



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL: ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

SAVINA LAÍS SILVA NUNES

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PILARES DANIFICADOS E RECUPERADOS COM
FIBRAS DE CARBONO USANDO O CDP

FORTALEZA

2021

SAVINA LAÍS SILVA NUNES

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PILARES DANIFICADOS E RECUPERADOS COM
FIBRAS DE CARBONO USANDO O CDP

Dissertação apresentada ao Mestrado Acadêmico do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará (UFC), como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Orientadora: Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo.

FORTALEZA

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

N928s Nunes, Savina Laís Silva.
Simulação numérica de pilares danificados e recuperados com fibras de carbono usando o CDP / Savina Laís Silva Nunes. – 2021.
91 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2021.
Orientação: Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo.

1. Concreto Danificado. 2. Concrete Damage Plasticity. 3. PRFC. 4. Graute. I. Título.

CDD 624.1

SAVINA LAÍS SILVA NUNES

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PILARES DANIFICADOS E RECUPERADOS COM
FIBRAS DE CARBONO USANDO O CDP

Dissertação apresentada ao Mestrado Acadêmico do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará (UFC), como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 31 de maio de 2021.

BANCA EXAMINADORA

Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de
Araújo (Orientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Marcelo Silva Medeiros Júnior
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

À Deus.

À minha família

Aos meus amigos

E a todos que se fizeram presentes, apoiando.

AGRADECIMENTOS

À Deus.

Aos meus pais, Shirle Maria Silva Nunes e Bernardo de Sousa Nunes, e meus irmãos Teresinha, Sanatiel e Gabriela, pelo amor, apoio e incentivo constantes ao longo desta caminhada, mesmo que à distância.

À minha avó, Maria da Conceição Silva (*in memorian*), por todo o amor que recebi.

A todos os meus fiéis amigos que estiveram presentes ao longo do caminho, sempre positivos e incentivadores.

À minha orientadora Professora Doutora Tereza Denyse Pereira de Araújo, pela orientação e paciência indispensáveis ao longo deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas do PEC-UFC, pelas importantes contribuições e sugestões relativas ao trabalho.

Aos colegas da turma de mestrado, pela amizade e bons momentos.

Aos membros do Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização (LMCV) e aos demais componentes do DEECC-PEC, pelo apoio.

À CAPES, pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

RESUMO

Atualmente, observa-se o aumento notório de estudos que avaliam a aplicação dos polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) no confinamento de pilares de concreto armado degradados. O PRFC é um material que tem se destacado na recuperação desses pilares, mesmo quando são feitos com concreto de alto desempenho. Esse material apresenta excelentes propriedades mecânicas e baixo peso específico, o que justifica o seu uso crescente. Neste contexto, a realização de uma avaliação estrutural é imprescindível, seja através de ensaios de laboratório ou por modelagem computacional. Existem diversos métodos numéricos que podem ser utilizados, destacando-se o Método dos Elementos Finitos. O principal objetivo deste trabalho é discutir a modelagem de pilares de concreto armado danificados, submetidos a carga axial concêntrica, e revestidos com fibras de carbono. O trabalho está dividido em duas etapas. Na primeira, pilares de concreto armado reforçados com PRFC, sem danos, submetidos a carga excêntrica, são analisados. Nesses casos, a fibra de carbono é modelada com elementos de casca considerando-os como isotrópico, ortotrópico ou lâmina e sua seção transversal é considerada como compósito ou homogênea. Na segunda etapa, analisa-se pilares com concreto de alto desempenho danificados, submetidos a carga axial concêntrica, e recuperados com graute e PRFC, usando a modelagem da fibra que proporcionou melhores resultados na primeira etapa. As análises foram feitas no software ABAQUS®, cuja não linearidade do concreto é modelada através do modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (CDP). Todos os modelos simulados foram comparados com resultados experimentais extraídos da literatura. Assim, pode-se observar que a utilização dos elementos de casca ortotrópicos proporciona resultados bem mais próximos aos de referência, sendo que a seção configurada como compósito é a que proporciona melhores resultados. Da análise das colunas danificadas e recuperadas, pode-se verificar o alcance de bons resultados de recuperação de resistência de carga de pico.

Palavras-chave: Concreto Danificado, *Concrete Damage Plasticity*, PRFC, Graute.

ABSTRACT

Studies have currently increased about evaluating the application of carbon fiber reinforced polymers (CFRP) in the confinement of degraded reinforced concrete pillars. CFRP is a material that has stood out in the recovery of these pillars, even when they are made with high-performance concrete. This material has excellent mechanical properties and low specific weight, which justifies its increasing use. In this context, performing a structural evaluation is essential, whether through laboratory tests or computational modeling. Several numerical methods can be used, especially the Finite Element Method. The main objective of this work is to discuss the modeling of damaged reinforced concrete columns subjected to a concentric axial load jacketed with carbon fibers. This work is divided into two steps. In the first, reinforced concrete columns reinforced with CFRP, without damage, subjected to eccentric load, are analyzed. In these cases, the carbon fiber is modeled with shell elements considering them as isotropic, orthotropic, or lamina, and its cross-section is deemed to be composite or homogeneous. In the second step, columns with damaged high-performance concrete are analyzed, submitted to concentric axial load, and recovered with grout and CFRP, using the fiber modeling that provided better results in the first stage. The analyzes were performed using the ABAQUS® software, whose non-linearity of the concrete is modeled through the constitutive model Concrete Damage Plasticity (CDP). All simulated models were compared with experimental results extracted from the literature. Thus, it can be observed that the use of the orthotropic shell elements provides results much closer to those of reference, and the section configured as composite is the one that provides the best results. From the analysis of the damaged and recovered columns, it is possible to verify the reach of good results of peak load resistance recovery.

