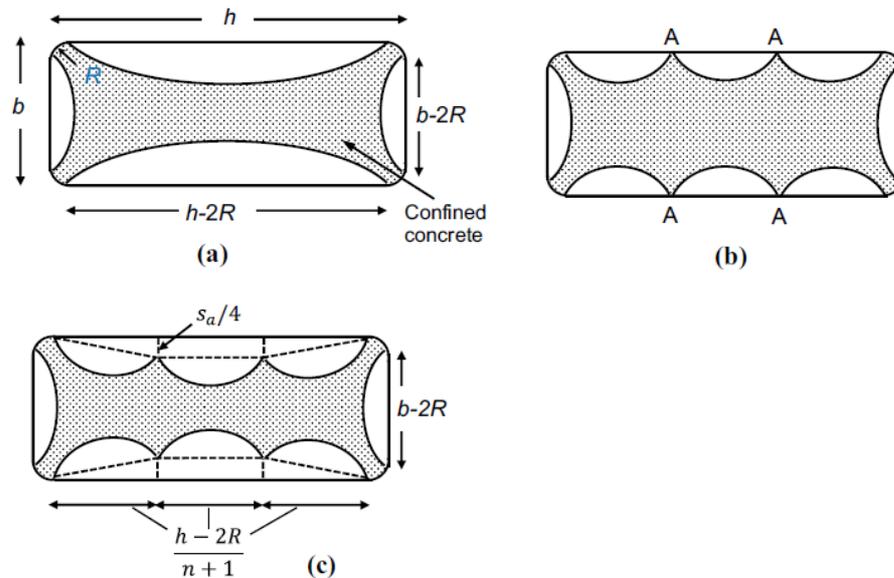
A área efetivamente confinada  $A_e$  é definido pelas parábolas na Figura 2-12(a), caso não haja âncoras, na presença delas, a área efetivamente confinada é modificada como mostrado na Figura 2-12(b). Para o caso geral de uma âncora em cada seção transversal,  $A_e \approx$

$bh - A_{un}$ , onde  $A_{un}$  área de concreto não confinado, calculada pela expressão abaixo – Figura 2-8(b).

$$\begin{aligned}
 A_{un} &= 2(n+1) \frac{2(h-2R)^2}{3(n+1)^2 4} + 4 \frac{1}{2} \frac{(h-2R)S_a}{(n+1)4} + 2(n-1) \frac{(h-2R)S_a}{(n+1)4} & (2.26) \\
 &+ 2 \frac{2}{3} \frac{(b-2R)^2}{4} \\
 &= \frac{(h-2R)(h-2R+1.5nS_a) + (n+1)(b-2R)^2}{3(n+1)} \\
 \alpha_f &\approx \frac{A_e}{bh} \approx \frac{bh - A_{un}}{bh} \\
 &= 1 - \frac{(h-2R)(h-2R+1.5nS_a) + (n+1)(b-2R)^2}{3(n+1)bh}
 \end{aligned}$$

Nos casos em que não há armaduras longitudinais, transversais, a parte espalhada das âncoras se estende além dos locais das âncoras que são recobertas por uma faixa vertical de FRP, a redução do confinamento na altura média entre os locais de ancoragem pode ser desconsiderada. Portanto, no modelo analítico considera  $S_a = 0$ .

Figura 2-12 - Áreas de seção transversal efetivamente confinadas: uma seção transversal em colunas sem âncoras ou com âncoras leves, que falhou prematuramente, b colunas com âncoras pesadas, seção transversal no local das âncoras e c colunas com âncoras pesadas, se



Fonte: Triantafillou *et al.* (2015)

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 GRUPO DE PILARES

O programa experimental é constituído por um total de 08 pilares de concreto simples sem armaduras longitudinal e transversal (estribos), idealizados de forma a atender os requisitos de capacidade de carga do equipamento de ensaio. Todos os pilares têm seção transversal do tipo retangular com relação entre o maior lado ( $h = 240$  mm) e o menor lado ( $b = 120$  mm) igual a 2, conforme é indicado na Tabela 3.1. Os pilares foram divididos em dois distintos grupos, cada um formado por 4 pilares totalmente idênticos e moldados com o concreto da mesma betonada.

Os dois grupos foram idealizados de maneira a avaliar, experimentalmente e analiticamente, a eficiência do reforço polimérico por meio do confinamento da seção transversal retangular. O grupo 1, denominado por P1 é de referência sem reforço, e o grupo 2, denominado por P2 é reforçado por encamisamento da seção transversal com uma camada de manta de PRFC.

A altura dos pilares foi definida em 800 mm de forma a utilizar toda a altura livre disponível do pórtico do equipamento de ensaio e a eliminar o efeito da flambagem. O índice de esbeltez ( $\lambda$ ) dos pilares é de 23, calculado pela equação (3.1) segundo a NBR 6118 (2014):

$$\lambda = \frac{L_e}{i} \quad (3.1)$$

Sendo:

- $L_e$ : comprimento equivalente do pilar conforme item 15.6 da NBR 6118 (2014). No caso da pesquisa,  $L_e$  é a própria altura do pilar;
- $i$ : raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça;

Tabela 3.1 - Nomenclatura e descrição dos grupos

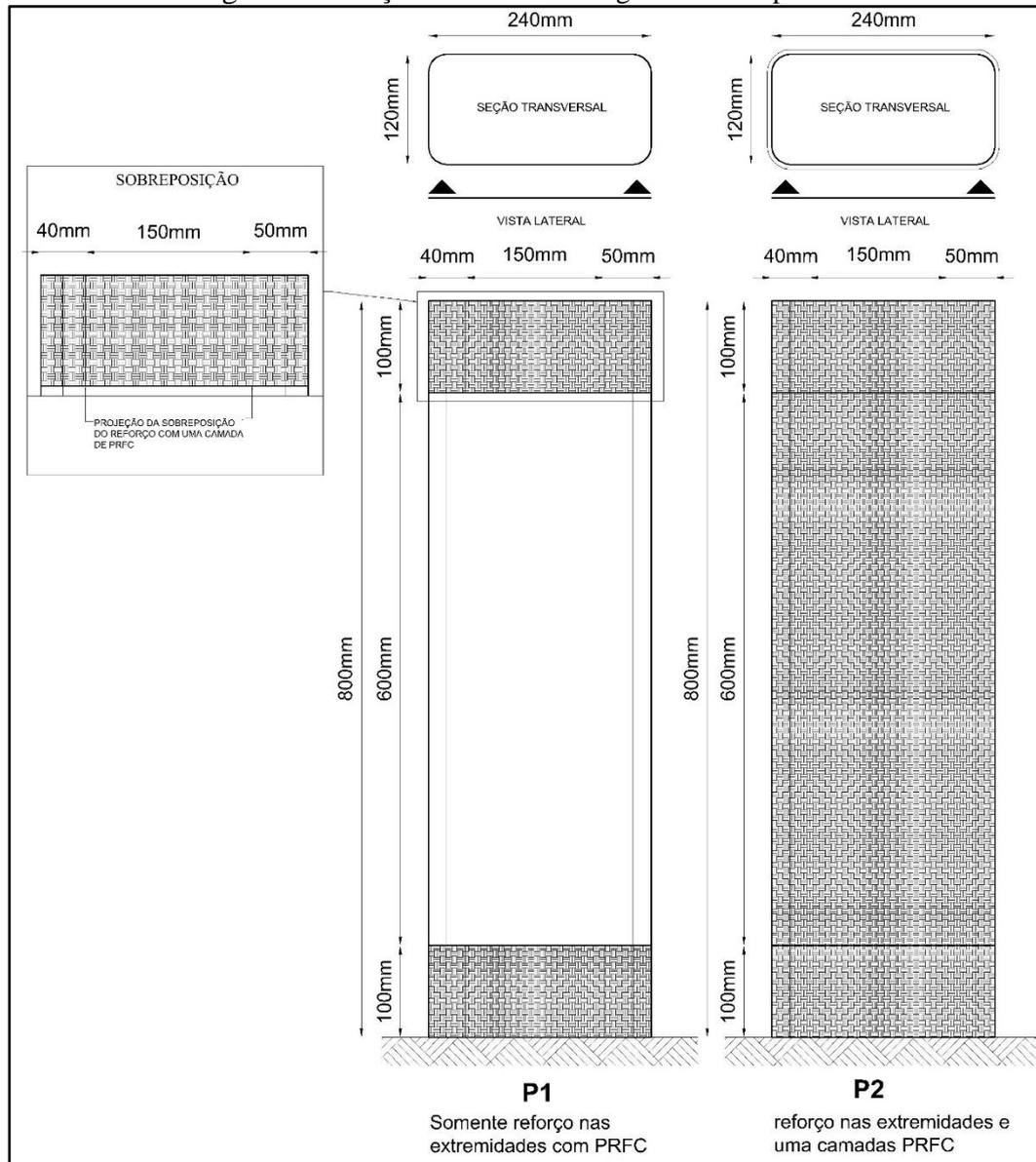
Grupo	Seção transversal (mm)			Esbeltez		Tipo de reforço	
	b	h	h/b	$\lambda$	$L_e$ (mm)		
1	P1	120	240	2	23,09	800	Sem reforço
2	P2	120	240	2	23,09	800	Encamisamento por uma camada de PRFC

Fonte: Autor (2023)

Em seções retangulares ocorre concentração de tensões nos cantos, e o efeito da aresta viva fica potencializado no sentido de uma ruptura antecipada e localizada do PRF. Assim, os cantos das seções dos pilares reforçados do grupo 2 foram arredondados utilizando-se o valor de 20 mm para o raio de arredondamento. O valor mínimo recomendado pelo ACI 440.2R (2017) é de 13 mm e nas pesquisas de Triantafillou *et al.* (2015) e Sudano (2005) foram utilizados os valores de 20 mm e 25 mm, respectivamente.

Como identificado na Figura 3-1 observa-se a presença do envolvimento das seções das extremidades dos pilares com uma camada de manta de 100 mm de largura para fins de evitar ruptura do concreto devido a concentração de tensões pelo do efeito da proximidade com a aplicação da força. Esse dispositivo adicional foi idealizado após ensaios preliminares onde se observou a ruptura do concreto em seção próxima a aplicação da força (Figura 3-2).

Figura 3-1 - Seção transversal e longitudinal dos pilares.



Fonte: Autor (2023)

Figura 3-2 - Detalhe da ruptura do concreto na seção de aplicação da força.



Fonte: Autor (2023)

### 3.2 CONCRETO E MOLDAGEM DOS PILARES

Cada grupo de pilar foi moldado com o mesmo concreto produzido em distintas betonadas. A composição de materiais do concreto é a descrita na Tabela 3.2 e o traço em massa é de 1:5:5:0,9 com vistas à obtenção de uma resistência à compressão em torno de 10 MPa no dia de ensaios dos pilares.

Foram também moldados corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para caracterização do concreto por meio de ensaio de compressão para determinação do módulo

de elasticidade, conforme NBR 8522 1 (ABNT, 2021) e resistência à compressão conforme NBR 5739 (ABNT, 2018).

Tabela 3.2 - Composição de materiais do concreto

Materiais	Massas específicas (kg/m <sup>3</sup> )	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento (c)	3080	203,37
Brita 0	2770	1016,84
Areia	2780	1016,84
Água	1000	183,03

Fonte: Autor (2023)

Foi utilizado aditivo superplastificante (ADVA® 548 da marca GCP Applied Technologies – massa específica de entre 1,055 e 1,095 g/cm<sup>3</sup>, líquido alaranjado, com dosagem recomendada entre 0,4% e de 1,2% sobre a massa de cimento), para garantir a trabalhabilidade adequada aos concretos e para adensamento homogêneo nas fôrmas. O concreto foi dosado com teor de argamassa ( $\alpha$ ) de 55% e *slump test*, (abatimento de tronco de cone) de 130 mm  $\pm$ 20 mm (Figura 3-3), conforme recomendações da NBR 16889 (ABNT, 2020).

Figura 3-3 - Ensaio do abatimento do tronco de cone.



Fonte: Autor (2023)

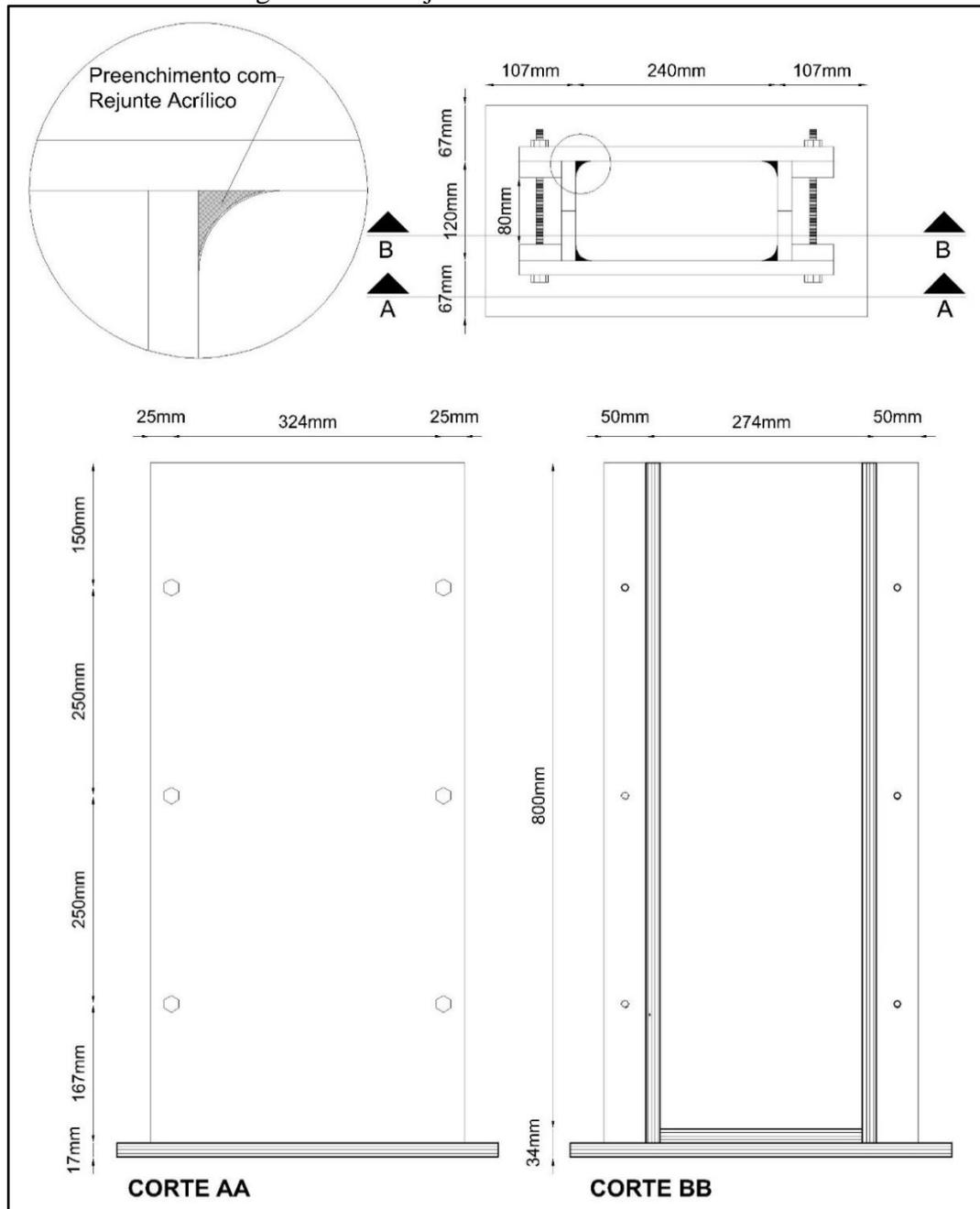
Foi utilizada brita 0 com dimensão máxima característica igual a 9,50 mm e módulo de finura de 5,81 conforme composição granulométrica realizada de acordo com a NBR NM 248 (2003). A densidade da brita é de 2,77 g/cm<sup>3</sup> obtido por ensaio conforme NBR 16917 (ABNT, 2021b).

Foi utilizada areia fina com dimensão máxima característica igual a 1,18 mm e módulo de finura de igual a 1,51 conforme composição granulométrica realizada de acordo com a NBR NM 248 (2003). A densidade da areia é de 2,64 g/cm<sup>3</sup> obtido por ensaio conforme NBR 16916 (ABNT, 2021a). A determinação da composição granulométrica foi realizada conforme NBR NM 248 (ABNT, 2003).

Foi utilizado Cimento Portland CP II-Z32 do fabricante Votoran com massa específica aparente entre 0,9 a 1,2 g/cm<sup>3</sup> e massa específica absoluta de 3,0 g/cm<sup>3</sup>, conforme catálogo do fabricante.

As fôrmas utilizadas para moldar os pilares foram de madeira, tipo madeirite plastificado, com 17mm de espessura. Para facilitar o processo de desfôrma dos pilares, as formas foram projetadas modularmente com um corte na longitudinal, reforçadas nas abas laterais com caibros e parafusos para evitar abertura por empuxo do concreto durante a moldagem. A Figura 3-4 apresenta os detalhes das fôrmas.

Figura 3-4 – Projeto das fôrmas de madeira.



Fonte: Autor (2023)

Para garantir o arredondamento dos cantos da seção transversal fez-se uso da inserção de rejunte acrílico nos cantos das fôrmas como é mostrado na Figura 3-5. A massa foi moldada com pressão de tubo plástico de PVC para obtenção da geometria desejada para os cantos da seção.

Figura 3-5 – Uso de rejunte acrílico nos cantos da fôrma de madeira.



Fonte: Autor (2023)

Os pilares foram moldados com auxílio de um vibrados do tipo “agulha”. Na Figura 3-6 tem-se o aspecto de um dos grupos de pilares no interior das fôrmas e também após o processo de desforma realizado na idade de 15 dias. Após a desforma os pilares permaneceram no mesmo local (interior do laboratório) até a data do ensaio.

Figura 3-6 – Aspecto dos pilares no interior das fôrmas e após desformas.



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor (2023)

### 3.3 DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA DE APLICAÇÃO DO REFORÇO

As propriedades mecânicas da manta de fibra de carbono e da resina epóxi (Figura 3-7) utilizadas na aplicação do reforço dos pilares, são aquelas indicadas na Tabela 3.3, conforme catálogo dos fabricantes. A manta tem espessura de 0,166 mm, resistência à tração de 4.900 MPa e módulo de elasticidade de 230 GPa. A resina é do tipo bi-componente, cuja relação de mistura em volume é de 1:1 ou 100g do componente A e 80g do componente B.

O consumo do Epóxi Saturante segue detalhado na Tabela 3.3, sendo utilizado a composição sem adesivo, adotado o valor de 700 g/m<sup>2</sup>.

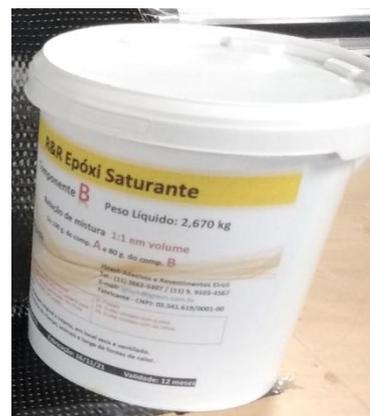
Figura 3-7 – Fibra de Carbono e Resina epóxi utilizadas no encamisamento dos pilares.



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor (2023)

Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas da manta de fibras de carbono e resina epóxi – conforme fabricante

Propriedades	Valores
Espessura da manta (mm)	0,166
Resistência à tração (MPa)	4.900
Módulo de elasticidade (MPa)	230.000
Máxima deformação (%)	2,1
Seção Teórica para 1.000 mm de largura	166
Força Máxima de Tração para 1.000 mm de largura (kN)	$\frac{166 * 4.900}{1,2} = 677$
Força Máxima de Tração para 1.000 mm de largura, considerando 0,6% de deformação máxima (kN)	193
Resistência à tração do adesivo (MPa)	42,30
Resistência a compressão do adesivo (MPa)	63,20
Consumo do Epóxi Saturante com adesivo (g/m <sup>2</sup> )	350 a 450
Consumo do Epóxi Saturante sem adesivo (g/m <sup>2</sup> )	660 a 750

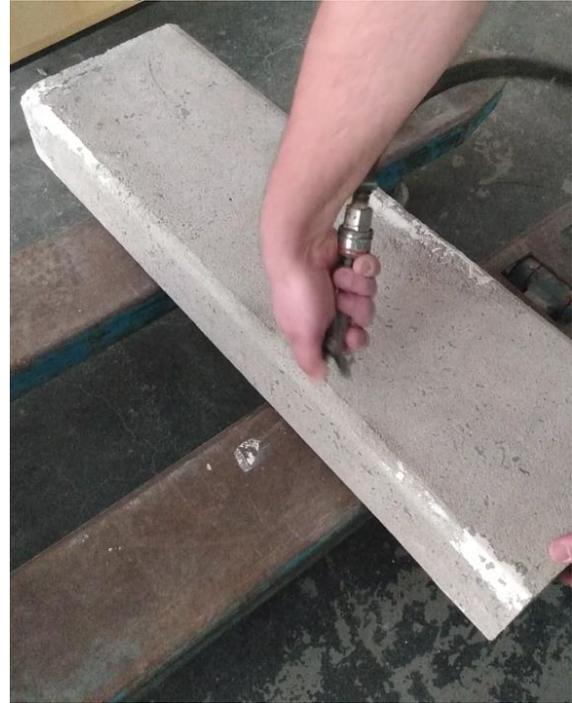
Fonte: Autor (2023)

Os pilares do grupo 2 (P2) foram reforçados por encamisamento da seção transversal com uma camada de manta de fibras de carbono. Previamente a colagem da manta, as superfícies de concreto do pilar foram submetidas a um processo de remoção da camada frágil de nata de cimento até a exposição parcial das britas. Esse procedimento foi realizado utilizando-se disco diamantado acoplado a uma esmerilhadeira elétrica. A Figura 3-8 mostra o aspecto da superfície do pilar. A poeira acumulada sobre as superfícies do pilar foi removida com uso de jato de ar comprimido.

Figura 3-8 - Aspecto da superfície do pilar após a remoção da camada da nata de cimento.



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor (2023)

A resina do tipo bicomponente foi previamente misturada na proporção indicada pelo fabricante para cada um dos componentes. A mistura dos componentes foi realizada de forma manual com uso de espátula e procurando-se obter uma composição homogênea (vide Figura 3-9).

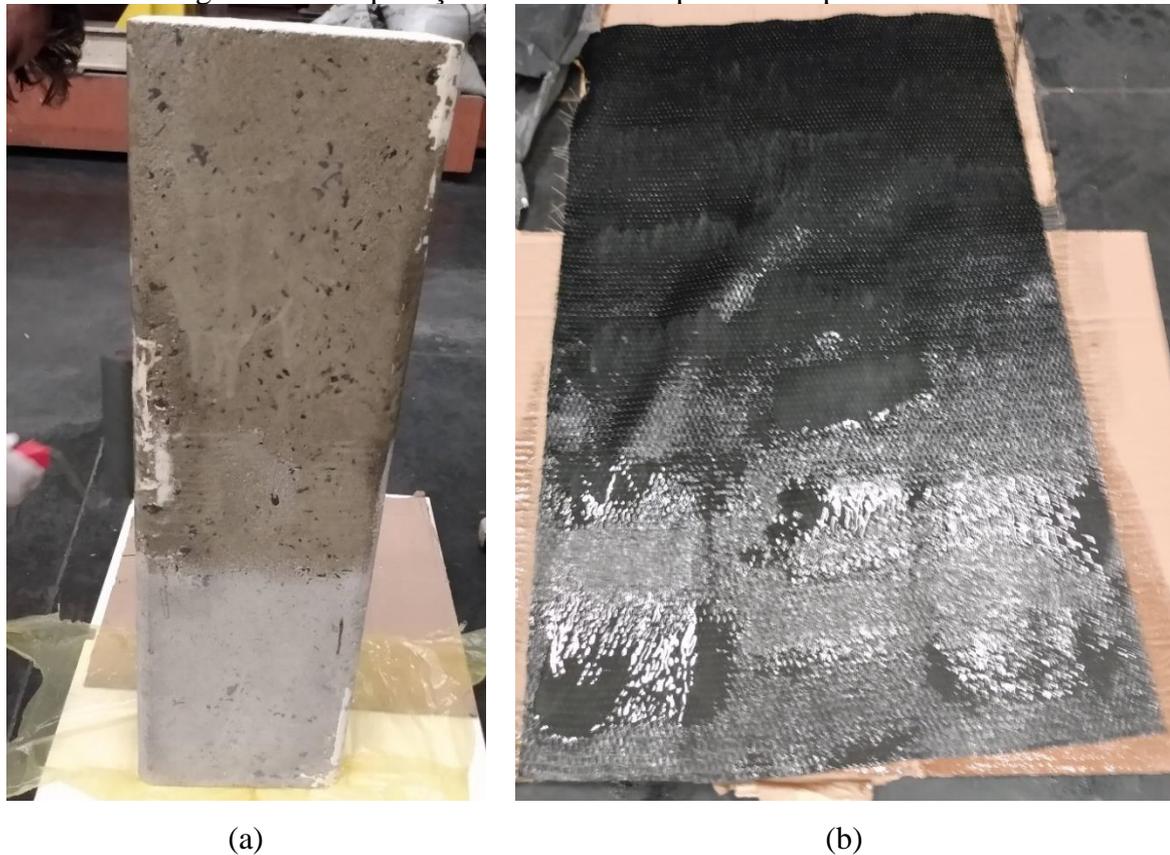
Figura 3-9 - Mistura dos componentes da resina epóxi.



Fonte: Autor (2023)

Imediatamente após a mistura, a resina foi aplicada diretamente na superfície de concreto do pilar e na manta saturando-a previamente. Esse procedimento foi realizado com uso de rolo de espuma. O procedimento é ilustrado na Figura 3-10.

Figura 3-10 - Aplicação da resina na superfície do pilar e da manta



Fonte: Autor (2023)

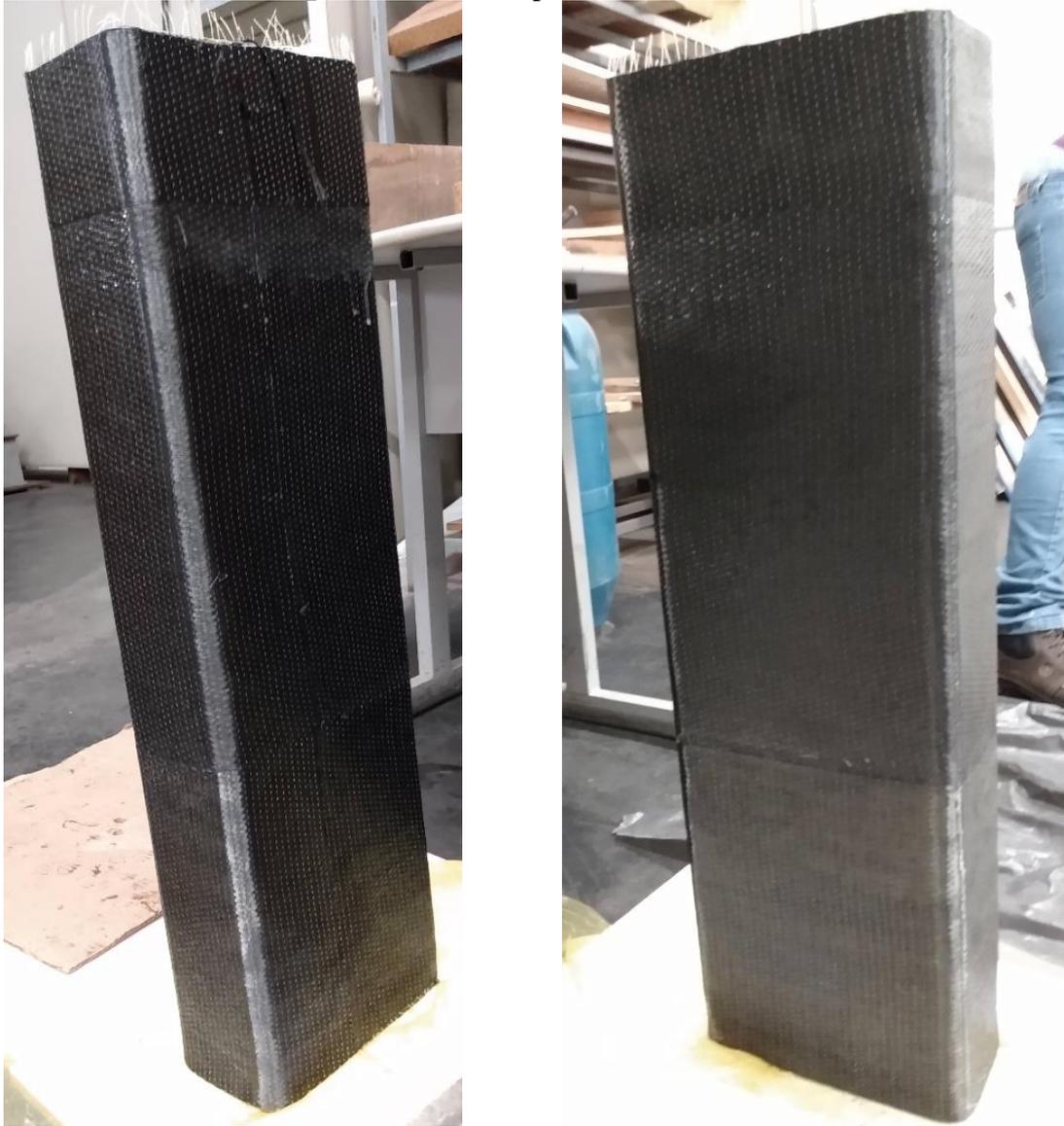
A manta pré-saturada foi aplicada diretamente sobre a superfície do pilar de forma a envolver toda a seção transversal e garantindo-se uma transposição entre as extremidades da manta de 150 mm. Após a colagem foi utilizado um rolo plástico para garantir o contato da manta com a superfície de concreto, para promover a expulsão de bolhas de ar aprisionadas e para o alinhamento das fibras. Foi dada especial atenção aos cantos da seção transversal devido a tendência das fibras em não acompanhar o formato arredondado do canto. Para isso, nessa região, o rolo foi utilizado repetidamente. A Figura 3-11 mostra o processo de colagem da manta e na Figura 3-12 tem-se o aspecto de um dos pilares do grupo 2 após encamisamento.

Figura 3-11 - Colagem da manta na superfície do pilar.



Fonte: Autor (2023)

Figura 3-12 - Pilar após encamisamento.



Fonte: Autor (2023)

Após o período de cura da resina (7 dias conforme o fabricante), a seção transversal de topo dos pilares foi submetida a uma metodologia para garantia de sua retilidade por meio do nivelamento da superfície com uso de argamassa polimérica, aplicada diretamente no topo do pilar, regularizada e nivelada com auxílio de uma placa de vidro incolor e nível de bolha (Figura 3-13).

Figura 3-13 – Processo de regularização do topo de um dos pilares

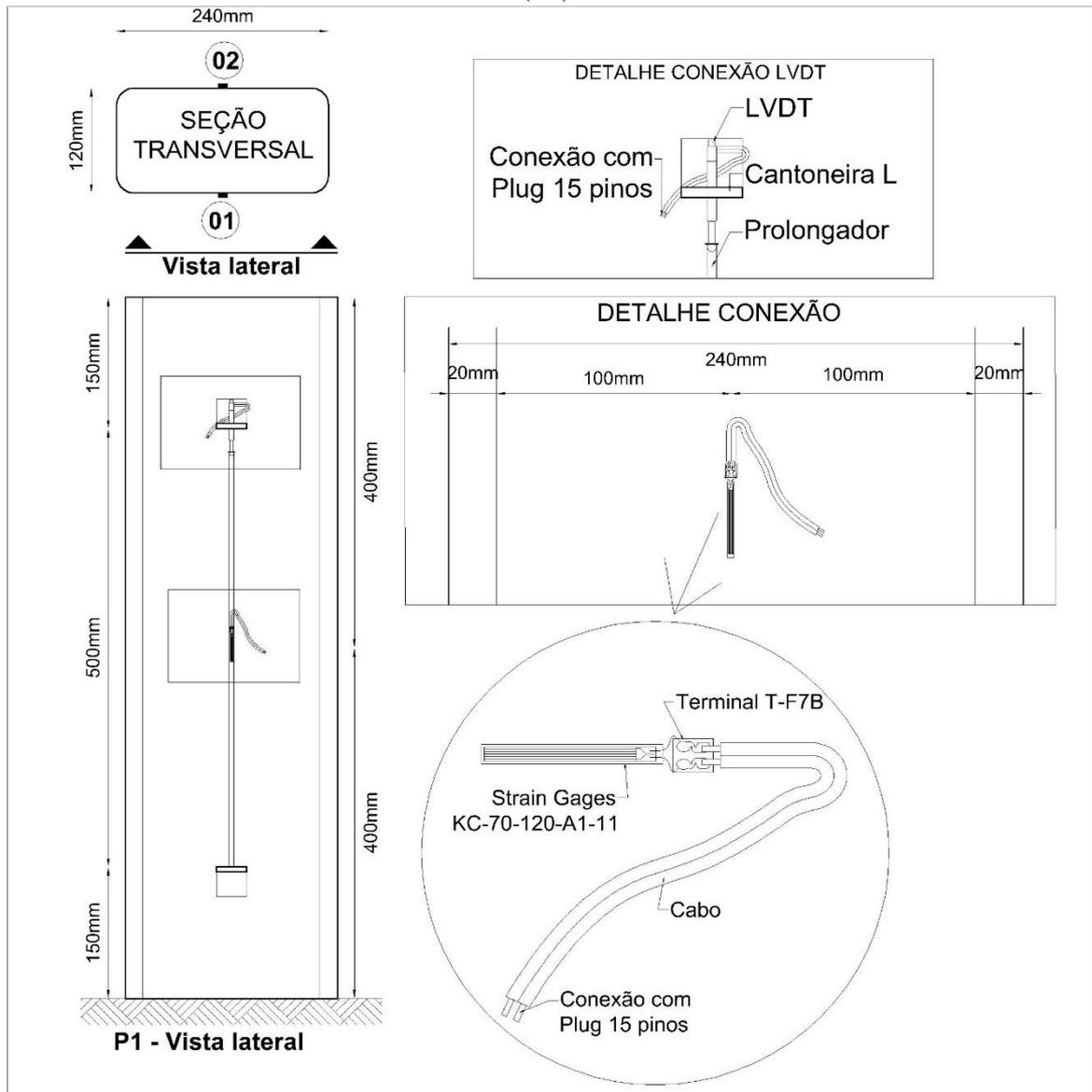


Fonte: Autor (2023)

### 3.4 EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTAÇÃO DOS PILARES

A instrumentação nos pilares do grupo 1 (sem reforço) foi composta por dois extensômetros elétricos para concreto com comprimento de 67 mm, da fabricante Kyowa tipo KC 70 120 A1 11, fator  $2,11 \pm 1\%$  com resistência de  $119,8 \Omega \pm 0,2\%$ . Cada um dos strain gauges foram colados diretamente na superfície de concreto, na direção do eixo do pilar, centralizado (em relação a altura do pilar e largura da seção) conforme indicado nas Figuras 13 e 14. Foram também utilizados dois transdutores do tipo LVDT posicionados de forma centralizada em cada uma das duas maiores faces do pilar (Figura 3-14). Os transdutores possuem uma base de deslocamento de 50cm.