Keywords: Damaged Concrete, Concrete Damage Plasticity, CFRP, Grout.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Resposta de descarregamento dos modelos: (a) dano elástico, (b) elástico plástico, e (c) dano elástico plástico.....	17
Figura 2 - Curva uniaxial do concreto sujeito à (a) compressão e (b) tração.	24
Figura 3 - Energias dissipadas pelo dano na (a) compressão e na (b) tração.	27
Figura 4 - Fluxograma do algoritmo de Alfarah <i>et al.</i> (2017).	29
Figura 5 - Materiais componentes do sistema do polímero reforçado com fibra de carbono. .	15
Figura 6 - (a) Detalhes da armadura dos pilares modelados (dimensões em mm); (b) Disposição das camadas de PRFC no pilar (representação das faixas descontínuas na camada transversal); (c) Pilar modelado no ABAQUS®.....	32
Figura 7 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto.	34
Figura 8 - Curva tensão (MPa) versus deformação do aço: (a) Perfeitamente plástico; (b) Bilinear.....	35
Figura 9 - (a) Efeito do confinamento em seção retangular; (b) Curvas tensão-deformação...	36
Figura 10 - Carga (kN) versus deslocamentos vertical e horizontal (cm) - G01: (a) Comportamento perfeitamente plástico para o aço; (b) Comportamento bilinear para o aço.	37
Figura 11 - Carga (kN) versus deslocamentos vertical e horizontal (cm) - G02: (a) Comportamento perfeitamente plástico para o aço; (b) Comportamento bilinear para o aço.	39
Figura 12 - (a) Geometria e detalhes da armadura dos pilares estudados (dimensões em mm).	43
Figura 13 - Procedimento sistemático para reforço com PRFC em coluna de concreto armado (EB).....	43
Figura 14 - Procedimento sistemático para reparo com argamassa de alto desempenho em coluna de concreto armado severamente danificada (RCC-R-QS).....	44
Figura 15 - Pilares modelado no ABAQUS®: (a) PCC; (b) RCC; (c) EB; (d) QS; (e) QS+EB.	45
Figura 16 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto não danificado.	48
Figura 17 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto danificado.	48
Figura 18 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do graute.....	49
Figura 19 - Curva tensão (MPa) versus deformação do aço.....	49
Figura 20 - Padrão de falha e quantificação de danos das colunas dos ensaios de referência: (a) PCC; (b) RCC; (c) EB; (d) QS.	51

Figura 21 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - PCC_v000.....	53
Figura 22 - Colunas deformadas PCC: simulações v000.	54
Figura 23 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - PCC_v00001.....	55
Figura 24 - Colunas deformadas PCC: simulações v00001.	56
Figura 25 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - RCC_v000	57
Figura 26 - Colunas deformadas RCC: simulações v000.....	58
Figura 27 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - RCC_v00001	59
Figura 28 - Colunas deformadas RCC: simulações v00001.....	60
Figura 29 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - EB_v000	62
Figura 30 - Colunas deformadas EB: simulações v000.....	63
Figura 31 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - EB_v00001	63
Figura 32 - Colunas deformadas EB: simulações v00001.....	65
Figura 33 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - QS_v000	66
Figura 34 - Colunas deformadas QS: simulações v000.....	66
Figura 35 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - QS+EB_v000.....	68
Figura 36 - Colunas deformadas QS+EB: simulações v000.	70
Figura 37 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto.....	73
Figura 38 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - H_PCC_v000.....	73
Figura 39 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - H_RCC_v000	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Descrição das considerações dos elementos de casca nas simulações - G01	33
Tabela 2 - Descrição das considerações dos elementos de casca nas simulações - G02	33
Tabela 3 - Propriedades mecânicas do PRFC	35
Tabela 4 - Limites de falha para o PRFC	36
Tabela 5 – Comparação dos valores máximos das simulações com os dos experimentos – G01	38
Tabela 6 - Comparação dos valores máximos das simulações com os dos experimentos - G0240	
Tabela 7 - Descrição das considerações nas simulações das colunas de controle com concreto não danificado	46
Tabela 8 - Descrição das considerações nas simulações com concreto não danificado reforçado PRFC	47
Tabela 9 - Descrição das considerações nas simulações com concreto danificado reforçado somente com argamassa e com argamassa e PRFC	47
Tabela 10 - Propriedades mecânicas do PRFC ortotrópico	49
Tabela 11 - Limites de falha para o PRFC	50
Tabela 12 - Comparação dos valores máximos das simulações PCC_v000 com os dos ensaios de referência	53
Tabela 13 - Comparação dos valores de pico das simulações PCC_v000 com os dos ensaios de referência	54
Tabela 14 - Comparação dos valores máximos das simulações PCC_v00001 com os dos ensaios de referência	55
Tabela 15 - Comparação dos valores de pico das simulações PCC_v00001 com os dos ensaios de referência	55
Tabela 16 - Comparação dos valores máximos das simulações RCC_v000 com os dos ensaios de referência	57
Tabela 17 - Comparação dos valores de pico das simulações RCC_v000 com os dos ensaios de referência	57
Tabela 18 - Comparação dos valores máximos das simulações RCC_v00001 com os dos ensaios de referência	59
Tabela 19 - Comparação dos valores de pico das simulações RCC_v00001 com os dos ensaios de referência	59
Tabela 20 - Comparação dos valores máximos das simulações EB_v000 com os dos ensaios	

de referência.....	62
Tabela 21 - Comparação dos valores de pico das simulações EB_v000 com os dos ensaios de referência	62
Tabela 22 - Comparação dos valores máximos das simulações EB_v00001 com os dos ensaios de referência.....	64
Tabela 23 - Comparação dos valores de pico das simulações EB_v00001 com os dos ensaios de referência.....	64
Tabela 24 - Comparação dos valores máximos das simulações QS_v000 com os dos ensaios de referência.....	66
Tabela 25 - Comparação dos valores de pico das simulações QS_v000 com os dos ensaios de referência	66
Tabela 26 - Comparação dos valores máximos das simulações QS+EB_v000 com os dos ensaios de referência e os das simulações QS_v000	69
Tabela 27 - Comparação dos valores de pico das simulações QS+EB_v000 com os dos ensaios de referência e os das simulações QS_v000	69
Tabela 28 - Comparação dos valores máximos das simulações QS+EB_v000 com os das simulações RCC_v000	69
Tabela 29 - Descrição das considerações nas simulações das colunas.....	72
Tabela 30 - Comparação dos valores máximos da simulação H_PCC_v000 com os dos ensaios de referência.....	73
Tabela 31 - Comparação dos valores de pico da simulação H_PCC_v000 com os dos ensaios de referência.....	74
Tabela 32 - Comparação dos valores máximos da simulação H_RCC_v000 com os dos ensaios de referência.....	74
Tabela 33 - Comparação dos valores de pico da simulação H_RCC_v000 com os dos ensaios de referência.....	74

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CDP	Concrete Damage Plasticity (Plasticidade com Dano no Concreto)
CEB-FIP	Comité Euro-Internacional du Béton- Fédération Internationale de la Précontrainte
CP	Corner point (Ponto no canto)
CPDV	Centre point of damage localization volume (Ponto no centro do volume de localização do dano)
EB	External Bonding (Ligação externa)
MEF	Método dos Elementos Finitos
MP	Middle point (Ponto médio)
NBR	Norma Brasileira Regulamentar
PRFC	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono
PCC	Plain Concrete Control Column (Coluna de Controle de Concreto Simples)
QS	Quickset (Endurecimento Rápido)
SCCM	Smeared Crack Concrete Model (Modelo de Fissuração Distribuída do Concreto)
RC	Reinforced Concrete (Concreto Armado)
RCC	Reinforced Concrete Control Column (Coluna de Controle de Concreto Armado)