Figura 3-14 – Indicação do posicionamento dos extensômetros elétricos e LVDT no Grupo 1 (P1).



Fonte: Autor (2023)

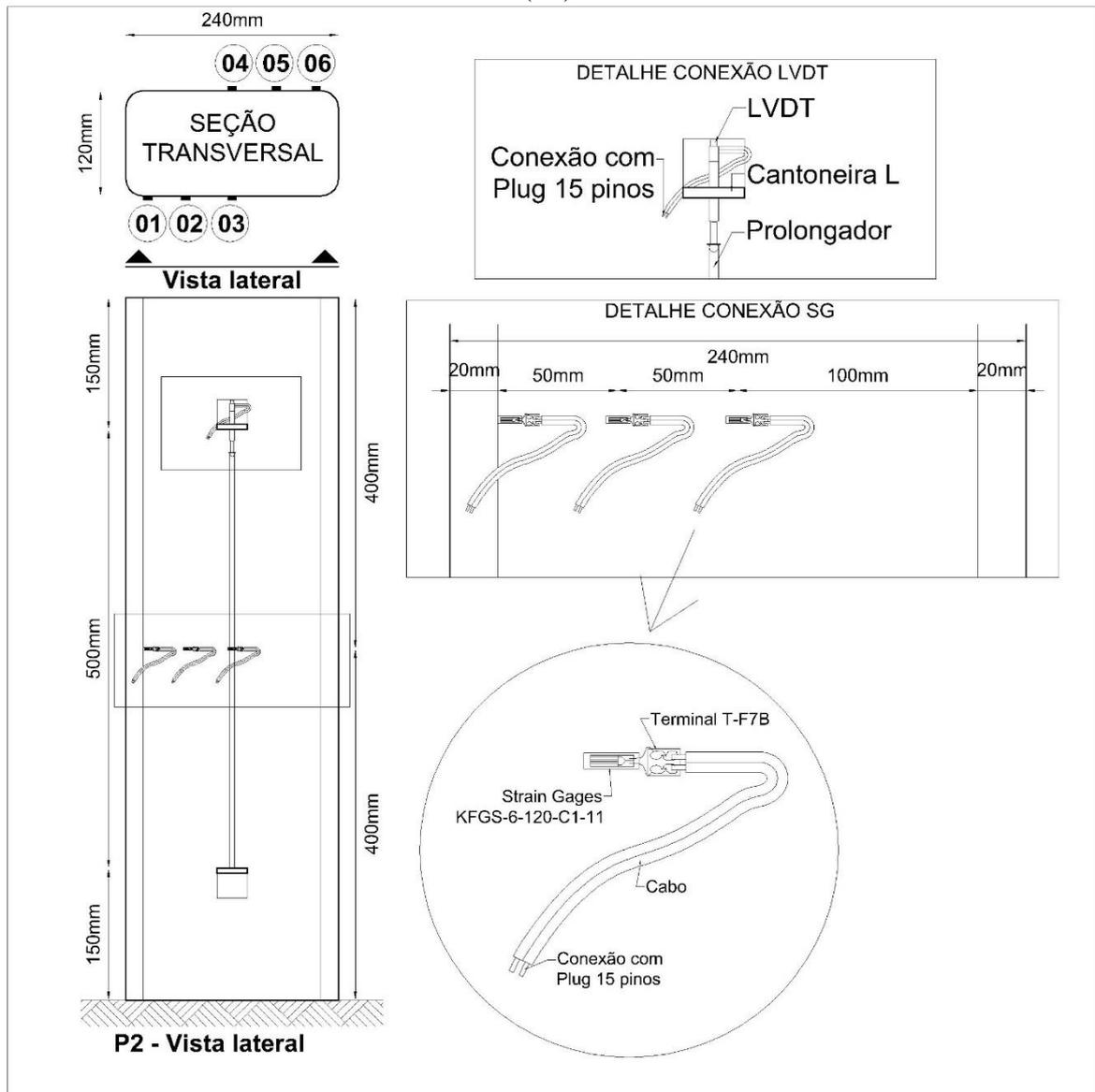
Figura 3-15 – Pilar do grupo 1 instrumentado.



Fonte: Autor (2023)

A instrumentação dos pilares do grupo 2 foi composta por seis extensômetros elétricos de resistência com comprimento de 6 mm, da fabricante Kyowa tipo KFGS 6120 C1 11, fator  $2,10 \pm 1\%$  com resistência de  $120,2 \Omega \pm 0,2\%$ . Os strain gauges foram posicionados conforme mostrado na Figura 3-16, para o registro das deformações do reforço na seção central do pilar e ao longo da sua largura. Os extensômetros foram colados em faces opostas do pilar, sendo dois colados no meio da face de maior lado, dois nos cantos da seção e outros dois entre o meio da seção e o canto. Foram também utilizados dois transdutores do tipo LVDT posicionados de forma centralizada em cada uma das duas maiores faces do pilar. Os transdutores possuem uma base de deslocamento de 50cm.

Figura 3-16 – Indicação dos posicionamentos do extensômetros elétricos e LVDT no Grupo 2 (P2).



Fonte: Autor (2023)

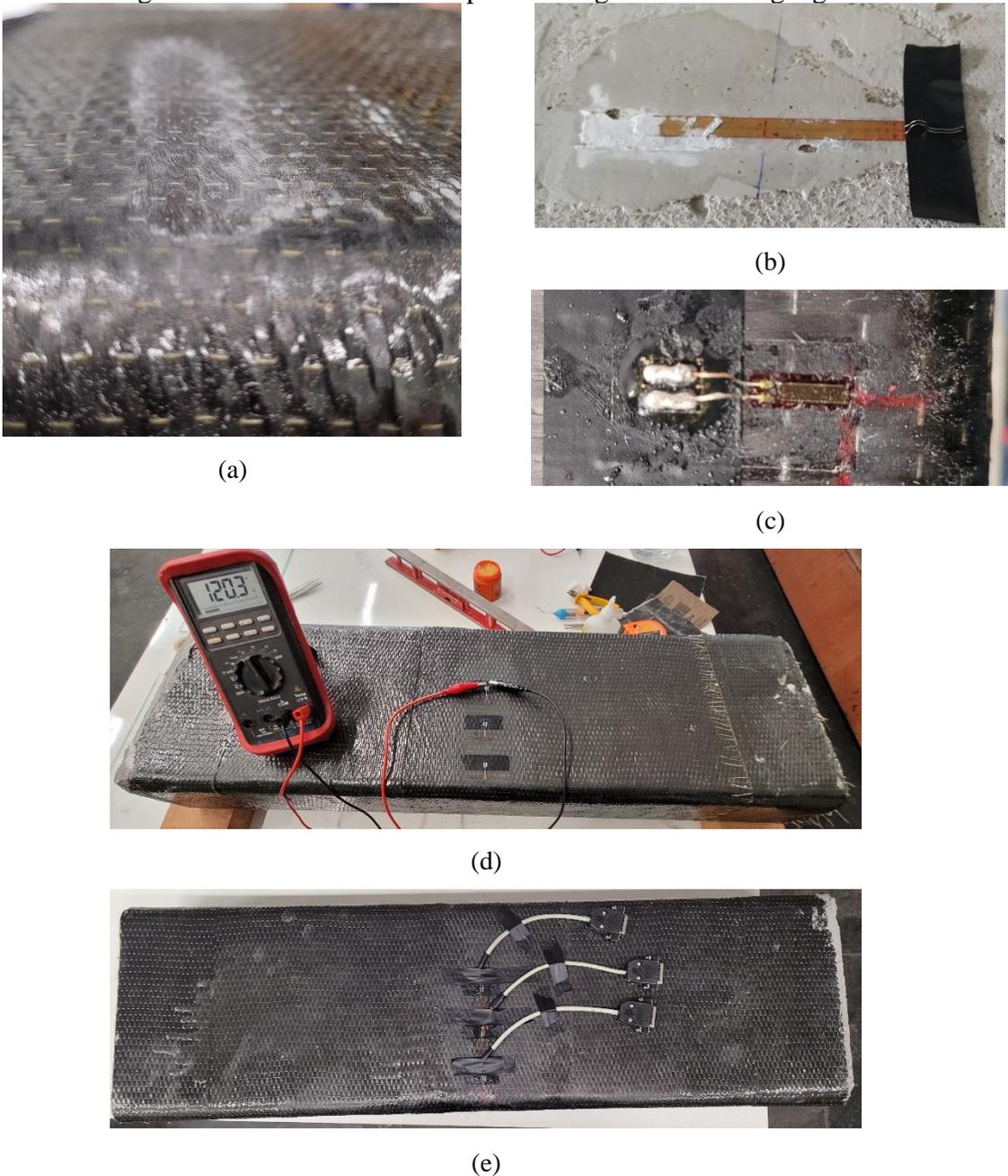
Figura 3-17 - Pilar do grupo 2 instrumentado.



Fonte: Autor (2023)

A Figura 3-18 mostra o processo utilizado para a colagem dos extensômetros no concreto e na fibra de carbono, que consistiu basicamente na regularização da superfície, colagem do strain gauges com adesivo cianoacrilato, solda dos cabos e verificação da resistência com uso do multímetro.

Figura 3-18 – Detalhes das etapas de colagem dos strain gauges.

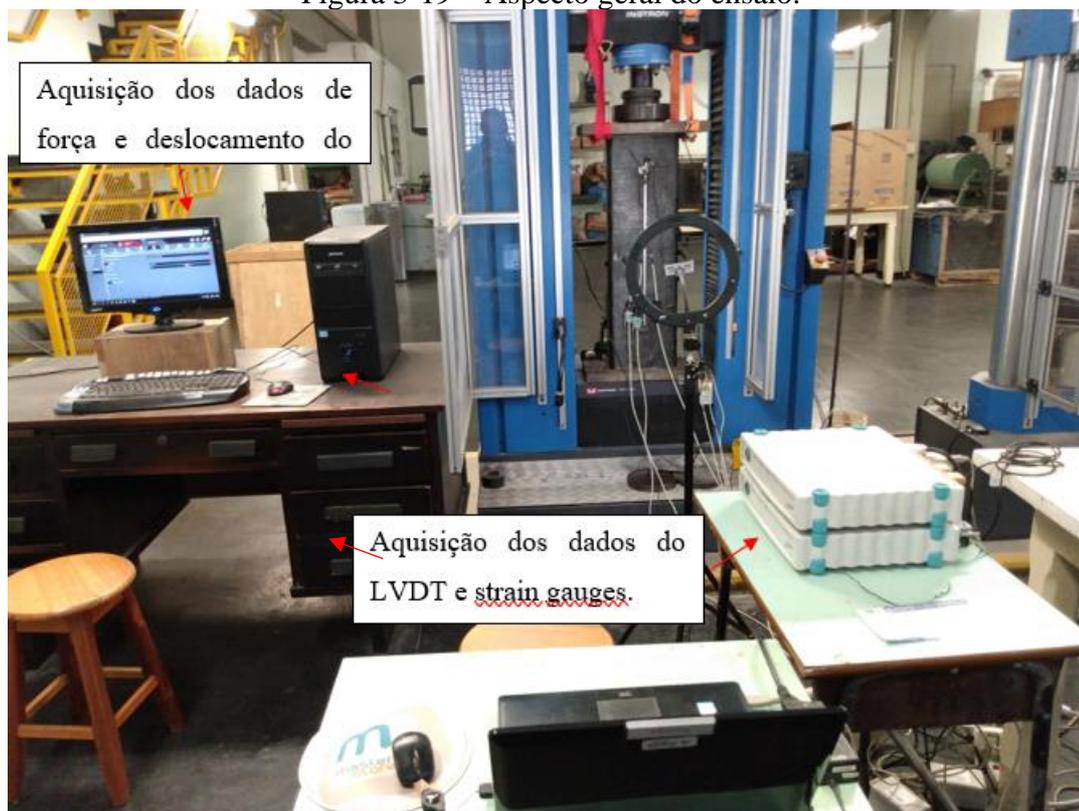


Fonte: Autor (2023)

Todos os pilares foram submetidos à compressão axial por meio da aplicação de força do tipo monotônica em taxa de deslocamento do pistão igual a 0,01 mm/s por meio de um equipamento eletro-mecânico com capacidade de 600 kN (Figura 3-18).

Importante registrar que Triantafillou *et al.* (2015) utilizou em sua pesquisa a taxa de deslocamento do pistão como sendo igual a 0,01 mm/s, já Sudano (2005) utilizou a metade desse valor de deslocamento, ou seja, 0,005 mm/s conforme experiências anteriores de ensaios de pilares no Laboratório em que desenvolveu sua pesquisa.

Figura 3-19 – Aspecto geral do ensaio.



Fonte: Autor (2023).

### 3.5 MODELAGEM NUMÉRICA

A proposta deste capítulo é descrever a metodologia utilizada para desenvolver modelos numéricos utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) no software ABAQUS. O objetivo é comparar o comportamento dos pilares desenvolvidos experimentalmente, com os resultados numéricos e, sobre o modelo numérico, inserir barras de aço posicionadas ao longo da altura do pilar e comparar os resultados de tensão, deformação e os efeitos na distribuição de tensão no pilar.

Com o auxílio de funcionalidades predefinidas, o software ABAQUS (versão 2017) possibilita realizar análises estáticas ou dinâmicas, tanto lineares como não-lineares, e também investigar vibrações, incorporando elementos de interface e restrições de deslocamento. A abordagem numérica oferece a vantagem de modificar parâmetros do modelo de forma ágil e econômica, permitindo comparações e observações do comportamento em diversas situações.

Neste capítulo será apresentado os modelos constitutivos dos materiais, condições de contorno, elementos finitos que serão utilizados para modelagem, como também as características de interação entre concreto-PRFC-Ancoragem. Além disso, será apresentado os critérios de falha e plastificação para cada material.

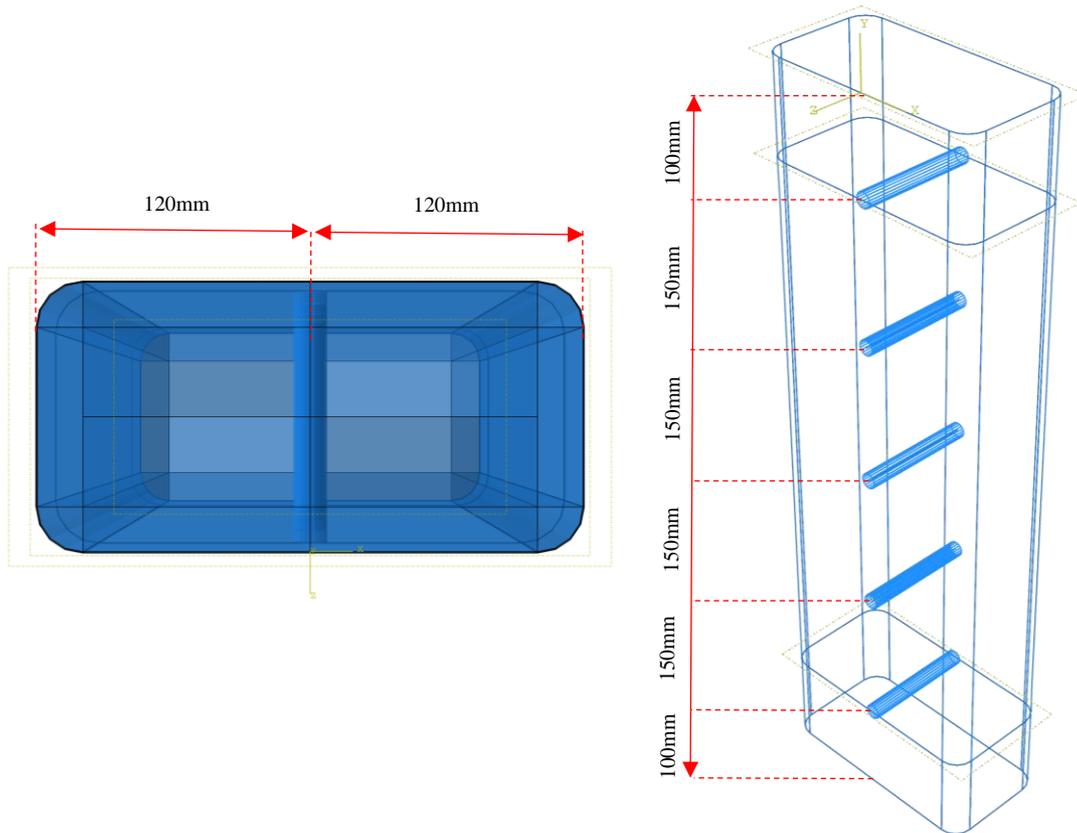
### **3.5.1 Modelos simulados**

Os pilares simulados são aqueles produzidos experimentalmente no laboratório da Universidade Estadual de Maringá (Tabela 3.1).

Para avaliar a influência dos dispositivos de ancoragem, foi proposto o posicionamento de barras de aço CA-50 com 8mm de diâmetro no meio da seção do pilar distribuídas ao longo da altura do pilar conforme Figura 3-20.

Optou-se por considerar o aço CA-50 devido a comprovada representatividade do material em diversos estudos de simulações numéricas, tendo em vista que o objetivo é avaliar o comportamento do concreto, cuja falha ocorre na zona elástica do aço, ou seja, o material de ancoragem não influencia a distribuição das tensões dada as condições dos materiais utilizados no programa experimental.

Figura 3-20 – Posicionamento das ancoras de aço CA-50.



Fonte: Autor (2023)

### 3.5.2 Modelo para concreto

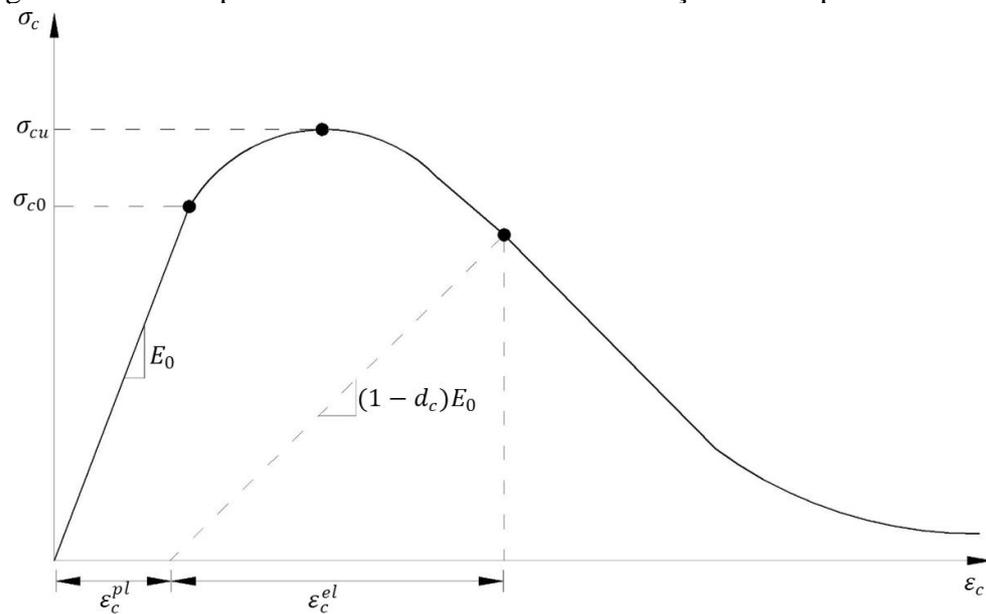
O modelo é baseado na Teoria da Plasticidade, *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Apresenta comportamento não linear do concreto, considerando a ruptura na tração e na compressão, prevendo o desempenho no regime plástico, como também a perda de rigidez após atingir a tensão máxima.

Na Figura 3-21, é apresentado o comportamento do concreto na compressão, observa-se que há comportamento linear até atingir a tensão de plastificação ( $\sigma_{c0} = 0,4 f_{cm}$ ), iniciando em seguida o processo de fissuração passando a se comportar de maneira não-linear, iniciando o processo de amolecimento caracterizado pela queda da tensão e aumento da deformação.

Segundo Lubliner *et al.* (1989), o comportamento plástico do concreto pode ser atribuído ao dano e plasticidade do material. A danificação do concreto é atribuída a fissuração, coalescência e perda de coesão, já a plastificação é caracterizada pela deterioração progressiva do concreto, expansão volumétrica, esforços etc.

O comportamento do concreto a tração apresenta comportamento elástico linear até que a tensão atinja a resistência máxima de tração, neste ponto o concreto começa a fissurar, seguido do amolecimento, conforme ilustrado na Figura 3-22.

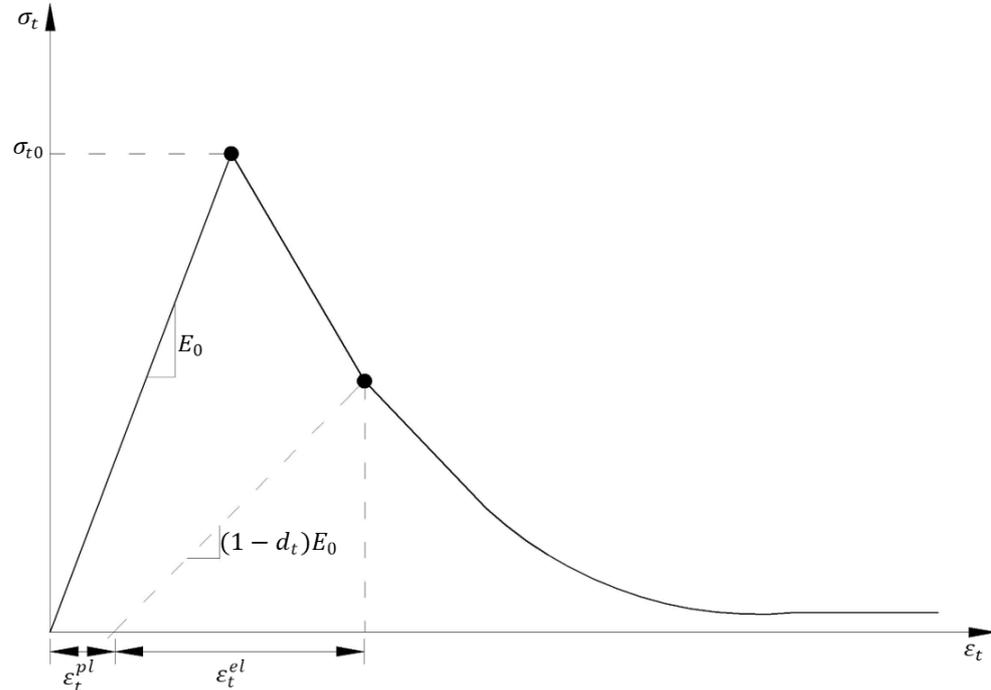
Figura 3-21 - Comportamento do concreto sobre esforços de compressão.



Fonte: Abaqus User Manual (2008)

Quando atingido a fase plástica, não-linear, tanto para a compressão quanto para a tração, o concreto apresenta redução no módulo de elasticidade inicial, que é entendida como uma danificação do material.

Figura 3-22 - Comportamento do concreto sobre esforços de tração.



Fonte: Abaqus User Manual (2008).

A análise não linear foi conduzida utilizando o método de Newton-Raphson, que é um método iterativo e incremental amplamente utilizado para resolver sistemas de equações não lineares. No contexto do ABAQUS, esse método foi implementado por meio do recurso de passos (step) disponível na biblioteca. Esse recurso permite controlar a aplicação de deslocamentos de forma gradual, buscando atingir a configuração de equilíbrio por meio de iterações sucessivas. Os parâmetros de falha e critérios de plastificação do material são apresentados nas Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores dos parâmetros utilizados no modelo numérico para o concreto

Parâmetros	Valores
$\sigma_{cu}$ (MPa)	10,00
$\sigma_{c0} = 0,4 \cdot f_{cm}$ (MPa)	4,00
$E_0$ (GPa)	17,68
$\varphi$	28,00
$\epsilon$	0,1
$f_{bc}/f_c$	1,16
$K_c$	0,666
$\mu$	0,0001

$\varphi$ : ângulo de dilatância;  $\epsilon$ : excentricidade;  $f_{bc}/f_b$ : relação entre resistência à compressão biaxial e uniaxial;  $K_c$ : fator de forma;  $\mu$ : viscosidade

Fonte: Autor (2023)

Onde ( $\varphi$ ) é o ângulo de dilatância, ( $\epsilon$ ) excentricidade, ( $f_{bc}/f_c$ ) relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial, ( $K_c$ ) fator forma e viscosidade ( $\mu$ ).

Para calcular o módulo de elasticidade, utilizou-se as equações 3.2 e 3.3 presentes *fib Model Code* (2010), assim como o coeficiente de Poisson,  $\nu = 0,2$ .

$$E_c = 21500 \alpha \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.2)$$

$$\alpha = 0,8 + 0,2 \left( \frac{f_{cm}}{88} \right) \quad (3.3)$$

Onde,  $E_c$  é o módulo de elasticidade e o  $f_{cm}$  é a resistência à compressão do concreto (adotado 10Mpa).

O modulo de elasticidade obtido em ensaio de caracterização do concreto dos modelos experimentais e calculado analiticamente pelo método proposto pelo *fib Model Code* (2010) são apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada..** Observou-se pequena variação comparando o resultado do concreto do grupo 1 para o cálculo analítico (*Fib*, 2010), assim como, se comparado com a média obtida para o grupo 1 e 2. Nesta pesquisa, para modelagem numérica optou-se por utilizar o modulo de elasticidade analítico proposto pelo *fib Model Code* (2010).

Propriedades	Média ( $\mu$ )		$\mu$ (1 e 2)	FIB (2010)
	Grupo 1	Grupo 2		
$E_{c,m}$ (GPa)	17,57	15,22	16,40	17,68

Fonte: Autor (2023)

### 3.5.3 Comportamento do concreto na compressão

O comportamento utilizado será o de Carreira e Chu (1985), este propôs um modelo para explicar a curva completa do concreto submetido a compressão para obtenção da relação tensão x deformação, de modo que os parâmetros são estimados de maneira empírica ou determinados em experimento, resultando na formulação matemática que representa a curva para diferentes resistências do concreto.

As equações 3.4 e 3.5 foram propostas por Carreira e Chu (1985) para representar a curva tensão x deformação.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon'_c)}{\beta - 1(\varepsilon/\varepsilon'_c)^\beta} \quad (3.4)$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\varepsilon_c E_i}} \quad (3.5)$$

Onde  $f_c$  é a tensão que o concreto está submetido,  $f'_c$  a máxima tensão resistida pelo concreto,  $\varepsilon$  deformação do concreto,  $\varepsilon'_c$  é a deformação correspondente a tensão  $f'_c$ ,  $\beta$  representa o parâmetro do material que depende do formato do diagrama e  $E_i$  módulo de elasticidade inicial antes de plastificação.

### 3.5.4 Comportamento do concreto na tração

Para representar o concreto submetido a tração foi utilizado o modelo de Hordjik (1992), que representa a resistência do concreto conforme o avanço da abertura até atingir a crítica ( $w_c$ ), conforme equação 3.6, onde  $G_f$  é definido pela equação 3.7 apresentada no fib Model Code (2010).

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_t} \quad (3.6)$$

$$G_f = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (3.7)$$

Hordjik (1992) realizou diversos ensaios experimentais e chegou à expressão matemática (3.8) para determinar a curva tensão relativa x abertura.

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_t} = \left\{ \left| 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right| \exp \left( -c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 - c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (3.8)$$

Onde  $w$  é a fissura atual e  $c_1$  e  $c_2$  são constantes, 3,00 e 6,93 respectivamente.

### 3.5.5 Variável dano

Foi utilizado o comportamento estabelecido por Birtel e Mark (2006), para variável dano na tração ( $d_t$ ) e compressão ( $d_c$ ), conforme expressões a seguir:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left( \frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad (3.32)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left( \frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (3.33)$$

Onde  $b_c$  e  $b_t$  equivalem a 0,7 e 0,5, respectivamente. O modelo de Birtel e Mark (2006) foi validado experimentalmente sendo utilizados em diversos trabalhos com a mesma abordagem, sem alterar os coeficientes. No entanto, os parâmetros auxiliares podem ser definidos pelas seguintes expressões matemáticas:

$$b_t = \frac{\varepsilon_t^{pl}}{\varepsilon_t^i} \quad (3.34)$$

$$b_c = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^i} \quad (3.35)$$

### 3.5.6 Comportamento do aço

Foi considerado parâmetros de elásticos (Tabela 3.5), uma vez que o aço não atingiu a tensão de escoamento.

Tabela 3.5 – Parâmetros elástico do aço utilizados

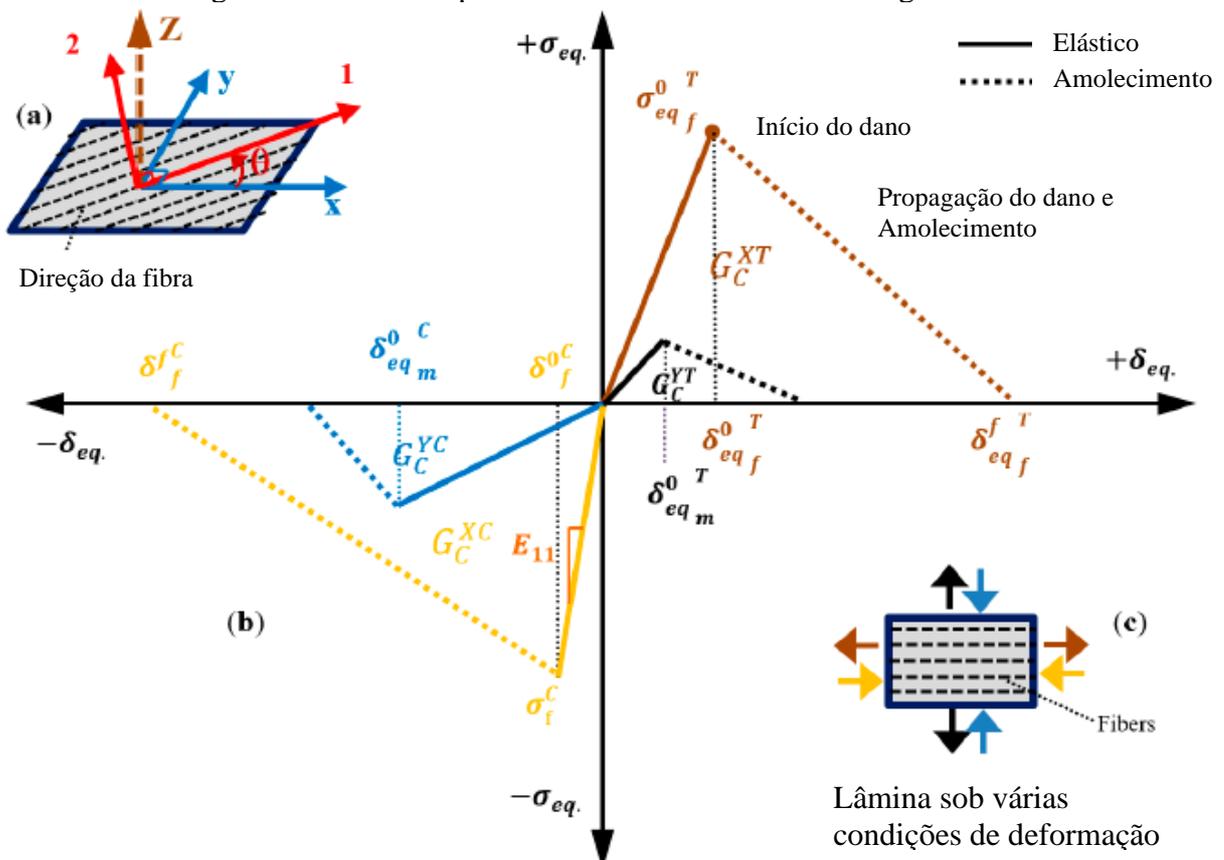
Módulo de Young MPa (E)	Coefficiente Poisson ( $\nu$ )
210.000,00	0.3

Fonte: Autor (2023)

### 3.5.7 Comportamento do PRFC

Na Figura 3-23a é mostrado o comportamento uniaxial da lâmina de PRFC em eixos ortogonais e o comportamento de danos elástico sob tensão e compressão é mostrado na Figura 3-23b. Seguindo as setas de carga da lâmina de PRFC, Figura 3-23b, as quatro curvas de amolecimento elástico bilinear representam o comportamento de tensão-deformação equivalente da lâmina composta em diferentes modos de falha de trinca e esmagamento da matriz e quebra e flambagem da. Em uma lâmina angular sob carga global (eixo x–y, Figura 3-23a), as deformações globais são mapeadas em deformações locais e usadas para calcular os parâmetros de tensão efetiva.