LISTA DE SÍMBOLOS

ε_c	Deformação de compressão
ε_t	Deformação de tração
ε_c^{pl}	Deformação plástica equivalente de compressão
ε_t^{pl}	Deformação plástica equivalente de tração
σ_c	Tensão de compressão
σ_t	Tensão de tração
d	Dano efetivo
E_0	Módulo de elasticidade inicial
E	Módulo tangente reduzido
d_c	Dano na compressão
d_t	Dano na tração
D	Dano do modelo de Lee e Fenves (1998)
s_c	Coefficiente adimensional que se relaciona com o estado de tensões e recuperação de rigidez na compressão
s_t	Coefficiente adimensional que se relaciona com o estado de tensões e recuperação de rigidez na tração
σ_{11}	Primeira tensão principal
r^*	Parâmetro de estado de tensão
h_c	Fator peso que se relaciona com o fechamento de fissuras após a carga passar de tração para compressão
h_t	Fator peso que representa a recuperação no esmagamento após a carga passar de compressão para tração
F	Função de escoamento
P	Tensão de pressão hidrostática
q	Tensão desviadora
σ_{max}	Máxima tensão principal efetiva
$\tilde{\sigma}_c$	Tensão efetiva de coesão na compressão
$\langle - \rangle$	Notação de Macauley
α	Coefficiente alpha

β	Coeficiente beta
γ	Coeficiente gama
f_{b0}	Resistência de escoamento sob compressão biaxial
f_{c0}	Resistência de escoamento sob compressão uniaxial
K_c	Razão entre os segundos invariantes de tensão na tração e compressão
$\tilde{\sigma}_t$	Tensão efetiva de coesão na tração
G	Função hiperbólica de Drucker-Prager
σ_{r0}	Tensão de tração uniaxial no escoamento
ϵ	Excentricidade da superfície de escoamento
Ψ	Ângulo de dilatância medido no plano desviador ($p-q$) em altas tensões de confinamento
μ	Parâmetro de viscosidade
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
E_{ci}	Módulo de deformação do concreto para $\sigma = 0$
E_0	Módulo secante correspondente a $0,40 f_{cm}$
G_{ch}	Parâmetro do material definido como energia de esmagamento por unidade de área
G_F	Parâmetro do material definido como energia de fratura
l_{eq}	Comprimento característico do elemento finito
w_c	Abertura crítica de fissura
ϵ_c^{ch}	Deformação de esmagamento
ϵ_c^{ck}	Deformação de fissuração
g_c	Coeficiente normalizador que representa a dissipação de energia por unidade de volume dissipada pelo dano na compressão durante todo o processo de deterioração
g_t	Coeficiente normalizador que representa a dissipação de energia por unidade de volume dissipada pelo dano na tração durante todo o processo de deterioração
f_{c0}	Tensão de compressão nos pontos sem esmagamento
f_{r0}	Coeficiente adimensional a na compressão
a_c	Coeficiente adimensional a na compressão
b_c	Coeficiente adimensional b na compressão
a_t	Coeficiente adimensional a na tração

b_t	Coefficiente adimensional b na tração
x	Razão entre a deformação e a deformação de compressão no ponto de pico
α_a	Razão entre o módulo de elasticidade inicial e secante
α_d	Parâmetro do trecho descendente
α_t	Parâmetro alpha
h	Fator h
f_{cm}	Resistência à compressão do concreto
f_{tm}	Resistência à tração do concreto
ε_{cm}	Deformação à compressão do concreto
ε_{tm}	Deformação à tração do concreto
η	Razão entre a deformação ε e a deformação de compressão no ponto de pico
κ	Coefficiente adimensional kappa
E_{cm}	Modulo de elasticidade inicial
°	Graus
%	Porcentagem
®	Marca Registrada

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	Objetivos.....	9
1.2	Metodologia	10
1.3	Apresentação	11
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	13
2.1	Patologias do concreto	13
2.1.1	<i>Técnicas de reforço em pilares</i>	13
2.1.1.1	Encamisamento com concreto de alto desempenho	14
2.1.1.2	Polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC).....	14
2.2	Cargas em estruturas	15
2.3	Modelo Constitutivo do Concreto	16
2.3.1	<i>Concrete Damage Plasticity (CDP).....</i>	17
2.3.1.1	Relações constitutivas.....	18
2.3.1.2	Evolução do dano	20
2.4	Comportamento uniaxial do concreto	22
2.4.1	<i>Compressão axial.....</i>	22
2.4.2	<i>Tração uniaxial.....</i>	25
2.5	Cálculo das variáveis de dano.....	26
3	SIMULAÇÕES DOS MODELOS DE CALIBRAÇÃO	31
3.1	Geometria e modelo numérico.....	31
3.2	Propriedades mecânicas	34
3.3	Resultados e Discussão	36
3.3.1	<i>Geometria G01</i>	37
3.3.2	<i>Geometria G02</i>	39
4	SIMULAÇÕES DOS PILARES DANIFICADOS E RECUPERADOS	42
4.1	Geometria e modelo numérico.....	42
4.2	Propriedades mecânicas	48
4.3	Resultados e Discussão	50
4.3.1	<i>Concreto simples não danificado (PCC).....</i>	52
4.3.2	<i>Concreto armado não danificado (RCC)</i>	56
4.3.3	<i>Concreto armado não danificado reforçado com PRFC (EB)</i>	61
4.3.4	<i>Concreto armado danificado reforçado com graute (QS).....</i>	65

4.3.5	<i>Concreto armado danificado reforçado com graute e PRFC (QS+EB)</i>	68
4.3.6	<i>Hognestad: PCC e RCC</i>	72
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	75
	REFERÊNCIAS	78

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado estão sujeitas a problemas de degradação durante toda sua vida útil. Essa degradação é proveniente dos mais variados agentes, tais como forças além das previstas em projeto, erros de projeto e/ou execução, corrosão das armaduras, variação da umidade, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, entre outros. Esses agentes degradam as propriedades dos materiais, acarretando o surgimento de patologias que levam as estruturas a um estado de insegurança estrutural. Deste modo, uma intervenção é necessária a fim de adequá-las a sua nova realidade e reconduzi-las à condição de segurança. Tal condição é possível através de um processo de reabilitação e reforço de estruturas.