Figura 3-23 - (a) Eixos locais (1–2) e globais (x–y) de uma lâmina angular; (b) comportamento tensão-deformação bilinear da lâmina de polímero reforçado com fibra (FRP) em eixos ortogonais para vários modos de falha. (c) Cada curva colorida corresponde ao carregamento mostrado pelas mesmas setas coloridas na figura inserida



Fonte: Adaptado de Koloor et al., 2020.

Na Tabela 6 é apresentado o módulo de elasticidades nas direções do PRFC como também o coeficiente de Poisson.

Tabela 6 – Módulos de elasticidades nas direções do PRFC e coeficiente de Poisson.

<b>Parâmetros Elásticos do FRP</b>	<b>Valores</b>
Direção principal sentida da fibra E1 (MPa)	230.000,00
Direção Compressão E2 (MPa)	48.660,00
Coeficiente de Poisson (Admens.)	0,34
Direção G12 (MPa)	25.000,00
Direção G13 (MPa)	25.000,00
Direção G23 (MPa)	25.000,00

Fonte: Autor (2023)

O comportamento elástico da lâmina é calculado seguindo a teoria clássica da lâmina de Kaw (2005) e Murakami (2012).

Tabela 7 – Valores que representam o comportamento elástico do PRFC.

<b>Comportamento elástico da lâmina (MPa)</b>	<b>Valores</b>
Resistência à tração longitudinal	1.200,00
Resistência à compressão longitudinal	972,00
Resistência à tração transversal	37,00
Resistência à compressão transversal	147,00
Resistência ao Cisalhamento Longitudinal	71,50
Resistência ao Cisalhamento Transversal	32,00

Fonte: Autor (2023)

### 3.5.7.1 Iniciação de dano

O início do dano na lâmina para os diferentes modos de falha é estimado usando o modelo de falha baseado em tensão quadrática de Hashin (1980). O modelo é expresso como uma função quadrática da razão entre a tensão efetiva e os termos de resistência para calcular os valores das variáveis de dano para o respectivo modo de falha.

Rachaduras e esmagamento da matriz

$$\left(\frac{\delta_{22}}{Y^T}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S^L}\right)^2 = d_m^t; \text{ para } \delta_{22} \geq 0 \quad \text{Tensão} \quad (3.9)$$

$$\left(\frac{\delta_{22}}{2S^T}\right)^2 + \left[\left(\frac{Y^C}{2S^T}\right)^2 - 1\right] \left(\frac{\delta_{22}}{Y^C}\right) + \left(\frac{\tau_{12}}{S^L}\right)^2 = d_m^c; \text{ para } \delta_{22} < 0 \quad \text{Compressão} \quad (3.10)$$

Fratura de fibra e flambagem/torção:

$$\left(\frac{\delta_{11}}{X^T}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S^L}\right)^2 = d_f^t; \text{ para } \delta_{11} \geq 0 \quad \text{Tensão} \quad (3.11)$$

$$\left(\frac{\delta_{11}}{X^C}\right)^2 = d_f^c; \text{ para } \delta_{11} < 0 \quad \text{Compressão} \quad (3.12)$$

Nas equações acima,  $\delta$  representa as tensões efetivas na lâmina, e  $X^T$ ,  $Y^T$ ,  $X^C$ ,  $Y^C$ ,  $S^L$  e  $S^T$  são as propriedades de resistência. Nas Equações (3.9) a (3.12),  $d_f^t$ ,  $d_f^c$ ,  $d_m^t$ ,  $d_m^c$  são as variáveis de dano interno nas fases de fibra e matriz da lâmina, sob carregamentos de tração ou compressão. Como não é observada deformação plástica no compósito FRP, a deformação permanente da lâmina é considerada nos processos de evolução do dano (KOLOOR et al., 2020).

Iniciação pós-dano:

Uma vez que o início do dano é previsto em um dos modos, as propriedades do material reduzem nas outras direções/modos e resultam em dano precoce. Tais efeitos podem ser capturados atualizando o tensor de tensão elástica (tensões efetivas nas Equações (3.9) a (3.12) por meio de variáveis internas de dano.

$$\delta_{ij} = \begin{cases} \sigma_{ij} & \text{Antes de iniciação de dano} \\ D \sigma_{ij} & \text{Se qualquer um dos quatro danos tiver iniciado} \end{cases} \quad (3.13)$$

Onde  $\sigma$  é a tensão calculada usando a teoria clássica da lâmina,  $\delta$  é a tensão efetiva nas Equações (3.9) a (3.12), e o operador de dano,  $D$ , é usado para considerar o efeito das iniciações de danos precoces. A hipótese de equivalência de deformação é usada para derivar o operador de dano como segue:

$$\begin{bmatrix} 1/(1-d_f) & 0 & 0 \\ 0 & 1/(1-d_m) & 0 \\ 0 & 0 & 1/(1-d_s) \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Onde  $d_f$ ,  $d_m$  e  $d_s$  são as variáveis de dano interno de fibra, matriz e cisalhamento correspondentes aos modos de dano da lâmina nas Equações (3.9) a (3.12).

### 3.5.7.2 Propagação de Danos:

A evolução do dano até a falha é obtida através do processo de amolecimento usando o critério baseado em energia (KOLOOR et al., 2020). Neste processo, a energia de dissipação do dano,  $G_{DDE}$  (Figura 3-24), é empregada para determinar o modelo constitutivo do material em cada modo de falha, que é expresso como a relação tensão-deslocamento. A energia de fratura,  $G_C$ , é a energia que, se totalmente dissipada, causa a falha do material ( $G_C^{XT}$ ,  $G_C^{XC}$ ,  $G_C^{YT}$  e  $G_C^{YC}$  são as energias de fratura em diferentes modos de falha; Figura 3-23b). O valor da energia dissipada devido ao dano é obtido usando

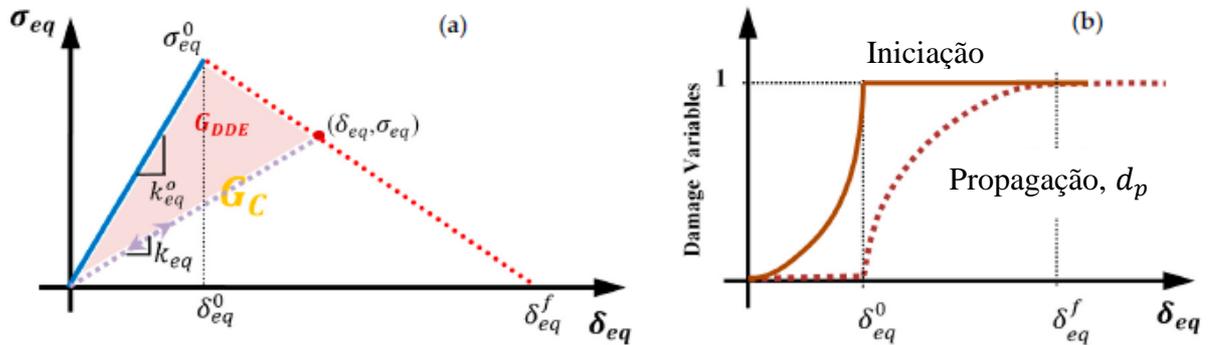
$$G_{DDE} = \frac{1}{2} d_p k_{eq}^0 \delta_{eq}^0 \delta_{eq} \quad (3.15)$$

Sendo  $d_p$  a correspondente variável de evolução do dano, definida como:

$$d_p = \frac{\delta_{eq}^f (\delta_{eq} - \delta_{eq}^0)}{\delta_{eq} (\delta_{eq}^f - \delta_{eq}^0)} \delta_{eq} \geq \delta_{eq}^0 \quad (3.16)$$

Onde  $k_{eq}^0$  é a rigidez elástica equivalente,  $\delta_{eq}^0$  é o deslocamento equivalente no início do dano no respectivo modo ( $d_p = 0$ ) e  $\delta_{eq}^f$  é o deslocamento equivalente na separação do ponto material ( $d_p = 1$ ). Em cada modo de falha, o valor crítico da energia de dissipação equivalente,  $G_C$ , é considerado como a energia de fratura da lâmina. As evoluções da variável de iniciação do dano ( $d_i$  nas Equações (3.9) a (3.12)) e da variável de propagação do dano  $d_p$  são mostradas na Figura 3-24b.

Figura 3-24 - (a) Energia de dissipação de danos na curva tensão-deslocamento; (b) evolução das variáveis de iniciação (linha marrom contínua) e propagação (linha marrom pontilhada) do dano no ponto material.



Fonte: Adaptado de Koloor et al., 2020.

A relação entre tensão-deformação equivalente para cada modo de falha, após o início do dano (linhas pontilhadas na Figura 3-23b,c), é expressa pelas equações abaixo (KOLOOR et al., 2020).

Matriz tensão ( $\delta_{22} \geq 0$ ):

$$\sigma_{eq} = \left( \frac{(\langle \sigma_{22}^0 \rangle \langle \varepsilon_{22}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0)^2}{((L_c (\langle \sigma_{22}^0 \rangle \langle \varepsilon_{22}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0) - 2G_C^{YT}) (\langle \varepsilon_{22}^0 \rangle^2 + \varepsilon_{12}^0{}^2))} \right) \left( \delta_{eq} - \frac{2G_C^{YT} \sqrt{\langle \varepsilon_{22}^0 \rangle^2 + \varepsilon_{12}^0{}^2}}{\langle \sigma_{22}^0 \rangle \langle \varepsilon_{22}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0} \right) \quad (3.17)$$

Matriz compressão ( $\delta_{22} < 0$ ):

$$\sigma_{eq} = \left( \frac{(\langle -\sigma_{22}^0 \rangle \langle \varepsilon_{22}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0)^2}{((L_c (\langle -\sigma_{22}^0 \rangle \langle -\varepsilon_{22}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0) - 2G_C^{YC}) (\langle -\varepsilon_{22}^0 \rangle^2 + \varepsilon_{12}^0{}^2))} \right) \left( \delta_{eq} - \frac{2G_C^{YC} \sqrt{\langle -\varepsilon_{22}^0 \rangle^2 + \varepsilon_{12}^0{}^2}}{\langle -\sigma_{22}^0 \rangle \langle -\varepsilon_{22}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0} \right) \quad (3.18)$$

Tensão PRFC ( $\delta_{11} \geq 0$ ):

$$\sigma_{eq} = \left( \frac{(\langle \sigma_{11}^0 \rangle \langle \varepsilon_{11}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0)^2}{((L_c (\langle \sigma_{11}^0 \rangle \langle -\varepsilon_{11}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0) - 2G_C^{XT}) (\langle \varepsilon_{11}^0 \rangle^2 + \varepsilon_{12}^0{}^2))} \right) \left( \delta_{eq} - \frac{2G_C^{XT} \sqrt{\langle \varepsilon_{11}^0 \rangle^2 + \varepsilon_{12}^0{}^2}}{\langle \sigma_{11}^0 \rangle \langle \varepsilon_{11}^0 \rangle + \tau_{12}^0 \varepsilon_{12}^0} \right) \quad (3.19)$$

Compressão PRFC ( $\delta_{11} < 0$ ):

$$\sigma_{eq} = \left( \frac{\langle -\sigma_{11}^0 \rangle}{(L_c \langle -\varepsilon_{11}^0 \rangle \langle -\sigma_{11}^0 \rangle - 2G_C^{XC})} \right) \left( \delta_{eq} - \frac{2G_C^{XC}}{\langle -\sigma_{11}^0 \rangle} \right) \quad (3.20)$$

Onde  $L_c$  é o comprimento característico do elemento com magnitude dependente da geometria e da formulação do elemento. Para o elemento de primeira ordem,  $L_c$  é considerado como o comprimento de uma linha através do elemento. Os termos  $G_C^{XT}$ ,  $G_C^{XC}$ ,  $G_C^{YT}$  e  $G_C^{YC}$  são os parâmetros de energia de fratura da fibra e da matriz da lâmina sob cargas de tração e compressão. Nas Equações (3.17) a (3.20),  $\sigma_{ij}^0$ ,  $\tau_{ij}^0$  e  $\varepsilon_{ij}^0$  indicam as tensões efetivas no início do dano (KOLOOR et al., 2020).

### 3.5.7.3 Energia de Dissipação de Dano

A energia armazenada no laminado compósito FRP através da deformação por dano elástico, comumente chamada de energia interna, pode ser empregada para descrever o processo de dano progressivo da estrutura composta (KOLOOR et al., 2020). A energia interna,  $E_U$ , pode ser escrita para compósitos não viscosos como:

$$E_U = \int_0^t \left( \int_V \sigma^C : \varepsilon^{el} dV \right) dT \quad (3.21)$$

Onde  $\sigma^C$  é a tensão derivada da equação constitutiva de uma lâmina. O termo taxa de deformação é decomposto como:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} + \dot{\varepsilon}^{cr} \quad (3.22)$$

Onde  $\dot{\varepsilon}^{el}$ ,  $\dot{\varepsilon}^{pl}$  e  $\dot{\varepsilon}^{cr}$  são as taxas de tempo das deformações elástica, plástica e de fluência, respectivamente. Como a lâmina de FRP se comporta na forma de material elástico-frágil, então  $\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\varepsilon}^{cr} = 0$ , e a Equação (3.21) pode ser simplificada para:

$$E_S = \int_0^t \left( \int_V \sigma^C : \dot{\varepsilon}^{el} dV \right) dT \quad (3.23)$$

Onde  $E_S$  é a energia de deformação elástica. A deformação elástica não é recuperável quando o dano se inicia em um ponto material. Portanto,  $\sigma^C$  pode ser expresso da seguinte forma:

$$\sigma^C = (1 - d)\sigma^u, d \in [0,1] \quad (3.24)$$

Onde  $\sigma^u$  é a tensão não danificada e  $d$  é o parâmetro de dano contínuo que varia de "zero" para o estado não danificado a "um" para o estado totalmente danificado do ponto de material na lâmina composta. Portanto, substituir  $\sigma^C$  na Equação (3.23) fornece energia de deformação elástica como:

$$E_S = \int_0^t \left( \int_V (1 - d)\sigma^u : \dot{\varepsilon}^{el} dV \right) dT \quad (3.25)$$

Assume-se que o parâmetro de dano permanece fixo no tempo  $t$  até o descarregamento. Assim, a energia de deformação recuperável e a energia dissipada durante o dano podem ser expressas da seguinte forma:

$$E_E = \int_0^t \left( \int_V (1 - d)\sigma^u : \dot{\varepsilon}^{el} dV \right) dT = \int_0^t \left( \int_V \left( \frac{1 - d_t}{1 - d} \right) \sigma^C : \dot{\varepsilon}^{el} dV \right) dT \quad (3.26)$$

$$E_D = \int_0^t \left( \int_V (d_t - d) \sigma^u : \varepsilon^{el} dV \right) dT = \int_0^t \left( \int_V \left( \frac{d_t - d}{1 - d} \right) \sigma^c : \varepsilon^{el} dV \right) dT \quad (3.27)$$

Considerando a função de energia elástica intacta  $f^u$ , trocando as integrais nas Equações (3.26) e (3.27) resulta:

$$E_E = \int_V \left( \int_0^t (1 - d) f^u dT \right) dV = \int_V ((1 - d) f^u) dV \quad (3.28)$$

$$E_D = \int_V \left( \int_0^t (d_t - d) f^u dT \right) dV = \int_V \left[ (d_t - d) f^u |_0^t + \int_0^t d f^u dT \right] dV \quad (3.29)$$

Como, no tempo  $t$ ,  $d = dt$  e, no tempo zero,  $f^u = 0$ , o primeiro termo da última expressão da Equação (3.29) é zero. Ao definir a função de energia de deformação de dano  $f^c$  como  $(1 - dt)f^u$ , as equações (3.28) e (3.29) podem ser escritas da seguinte forma:

$$E_E = \int_V ((1 - d) f^u) dV = \int_V f^c dV \quad (3.30)$$

$$E_D = \int_V \left( \int_0^t \frac{d}{1 - d} f^c dT \right) dV = \int_0^t \int_V \frac{d}{1 - d} f^c dV dT \quad (3.31)$$

O parâmetro  $f^c$  pode ser escrito para uma função de energia elástica linear como:

$$f^c = \frac{1}{2} \sigma^u : \varepsilon^{el} \quad (3.32)$$

Substituindo a equação (3.32) nas equações (3.30) e (3.31) obtemos:

$$E_E = \frac{1}{2} \sigma^u : \varepsilon^{el} dV \quad (3.33)$$

$$E_D = \int_0^t \int_V \frac{d}{2(1-d)} \sigma^u : \varepsilon^{el} dV dT \quad (3.31)$$

Tabela 8 – Valores utilizados como critérios de falhas.

<b>Evolução do Dano (MPa)</b>	<b>Valores</b>
Energia de Fratura de Tração Longitudinal	48,40
Energia de Fratura de Compressão Longitudinal	60,30
Energia de Fratura de Tração Transversal	4,50
Energia de Fratura de Compressão Transversal	8,50

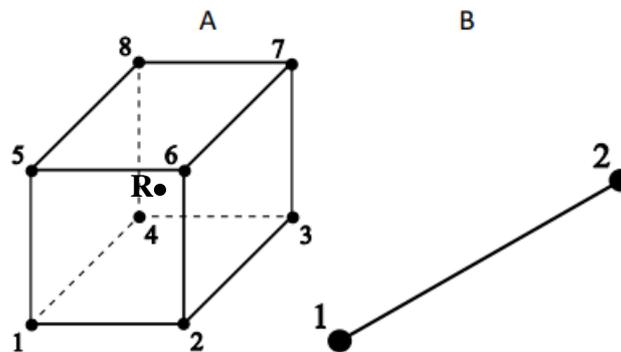
Fonte: Autor (2023)

### 3.5.8 Elementos finitos utilizados

Os modelos numéricos aqui apresentados foram desenvolvidos utilizando-se os elementos disponíveis na biblioteca interna do ABAQUS. O comportamento do elemento é caracterizado por três atributos principais: família, graus de liberdade e número de nós.

Para representar o concreto, utilizou-se o elemento sólido isotrópico C3D8R, um elemento contínuo de três dimensões, composto por 8 nós e com três graus de liberdade por nó. Já para a armadura de ancoragem, optou-se pelo elemento de treliça T3D2, um elemento de três dimensões com 2 nós e três graus de liberdade por nó.

Figura 3-25 – Modelo do elemento C3D8 (A) e T3D2 (B).

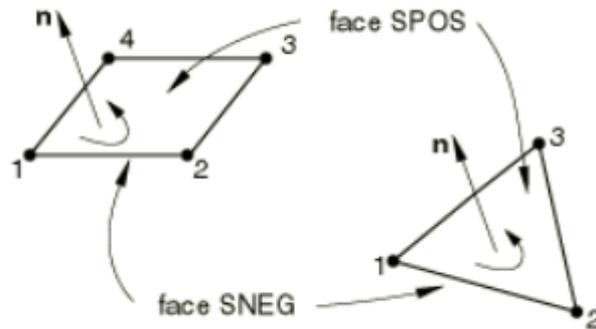


Fonte: Abaqus User Manual (2008).

Para o PRFC utilizou-se elemento de casca S4R, um elemento de uma casca fina ou espessa curva em duas direções com 4 nós com 6 graus de liberdade por nós (translações nas

direções x, y e z e rotações em torno dos mesmos), integração reduzida, controle de efeito "hourglass", e deformações finitas de membrana.

Figura 3-26 - Modelo do elemento S4R



Fonte: Abaqus User Manual (2008).

A escolha dessa combinação de elementos foi baseada em resultados anteriores já documentados na literatura, tais como os estudos de Solhmirzaei e Kodur (2017), Shewalul (2021) e Rhee (2022).

A interação entre os elementos do PRFC e a armadura de ancoragem com o concreto, utilizou-se a ferramenta *embedded region* do ABAQUS. Nessa abordagem, as superfícies de contato são categorizadas em *master* (mestre) e *slave* (escrava).

Na interação *embedded region*, a superfície escrava é inserida na região mestra, garantindo que ambas se movimentem igualmente e simultaneamente. Além disso, a região escrava não penetra na superfície mestra.

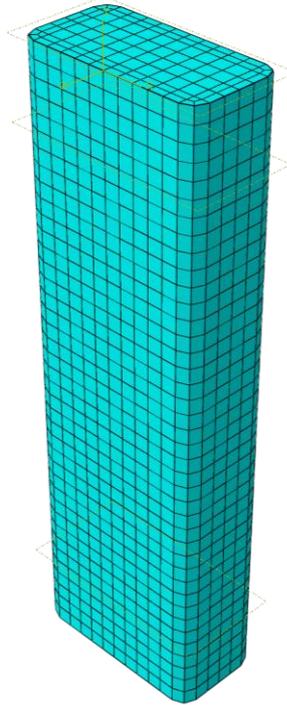
No contexto deste estudo, a região mestre correspondeu ao concreto, enquanto a superfície escrava representou os elementos de PRFC e a armadura de ancoragem.

### 3.5.9 Condições de contorno e carregamento

Foi aplicado deslocamento distribuído na face superior do pilar, de maneira equivalente ao ensaio de compressão. As condições de contorno na parte inferior há restrição de deslocamentos na face inferior do pilar nas direções Y, e no eixo central em X, Y e Z. As condições são apresentadas na Figura 3-27.



Figura 3-28 – Malha de 20mm.



Fonte: Autor (2023)

## 4 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, apresenta-se a análise dos resultados obtidos nos testes laboratoriais dos modelos como também da modelagem numérica.

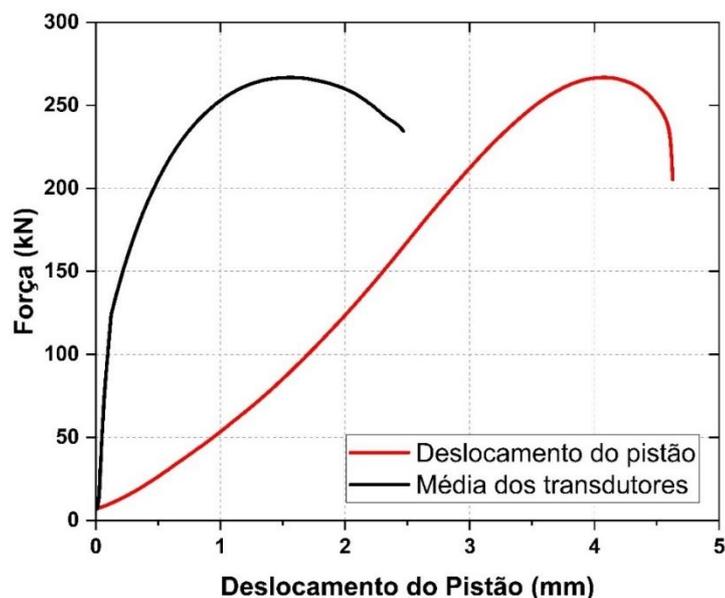
Foi analisado o comportamento do diagrama tensão-deformação dos modelos com e sem reforço com PRFC, bem como a distribuição da pressão de confinamento na seção transversal e o modo de falha das colunas.

Dos dados obtidos nos ensaios laboratoriais foi realizado modelagem numérica, sendo analisado a carga máxima e distribuição das tensões na seção transversal dos modelos com e sem reforço com PRFC, e aqueles propostos com ancoragem.

### 4.1 ENSAIOS DOS MODELOS

Foram realizados ensaios de compressão axial com controle de deslocamento. Os resultados são expressos em função dos diagramas tensão x deformação axial e deformação lateral e deformação axial. Devido a comportamentos diferentes da curva força deslocamento obtidas com o deslocamento do pistão do atuador hidráulico e com a média dos transdutores, foi necessário realizar a correção da curva, conforme Figura 4-1.

Figura 4-1 – Gráfico Força x Deslocamento de um modelo genérico.



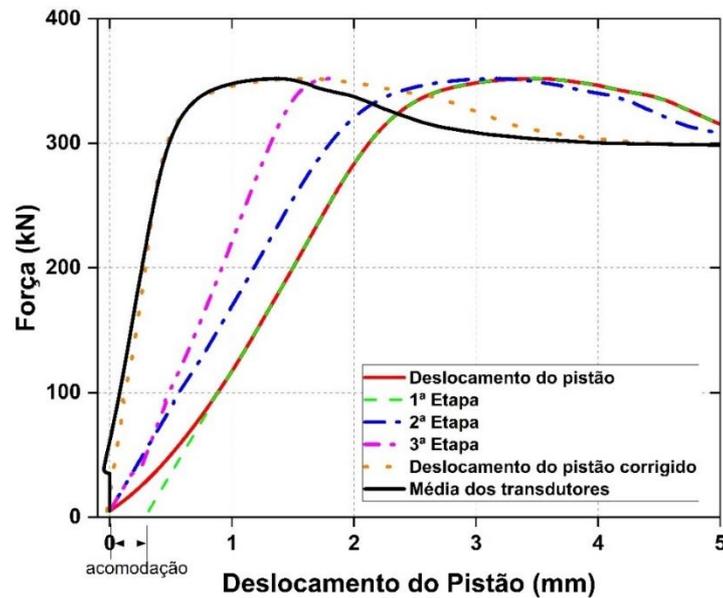
Fonte: Autor (2023)

Uma das causas da diferença nos valores dos deslocamentos deve-se a diferença na base de medida dos sensores de deslocamentos, que representam regiões diferentes do modelo, uma vez que os tradutores possuem base de deslocamento de 500 mm e do atuador hidráulico é de 800 mm. Os resultados obtidos pelos transdutores se referem apenas à região mais deformável, na central dos modelos, já o pistão englobam o comprimento inteiro do modelo.

Outras causas para este efeito são o princípio de ação e reação (quando é aplicada a carga de compressão no modelo, este aplica a mesma forma em sentido oposto no pórtico de realização, sendo este tracionado) e acomodação do modelo no equipamento de ensaio onde ocorre a eliminação de possíveis folgas dos pratos e atuador.

Para correção da leitura do pistão, primeiramente deve-se determinar a equação do trecho linear da curva deslocamento do pistão x força, aplicar esta equação desde o primeiro ponto do gráfico até o início do trecho onde foi determinada a equação (curva verde da Figura 4-2). O próximo passo é eliminar o trecho correspondente à acomodação, subtraindo-se este valor do deslocamento do pistão e do valor obtido para os deslocamentos sem a acomodação inicial (curva azul da Figura 4-2), em seguida, deve-se subtrair a média das leituras dos transdutores, o resultado corresponde aos deslocamentos resultantes da deformação do pórtico de reação (curva roxa da Figura 4-2). Da curva obtida, deve-se determinar a inclinação do trecho linear e dividir o valor da força pela inclinação da reta. A última etapa para obtenção do deslocamento corrigido do pistão é dada pela subtração do valor encontrado no passo anterior do valor do deslocamento sem acomodação (curva laranja da Figura 4-2).

Figura 4-2 – Evolução da correção do deslocamento do pistão.



Fonte: Autor (2023)

Comparando as curvas obtidas pela média dos transdutores (curva preta da Figura 4-2) com a curva do deslocamento do pistão corrigido (curva laranja da Figura 4-2), observa-se que o primeiro trecho das curvas coincide, demonstrando validade do tratamento dos valores aplicado.

Foi necessário tratar as medições do pistão devido à impossibilidade de obter a curva tensão-deformação completa através dos transdutores em alguns modelos testados. Isso ocorreu porque os transdutores poderiam ser danificados quando o modelo era rompido. Além disso, foi observada uma certa variação nas leituras dos transdutores, principalmente durante o carregamento pesado, que corresponde a tensões acima da resistência do concreto não confinado. Essa variação pode ser observada no segundo segmento linear das curvas preta e laranja na Figura 4-2.

#### 4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS MODELOS P1 E P2

Como mencionado anteriormente, devido à capacidade limitada da betoneira, a concretagem dos modelos não pôde ser feita de uma só vez. Para cada tipo de grupo, foram criados seis corpos de prova cilíndricos medindo 10 cm x 20 cm, a fim de determinar a

resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto utilizado. As propriedades mecânicas do concreto utilizado em cada grupo também são descritas nesta seção.

Em seguida, são apresentados os resultados dos testes para cada série de modelos.

#### 4.2.1 MODELOS SEM REFORÇO (P1)

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados aos 55 dias, assim como os ensaios nos modelos. Na Tabela 4.1 tem-se a apresentação dos resultados obtidos com os ensaios de compressão realizados nos corpos de prova cilíndricos (100 x 200 mm) para a caracterização dos concretos dos grupos de pilares. São indicados os valores individuais para cada corpo de prova, média e desvio padrão (DP) da resistência à compressão axial ( $f_c$ ), módulo de elasticidade ( $E_c$ ) e deformação específica do concreto correspondente a máxima tensão registrada no ensaio ( $\epsilon_c$ ).

A aquisição de dados foi feita a cada 0,02 seg e os transdutores de deslocamento foram removidos antes da iminência do colapso dos exemplares ensaiados.

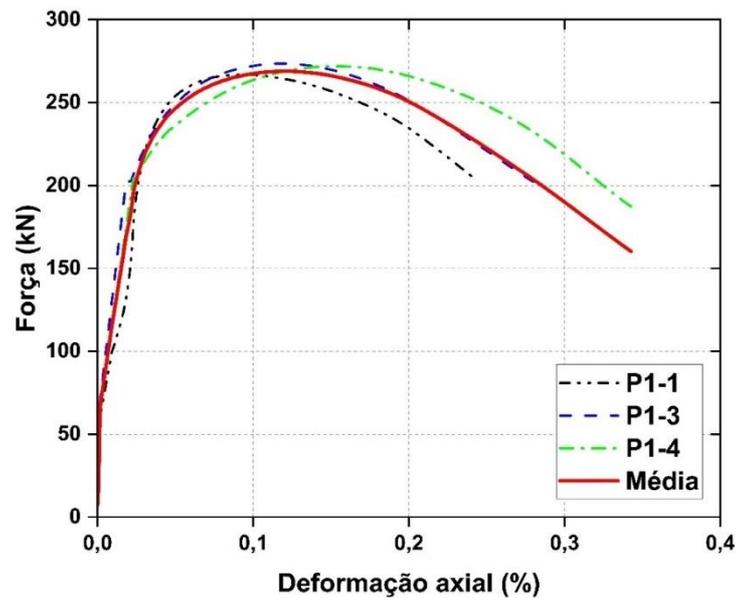
Tabela 4.1 – Características mecânicas do concreto utilizado nos modelos sem reforço

<b>Propriedades</b>	<b>CP-01</b>	<b>CP-02</b>	<b>CP-03</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b>DP</b>
$f_{c,m}$ (MPa)	11,10	10,11	10,85	10,68	0,52
$E_{c,m}$ (GPa)	18,90	16,90	16,92	17,57	0,94
$\epsilon_c$ (%)	0,0649	0,0528	0,0551	0,0576	0,0052

Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-3 apresentam-se os resultados das curvas força-deformação de cada um dos pilares do grupo P1 bem como a curva média representativa do grupo. Os valores de deformação axial são aqueles obtidos via tratamento dos dados registrados do deslocamento do pistão do equipamento de ensaio. Devido a problemas na aquisição dos dados, a curva referente ao pilar P1-2 não é apresentada.

Figura 4-3 – Diagrama tensão x deformação axial do grupo P1.



Fonte: Autor (2023)

A Tabela 4.2 são indicados os valores de força máxima (força de pico – maior valor registrado), tensão e deformação específica correspondente a cada um dos pilares. São também apresentados os valores médios ( $\mu$ ), o desvio padrão (DP) e a deformação específica axial dos pilares registrados pelo strain gauge e por meio dos dados de deslocamento do pistão.

A ruína dos pilares do grupo P1 é mostrada nas Figuras 4-7, 4-8 e 4-9. Como pode ser visto, a ruptura dos pilares P1-1 e P1-3 ocorreu na mesma região do terço superior e a ruptura do pilar P1-4 deu-se na região central. A característica comum observada entre as rupturas é o trecho praticamente reto da superfície de ruptura na região das extremidades e inclinação dessa mesma superfície ao aproximar-se da região do terço central do pilar.

Tabela 4.2 – Carregamento máximo e deformações neste ponto (modelo sem reforço)

Modelo - Grupo 01	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial Pistão (%)	Deformação Axial SG (%)
P1-1	266,811	9,376	0,096	0,162
P1-3	273,524	9,612	0,118	0,114
P1-4	271,869	9,554	0,155	0,104
$\mu$	270,735	9,514	0,123	0,127
DP	3,497	0,123	0,030	0,031

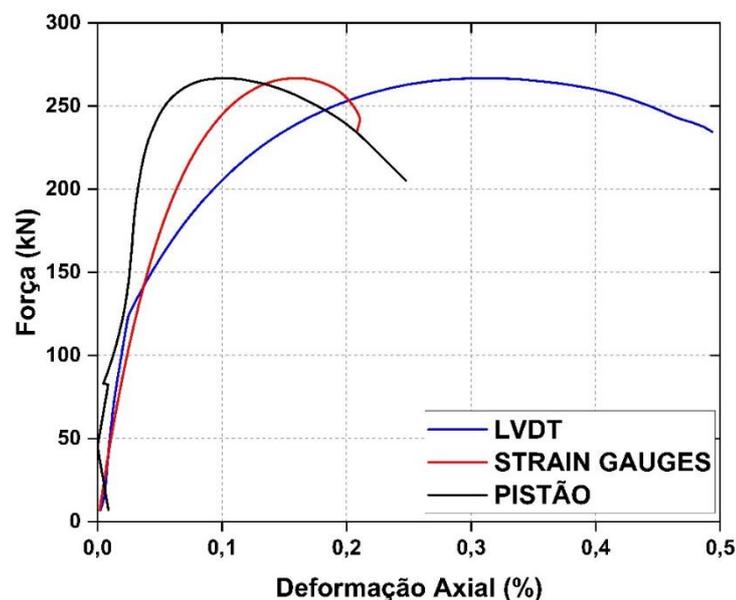
Fonte: Autor (2023)

As Figuras 4-4 a 4-6 mostra os gráficos comparativos entre as deformações axiais dos LVDT, Strains Gauges e Pistão, dos modelos P1-1, P1-3 e P1-4, respectivamente. Observa-se

que o deslocamento axial registrado pelos LVDT apresenta comportamento em linha no trecho linear, por outro lado, na medida em que ocorre a dilatação e danificação do concreto as leituras são prejudicadas. A primeira causa desta diferença deve-se a diferença na base de medida dos sensores de deslocamento, enquanto os transdutores possuem uma base de deslocamento de 50cm, já a base de medida do pistão é de 80cm, devido as bases diferentes de leitura estas medidas representam regiões diferentes do modelo. Os resultados obtidos com os transdutores referem-se apenas à região central, já as leituras do pistão englobam o comprimento inteiro do modelo, referentes ao deslocamento do elemento estrutural. Outra causa é em decorrência da deformação e danificação do concreto, ocasionando o desalinhamento do LVDT influenciando na leitura precisa dos dados.

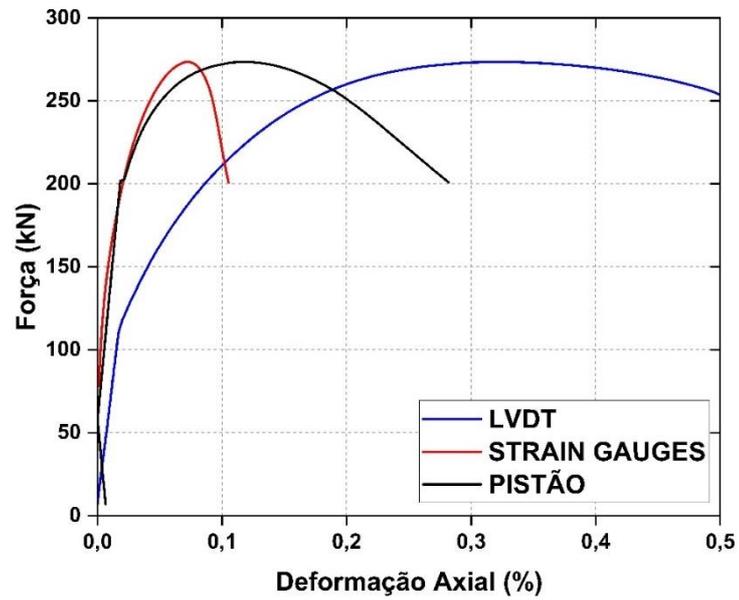
Situação similar ocorre com o deslocamento axial registrado pelos Strain Gauges, estes que possuem base de medida ainda menor que no caso dos LVDT, restringido ao registro dos deslocamentos somente da região central do pilar. Comparando os dados, observa-se que o deslocamento do pistão é sempre superior ao deslocamento obtido pelos SG, isso se justifica pelo fato da região de leitura dos dados englobar todo o pilar ensaiado.

Figura 4-4 – Diagrama de deformação axial do P1-1 LVDT, Strain Gauges e Pistão.



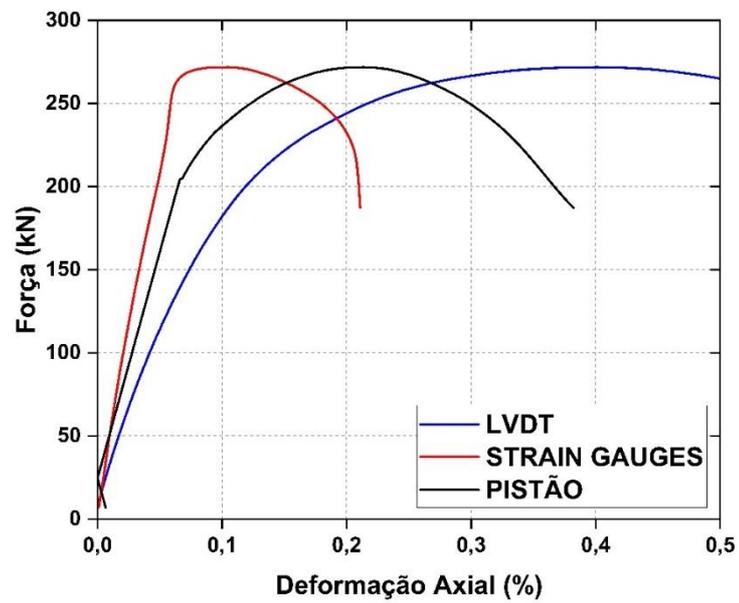
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-5 – Diagrama de deformação axial do P1-3 LVDT, Strain Gauges e Pistão.



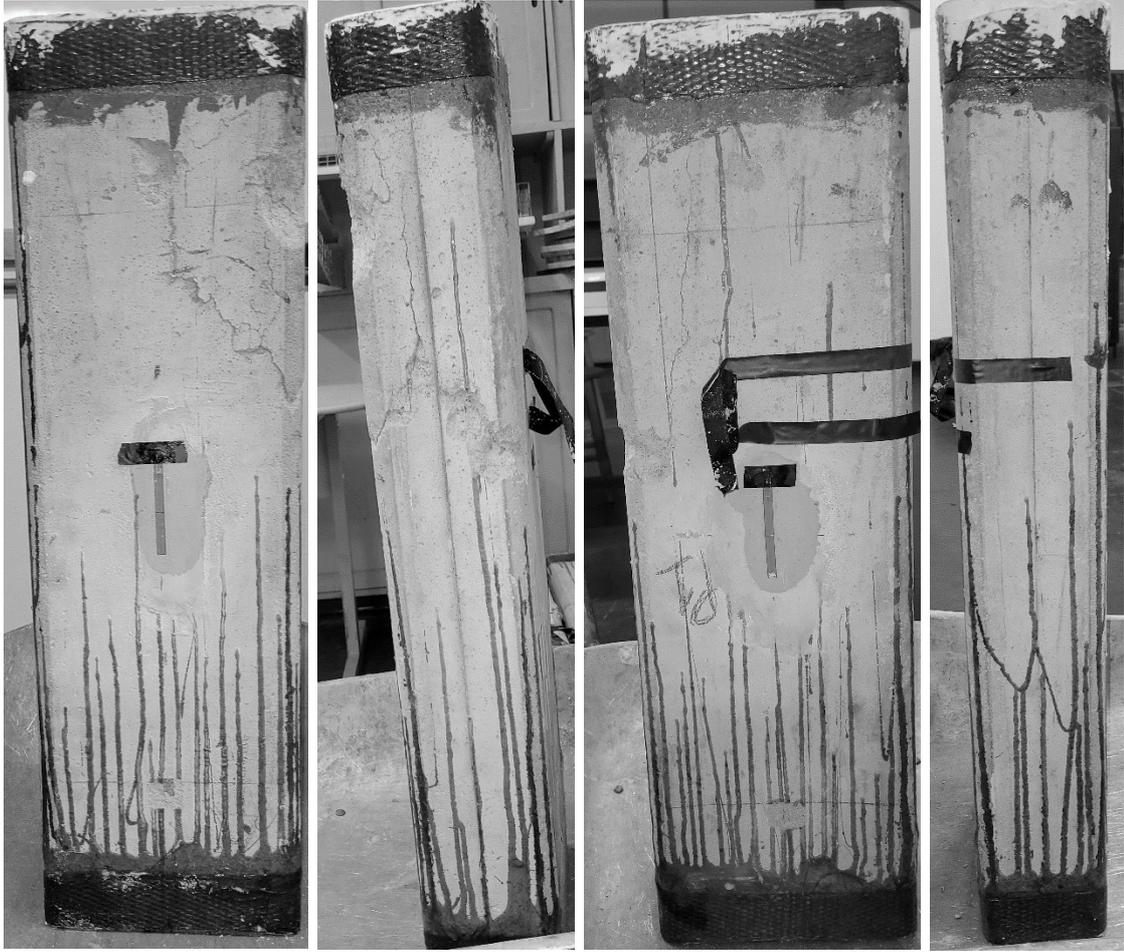
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-6 – Diagrama de deformação axial do P1-4 LVDT, Strain Gauges e Pistão.



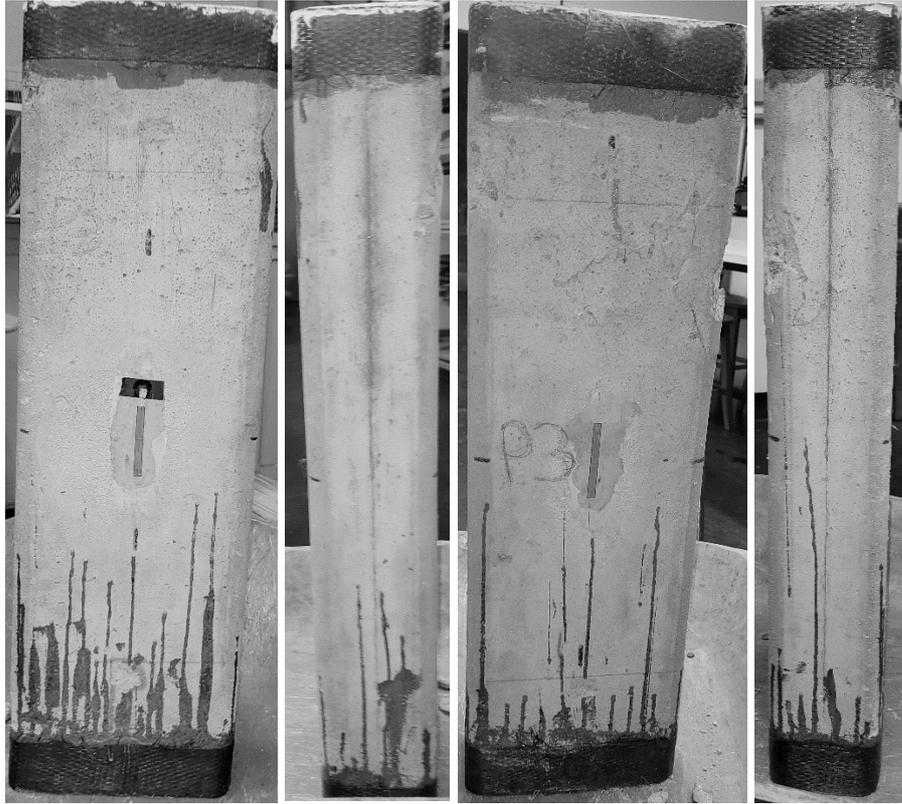
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-7 – Ruptura característica e ocorrida com o modelo P1-1.



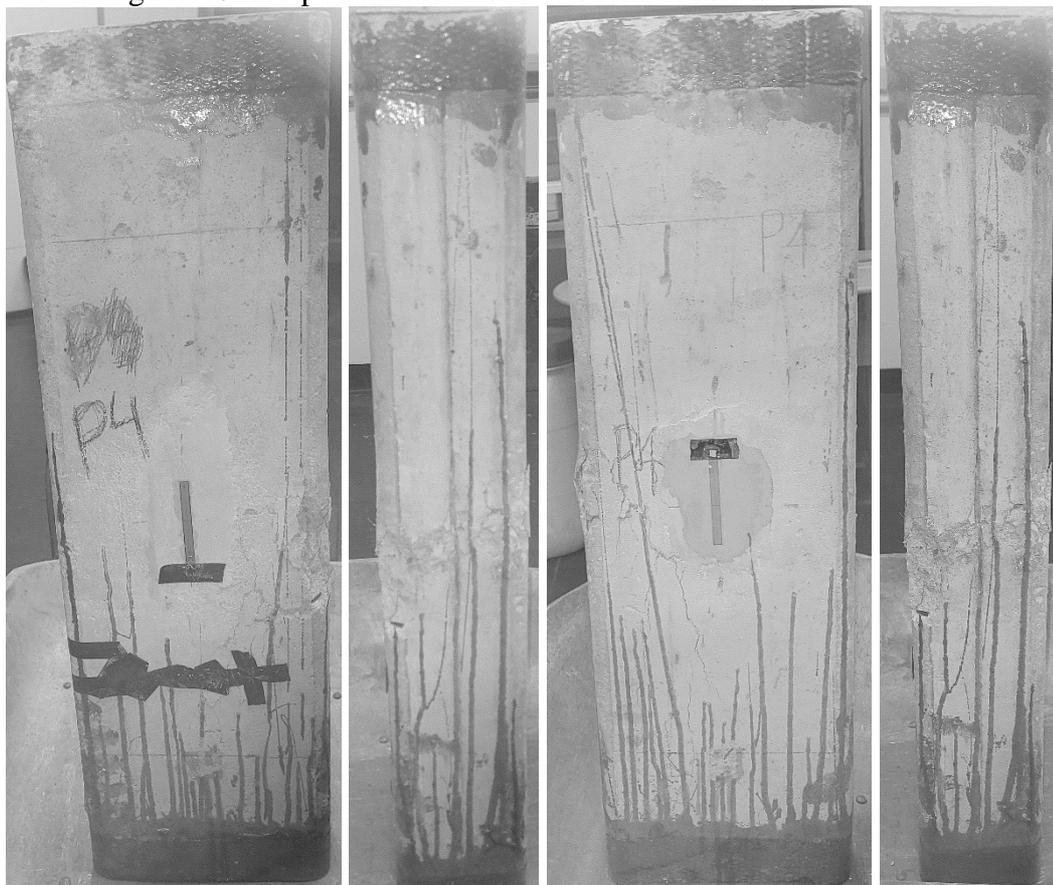
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-8 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P1-3.



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-9 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P1-4.



Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.2 MODELOS REFORÇADOS COM PRFC

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados aos 55 dias, assim como os ensaios nos modelos. Na Tabela 4.3 tem-se a apresentação dos resultados obtidos com os ensaios de compressão realizados nos corpos de prova cilíndricos (100 x 200 mm) para a caracterização dos concretos dos grupos de pilares. São indicados os valores individuais para cada corpo de prova, média e desvio padrão (DP) da resistência à compressão axial ( $f_c$ ), módulo de elasticidade ( $E_c$ ) e deformação específica do concreto correspondente a máxima tensão registrada no ensaio ( $\epsilon_c$ ).

A aquisição de dados foi feita a cada 0,02 seg e os transdutores de deslocamento foram removidos antes da iminência do colapso dos exemplares ensaiados.

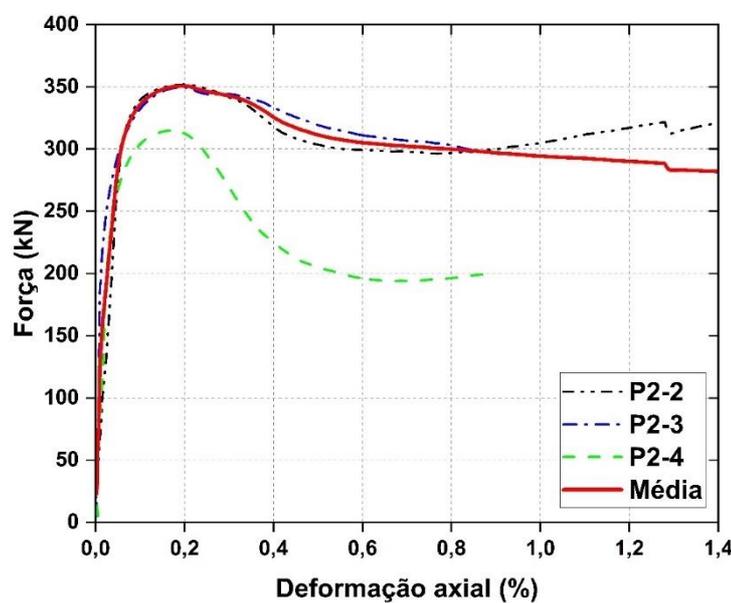
Tabela 4.3 – Características mecânicas do concreto utilizado nos modelos reforçados

Propriedades	CP-01	CP-02	CP-03	$\mu$	DP
$f_{c,m}$ (MPa)	10,19	11,97	10,84	11,00	0,90
$E_{c,m}$ (GPa)	14,40	16,88	14,38	15,22	1,44
$\varepsilon_c$ (%)	0,1376	0,0479	0,0653	0,0836	0,0476

Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-10 apresentam-se os resultados das curvas força-deformação de cada um dos pilares do grupo P2 bem como a curva média representativa do grupo. Devido a problemas ocorrido no equipamento, o corpo de prova P2-1 não aquisitou os dados de deslocamentos. Os valores de deformação axial são aqueles obtidos via tratamento dos dados registrados do deslocamento do pistão do equipamento de ensaio. A curva média indicada refere-se somente aquela obtida a partir do comportamento dos pilares P2-2 e P2-3, visto que o ensaio do pilar P2-4 foi interrompido antes da ruína dos materiais por conta de acentuada curvatura do eixo do pilar.

Figura 4-10 – Diagrama tensão x deformação axial do grupo P2.

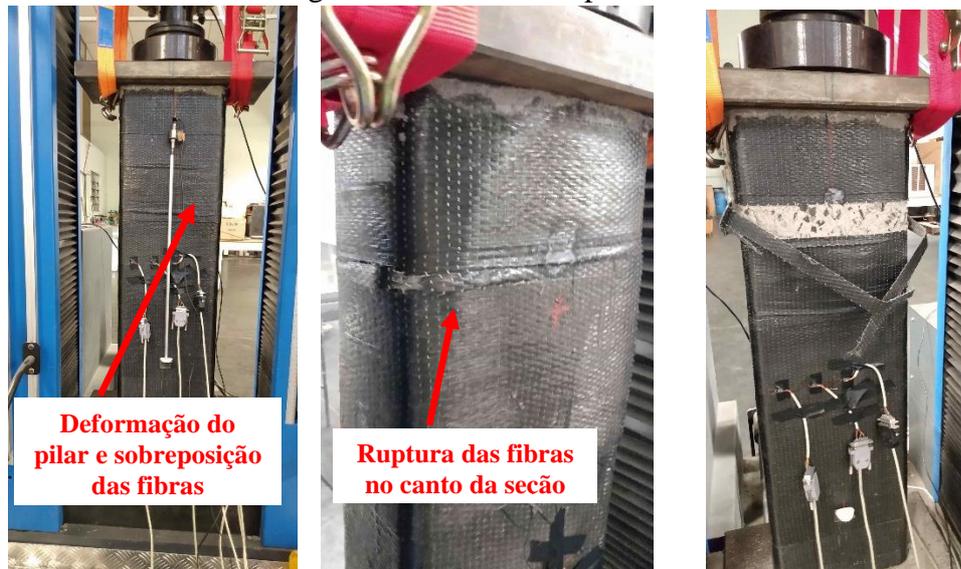


Fonte: Autor (2023)

No pilar P2-2 observou-se que ocorreu ruptura da manta na região do terço superior do pilar. Primeiramente ocorreu ruptura das fibras localizadas no canto da seção transversal como é mostrado na Figura 4-11. A ruptura por tração das fibras foi precedida por elevados níveis de deformação do concreto, tanto axialmente como lateralmente. A deformação longitudinal

do concreto do pilar resultou num primeiro momento em sobreposição das fibras da manta, seguido da acentuada expansão lateral do concreto e ruptura da manta. Após a ruptura localizada das fibras do canto foi possível constatar certa desintegração do concreto por meio de resíduos que fluíam pela abertura da ruptura das fibras da manta.

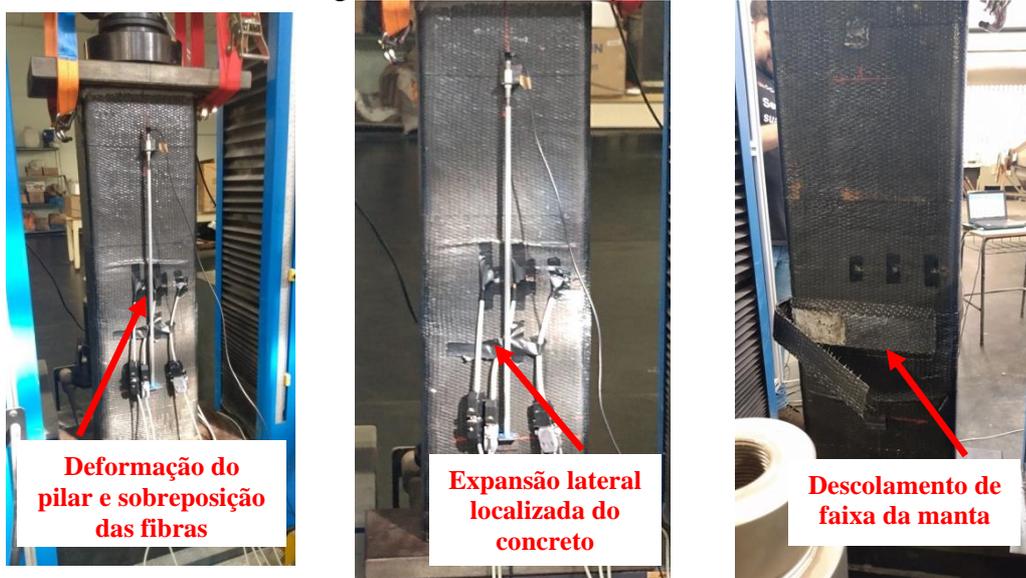
Figura 4-11 - Ruína do pilar P2-2



Fonte: Autor (2023)

No pilar P2-3 a sobreposição das mantas ocorreu na região central em relação ao eixo do pilar devido a deformação do concreto como é mostrado na Figura 4-12. Após observou-se acentuada expansão lateral do concreto e de forma localizada seguido do descolamento de uma faixa da manta. Esse descolamento deu-se na região da sobreposição da manta e ocorreu na seção onde percebeu-se acentuada expansão lateral do concreto.

Figura 4-12 - Ruína do pilar P2-3



Fonte: Autor (2023)

O pilar P2-4 apresentou acentuada deformação do concreto na região do terço superior do pilar seguido pela sobreposição das fibras como pode ser visto na Figura 4-13. Nesse pilar, por questão de segurança dos equipamentos, o ensaio foi interrompido antes da observação de qualquer tipo de ruptura devido a acentuada curvatura lateral do eixo no topo do pilar e acentuada declividade da chapa de aço que estava apoiada na extremidade do pilar para fins da distribuição uniforme da força.

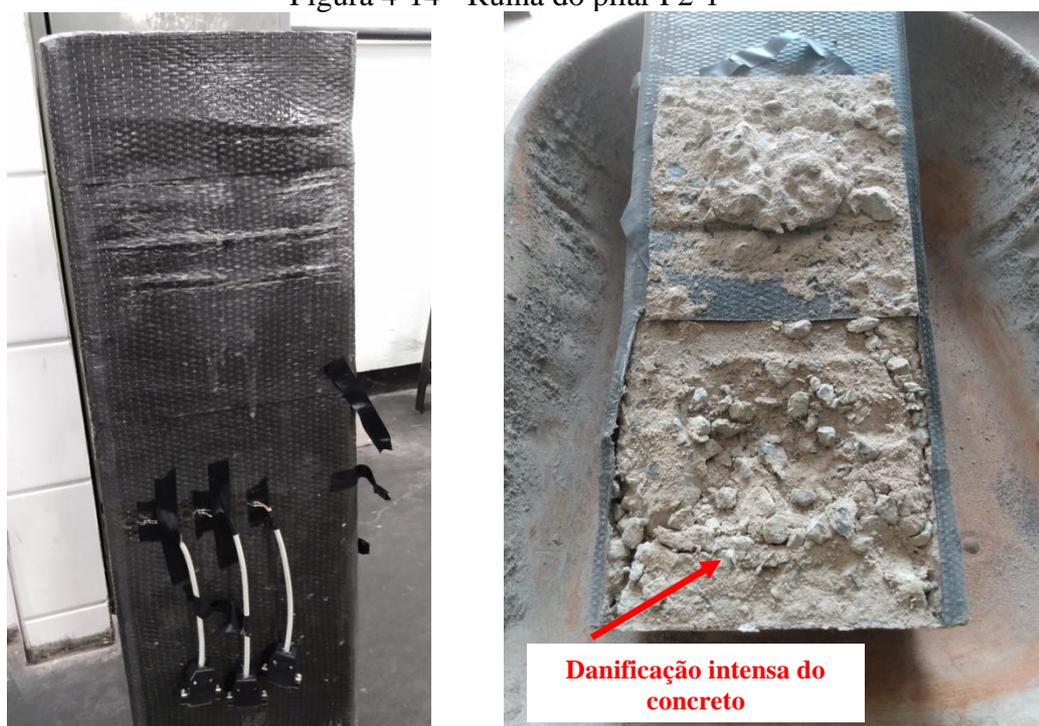
Figura 4-13 - Ruína do pilar P2-4



Fonte: Autor (2023)

O pilar P2-1 apresentou comportamento idêntico ao P2-4. Os dados do P2-1 foram perdidos por falha de manuseio do sistema de aquisição, mas o aspecto do pilar foi registrado e é mostrado na Figura 4-14. Como pode ser visto ocorreu uma acentuada deformação do concreto na região superior do pilar. Após o ensaio, procedeu-se com o corte da manta de encamisamento e por inspeção foi possível observar a intensidade de danificação do concreto na região de topo do pilar.

Figura 4-14 - Ruína do pilar P2-1



Fonte: Autor (2023)

A Figura 4-15 mostra os gráficos das deformações (axial x lateral) dos modelos reforçados com uma camada de PRFC. Os modelos P2-2 e P2-4 apresentaram comportamentos diferentes do pilar P2-3, isso ocorreu devido ao modo de ruína em regiões diferentes. Enquanto o P2-3 ocorre a desintegração do concreto e deformação no trecho central, os modelos P2-2 e P2-4 a concentração de tensão ocorreu nas extremidades, logo abaixo da cama de reforço.

Um aspecto observado no comportamento dos modelos reforçados é que, uma vez que a resistência do concreto é alcançada, a resistência do modelo permanece praticamente inalterada por um período e, em seguida, começa a aumentar novamente. Esse padrão ocorre provavelmente porque nesse intervalo ocorre a transformação da forma da seção, aproximando-se de uma seção elíptica.

Na Tabela 4.4 são indicados os valores de força máxima (força de pico) e da tensão correspondente, bem como os valores médios ( $\mu$ ) e o desvio padrão (DP). São também apresentados os valores de deformações específicas, sendo a axial aquela calculada pelos dados registrados pelo pistão do equipamento e as deformações laterais 1, 2 e 3 registradas pelos extensômetros colados na manta no canto da seção, intermediário e no meio da seção, respectivamente.

Os valores de força nos pilares P2-2 e P2-3 são praticamente idênticos e divergem do P2-4. Nos dois primeiros pilares o ensaio foi conduzido até a ruptura da fibra (P2-2) e o descolamento da fibra (P2-3), já no pilar P2-4, o ensaio foi interrompido devido a deformação excessiva do concreto e acentuada curvatura da peça. Assim, se o valor médio da força for tomado como base no comportamento dos pilares P2-2 e P2-3, esse valor seria de 350,85 kN e uma tensão igual a 12,33 MPa.

O maior valor de deformação axial foi aquele registrado pelo pilar P2-4 (2,4‰) representando então o que realmente foi constatado em termos da acentuada curvatura lateral do topo da peça por conta do esmagamento do concreto nessa região. Nos pilares P2-2 e P2-3, o registro de maior valor de deformação foi de 2‰.

Para a força de pico as deformações transversais no reforço são praticamente as mesmas em todos os pilares. O que se verificou foram deformações no reforço muito maiores no pilar P2-3 em relação aos outros dois pilares. Isso é representado na Figura 4-15 e justifica-se pela ruptura do reforço do P2-3 ter ocorrido mais próxima da seção central onde os extensômetros foram colados.

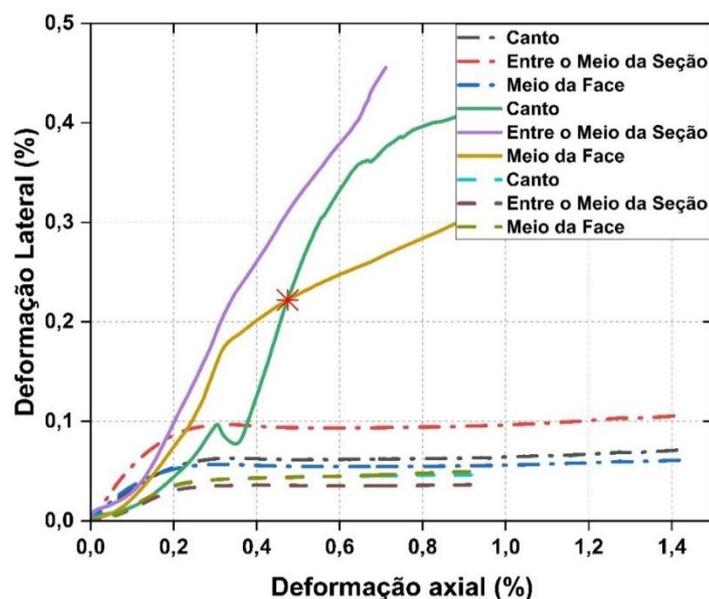
As Figuras 4-23 a 4-26 exibe imagens dos modelos desta série após o ensaio.

Tabela 4.4 – Carregamento máximo e deformações neste ponto dos modelos reforçados.

Modelo - Grupo 02	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial (%)	Deformação Lateral (%)		
				01 e 06	02 e 05	03 e 04
P2-2	351,97	12,37	0,201	0,054	0,087	0,052
P2-3	349,73	12,29	0,195	0,042	0,094	0,072
P2-4	314,90	11,07	0,169	0,038	0,033	0,039
$\mu$	338,87	11,91	0,188	0,045	0,071	0,054
DP	20,79	0,73	0,017	0,008	0,033	0,016

Fonte: Autor (2023)

Figura 4-15 – Deformação lateral x deformação axial dos pilares reforçados.



Fonte: Autor (2023)

Observando o gráfico deformação lateral x deformação axial (Figura 4-15), observa-se indicativos de tendência de mudança de forma da seção transversal.

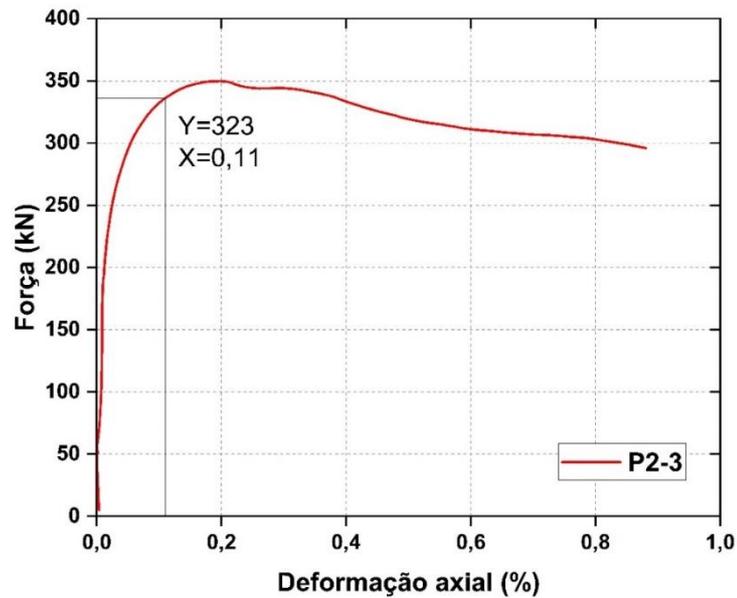
No caso do modelo P2-4 as deformações de canto seguem em linha com as deformações do meio da face, estas que são levemente maiores que as deformações entre o meio da seção, no entanto, considerando que este modelo apresentou modo de ruína na extremidade, as deformações laterais registradas pelos Strain Gauges não representam a máxima deformação lateral deste modelo.

Situação similar ocorre com o pilar P2-2, no entanto, a deformação lateral entre o meio da seção é superior a do canto e meio da face, indicativo de mudança da seção transversal para forma elíptica. Apesar da ruptura deste modelo não ter ocorrido no trecho central, o comportamento tensão x deformação axial demonstra a tendência de mudança de forma da seção, indicando que, após ultrapassar a resistência do concreto, o modelo foi governado pelas propriedades mecânicas do PRFC até a ruptura do reforço (Figura 4-24).