Observa-se que, nas últimas décadas, existe mundialmente uma tendência direcionada a privilegiar os aspectos de projeto relacionados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto. No entanto, além das práticas preventivas, ponderadas ainda na fase de projeto, é necessário buscar alternativas de sanar a problemática de estruturas que não passaram por esse cuidado prévio e que já foram atingidas por manifestações patológicas.

Sabe-se que, como consequência da deterioração patológica, as estruturas têm sua qualidade estética e de funcionalidade afetadas, passando a apresentar uma condição de insegurança estrutural, necessitando, portanto, de uma intervenção que adeque à estrutura a sua nova realidade, conduzindo-a de volta a sua condição de segurança. Tal condução é possível através de um processo de reabilitação e reforço de estruturas.

Dentro deste contexto, o polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) é um material compósito e está entre os mais utilizados sistemas de reforço da atualidade, sobretudo em lajes, vigas e pilares de concreto armado e protendido. O PRFC é composto pelas fibras de carbono, elemento estrutural de alta resistência, e por uma matriz polimérica. A eficiência dessa técnica em pilares está basicamente no aumento da resistência da estrutura pelo efeito do confinamento do concreto, destacando-se a vantagem de praticamente não haver aumento da área da seção transversal de estrutura recuperada.

Devido à interação entre a fibra e a matriz na redistribuição das cargas externas, esse sistema consegue suportar tensões mais elevadas do que cada componente trabalhando sozinho. Em complemento, destaca-se que, o carbono confere ao polímero elevada rigidez e resistência a todos os tipos de ataque químico. Além disso, apresenta bom comportamento à fadiga, a cargas cíclicas e reológica, e pequeno peso.

Outro método de reforço comum, em estruturas comprimidas, é o encamisamento da coluna com concreto de alto desempenho. Nesta técnica, realiza-se o reforço da estrutura através da substituição do volume danificado ou do aumento da seção, podendo esse reforço ser armado ou não, conferindo assim uma grande contribuição no sentido de sanar a deterioração existente.

A reprodução do comportamento não linear do concreto é uma dificuldade recorrente em estudos analíticos e numéricos. Os estudos numéricos têm sido feitos em *softwares* comerciais como ANSYS, ABAQUS e DIANA. Estes *softwares* são baseados no Método dos Elementos Finitos, possuindo diversos modelos constitutivos a fim de representar o comportamento não linear do material, tais como o *Smeared Crack Concrete Model* (SCCM) e o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Contudo, a precisão destes modelos e as dificuldades na simulação e na modelagem dependem dos dados de entrada, em especial das propriedades dos materiais (CHAUDHARI e CHAKRABARTI, 2012). O CDP tem sido largamente utilizado por muitos pesquisadores que, em razão das dificuldades encontradas na simulação de estruturas de concreto, têm direcionado seus esforços para elaboração de procedimentos de cálculo adequados, podendo estes abranger alguns ajustes no método.

As dificuldades são ainda maiores quando se procura avaliar as estruturas de concreto confinadas, seja pelas armaduras de aço, seja pelos polímeros de fibras, ou ambos. A correta caracterização da fibra é também um fator importante. Os *softwares* oferecem diversas possibilidades, devendo o operador escolher a maneira mais adequada de modelagem para suas simulações, no entanto, nem sempre isso é tarefa fácil. Diante disso, ressalta-se a importância de estudos que analisem essas possibilidades, de modo a orientar o uso ou a eliminação de determinadas formas de modelagem para um dado problema.

1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho é discutir a modelagem de pilares de concreto armado danificados, submetidos a carga axial concêntrica, e revestidos com fibras de carbono, considerando o *Concrete Damage Plasticity* (CDP) como modelo constitutivo do concreto e o aço como bilinear.

Para alcançar o objetivo geral, estabelecem-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Fazer uma análise não linear física do material através do software ABAQUS utilizando o modelo do Concrete Damaged Plasticity (CDP) em pilares em concreto armado confinados.
- b) Modelar, via MEF, pilares de concreto armado confinados, a fim de validar o

modelo constitutivo CDP;

- c) Validar as modelagens através do comparativo dos resultados dos modelos numéricos desenvolvidos com estudos existentes na literatura;
- d) Analisar e avaliar o comportamento estrutural do pilar e da fibra, bem como a eficiência da fibra na presença do carregamento axial excêntrico e concêntrico, verificando nesta análise as diversas possibilidades de configurações do PRFC no ABAQUS® e o desempenho do graute como reforço associado ao PRFC.

1.2 Metodologia

Estuda-se neste trabalho duas possibilidades de intervenções reparadoras através de processo de reabilitação e reforço de estruturas, que são o encamisamento com concreto de alto desempenho e a utilização de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC). Com a revisão bibliográfica realizada, foram desenvolvidas as simulações numéricas iniciais por meio do MEF, através do software ABAQUS®. Cabe destacar que, a utilização de programas baseados no MEF é algo comum na realização de análises – estática, dinâmica, linear, não linear, dentre outras – de estruturas de modo geral.

O ABAQUS® possui dois módulos de análises disponíveis em sua plataforma: o ABAQUS/Standard® e o ABAQUS/Explicit®. No Standard é possível solucionar problemas lineares e não lineares, sendo usado tanto para análises estáticas como dinâmicas. Neste caso, a avaliação do problema é implícita, cuja resolução do sistema de equações ocorre através de incrementos na análise, requerendo um tempo de processamento maior e de mais recursos computacionais.

Já no Explicit, destaca-se a sua eficiência na resolução de problemas dinâmicos com grandes deslocamentos e deformações, sendo possível, ainda, resolver alguns problemas estáticos. Esse módulo foi desenvolvido para realizar cálculos de elementos finitos baseados em procedimentos explícitos, além disso, o tempo de processamento é consideravelmente menor, pois necessita de um pequeno passo de tempo e pouca memória RAM para executar a simulação.

As análises neste trabalho foram feitas no módulo Abaqus/Standard®. O primeiro passo, antes de iniciar a modelagem computacional propriamente dita, foi a definição das estruturas a serem analisadas, estabelecendo suas características geométricas, propriedades dos materiais, as condições de contorno, os carregamentos e os esquemas de reforços.

Pilares de concreto armado de seção transversal retangular danificados ou não danificados, com reforço em graute e/ou em PRFC, variando-se a quantidade de camadas das

fibras, bem como a combinação dos dois tipos de reforços são simulados neste trabalho. Nessas estruturas, abordou-se a aplicação da compressão axial concêntrica e excêntrica.