No modelo P2-3 a mudança da forma de seção é evidente, isto fica explícito durante o trecho linear de carga x deformação as deformações laterais entre o meio da seção e canto e meio da face serem maiores do que as do canto. É possível observar que após o trecho linear a deformação lateral do canto ultrapassa a do meio da face (Figura 4-15 – destaque no cruzamento das curvas do canto e meio da face), uma vez que se aproxima da carga máxima,

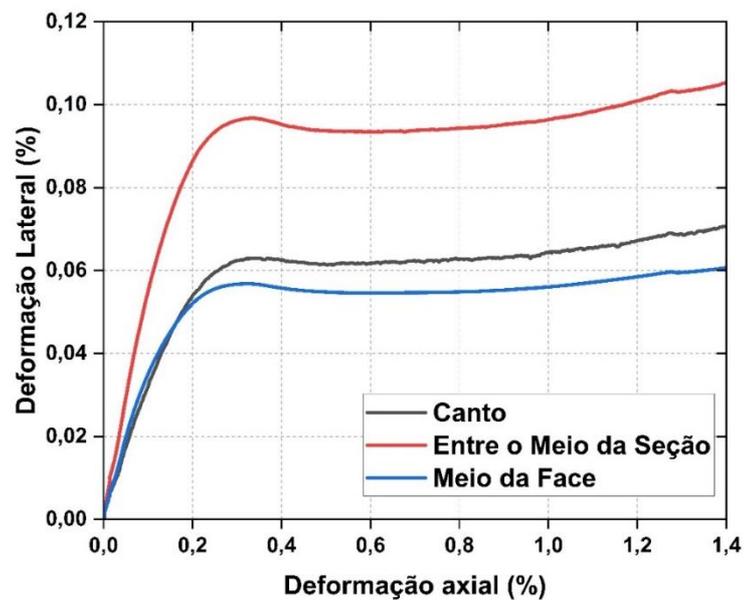
se mantendo até a ruptura do modelo (Figura 4-16 – com indicativo da carga onde ocorre o cruzamento das deformações de canto e meio da face).

Figura 4-16 – Diagrama tensão x deformação axial do modelo P2-3. Indicamos a carga referente ao encontro das deformações obtidas entre o canto e meio da seção conforme indicado na Figura 4-15.



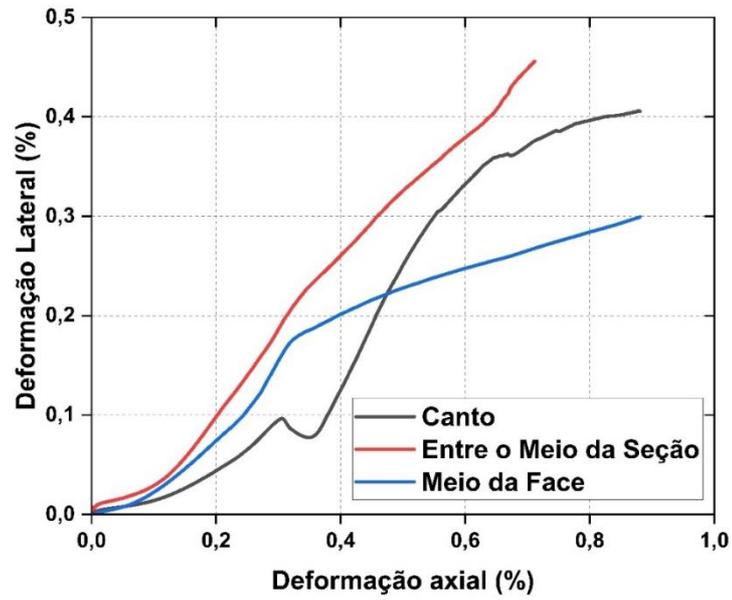
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-17 – Deformação lateral x deformação axial modelo P2-2.



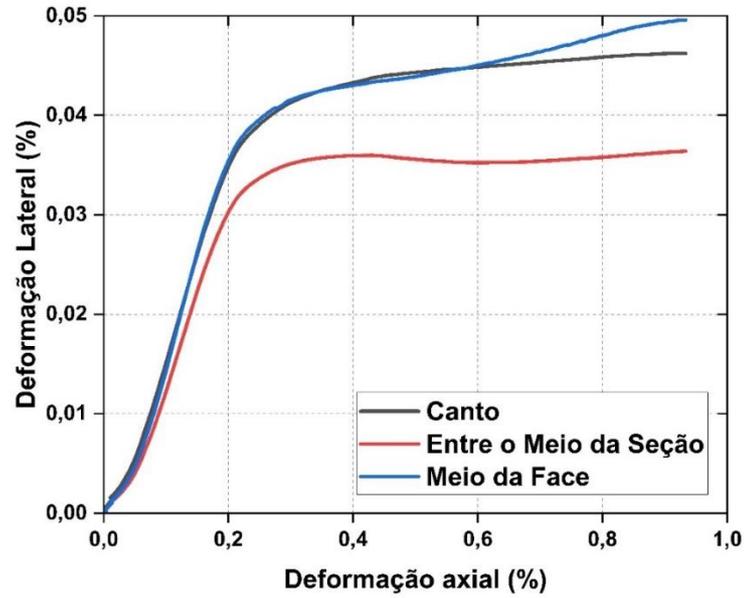
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-18 – Deformação lateral x deformação axial modelo P2-3.



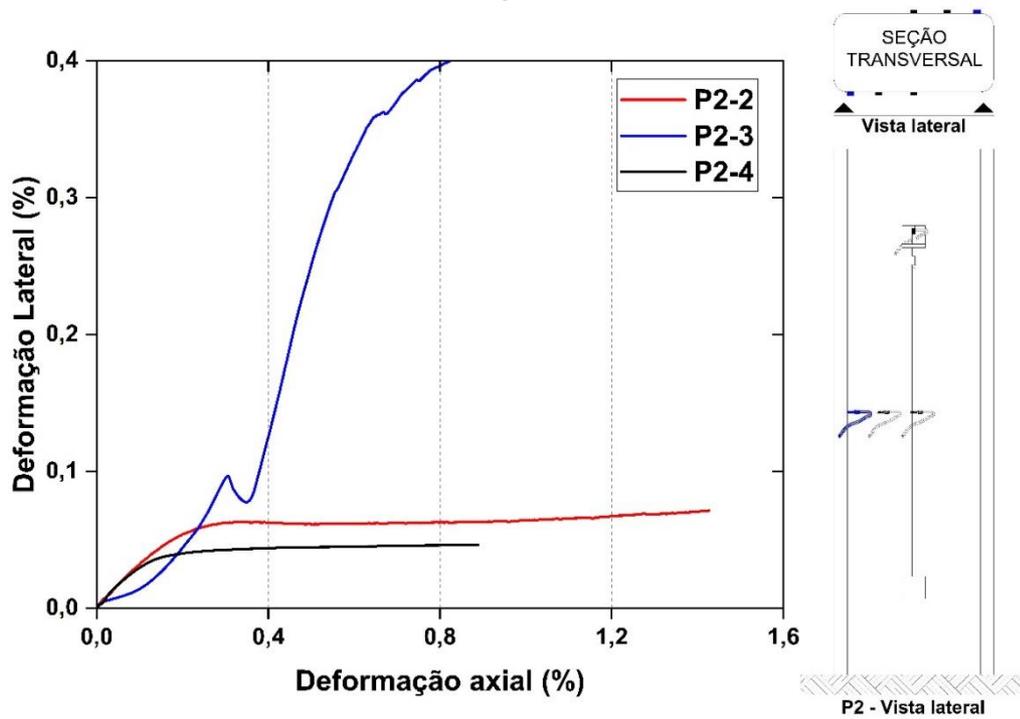
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-19 – Deformação lateral x deformação axial modelo P2-4.



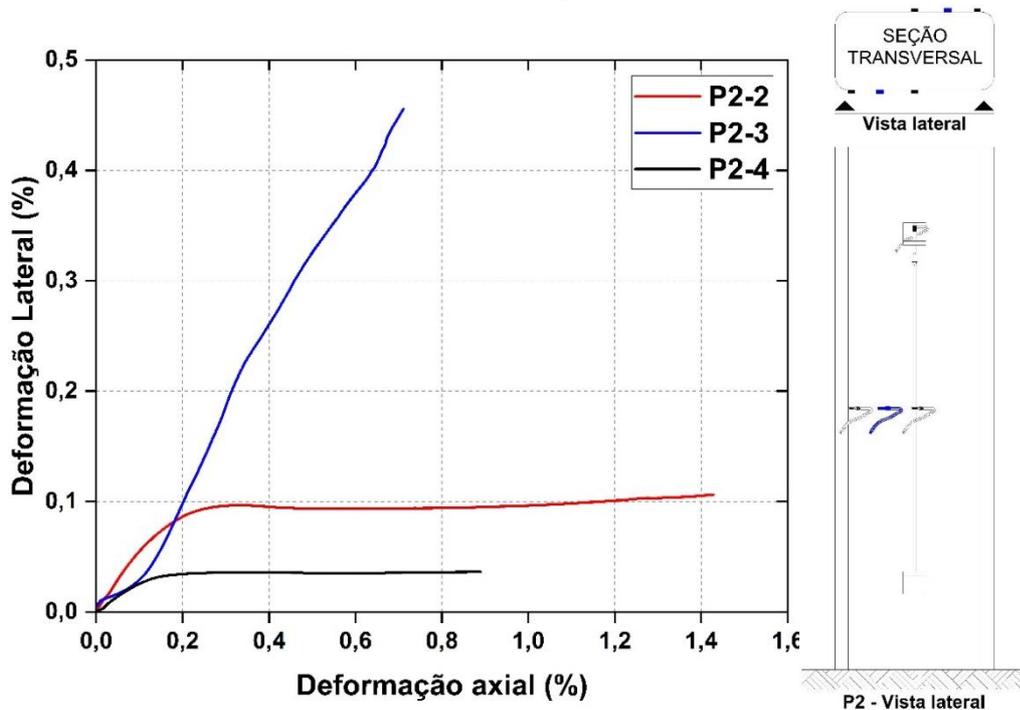
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-20 - Deformação lateral x deformação axial nas extremidades dos modelos reforçados.



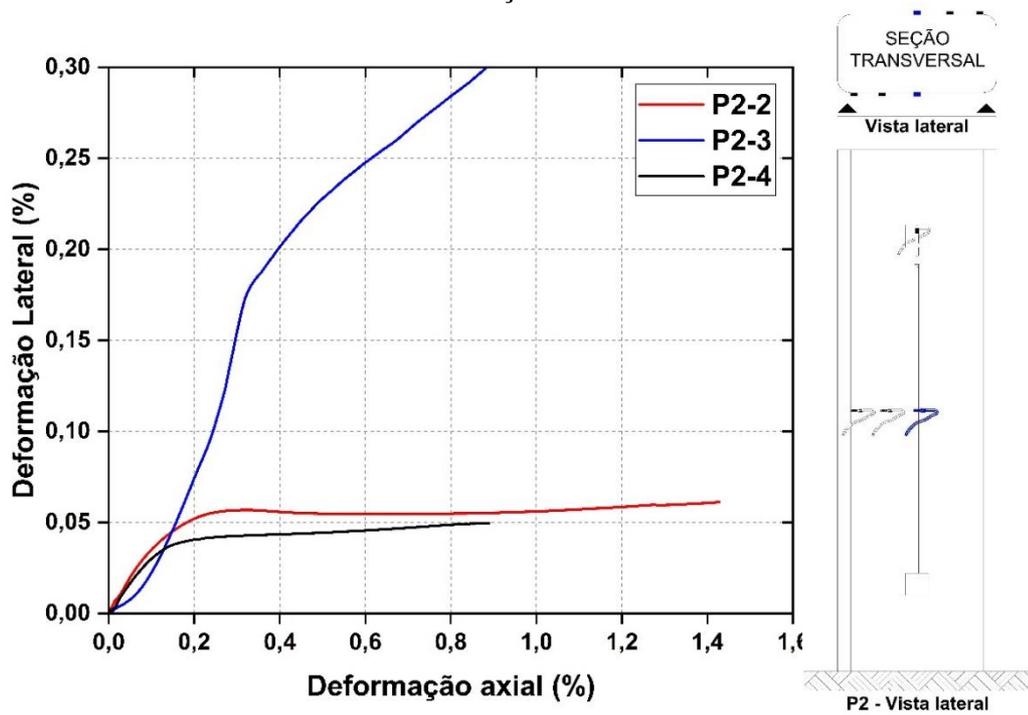
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-21 - Deformação lateral x deformação axial entre a extremidade e meio da seção dos modelos reforçados.



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-22 - Deformação lateral x deformação axial no meio da seção dos modelos reforçados.



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-23 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P2-1.



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-24 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P2-2.



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-25 - Ruptura do modelo P2-3, cisalhamento no trecho central.



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-26 - Ruptura característica e ocorrida com o modelo P2-4.



Fonte: Autor (2023)

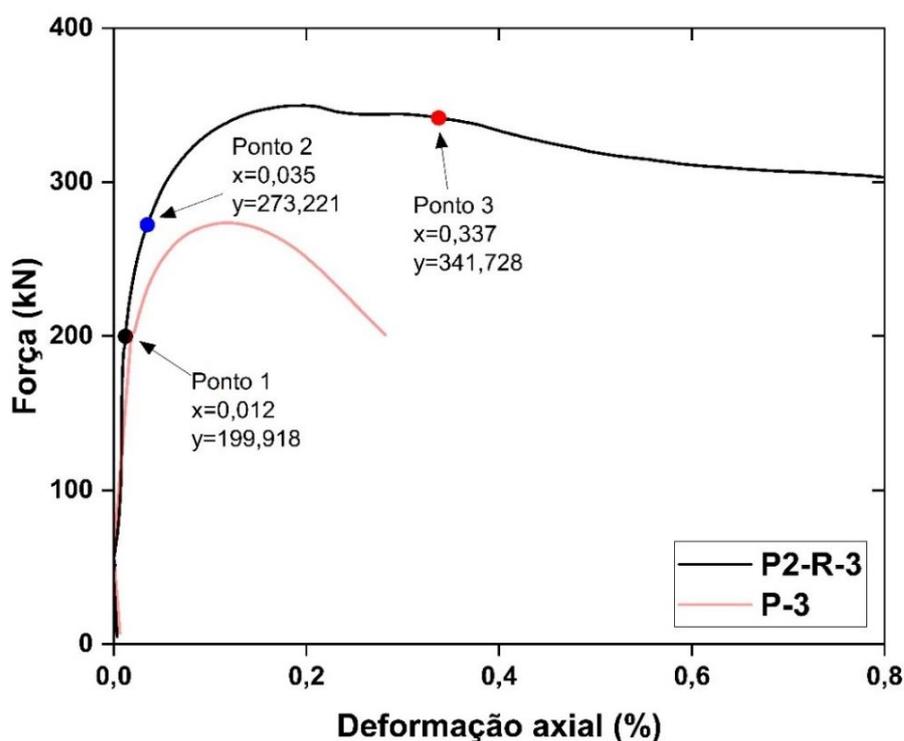
#### **4.2.3 CONFIGURAÇÃO DO DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DOS MODELOS REFORÇADOS P2-3**

Uma das incertezas relacionadas ao comportamento do pilar reforçado de formato retangular era a estrutura do gráfico que representava a relação entre tensão e deformação. Para analisar esse comportamento, foi conduzido um teste com uma taxa de coleta de dados de 0,5, o que significa que foram registrados dois pontos a cada segundo, e uma taxa de deslocamento do pistão hidráulico de 0,01 mm/seg, permitindo obter uma curva precisa da relação tensão x deformação na região de transição.

A primeira parte do gráfico apresentado na Figura 4-27, marcada como ponto 1, é influenciada pelas características mecânicas do concreto, referente ao comportamento linear. A segunda parte, identificada como ponto 2, é quando o pilar alcança sua resistência máxima e começa a sofrer um processo intenso de danificação, ativando a camisa de reforço,

caracterizado pelo prolongamento da curva do modelo reforçado em comparação do modelo sem reforço. Mesmo com a camisa de reforço ativada e o concreto do pilar completamente danificado, ainda há uma resistência residual devido ao atrito entre as partes rompidas do concreto, até que elas atinjam uma posição de equilíbrio, representada entre os pontos 2 e 3, caracterizado pela alta deformação.

Figura 4-27 - Comportamento dos modelos de seção transversal retangular.



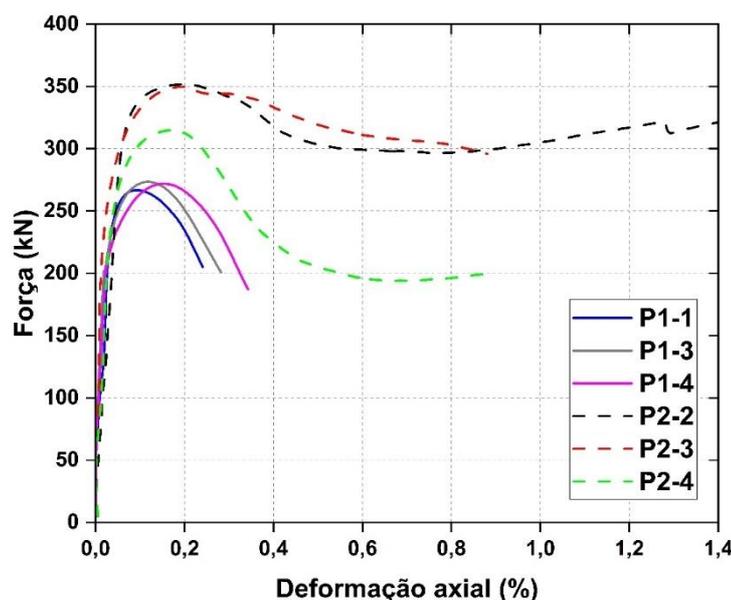
Fonte: Autor (2023)

Após o estabelecimento desse equilíbrio, inicia-se a última parte, do ponto 3 até a ruptura, onde pode-se fazer uma analogia com uma camisa pré-moldada de PRFC preenchida com areia submetida a compressão, comportamento caracterizado pela queda gradual da capacidade de carga. Nesse caso, como não há adesão entre as partículas, o material de preenchimento não oferece resistência à compressão, a menos que esteja confinado pela camisa. Essa última etapa é praticamente governada pelas propriedades mecânicas do PRFC.

#### 4.2.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS MODELOS COM E SEM REFORÇO

Na Figura 4-28 comparam-se o comportamento de todos os pilares em termos de força-deformação axial e também das curvas médias. Como se vê os pilares de referência do grupo P1 apresentaram menores valores de força média de ruptura (270,73 kN) em relação aos pilares reforçados do grupo P2 (338,87 kN). O incremento de força devido ao reforço foi então de 25% e de 30% considerando-se, respectivamente, a média do grupo P1 ou média somente dos pilares P2-2 e P2-3. A força de ruptura dos pilares do grupo P1 corresponde a uma deformação axial de 0,1 ‰ e a dos pilares do grupo P2, a uma deformação de 0,2 ‰.

Figura 4-28 – Diagrama tensão x deformação dos modelos ensaiados, com e sem reforço.



Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.5 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo são apresentados os resultados do estudo de calibração e paramétrico realizados. As observações sobre a influência do reforço por encamisamento do pilar de seção retangular, com relação entre os lados igual a 2, influência da ancoragem como opção para

minimizar o efeito de arqueamento das tensões na seção transversal do pilar, modo de ruptura, gráficos carga x deslocamento e carga última.

Tabela 4.5 - Carregamento máximo e deformações neste ponto dos modelos numéricos.

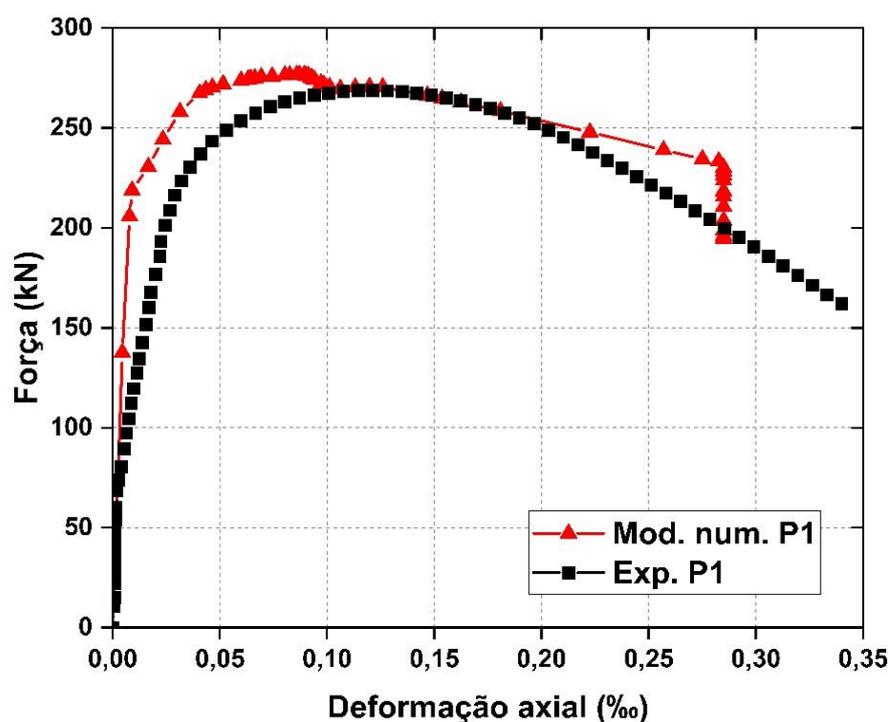
Modelo - Numérico	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial (%)
P1	276,646	9,722	0,087
P2	328,408	11,541	0,195
P3	368,050	12,934	1,565

Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.5.1 Modelo numérico com reforço nas extremidades (grupo P1)

Na Figura 4-29 é apresentado a comparação entre as curvas força x deformação axial do resultado experimental e modelagem numérica.

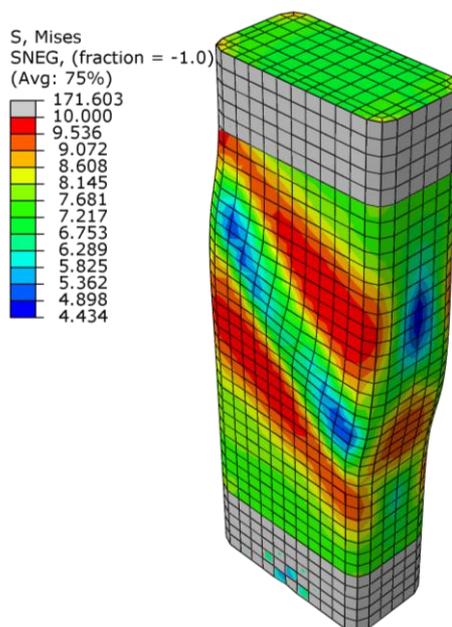
Figura 4-29 - Diagrama tensão x deformação axial do modelo numérico e experimental do grupo P1.



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-30 é apresentado o modo de ruína do modelo numérico P1. Observa-se que o plano de cisalhamento ocorre abaixo da camada de reforço.

Figura 4-30 – Modo de ruína do modelo numérico P1.

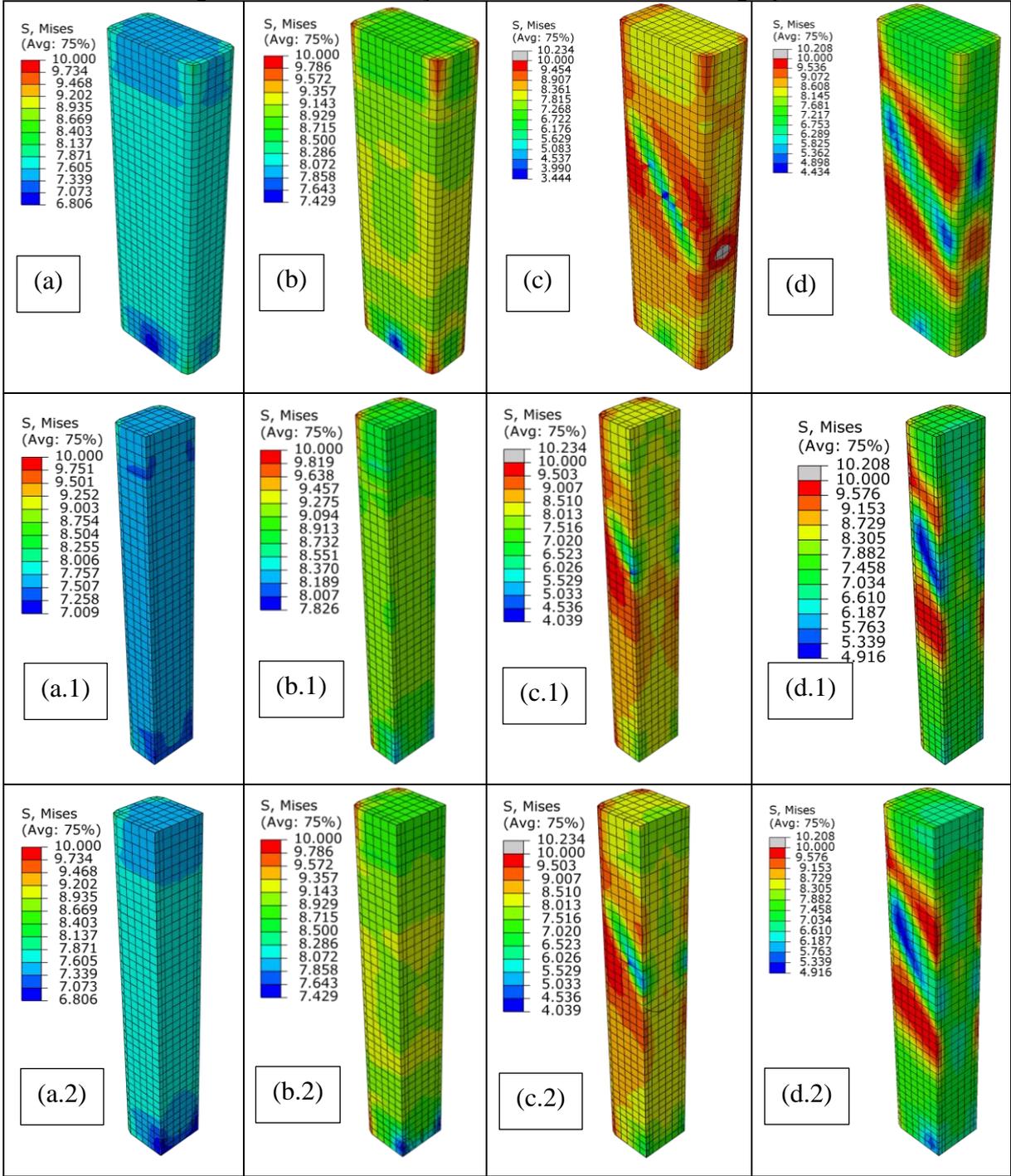


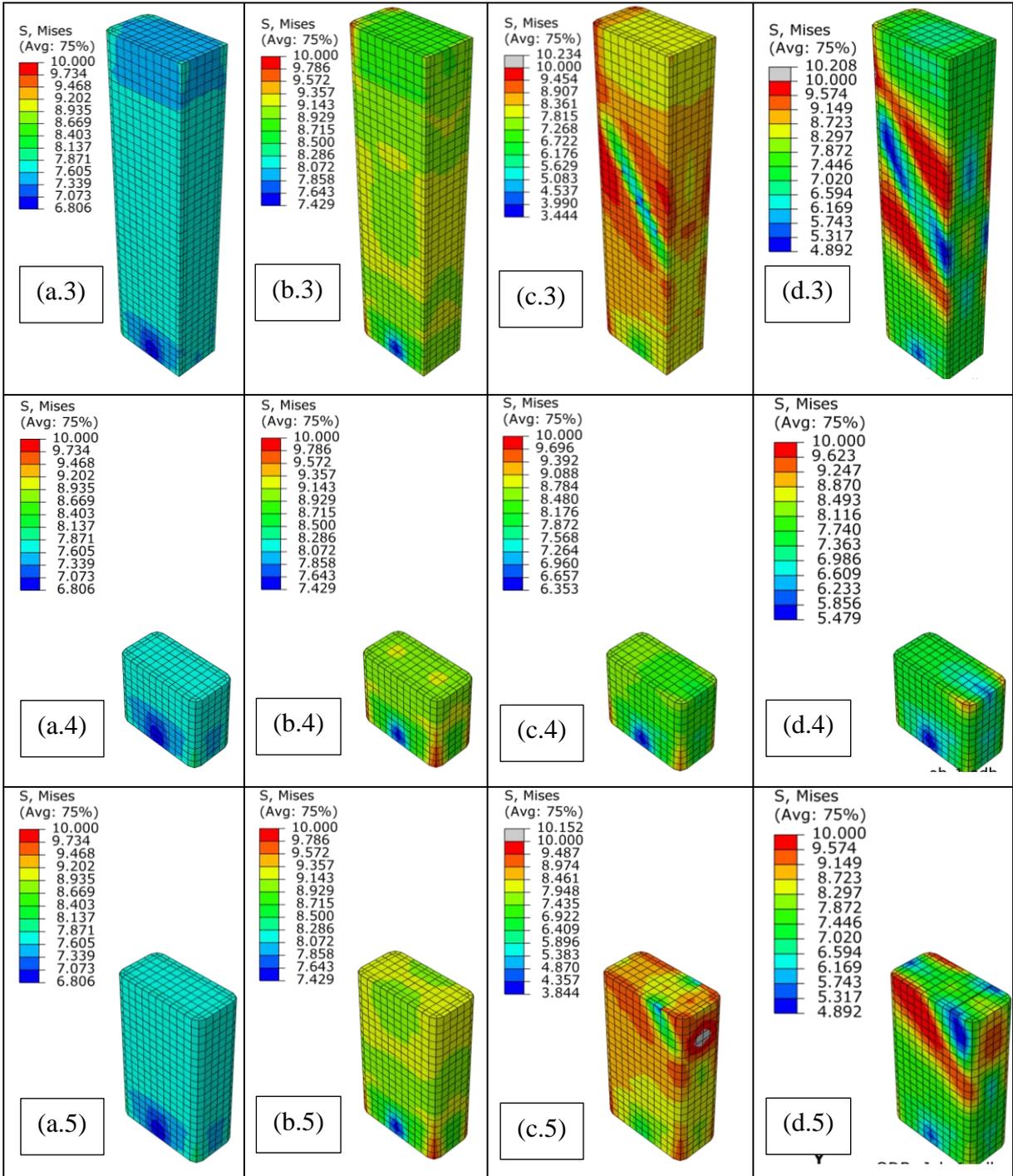
Fonte: Autor (2023)

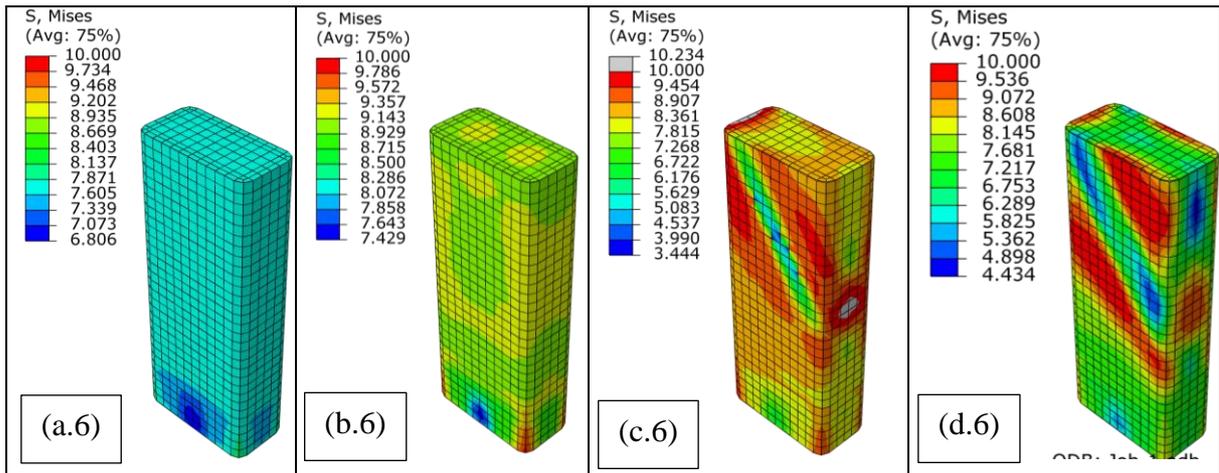
Na Figura 4-31 é apresentado a tensão no concreto. Nas seções (a), (b), (c) e (d) é demonstrado as tensões no concreto com 25%, 50%, 75% e 100% de carga, respectivamente. onde: (a/b/c/d.1), (a/b/c/d.2) e (a/b/c/d.3) refere-se ao corte da seção em 60mm, 120mm e 180mm, respectivamente, (a/b/c/d.4), (a/b/c/d.5) e (a/b/c/d.6) é o corte da seção em 200mm, 400mm e 600mm, respectivamente.

Como se vê, com 50% da força numérica equivalente a ruína, as tensões são maiores no concreto do núcleo central e junto as faces de menor lado da seção transversal e a vista longitudinal indica que essas tensões variam ao longo da altura do pilar sendo maiores em seções no entorno da região central. Para a força numérica equivalente a 75% da ruína, as regiões mais solicitadas da seção central passam a se concentrar junto as faces, especialmente nos cantos (há uma tendência de concentrar mais tensões nas faces do que no núcleo central). É como se existisse uma casca periférica mais solicitada (não-uniforme) do que o núcleo, efeito possivelmente da ausência de estribos para melhor confinar o concreto do núcleo (fenômeno observado para valores elevados de força).