Destaca-se que, as modelagens foram desenvolvidas considerando a não linearidade do concreto através do modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponível na plataforma ABAQUS®. Para obtenção dos valores a serem inseridos no ABAQUS®, utilizou-se um programa desenvolvido no MICROSOFT EXCEL®, para modelagem dos pilares de Quiertant e Clement (2010), e um programa mais refinado implementado no *software* OCTAVE® para continuidade do trabalho com pilares ensaiados por Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017). Ambos os programas seguiram a metodologia de Alfarah *et al.* (2017) para o cálculo do dano e da curva tensão-deformação.

Para validar a utilização do modelo constitutivo CDP e para avaliar o desempenho da fibra de carbono em diferentes configurações foram modelados os ensaios experimentais executados por Quiertant e Clement (2010) que abordou a aplicação de carregamento compressivo com excentricidade.

Dando continuidade à análise, a fim de se atingir os objetivos estabelecidos, foram modelados os pilares ensaiados por Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017), que estudaram o comportamento de pilares de concreto armado danificados ou não danificados reforçados com argamassa de alto desempenho e com PRFC. Nessa fase também foi estudada a sensibilidade do concreto, considerando o modelo CDP, diante da variação dos valores para os parâmetros representativos do ângulo de dilatação e viscosidade. Além disso, estudou-se, através das modelagens desses exemplos, a influência do refinamento da malha adotada para o concreto e para a argamassa de alto desempenho nos resultados.

É possível notar que, para inicializar os estudos de uma pesquisa, existem dificuldades em escolher uma metodologia adequada, dessa maneira, o presente trabalho buscou contribuir nesse sentido de verificar a viabilidade dos métodos aqui abordados. Essa contribuição se deu, principalmente, através da verificação do modelo constitutivo CDP, incluindo o estudo da sensibilidade desse modelo em relação a alguns parâmetros e considerações de propriedades materiais e geométricas; da análise das diversas possibilidades de configurações do PRFC no ABAQUS®; além de verificar a eficiência da associação de métodos de reforços (PRFC e graute).

1.3 Apresentação

Esta dissertação é apresentada em cinco capítulos. Neste capítulo introdutório é apresentado um relato sobre a visão e as ações atuais a respeito das problemáticas da

degradação das estruturas de concreto armado, exibindo também os modos de reforço de pilares estudados ao longo da dissertação, bem como as justificativas do estudo. Descreve-se, ainda neste capítulo, toda a metodologia adotada para a realização do trabalho. Exibe também os objetivos geral e específicos propostos. E, por fim, são apresentados os principais tópicos de todos os capítulos deste trabalho.

No segundo capítulo é realizada uma fundamentação teórica sobre deterioração das estruturas e causas de patologias no concreto, citando possíveis técnicas de reforço e destacando as selecionadas para abordagem deste trabalho. Esse capítulo discorre também sobre as cargas atuantes em estruturas e explana sobre o modelo constitutivo CDP para caracterização do comportamento concreto.

O terceiro capítulo exibe a descrição das simulações numéricas dos modelos de calibração, nas quais os pilares de concreto armado reforçados com PRFC são submetidos a carregamento excêntrico, apresentando os resultados obtidos e efetuando uma análise dos resultados numéricos, confrontando-os com os resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores. De maneira análoga, o capítulo 4, aborda as simulações dos pilares danificados e recuperados. No quinto e último capítulo, apresentam-se os comentários finais e as conclusões sobre a pesquisa, bem como sugestões para futuros trabalhos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

É indispensável, para melhor entendimento e desenvolvimento do tema proposto, o conhecimento e domínio de determinados conceitos que fundamentam a pesquisa, em relação a modelagem numérica do concreto armado. Tendo isso em vista, apresentam-se os tópicos a seguir, nos quais consta essa base teórica.

2.1 Patologias do concreto

Conforme já relatado, problemas de degradação estão frequentemente presentes na vida útil das estruturas de concreto armado. Engenheiros projetistas e construtores têm dirigido suas atenções a essa problemática, considerando o notório aumento de estruturas, sobretudo edificações, com algum tipo de deficiência, seja estrutural, operacional e/ou estética.

Como exemplo, colunas de concreto armado em uma construção emoldurada podem ser severamente danificadas por terremotos, explosões, fadiga e outras cargas. É essencial restaurar rapidamente a resistência e a rigidez das colunas após seu dano para manter a operacionalidade do edifício (JAIN *et al.*, 2017).

Falhas de projeto, de execução e até mesmo alterações no uso das edificações podem provocar problemas nas edificações. No caso de pilares, que são os elementos estruturais responsáveis por transportar as ações dos pavimentos da obra para as fundações, qualquer falha em seu funcionamento afetará significativamente o desempenho da estrutura como um todo, podendo até mesmo levá-la a ruína.

2.1.1 Técnicas de reforço em pilares

Para evitar acidentes, é possível realizar o reforço dos pilares, existem várias técnicas de reabilitação de estruturas de concreto armado, dentre elas pode-se citar: a protensão externa, a adição de chapas ou perfis metálicos, o uso de materiais compósitos tais como fibras de carbono, e a adição de concreto com ou sem aço à seção transversal do elemento (encamisamento da seção). Essa última técnica é muito empregada devido às suas vantagens econômicas e facilidade na execução. Porém, produz elementos finais de dimensões superiores às iniciais, e exige um tempo de espera para que o reforço atinja a resistência conveniente antes da liberação das ações na parte estrutural reforçada.

Assim, estuda-se neste trabalho duas possibilidades de intervenções reparadoras através de processo de reabilitação e reforço de estruturas, que são o encamisamento com

concreto de alto desempenho e a utilização de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC).

2.1.1.1 Encamisamento com concreto de alto desempenho

O encamisamento de pilares com concreto, em meio as diversas opções de reforço estrutural, se destaca, devido ao seu custo acessível e a facilidade de sua execução. Trata-se de uma técnica que propõe reabilitar uma estrutura criando um volume adicional (aumento de seção) ou substituição do volume danificado por uma nova camada de concreto de resistência adequada, aliado ou não a armaduras, permitindo assim reparar parcialmente, ou quase totalmente, os danos existentes dependendo do nível de deficiência.

Os procedimentos dessa técnica consistem basicamente em: escoramento, preparação da superfície, colocação das armaduras (quando for o caso), aplicação do concreto e cura. Inicialmente é necessário verificar se as condições de segurança na localização da estrutura a ser reparada são atendidas, sendo altamente recomendável o uso de escoramento nas proximidades da região de reparo.

O procedimento seguinte é o de preparação da superfície existente, fase crucial, na qual deve ser feita uma boa ligação (que aumente a superfície de contato e a rugosidade) entre o material existente e o que será acrescentado. Nesse procedimento pode existir ainda a remoção do material deteriorado antes de quaisquer aplicações, por meio do uso de martelo de agulhas, jatos de areia ou de água à alta pressão. E, após o processo, é recomendada a retirada de possíveis pequenos detritos e poeira, normalmente utilizando ar comprimido ou jato de água.

Com a superfície devidamente preparada, chega-se a fase em que efetivamente se aplica o encamisamento. Adiciona-se armaduras, quando necessário, monta-se as formas e aplica-se concreto de alto desempenho adequado, certificando-se de que houve um bom adensamento e preenchimento total e correto da forma. E, por fim, é necessário aguardar o tempo de cura do concreto (momento no qual o concreto já adquiriu a resistência prevista) para a retirada das formas do entorno do pilar e aplicação de argamassa de regularização, quando necessário.

2.1.1.2 Polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC)

Pode-se destacar que as principais características das fibras utilizadas na fabricação de compósitos são: elevada resistência à tração e módulo de elasticidade para seu

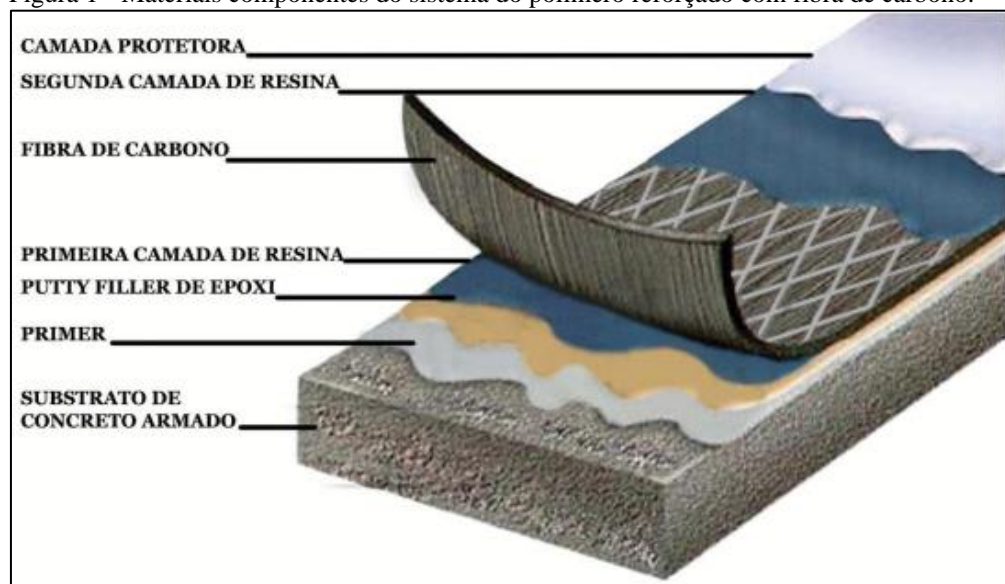
melhor aproveitamento; reduzida variação de resistência entre fibras individuais; estabilidade e capacidade de manter suas propriedades ao longo do processo de fabricação e manuseio; e uniformidade de seus diâmetros e superfícies.

Segundo Beber (2003), a alta relação entre resistência e peso próprio, além de uma excelente resistência à corrosão eletroquímica tornam os PRF muito atraentes para aplicações estruturais.

Um compósito de polímeros reforçados com fibras consiste na união de um grande número de pequenas fibras, contínuas, direcionadas, não metálicas e com características avançadas, agrupadas em uma matriz de resina (*BULLETIN 14 FIB apud MARQUES, 2017*). Seguindo essa sistemática, o PRFC é um sistema formado por uma matriz polimérica e as fibras de carbono, essa última possuindo alta resistência e funcionando como elemento estrutural. Devido à interação entre a fibra e a matriz na redistribuição das cargas externas, esse sistema consegue suportar tensões mais elevadas do que cada componente trabalhando sozinho, apresentando comportamento otimizado em muitas aplicações em relação a materiais convencionais.

Na Figura 1, é possível observar as camadas que compõem o concreto armado reforçado com fibras de carbono. As etapas de aplicação da fibra devem seguir o esquema mostrado.

Figura 1 - Materiais componentes do sistema do polímero reforçado com fibra de carbono.



Fonte: MBT (2004) *apud* Chaves (2010)

2.2 Cargas em estruturas

As estruturas são submetidas a estados de tensões devido aos carregamentos nelas

aplicados, que podem ser estáticos e/ou dinâmicos. Os carregamentos estáticos atuam permanentemente na estrutura, podendo ser de longa duração, de curta duração ou cargas monotônicas.

Um dado carregamento pode solicitar uma estrutura, podendo ser compressão axial pura, compressão excêntrica uniaxial e flexão pura. Estuda-se neste trabalho as duas primeiras possibilidades. Em colunas retas submetidas a um estado de compressão axial pura, a coluna é apenas solicitada ao esforço normal. Já nas situações de compressão excêntrica, os esforços normal e de flexão estão presentes.

A excentricidade afeta diretamente a distribuição de pressão lateral nas paredes laterais do pilar. Com a excentricidade, as regiões comprimidas são deslocadas para próximo dos cantos e o efeito de confinamento torna-se ainda mais benéfico. Cabe ressaltar que, nos modelos submetidos à compressão excêntrica, a resistência do concreto confinado, assim como a deformação do concreto são ajustadas conforme o valor da excentricidade.

2.3 Modelo Constitutivo do Concreto

Uma lei constitutiva ou modelo constitutivo é um modelo mecânico matemático que descreve o comportamento tensão-deformação do material (LUCCIONI *apud* PITUBA, 1998). Em geral, é bastante difícil encontrar um modelo que reproduza o comportamento de um material em função de qualquer tipo de solicitação. Esses modelos devem ser restringidos aos campos de interesse específico (PITUBA, 1998).

Assim, o domínio do comportamento físico de uma estrutura, isto é, a ciência das propriedades dos materiais que a compõem e das condições as quais ela está submetida, é crucial para a determinação de um modelo constitutivo que a represente com a maior precisão possível.

O concreto é um material compósito constituído por agregados, cimento e água, além da adição de compostos químicos que melhoram determinados aspectos. Portanto, destaca-se, a complexidade do seu comportamento em testes experimentais de compressão ou tração uniaxiais. Pode-se dizer que a sua não linearidade física é decorrente da não linearidade dos seus materiais componentes, aço e concreto, e da fissuração no concreto.