Figura 4-31 – Distribuição da tensão no concreto do grupo P1.



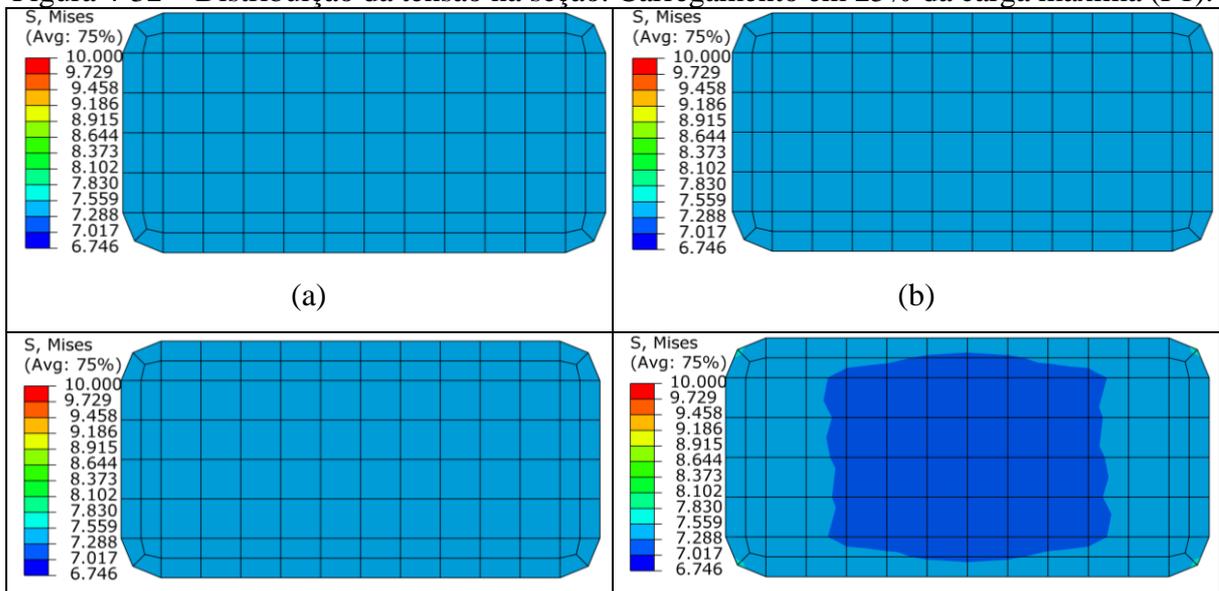




Fonte: Autor (2023)

Nas Figuras 4-32 a 4-35 é apresentado as tensões na seção transversal do pilar submetidas a tensão de 25%, 50%, 75% e 100%, respectivamente, onde: (a), (b), (c) e (d) representam os cortes em 200mm, 400mm, 600mm e 800mm (topo d pilar), respectivamente. Quando carregado 25% as tensões se concentram no topo do pilar, na medida em que a tensão é aumentada a tensão é distribuída pela seção para o meio do pilar, conforme observa-se em 50% da tensão, havendo pequena concentração nos contatos na extremidade, devido a presença do reforço nas extremidades (Figura 4-33-d). Em 75% da tensão ocorre a concentração da tensão nas faces do pilar, na região central como pode ser observado na Figura 4-34, momento em que ocorre a ruína do modelo. Quando carregado em 100% observa-se o alívio da tensão no meio da seção, uma vez ocorreu a ruína do modelo.

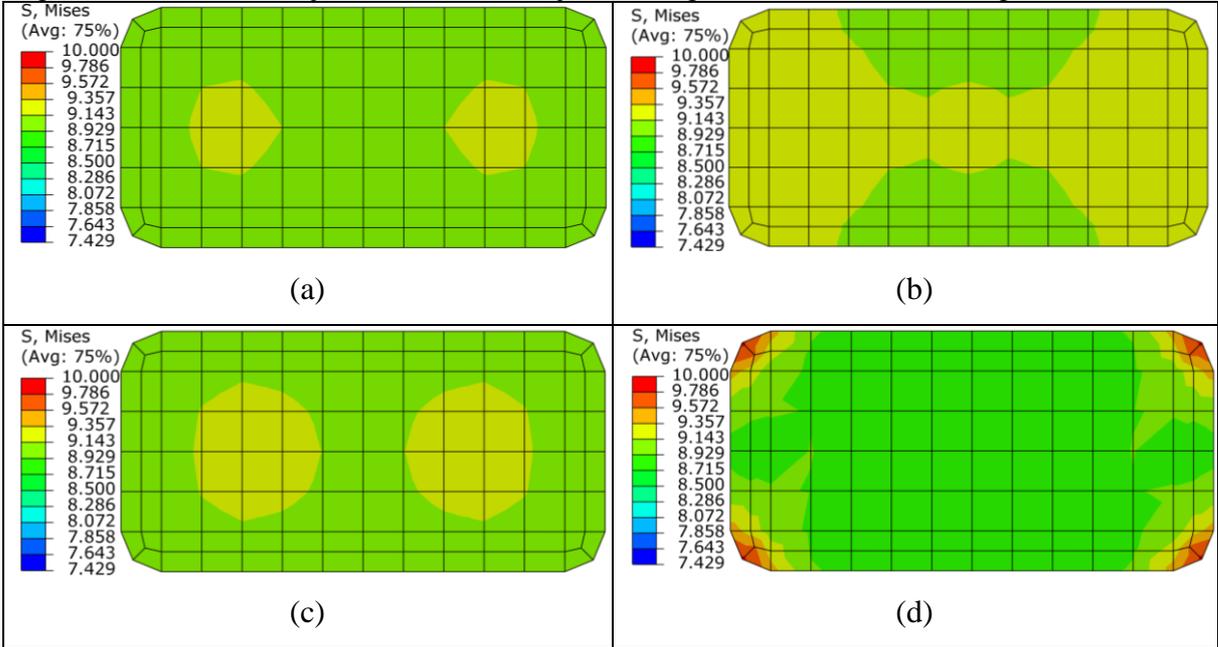
Figura 4-32 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 25% da carga máxima (P1).





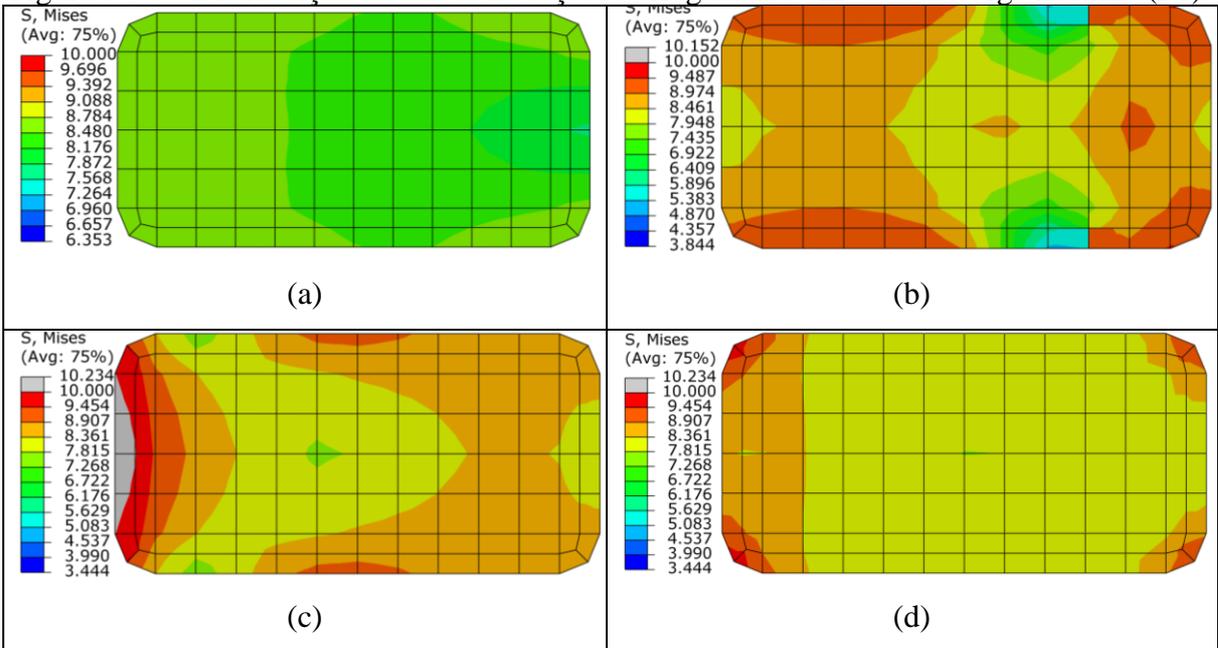
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-33 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 50% da carga máxima (P1).



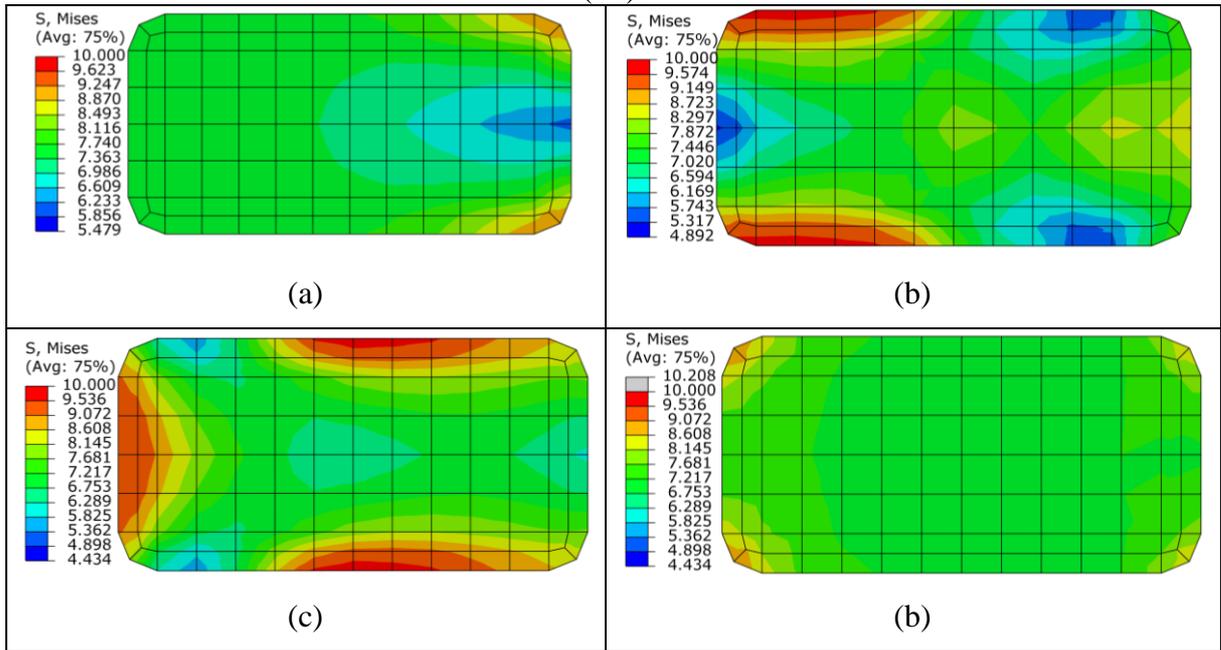
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-34 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 75% da carga máxima (P1).



Fonte: Autor (2023)

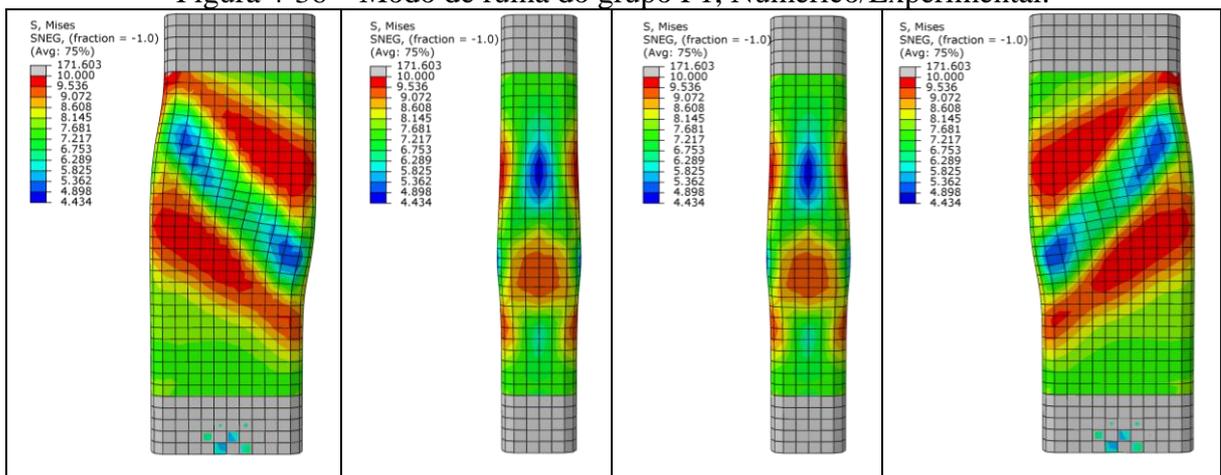
Figura 4-35 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 100% da carga máxima (P1).

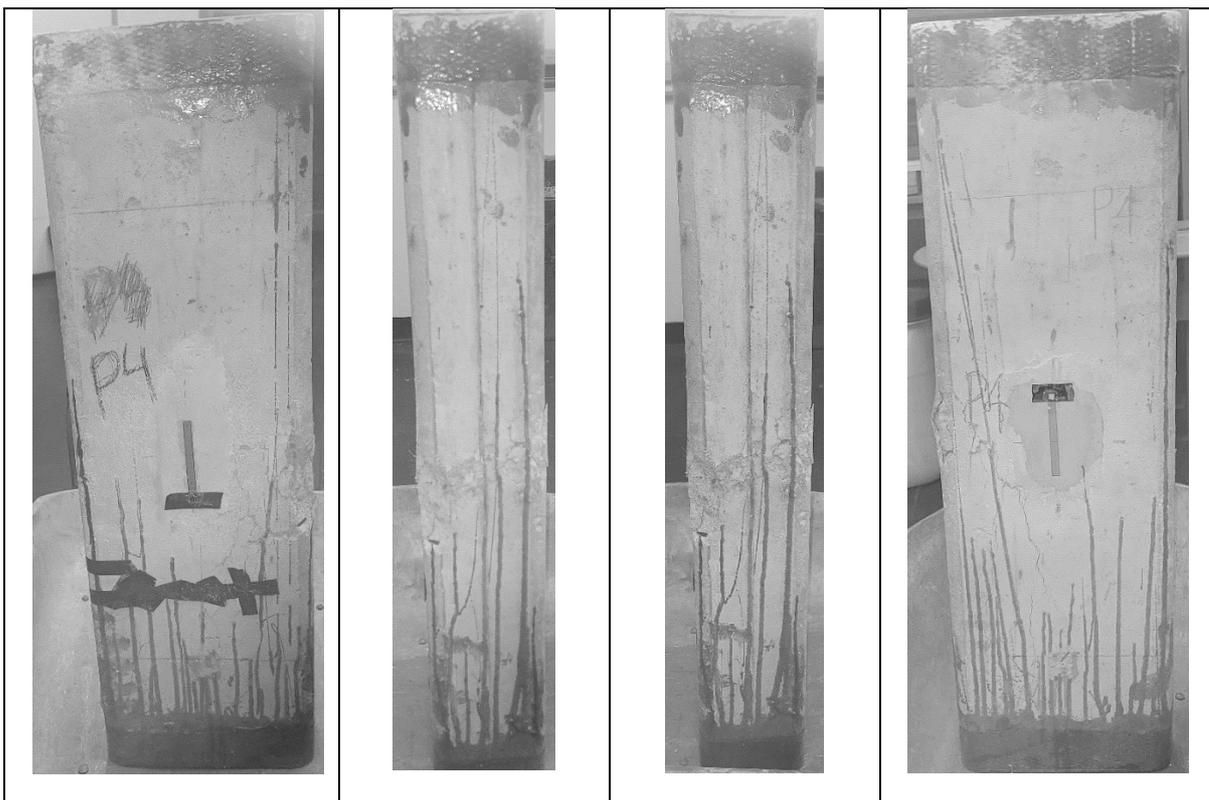


Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-36 o modo de ruína obtido numericamente para o grupo de pilares P1 é comparado com a ruptura observada experimentalmente em que se observa o plano de ruptura inclinado e localizado na superfície do pilar, pois vê-se que na seção transversal (central) a concentração de tensão ficou localizada junto as faces de maior lado e próximo ao canto.

Figura 4-36 – Modo de ruína do grupo P1, Numérico/Experimental.



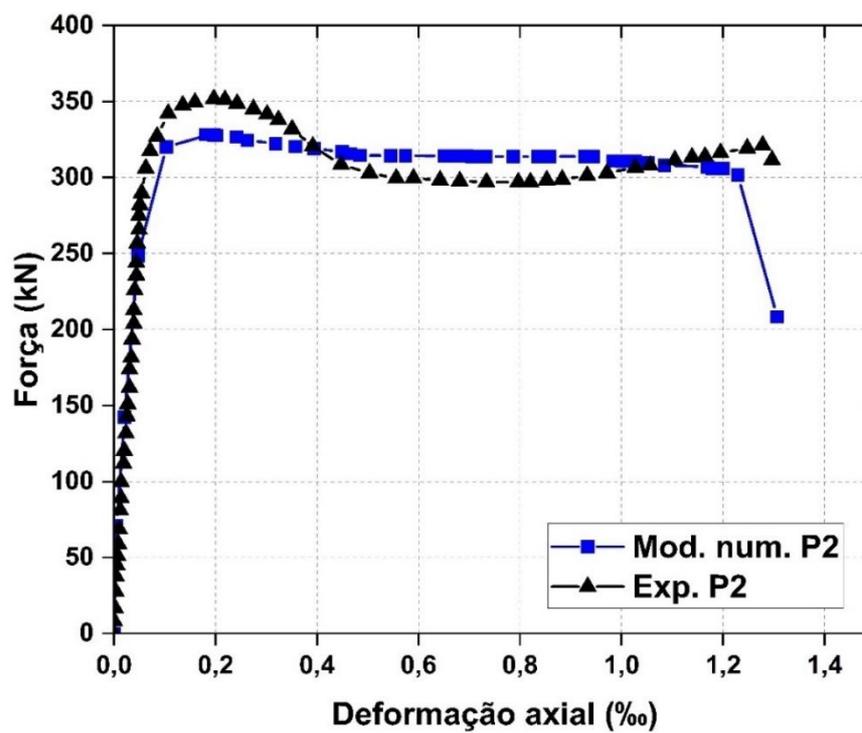


Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.5.2 Modelo numérico reforçado com PRFC (grupo P2)

Na Figura 4-37 é apresentado a comparação entre as curvas força x deformação axial do resultado experimental e modelagem numérica.

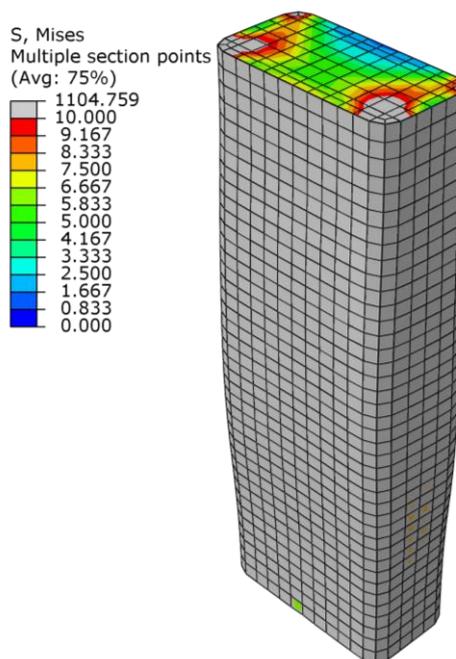
Figura 4-37 - Diagrama tensão x deformação axial do modelo numérico e experimental do grupo P2.



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-38 é apresentado o modo de ruína do modelo numérico P1. Observa-se deformação maior no meio da seção do pilar, com concentração de tensão nas extremidades e na face de menor lado.

Figura 4-38 - Modo de ruína do modelo numérico P2.

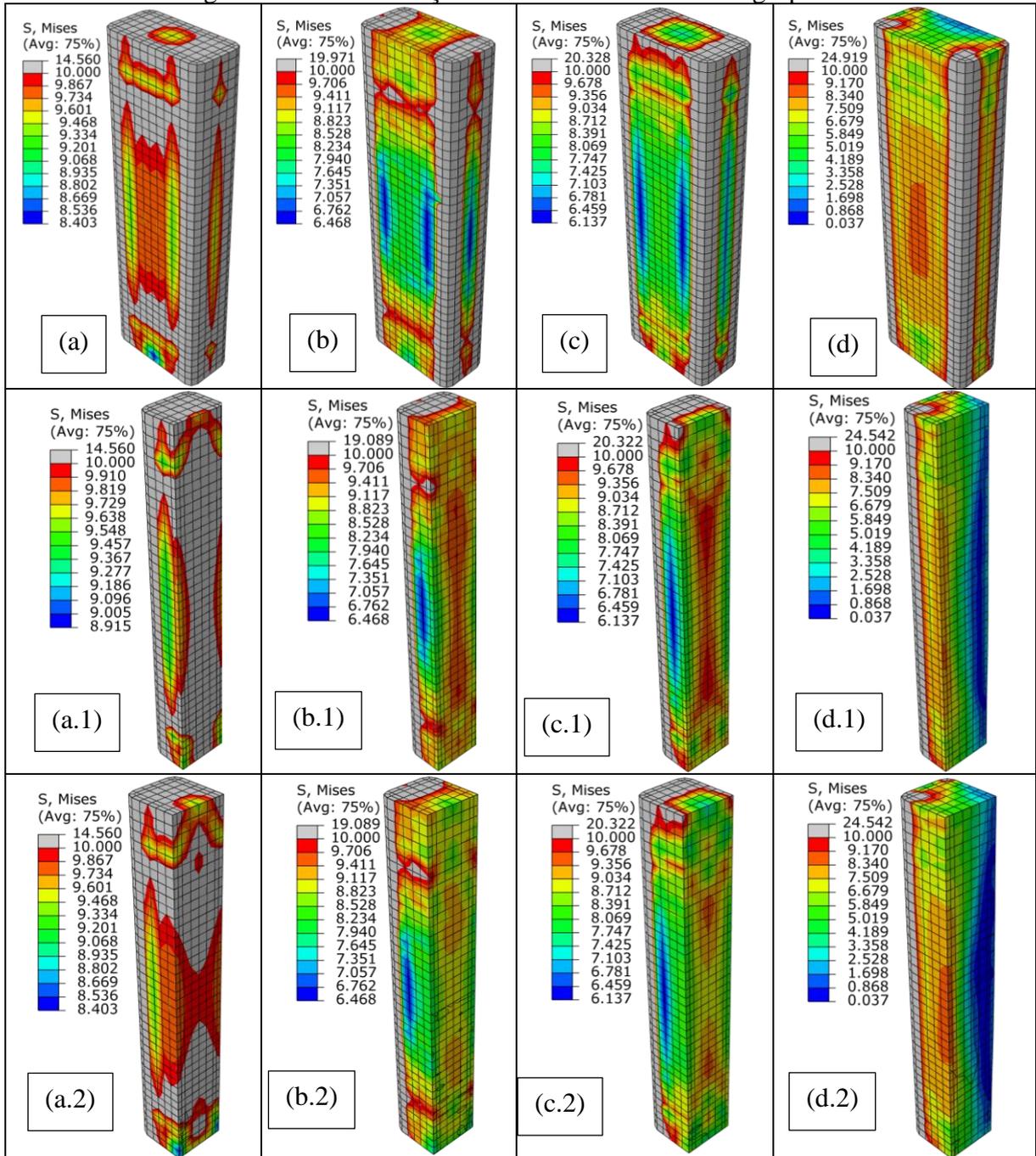


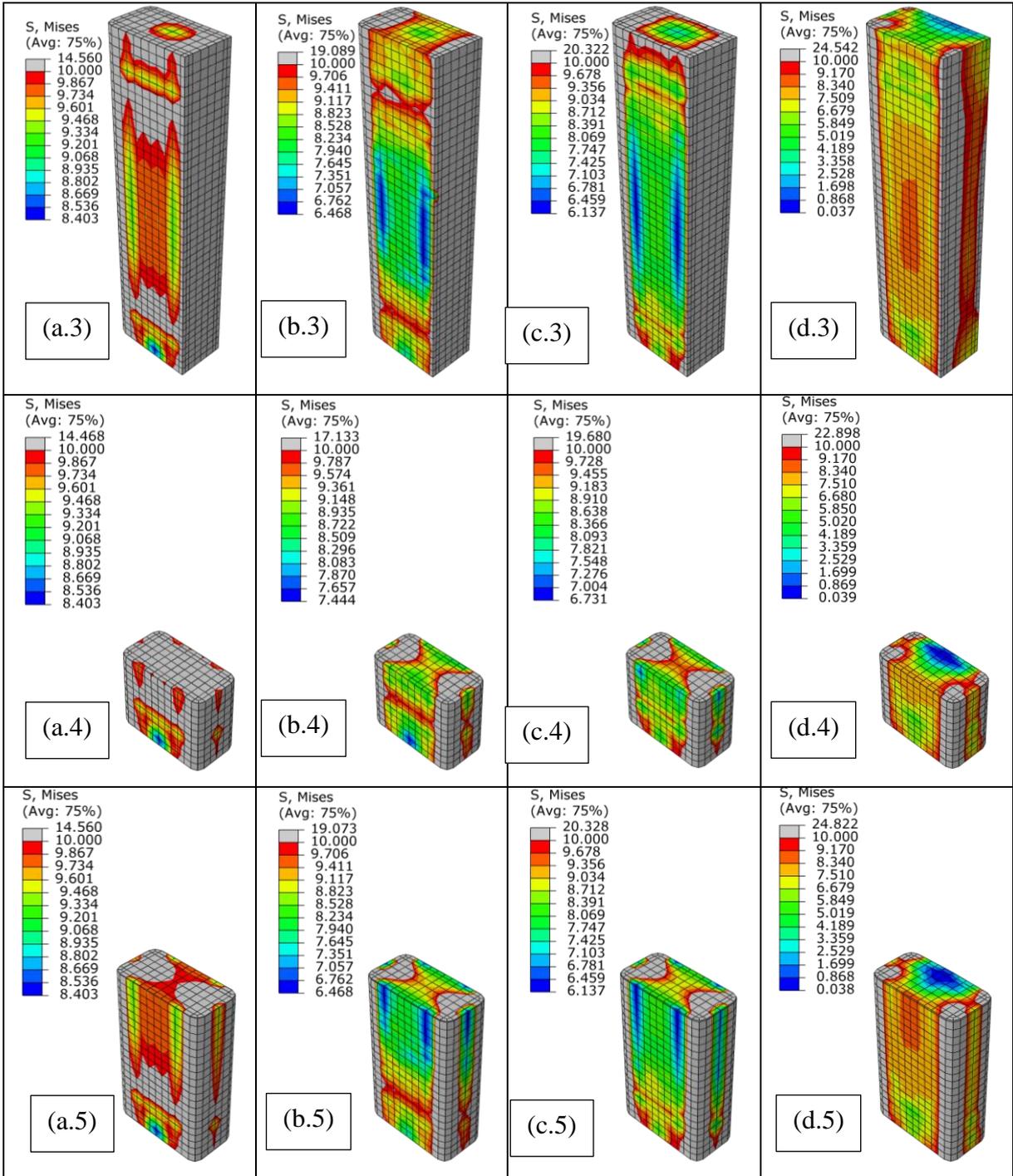
Fonte: Autor (2023)

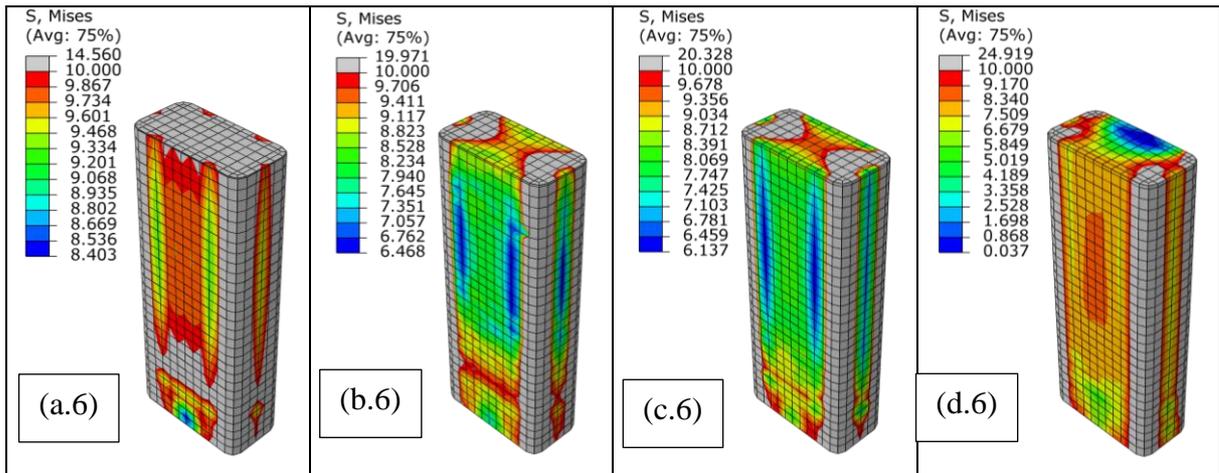
Na Figura 4-39 é apresentado a tensão no concreto. Nas seções (a), (b), (c) e (d) é demonstrado as tensões no concreto com 25%, 50%, 75% e 100% da força, respectivamente. onde: (a/b/c/d.1), (a/b/c/d.2) e (a/b/c/d.3) refere-se ao corte da seção em 60mm, 120mm e 180mm, respectivamente, (a/b/c/d.4), (a/b/c/d.5) e (a/b/c/d.6) é o corte da seção em 200mm, 400mm e 600mm, respectivamente.

Como se vê, com 50% da força numérica equivalente a ruína, as tensões na seção transversal central ficam distribuídas em menor intensidade junto as faces da seção transversal. Com o aumento da sollicitação do pilar o que se percebe é que a distribuição de tensões foi mantida com menor intensidade junto às faces. O núcleo central da seção ficou mais sollicitado do que as regiões junto às faces, porém menos sollicitado do que aquela região da seção mais próxima das faces de menor dimensão (como se fossem sub-núcleos localizados separados pelo núcleo central e mais próximos das menores faces da seção). Esse efeito parece estar vinculado com a intensidade da pressão de confinamento que foi realizada somente por uma camada de manta.

Figura 4-39 - Distribuição da tensão no concreto do grupo P1.





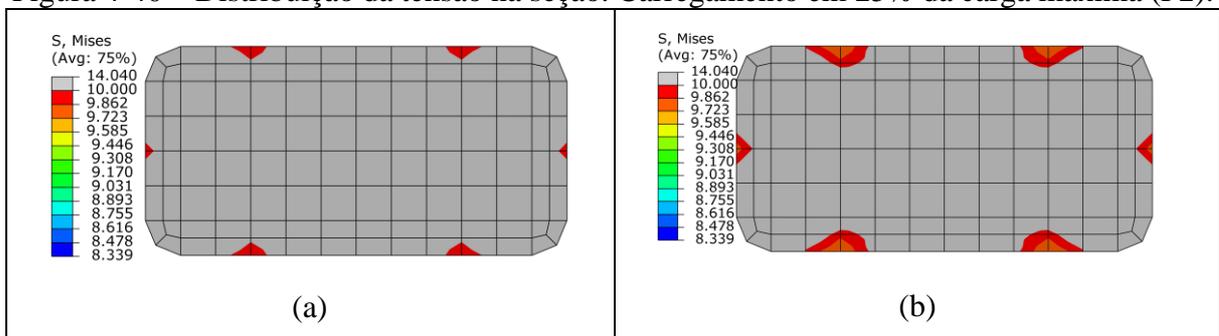


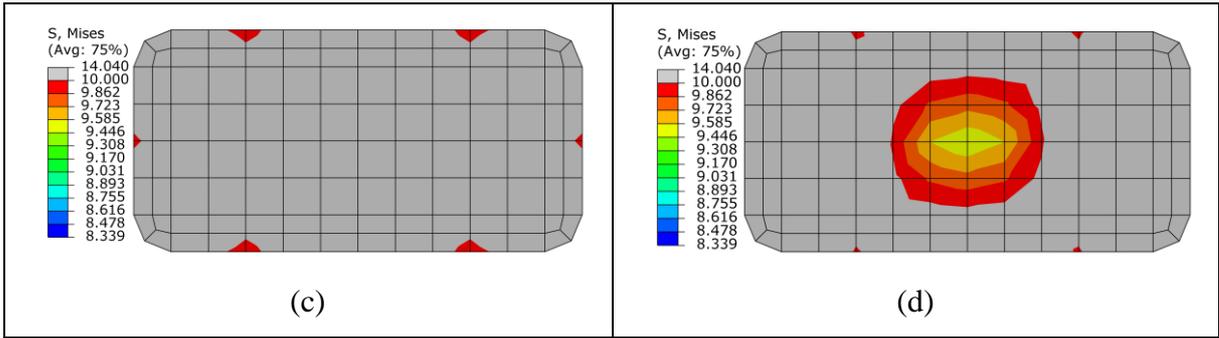
Fonte: Autor (2023)

Nas Figuras 4-40 a 4-43 é apresentado as tensões na seção transversal do pilar submetidas a tensão de 25%, 50%, 75% e 100%, respectivamente, onde: (a), (b), (c) e (d) representam os cortes em 200mm, 400mm, 600mm e 800mm (topo d pilar), respectivamente.