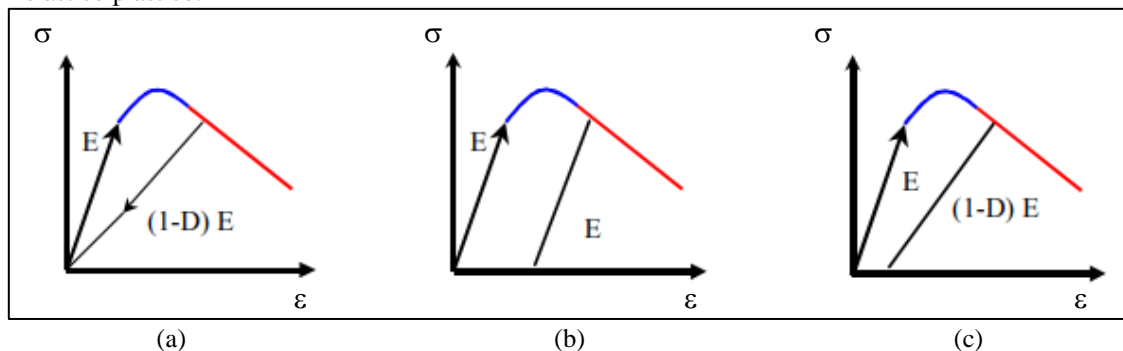
Segundo Oliveira Filho (2005), separar os fenômenos de deformação e de ruptura no concreto é uma tarefa árdua, pois as microfissuras e as cavidades existentes na interface entre agregado e matriz, antes deste ser solicitado, interferem na resposta do material. Estes danos iniciais podem evoluir para danos permanentes irreversíveis, dando início a mecanismos de ruptura frágil.

Na literatura existem vários exemplos de modelos constitutivos para o concreto, sendo grande parte deles baseados na Teoria da Plasticidade e/ou na Mecânica do Dano Contínuo (COSTA *et al.*, 2018).

Nos modelos baseados na teoria da plasticidade, o material apresenta deformações devido ao carregamento, que são irreversíveis, permanecendo mesmo depois que a carga é retirada (Figura 2b). Nesta categoria, pode-se citar os modelos de Drucker-Prager e de Von Mises.

Nos modelos baseados na mecânica do dano e na teoria da plasticidade, o mecanismo interno de iniciação e crescimento de fissuras são reproduzidos nos materiais frágeis quando do aumento das deformações (Figura 2a). O CDP e o SCCM são alguns desses modelos, sendo o CDP usado neste trabalho e descrito a seguir.

Figura 2 - Resposta de descarregamento dos modelos: (a) dano elástico, (b) elástico plástico, e (c) dano elástico plástico.



Fonte: Adaptado de Jason *et al.* (2004)

2.3.1 Concrete Damage Plasticity (CDP)

O modelo CDP é baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo, tendo sido proposto por Lubliner *et al.* (1989) e aperfeiçoado por Lee e Fenves (1998). Este modelo pode representar o comportamento inelástico do concreto tanto em tração quanto em compressão, incluindo o dano. Nesse caso, o concreto é visto como um material coesivo com atrito, sendo que uma eventual perda de rigidez (dano) pode ser relacionada a uma perda de coesão.

A formulação do CDP supõe que o processo de microfissuração do concreto, que causa a perda de rigidez do material, e a plastificação são responsáveis por seu comportamento não linear, dividindo a deformação total em uma componente recuperável e uma componente irreversível (PITUBA, 1998).

2.3.1.1 Relações constitutivas

A teoria da plasticidade divide o tensor das deformações ($\vec{\epsilon}$) em uma parte elástica ($\vec{\epsilon}_e$) e outra plástica ($\vec{\epsilon}_p$), ou seja,

$$\vec{\epsilon} = \vec{\epsilon}_e + \vec{\epsilon}_p \quad (1)$$

Assim,

$$\vec{\epsilon}_e = \mathbf{E}^{-1} \boldsymbol{\sigma} \quad (2)$$

Em que \mathbf{E} é tensor da rigidez elástica e $\boldsymbol{\sigma}$ é o tensor das tensões. Como a tensão efetiva ($\bar{\sigma}$) é definida com a rigidez elástica, esta pode ser escrita como:

$$\bar{\sigma} = \mathbf{E}_0 (\vec{\epsilon} - \vec{\epsilon}_p) \quad (3)$$

onde \mathbf{E}_0 é o módulo de elasticidade inicial. Em muitos casos, a degradação da rigidez é assumida como:

$$\mathbf{E} = (1 - D) \mathbf{E}_0 \quad (4)$$

em que \mathbf{E} é o módulo tangente reduzido e D é a variável de dano.

As tensões, então, são decompostas na degradação da rigidez e na tensão efetiva (Lee e Fenves, 1998), tal que:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D) \mathbf{E}_0 (\vec{\epsilon} - \vec{\epsilon}_p) \quad (5)$$

Sabe-se que no concreto, as tensões de escoamento à compressão e à tração são diferentes. Assim, a função de escoamento deve levar em consideração essa diferença, a qual é feita através da tensão efetiva de coesão na compressão ($\bar{\sigma}_c$). A função de escoamento (F) é então escrita como:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (q - 3\alpha p + \beta \langle \sigma_{max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c = 0 \quad (6)$$

onde p é a tensão de pressão hidrostática; q é a tensão equivalente de Von Mises; σ_{max} é a tensão principal máxima efetiva.

Além disso, vale salientar a notação de Macauley $\langle - \rangle$, na qual $\langle x \rangle = \frac{1}{2}(|x| + x)$.

Os parâmetros α , β e γ são constantes adimensionais. O parâmetro α é obtido comparando a tensão de escoamento uniaxial inicial (f_{c0}) com a tensão de escoamento biaxial inicial (f_{b0}), cujo valor varia no intervalo (0-0,5). Esse parâmetro é dado por:

$$\alpha = \frac{(f_{b0} / f_{c0}) - 1}{2(f_{b0} / f_{c0}) - 1} \quad (7)$$

O parâmetro β é obtido relacionando a resistência ao escoamento à tração inicial f_{t0} com f_{c0} , cuja expressão é:

$$\beta = \frac{f_{c0}}{f_{t0}}(1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (8)$$

Já o parâmetro γ só aparece quando há o estado de tensão triaxial à compressão ($\sigma_{max} < 0$), o qual é definido por:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (9)$$

K_c é a razão entre os segundos invariantes do tensor das tensões efetivas no meridiano à tração com o de compressão, isto é, a razão da distância entre o eixo hidrostático e, respectivamente, o meridiano de compressão e o meridiano de tração no plano desviador. Esse parâmetro varia entre 0,5, que é a superfície de escoamento de Rankine, e 1, que é a superfície de Von Mises.