Com o modelo numérico foi possível visualizar que a distribuição de tensões no pilar até 25% da força máxima é uniforme nas diversas seções transversais, com exceção da seção de extremidade onde já ocorre uma distribuição não uniforme, sendo maior as tensões nas bordas da seção em relação ao núcleo central. Com 50% da força máxima, a distribuição das tensões nas seções ao longo do pilar modifica-se consideravelmente. Na seção de topo percebe-se a concentração de tensões nos cantos da seção e a distribuição na seção central do pilar permanece inferior aos valores das tensões no topo, porém já se percebe a tendência de maior tensão no núcleo em relação as bordas paralelas ao maior lado da seção.

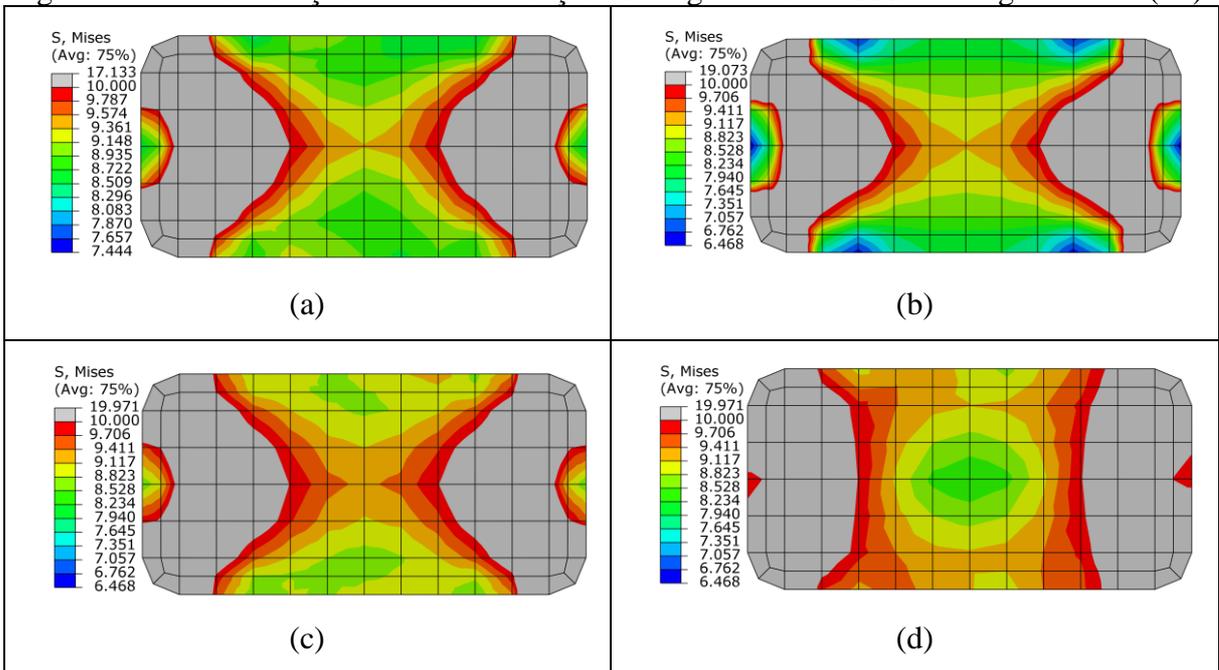
Figura 4-40 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 25% da carga máxima (P2).





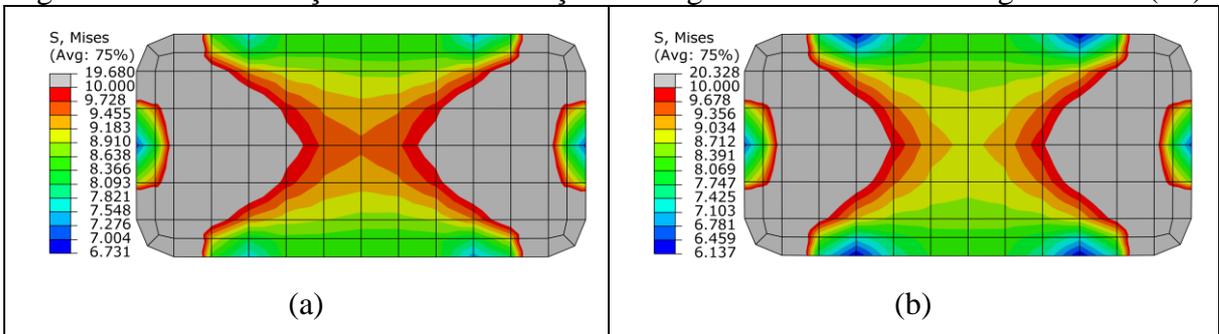
Fonte: Autor (2023)

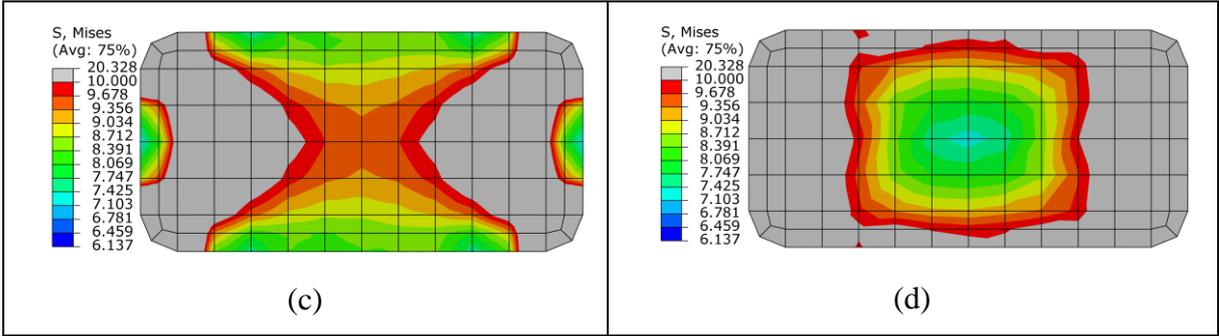
Figura 4-41 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 50% da carga máxima (P2).



Fonte: Autor (2023)

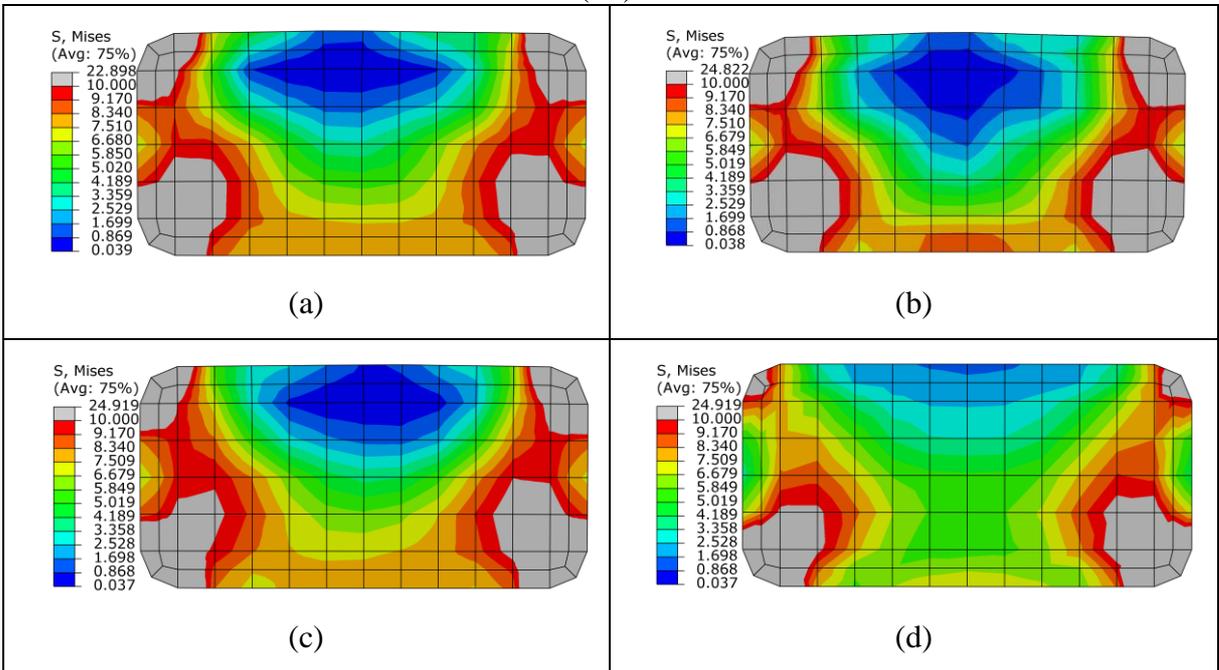
Figura 4-42 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 75% da carga máxima (P2).





Fonte: Autor (2023)

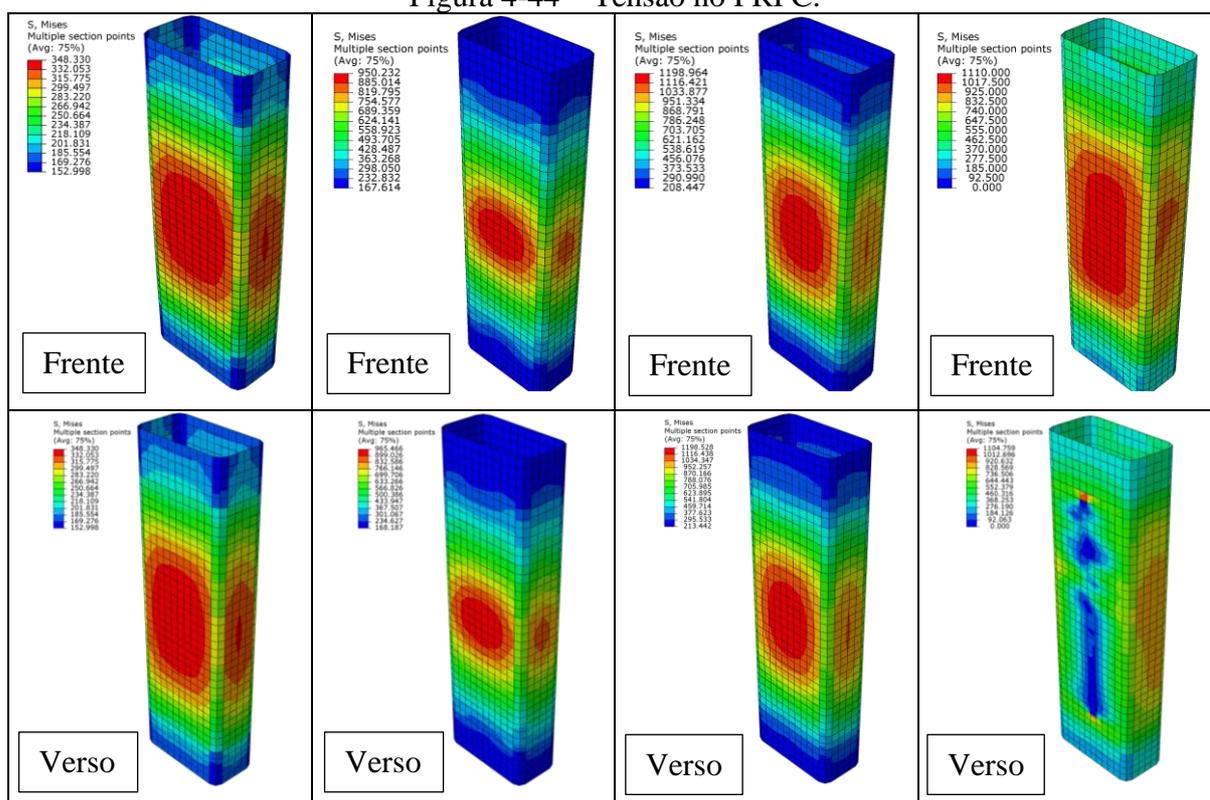
Figura 4-43 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 100% da carga máxima (P2).



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-44 é apresentado a distribuição da tensão na manta de PRFC com 25%, 50%, 75% e 100% de carga, respectivamente, onde observa-se concentração no meio do pilar.

Figura 4-44 – Tensão no PRFC.



Fonte: Autor (2023)

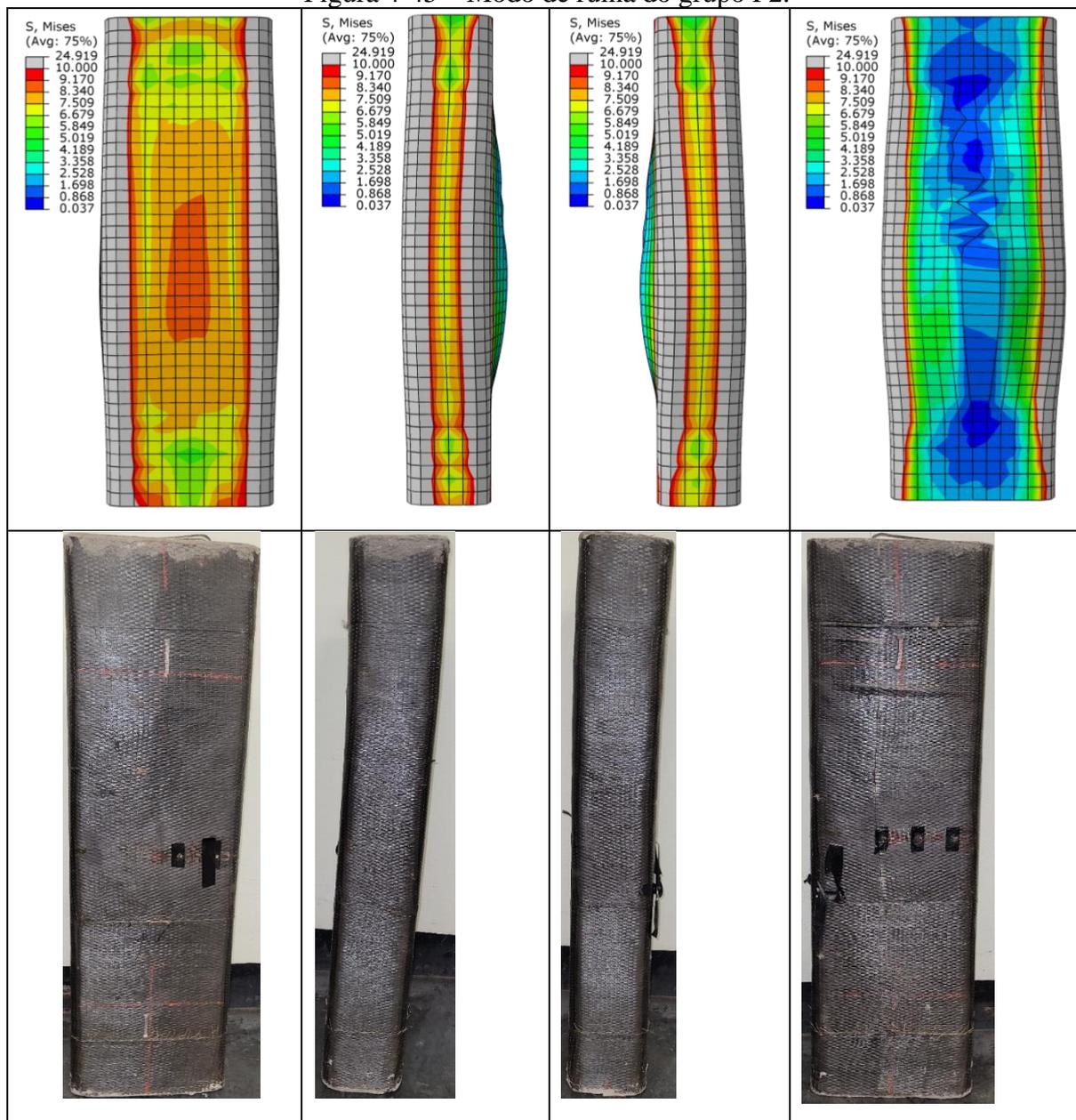
A comparação entre os modos de ruína do modelo numérico P2 e o experimental é apresentado na Figura 4-45. Observa-se semelhança entre os modos de ruína, com grande deformação na região abaixo dos reforços das extremidades e, após a desintegração do concreto, a inclinação do pilar no eixo de carregamento.

Para o estado de ruína, o modelo evidencia a concentração de tensões no concreto dos cantos da seção transversal como já ocorria para estágios anteriores de carregamento. O que também fica evidenciado é uma diferença de concentração de tensões entre as regiões de concreto junto as duas faces de maior lado, concentrando-se mais tensões em uma face do que em outra. Esse aspecto está diretamente relacionado com o que foi registrado nos ensaios em termos da sobreposição das fibras da camisa de reforço dada a deformação excessiva do concreto do pilar.

A distribuição das tensões no reforço foram concentradas em maior intensidade na região central do pilar e também no centro da seção transversal, mais acentuadamente na face de maior lado do que na face de menor lado. Essa constatação está de acordo com o que foi observado em termos da ruptura da fibra da manta no P2-3 (região central do pilar).

Como o ensaio do pilar foi interrompido antes da ruína, por questões de segurança, não houve a falha do PRFC, uma vez que o concreto se desintegrou antes.

Figura 4-45 – Modo de ruína do grupo P2.



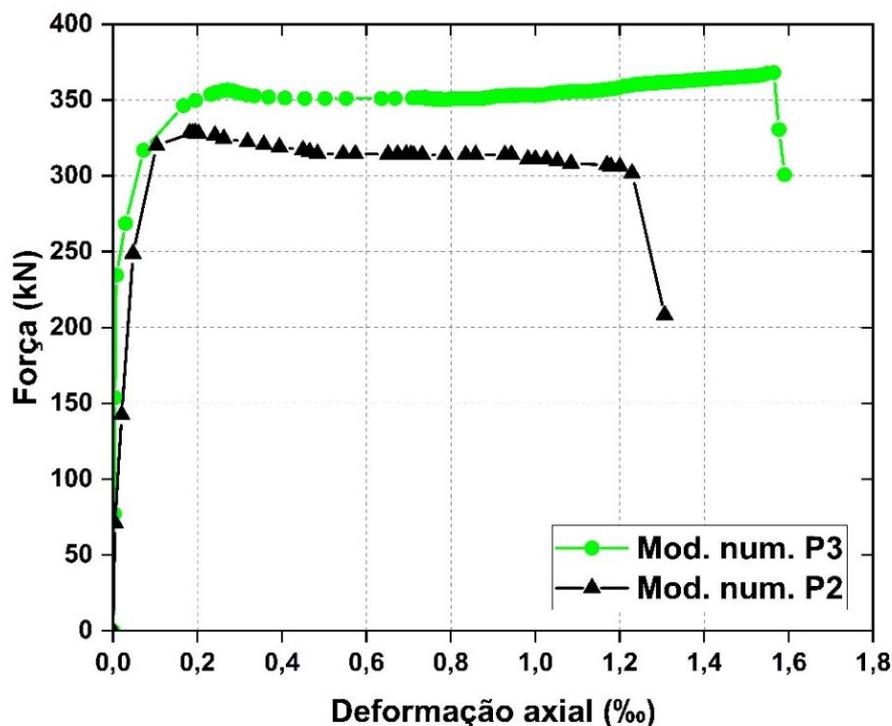
Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.5.3 Modelo numérico reforçado com PRFC e Ancoragem (grupo P3)

Na Figura 4-46 é apresentado a comparação entre as curvas força x deformação axial do resultado experimental e modelagem numérica. Como não houve modelo experimental do pilar com ancoragem, utilizamos o modelo numérico do grupo P2 para comparação.

O modelo numérico do pilar P3 reforçado com PRFC e com ancoragem na seção de maior lado apresentou melhora na rigidez inicial, como também houve o aumento de carga e deformação axial. O aumento de carga foi de cerca de 11%, e deslocamento cerca de 18%.

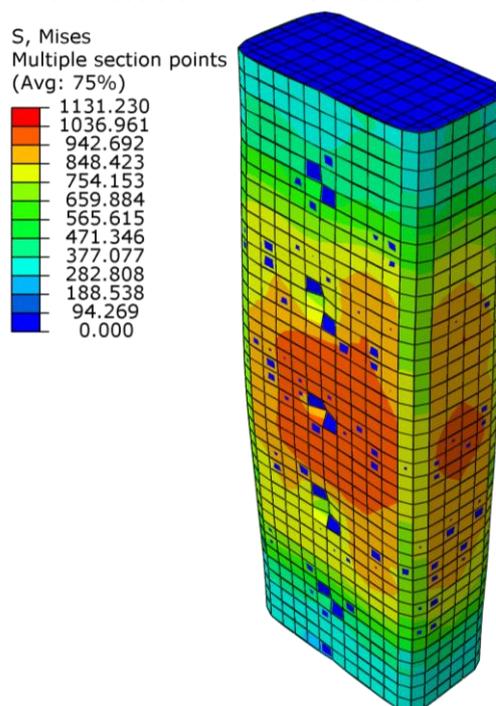
Figura 4-46 - Diagrama tensão x deformação axial do modelo numérico (P2) e (P3).



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-47 é apresentado o modo de ruína do modelo numérico P3. Ao contrário do modelo P2 que a deformação maior no meio da seção do pilar, com concentração de tensão nas extremidades e na face de menor lado, neste caso, devido a presença das ancoras as tensões foram mais bem distribuídas pelo pilar, havendo pontos de concentração de tensão próximos da ancoras, como também na seção de menor lado no meio do pilar.

Figura 4-47 - Modo de ruína do modelo numérico P3.

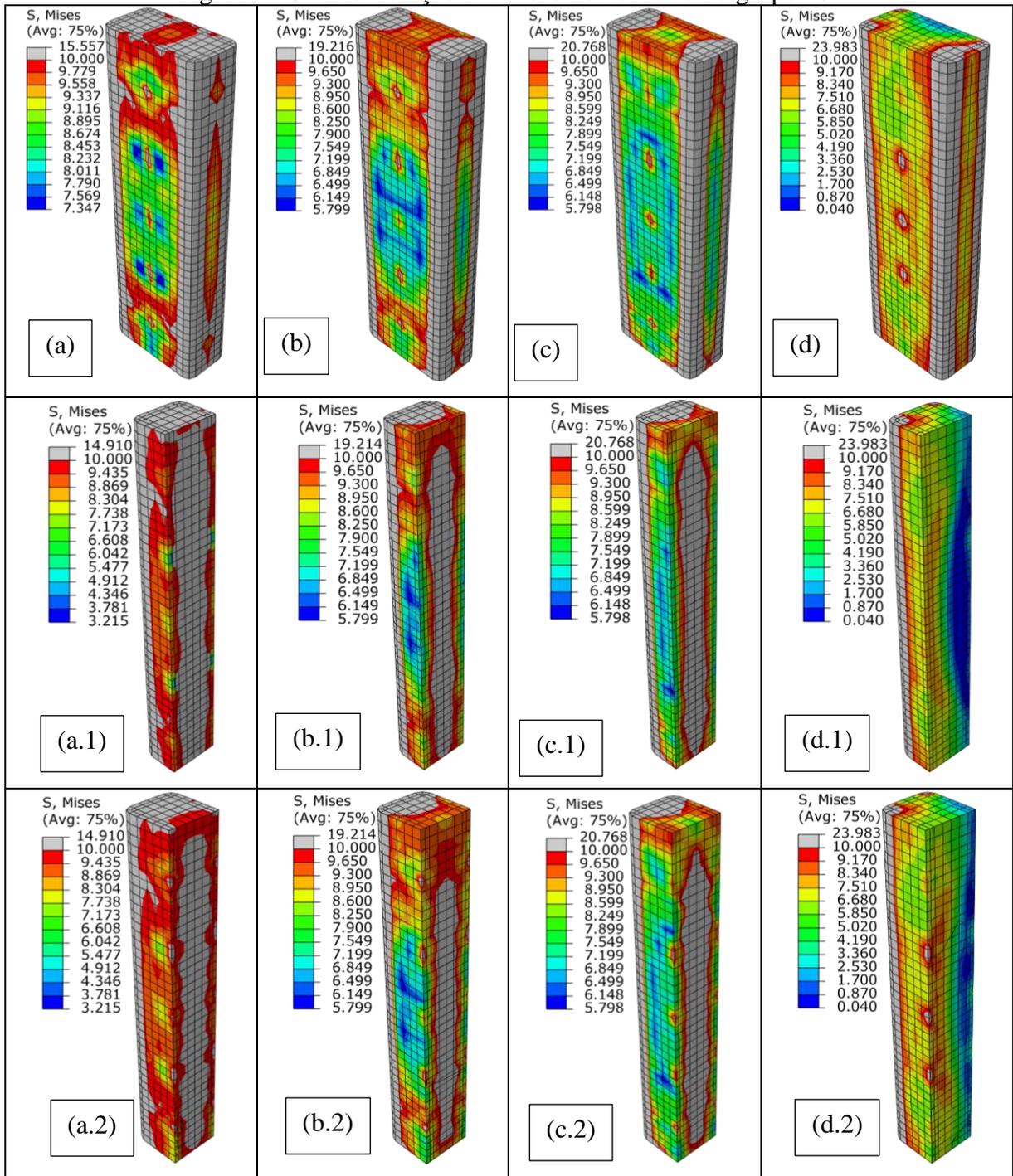


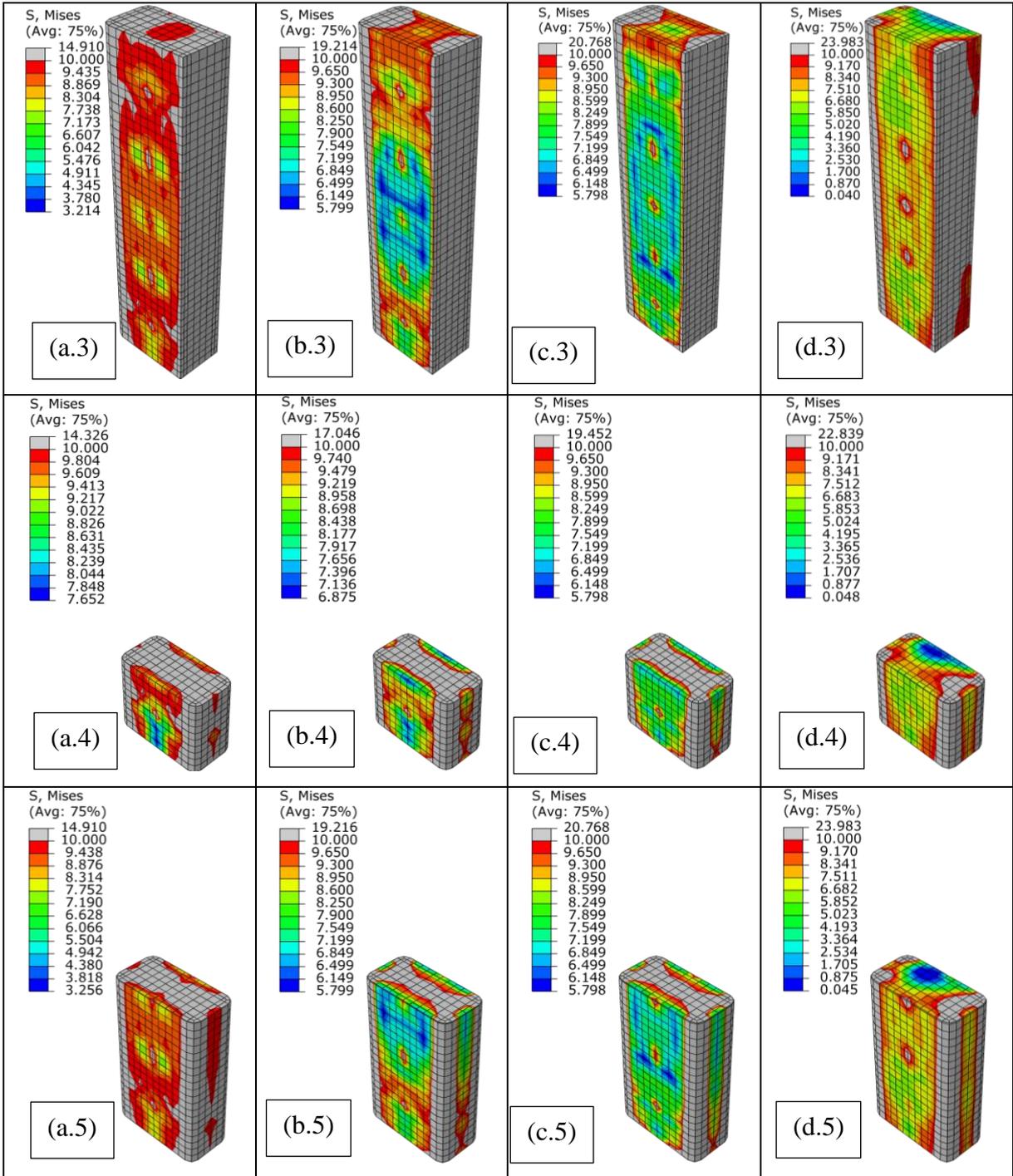
Fonte: Autor (2023)

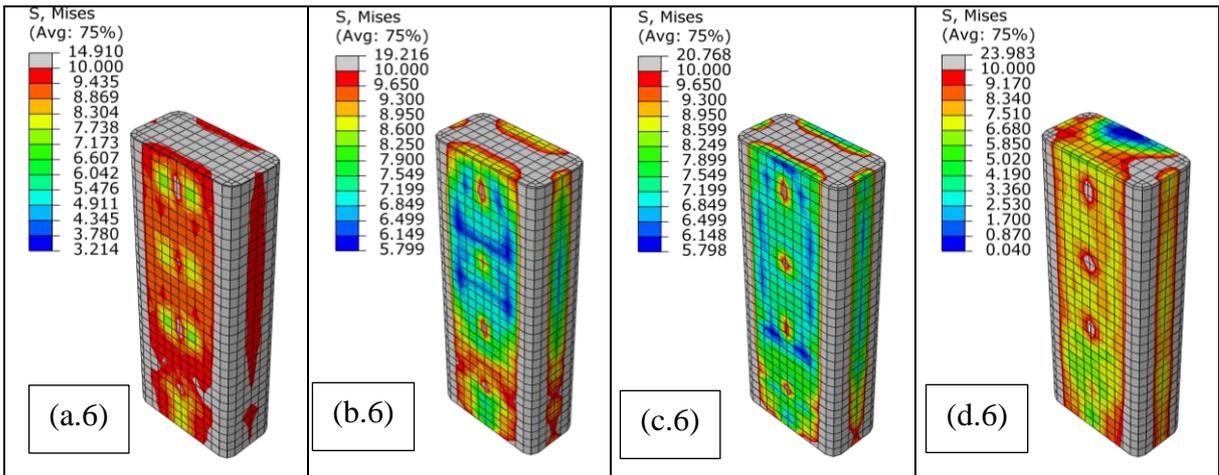
Na Figura 4-48 é apresentado a tensão no concreto. Nas seções (a), (b), (c) e (d) é demonstrado as tensões no concreto com 25%, 50%, 75% e 100% de carga, respectivamente. onde: (a/b/c/d.1), (a/b/c/d.2) e (a/b/c/d.3) refere-se ao corte da seção em 60mm, 120mm e 180mm, respectivamente, (a/b/c/d.4), (a/b/c/d.5) e (a/b/c/d.6) é o corte da seção em 200mm, 400mm e 600mm, respectivamente.

Comparando o modelo P3 (Figura 4-48) com o modelo P2 (Figura 4-39) observa-se que as tensões são mais bem distribuídas por todo o pilar. Ao contrário do que ocorre no modelo P2, onde quando submetido a tensões superiores a 50% onde ocorre a concentração das tensões nos cantos, no modelo P3 as tensões são distribuídas no meio do pilar.

Figura 4-48 - Distribuição da tensão no concreto do grupo P3.





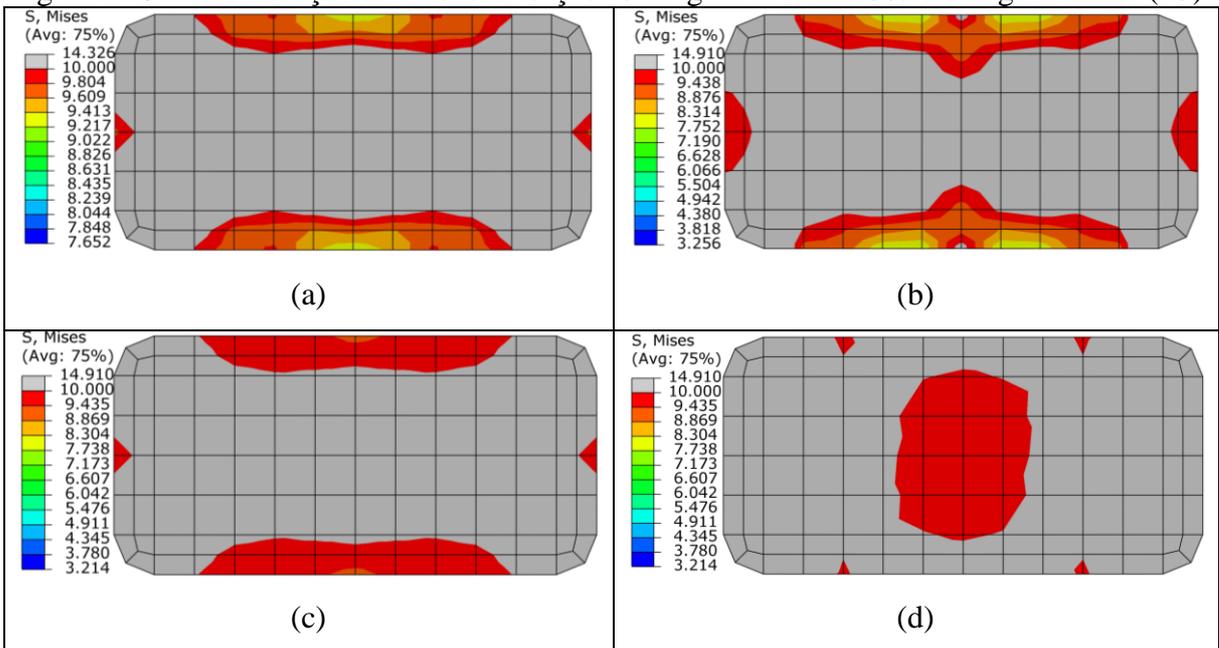


Fonte: Autor (2023)

Nas Figuras 4-49 a 4-52 é apresentado as tensões na seção transversal do pilar submetidas a tensão de 25%, 50%, 75% e 100%, respectivamente, onde: (a), (b), (c) e (d) representam os cortes em 200mm, 400mm, 600mm e 800mm (topo d pilar), respectivamente.

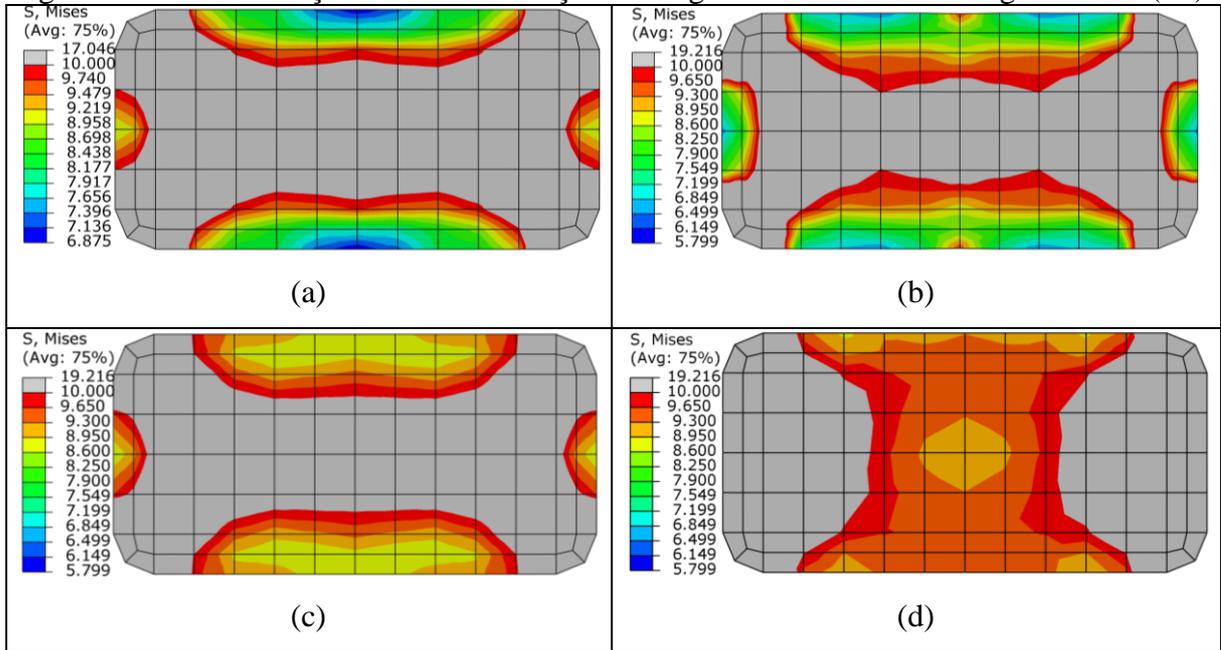
Com a presença das barras transversais a distribuição de tensões no concreto agora são dadas de forma a mobilizar o núcleo central como é mostrado na Figura 4-49 em que se tem as tensões em algumas das seções ao longo do pilar para a força equivalente a  $0,5.P_{num}$ . Assim, o núcleo da seção ficou igualmente solicitado aos cantos da seção, isso foi notado desde os estágios iniciais de carregamento do pilar, o que justifica o aumento da rigidez da curva P3 em relação a P2, maior capacidade de carga e de deformação.

Figura 4-49 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 25% da carga máxima (P3).



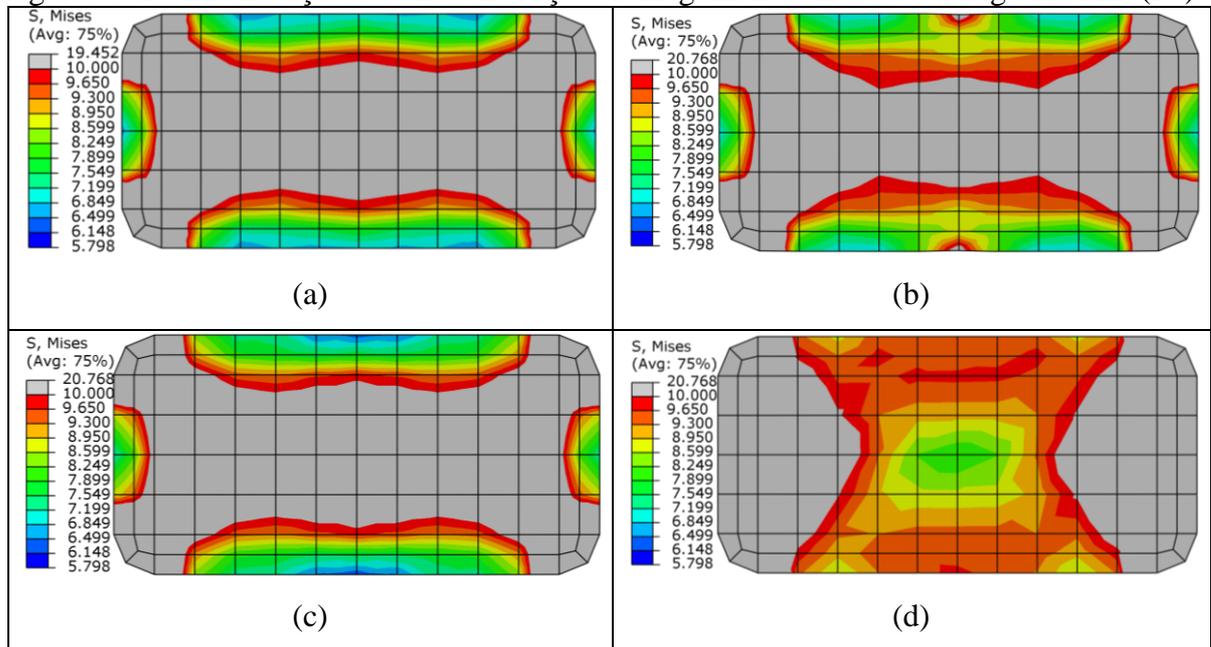
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-50 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 50% da carga máxima (P3).



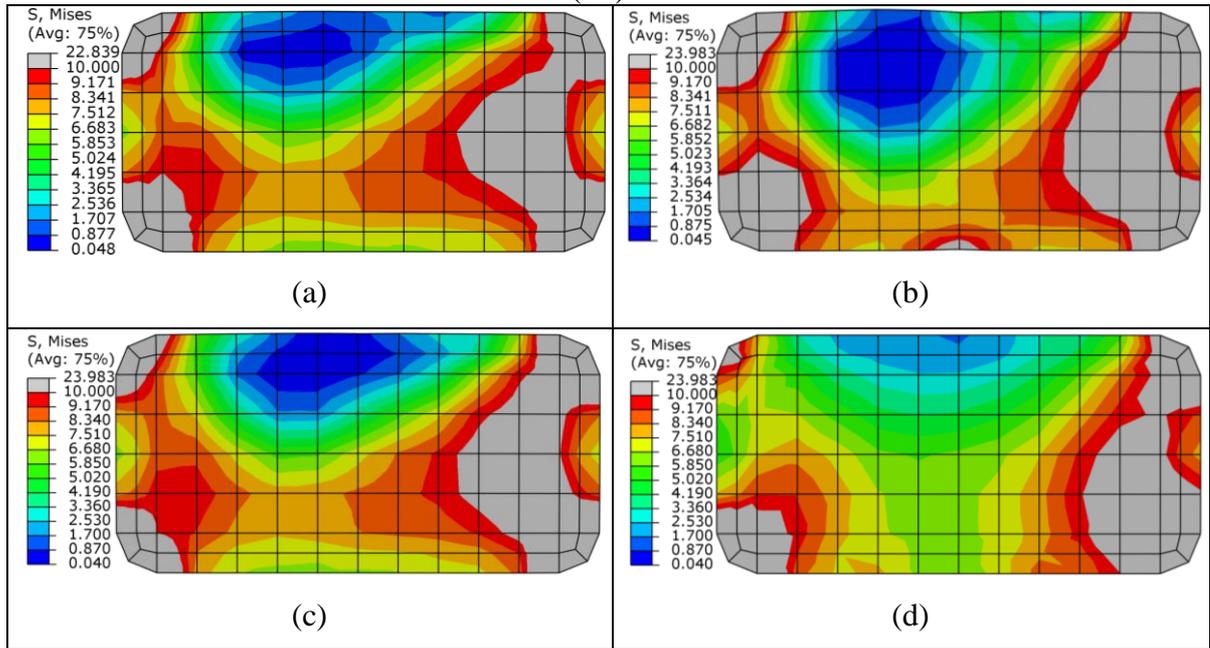
Fonte: Autor (2023)

Figura 4-51 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 75% da carga máxima (P3).



Fonte: Autor (2023)

Figura 4-52 – Distribuição da tensão na seção. Carregamento em 100% da carga máxima (P3).

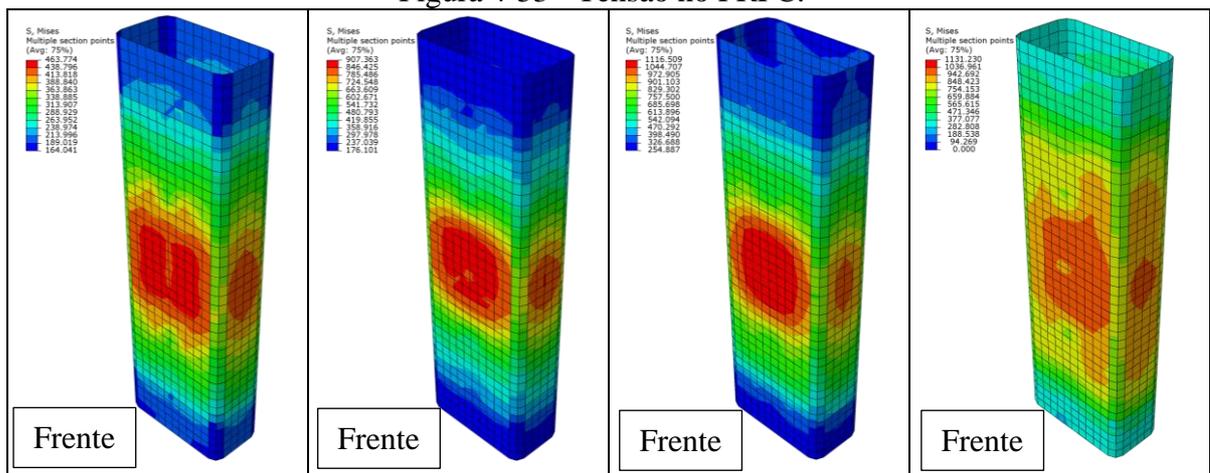


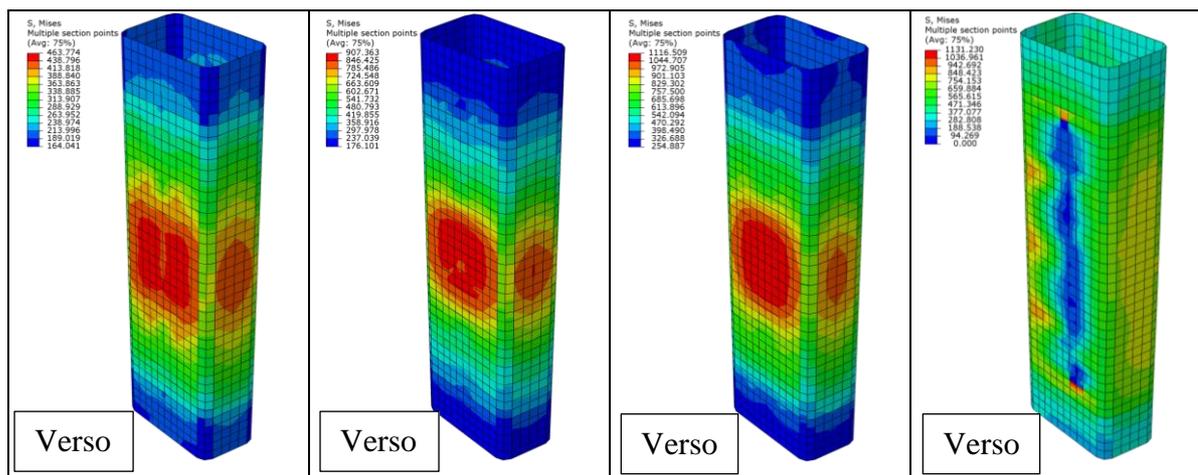
Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-53 é apresentado a distribuição da tensão na manta de PRFC com 25%, 50%, 75% e 100% de carga, respectivamente, onde observa-se concentração no meio do pilar.

Comparando o modelo P2 com P3, observa-se que uma melhor distribuição da tensão na manta, isso devido a presença das ancoras de reforço.

Figura 4-53 - Tensão no PRFC.

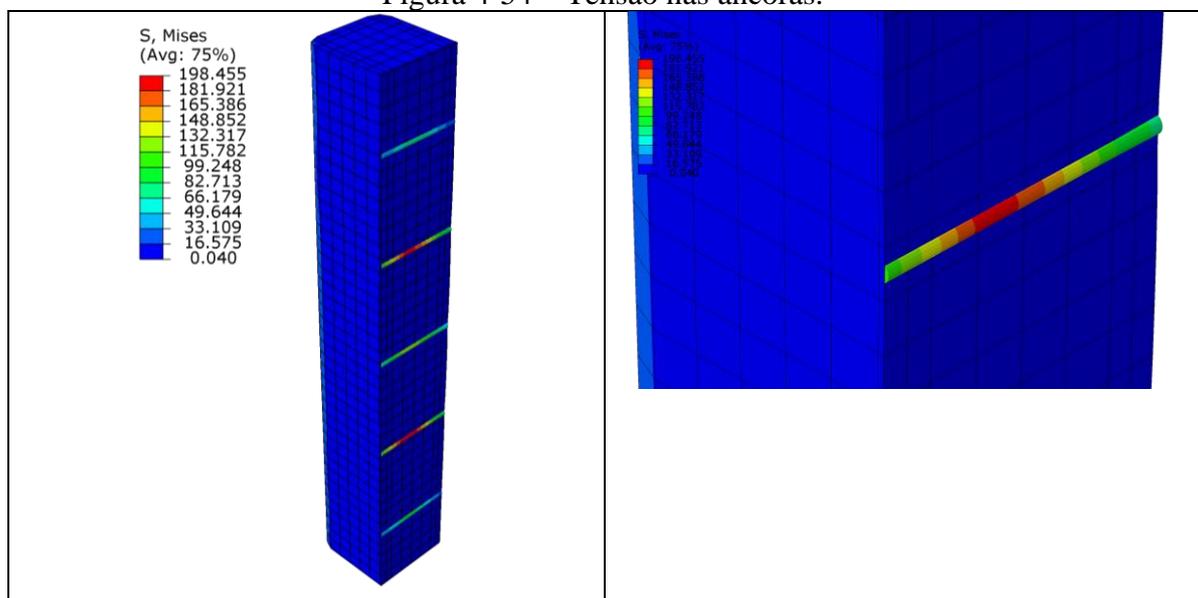




Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-54 mostra-se as tensões nas barras transversais para o modo de ruína do pilar. Como se vê, as barras transversais intermediárias foram as mais solicitadas em relação as demais e a tensão (198 MPa) atingiu apenas 40% da resistência característica do material (500 MPa).

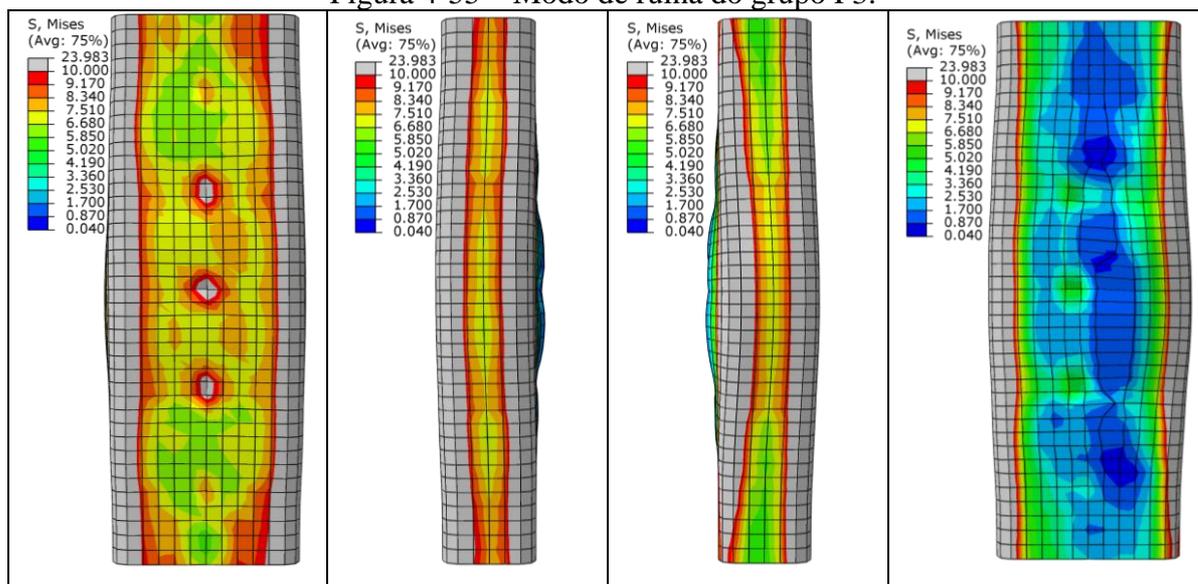
Figura 4-54 – Tensão nas ancoras.



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 4-55 é apresentado o modo de ruína do modelo P3. Comparando os modos de ruína de P2 e P3, observa-se que o modelo com ancoragem (P3) possui menor deformação na face de maior lado e maior deformação na face de menor lado, isso devido a melhor distribuição das tensões.

Figura 4-55 – Modo de ruína do grupo P3.



Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.6 MODELOS TEÓRICOS E COMPARAÇÕES

No grupo P1 (Figura 4-29) o modelo numérico apresentou resposta mais rígida do que o comportamento experimental no trecho que compreende o início da fase não-linear por fissuração do concrete e até a força máxima. Em termos de valor de força máxima, o valor obtido numericamente (276,65 kN) é praticamente igual ao experimental (270,73 kN) revelando a boa representativa do modelo numérico.

Na Tabela 4.6 os valores máximos de força previstos analiticamente ( $P_{an}$ ) e numericamente ( $P_{num}$ ) são comparados com aqueles obtidos experimentalmente ( $P_{exp}$ ). Para a previsão analítico foram utilizados os modelos: [1] ACI 440.2R (2017) e [2] Fib Model Code (2001) e [3] Triantafillou et al. (2015).

Para o cálculo da medida da máxima carga dos modelos experimental do grupo P1 não foi considerado o modelo P1-2, uma vez que os dados foram perdidos durante o ensaio por falha na aquisição. Já para os modelos reforçados, P2, foi considerado para média da máxima carga somente os modelos P2-2 e P2-3, uma vez que o modelo P2-4 uma vez que o ensaio foi interrompido antes da ruptura por questões de segurança e o modelo P2-1 não foi adquirido os dados devido a falha do sistema de aquisição de dados.

Tabela 4.6 – Comparações entre os valores de forças teóricas e experimentais

Grupo	P <sub>exp</sub> (kN)	P <sub>ana</sub> (kN)			P <sub>num</sub> (kN)	Relações				
		P <sub>ana</sub> -[1]	P <sub>ana</sub> -[2]	P <sub>ana</sub> -[3]		P <sub>exp</sub> /P <sub>ana</sub>	P <sub>ana</sub> /P <sub>num</sub>	P <sub>exp</sub> /P <sub>num</sub>		
P1	270,73	261,94		-	276,65	1,03		0,95	0,98	
P2	350,85	362,00			328,41	[1]	0,97	[1]	1,10	1,07
			381,40			[2]	0,92	[2]	1,16	
				322,68		[3]	1,09	[3]	0,98	
P3	-	-	-	370,58	368,05	-		1,01	-	

Fonte: Autor (2023)

Dos modelos analíticos citados, analisando a Tabela 4.6, observa-se que o modelo proposto pelo ACI apresenta resultados satisfatórios em comparação ao modelo proposto pelo Fib Model Code, para as condições propostas, ou seja, com concreto não armado e com baixa resistência (10 Mpa).

Para o grupo P3, o modelo proposto por Triantafillou et al. (2015) apresentou resultado satisfatório em comparação ao modelo numérico.

## 5 CONCLUSÕES

O objetivo principal do projeto foi avaliar o desempenho de pilares de concreto não armado de baixa resistência em relação à tensão máxima e deformação, utilizando abordagens experimentais, análises analíticas e modelagem numérica. A avaliação foi conduzida em três configurações diferentes de pilares: pilares com reforço somente nas extremidades, pilares com uma camada de reforço por encamisamento com PRFC em todo o pilar e extremidades, e pilares ancorados no centro da seção de maior lado. Com base no trabalho realizado, que abrangeu tanto experimentos quanto simulações numéricas, foram obtidas conclusões relevantes e significativas para o aprimoramento do projeto e construção de pilares mais eficientes e seguros.

- Notamos um aumento significativo na capacidade de carga, de aproximadamente 20% na capacidade de carga nos modelos reforçados em relação aos não reforçados.
- Houve um aumento significativo na deformação axial na carga máxima de 31%, nos modelos reforçados em relação aos não reforçados.
- Comparando o modelo P1-1 com o modelo P2-2, observou-se um aumento de carga de 24% e um aumento de deformação axial na carga máxima de 48%.
- Comparando dados experimentais com modelos analíticos, o modelo do ACI mostrou resultados satisfatórios em relação ao modelo do Fib Model Code para condições com concreto não armado e baixa resistência (10 MPa).
- A técnica de modelagem utilizada se mostrou adequada, capturou os modos de falha observados no experimento, forneceu resultados consistentes com os experimentos e representou o modelo com ancoragem.
- Da análise dos resultados da simulação numérica nos modelos com reforço nas extremidades, nota-se uma concentração das tensões nas faces do pilar, sem uma distribuição uniforme no centro da seção do pilar.
- Os modos de falha do modelo P1 (com reforço nas extremidades) são semelhantes no teste experimental e na simulação numérica. Ambos mostram uma falha por cisalhamento no centro da seção do pilar, formando um ângulo de 45° na direção da carga aplicada na extremidade superior.

- No modelo P2, o reforço com PRFC permitiu uma melhor distribuição das tensões na seção do pilar, mas houve concentração de tensão nos cantos, com a face de maior lado apresentando menor confinamento.
- Os modelos P1 verificou-se a concentração de tensões no topo do pilar com 25% da carga aplicada, já os modelos P2 ocorre melhor distribuição no meio da seção do pilar.
- Nos modelos P1, com 50% da carga, as tensões se distribuem pela seção e se concentram nas extremidades devido ao reforço, já o modelo P2 as tensões se distribuem melhor na seção.
- Nos modelos P1, com 75% da carga, há uma concentração de tensão nas faces do pilar, na região central, levando ao colapso do modelo, já o modelo P2 a distribuição das tensões não oferece alterações significativas após 50% da carga aplicada, as tensões se distribuem na seção, mas concentram-se nos cantos e no meio da face de maior lado, devido ao efeito de arqueamento que prejudica o confinamento. Esse comportamento persiste até a ruptura do pilar.
- No modelo P1, quando a carga chega a 100%, ocorre um alívio das tensões no centro da seção, uma vez que o modelo entra em colapso.
- A comparação entre os resultados experimentais e numéricos do grupo P2 revela semelhança nos modos de falha. Houve uma grande deformação na região abaixo dos reforços das extremidades, seguida da desintegração do concreto e inclinação do pilar ao longo do eixo de carregamento.
- A análise dos resultados da simulação numérica do modelo P3 revelou uma diferença em relação ao modo de falha do P2. No P3, a presença das ancoragens gerou menor deformação na face de maior lado e maior deformação na face de menor lado. Essa diferença pode ser atribuída a uma distribuição mais eficiente das tensões.
- Comparando P3 com P2, notamos uma melhora na rigidez inicial, um aumento de carga de cerca de 11% e um deslocamento de aproximadamente 18%.
- Comparando P3 com P2, as tensões se distribuem mais uniformemente por todo o pilar em P3, ao contrário de P2, onde as tensões se concentram nos cantos ao ser submetido a cargas superiores a 50%.
- Nos modelos P1 e P2, com 25% da carga, as tensões se concentram no topo do pilar no meio da seção. No modelo P3, com ancoragem, as tensões são distribuídas desde o início do carregamento, resultando em maior rigidez inicial.

- No modelo P2, as tensões se concentram nos cantos, negligenciando o meio da seção. Já no modelo P3 as tensões foram igualmente distribuídas por toda a seção, resultando em maior rigidez inicial, capacidade máxima de carga e deformação axial.
- Para o grupo P3, o modelo proposto por Triantafillou et al. (2015) apresentou resultado satisfatório em comparação ao modelo numérico.

Como indicação para trabalhos futuros, sugere-se:

- Análise paramétricas com variações das ancoragens em diferentes pontos da seção, com intuito de avaliar a influência da distribuição das tensões e obter o posicionamento ideal, ou seja, aquele que melhor distribui a tensão no pilar.
- Análise paramétrica com diferentes resistências do concreto, 25MPa e 30MPa e em concreto armado com armadura transversal e longitudinal em aço CA-50 e com ancoragem no meio da seção de maior lado no ponto ideal obtido pela análise paramétrica supracitada.
- Realizar estudo experimental com gama maior de corpos de prova, com posicionamento ideal obtido por meio da análise paramétrica supracitada.
- Realizar estudo experimental dos modelos produzidos em análise paramétrica com resistências de concreto de 25 e 30MPa, com armadura transversal e longitudinal em aço CA-50 e com ancoragem no ponto ideal obtido por análise paramétrica supracitada.
- Realizar ensaio em pilar já danificado.

## 6 REFERÊNCIAS

AHMAD, S. H. ; KHALOO, A.R. ; IRSHAID, A (1991). Behavior of concrete spirally confined by fiberglass filaments. *Magazine of Concrete Research*, V.43,p. 143-148.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95); and commentary (318R-95)*. Farmington Hills: ACI. ACI Committee 318).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI 440.2R (2017), *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*, Reported by ACI Committee 440, May 2017;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739:2018: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522-1:2021: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 1: Módulos estáticos à compressão*. 2021.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*. 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM D3039/D3039M:17: Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*. 2017.

BEER, Ferdinand P. *et al. Mechanics of Materials*, 7th Edition. 7. ed. New York: McGraw-Hill Global Education Holdings, 2014. 838 p.

BIRTEL, Veit; MARK, Peter. Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure. *ACADEMIA*, vol. 14, 2006.

CAMPIONE, G.; Miraglia, N. 2003. Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement & Concrete Composites*, Essex, v. 25, n.1, p. 31-41.

CARREIRA, Domingo J.; CHU, Kuang-Han. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. *ACI JOURNAL*, vol. 82, p. 797–804, 1985.

COLE, C.; Belardi, A. 2001. Confinement characteristics of rectangular FRP – Jacketed RC columns. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIBER REINFORCED POLYMER CONCRETE STRUCTURES, 5; 2001, Cambridge, *Proceedings*, p. 823-832.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB (2001), Bulletin 14, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, July 2001. 138 p. FIB-MODEL CODE. *Model Code 2010*. [S. l.: s. n.], 2010.

HARAJLI, M.; Hantouche, E.; Soudki, K. Stress-strain model for fiber-reinforced polymer jacketed concrete columns, *ACI Structural Journal*, 103, 5, 672-682, 2006.

HARRIES, K. A.; Carey, S. A.; Shape and gap effects on the behavior of variably confined concrete, *Cement and Concrete Research*, v.33, n.6, 2003, pp. 881-890. doi: 10.1016/S0008-8846(02)01085-2;

HASHIN, Z. Failure criteria for unidirectional fiber composites. *J. Appl. Mech.* 1980, 47, 329–334.

HORDIJK, Dick. Tensile and Tensile Fatigue Behaviour of Concrete; Experiments, Modelling and Analyses. *HERON*, vol. 37, no 1, p. 79, 1992.

Hosny, A.; Shahin, H.; Abdelrahman, A.; El-Afandy, T. Strengthening of rectangular RC columns using CFRP. In: *Burgoyne C (ed) Proceedings of 5th International Conference on fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures*, 2001, pp. 773-782.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1984). Method of test for compressive strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete. *JSCE-SF5. Concrete Library of JSCE*. Part III-2 Method of test for steel fiber reinforced concrete. N.3, June p-63-66.

KAW, A.K. *Mechanics of Composite Materials*; CRC Press: Boca Raton, FL, USA, 2005.

KIM, I. S.; Jirsa, J. O.; Bayrak, O. Use of carbon fiber-reinforced polymer anchors to repair and strengthen lap splices of reinforced concrete columns, *American Concrete Institute Structural Journal*, v. 108, n. 5, 2011, pp. 630-640;

KOUTAS, L.; TRIANTAFILLOU, T. C.; Use of anchors in shear strengthening of reinforced concrete T-beams with FRP, *Journal Composites Construction*, 17(1), 2013, 101-107;

KOLOOR, Seyed Saeid Rahimian et al. An Energy-Based Concept for Yielding of Multidirectional FRP Composite Structures Using a Mesoscale Lamina Damage Model. *Polymers: Mdpi*. [S.L.], p. 1-18. dez. 2020.

LAM, L.; TENG, J. G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 2003, 22, 13, 1149 – 1186.

LAM, L.; TENG, J. G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Buildings Materials*, 2003b, 17, 471 – 489.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, no 3, p. 299–326, 1989. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).

MACHADO, A. de P. *Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: teoria e prática*. São Paulo, Pini, 2015;

MATTHYS, S.; TOUTANJI, H.; AUDENAERT, K.; TAERWE, L. Axial load behavior of large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites, *American Concrete Institute Structural Journal*, v.102, n.2, 2005, pp. 258-267;

MURAKAMI, S. *Continuum Damage Mechanics: A Continuum Mechanics Approach to the Analysis of Damage and Fracture*; Springer Science & Business Media: Berlin/Heidelberg, Germany, 2012; Volume 185.

ORTON, S. L.; JIRSAN, J. O.; BAYRAK, O. Design considerations of carbon fiber anchors, *Journal of Composites for Construction*, v.12, n.6, 2008, pp. 608-616. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:6(608);

PESSIKI, S.; HARRIES, K. A.; KESTNER, J.; SAUSE, R.; RICLES, J. M., The axial behavior of concrete confined with FRP jackets, *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n.4, 2001, pp. 237-245. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2001)5:4(237);

ROCCHETTE, P.; LABOSSIERE, P. 2000. Axial testing of rectangular column models confined with composites. *Journal of composites for construction*, New York, v.4, n.3, p.129-135.

ROCCA, S.; GALATI, N.; NANNI, A. Review of design guidelines for FRP confinement of reinforced concrete columns of noncircular cross sections, *Journal of Composites for Construction*, v.12, n.1, 2008, pp. 80-92. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:1(80);

SUDANO, A. L. Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibras de carbono). *EESC/USP*, 2005.

SMITH, S. T.; HU, S.; KIM, S. J.; SERACINO, R., Strength and deflection enhancement of RC slabs with anchored FRP strengthening. In: 10th international symposium on fiber-reinforced polymer reinforcement for concrete structures, *American Concrete Institute*, SP-275, v.68, 2011, pp 1-14;

TAN, K. H. Strength enhancement of rectangular reinforced concrete columns using fiber-reinforced polymer. *Journal of Composites for Construction*, 6, 3, 2002, 175-183.

TANWONGSVAL, S.; MAALEJ, M.; PARAMASIVAM, P. Strengthening of RC wall-like columns with FRP under sustained loading, *Materials Structures*, 36, 2003, 282 – 290.

TRIANTAFILLOU, T. C.; CHOUTOPOULOU, E.; FOTAKI, E.; SKORDA, M.; STATHOPOULOU, M.; KARLOS, K. FRP Confinement of wall-like reinforced concrete columns, *Materials and Structures*, 2015;

VRETTOS, I.; KEFALA, E.; TRIANTAFILLOU, T. C.; Innovative flexural strengthening of RC columns using carbon fiber anchors, *American Concrete Institute Structural Journal*, 110(1), 2013, 63-70;

WANG, Y. C.; RESTREPO, J. I. Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer jackets, *American Concrete Institute Structural Journal*, v. 98, n. 3, 2001, pp. 377-385;