O modelo de plasticidade considera um potencial de fluxo não associativo como sendo a seguinte função hiperbólica de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \Psi)^2 + q^2} - p \tan \Psi \quad (10)$$

onde: σ_{i0} é a tensão de tração uniaxial no escoamento; ϵ é a excentricidade da superfície de escoamento; e Ψ é o ângulo de dilatação medido no plano desviador ($p-q$) em altas tensões de confinamento.

Assim, o comportamento do concreto depende de 4 parâmetros constitutivos (K_c , Ψ , f_{b0}/f_{c0} e ϵ), conforme pode ser observado nas Equações (6) a (10), os quais são os dados de entrada do CDP. Os valores *default* do ABAQUS®, são: $K_c = 2/3$, $\Psi = 36^\circ$, $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$ e $\epsilon = 0,1$.

Além disso, o modelo CDP tem o parâmetro viscosidade (μ), como dado de entrada, o qual é bastante sensível. Seu valor deve ser ajustado de acordo com a análise. Podendo-se ressaltar que este parâmetro é um artifício numérico para facilitar a convergência das análises. O valor padrão para esse parâmetro no ABAQUS® (SIMULIA, 2012) é zero, entretanto, muitos pesquisadores encontram problemas na convergência com essa consideração.

Destaca-se que, nem sempre os autores deixam claro qual o valor adotado para μ em seus trabalhos, não havendo consenso dentre aqueles que apresentam essa informação. Por exemplo, Lima *et al.* (2016) consideraram o valor de 0,00001, já Dere e Koroglu (2017) adotaram 0,001. Enquanto isso, um estudo de calibração do modelo CDP realizado por Michał e Andrzej (2015) analisa a variação desse parâmetro considerando os valores: 0, 0,0001, 0,001 e 0,01; indicando em seu trabalho a utilização da viscosidade de 0,0001.

O valor do ângulo de dilatação (Ψ) também varia de acordo com o problema. Alfarah *et al.* (2017) consideraram 13° ; já Lubliner *et al.* (1989) adotaram 30° ; enquanto Dere e Koroglu (2017) usaram 31° e Lima *et al.* (2016) utilizaram ângulo de dilatação de 8° para colunas. Não obstante, Michał e Andrzej (2015) compararam os ângulos 0° , 5° , 15° e 30° , recomendando ao final de seu trabalho o ângulo de 5° ; Malm (2009) analisaram os ângulos 10° , 20° , 30° , 40° , 50° e $56,3^\circ$, indicando o intervalo entre 30° e 40° como melhor opção; já Sümer e Aktaş (2015) avaliaram os ângulos 35° , 37° , 40° e 45° , observando que o ângulo de 37° foi o valor que gerou melhor resultado.

2.3.1.2 Evolução do dano

O modelo CDP introduz duas variáveis escalares de dano para o material, uma para a compressão (d_c) e outra para a tração (d_t) (SÜMER e AKTAŞ, 2015). Assim, a

relação tensão-deformação para compressão (σ_c) e tração (σ_t) uniaxiais pode ser escrita como:

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (11)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (12)$$

em que ε_c e ε_t são as deformações normais de compressão e tração, respectivamente; ε_c^{pl} e ε_t^{pl} são as deformações normais plásticas de compressão e tração, respectivamente.

O dano pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$(1 - d) = (1 - s_t d_t) (1 - s_c d_c) \quad (13)$$

Os coeficientes s_c e s_t são adimensionais e se relacionam com o estado de tensões e recuperação de rigidez. Estes parâmetros são dados por:

$$s_c = 1 - h_c [1 - r^* (\sigma_{11})] \quad (14)$$

$$s_t = 1 - h_t r^* (\sigma_{11}) \quad (15)$$

onde: σ_{11} é a primeira tensão principal (positiva para tração); r^* é o parâmetro de estado de tensão, sendo 1 para tração e 0 para compressão; e h_c e h_t são fatores de ponderação que variam entre 0 e 1.

Conforme descrito por Costa *et al.* (2018), o fator h_c está relacionado com o fechamento de fissuras após a carga passar de tração para compressão, enquanto que o fator h_t representa a recuperação no esmagamento após a carga passar de compressão para tração. Em outras palavras, se $h_c = 0,90$ representa que 90% das fissuras se fecham após a reversão do carregamento.

2.4 Comportamento uniaxial do concreto

Existem na literatura várias curvas que buscam descrever o comportamento do concreto, na tração e na compressão, como por exemplo as de Guo (2014), de Zhang (2017), do Eurocode (1992) e do CEB-FIP (2010). Para o concreto na compressão, pode-se destacar as expressões numéricas de Hognestad (1951) e do CEB-FIP (2010), as quais são muito utilizadas por pesquisadores em todo o mundo.

A Figura 3 representa as curvas de tensão-deformação uniaxiais do concreto quando submetido à compressão e à tração, de acordo com o CEB-FIP (2010). O código ainda define os seguintes parâmetros:

$$\varepsilon_{cm} = 0,0022 ; f_{cm} = f_{ck} + 8 ; f_{tm} = 0,3016 f_{ck}^{2/3} \quad (16)$$

onde: f_{cm} é a resistência à compressão no ponto de pico; f_{tm} é a resistência à tração no ponto de pico; f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão e está em MPa; ε_{cm} é a deformação à compressão no ponto de pico.

2.4.1 Compressão axial

Na compressão, a curva do concreto apresenta 3 segmentos (Figura 3a). O primeiro segmento ($\sigma_{c(1)}$) é linear e ocorre até σ_c atingir $0,4f_{cm}$

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \quad (17)$$

O segundo segmento ($\sigma_{c(2)}$) é quadrático e representa o encruamento do concreto, e ocorre entre $0,4f_{cm}$ e f_{cm} :

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (18)$$

onde: E_{ci} e E_0 são os módulos de deformação tangente inicial do concreto para $\sigma = 0$ e secante correspondente a $\sigma = 0,4f_{cm}$, respectivamente. Estes módulos são definidos pelo CEB-FIP (2010) como:

$$E_{ci} = 10000f_{cm}^{1/3}; E_0 = (0,8 + 0,2f_{cm}/88)E_{ci} \quad (19)$$

O terceiro e último segmento ($\sigma_{c(3)}$), descentente, corresponde ao amolecimento do concreto e é dado por:

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2\varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (20)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1-b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2}; b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (21)$$

onde: G_{ch} é a energia de esmagamento por unidade de área (KRÄTZIG e PÖLLING, 2004); e l_{eq} é o comprimento característico (equivalente) do elemento finito, que depende do tamanho da malha, do tipo de elemento finito e a direção das fissuras (OLIVER, 1989; KRÄTZIG e PÖLLING, 2004).

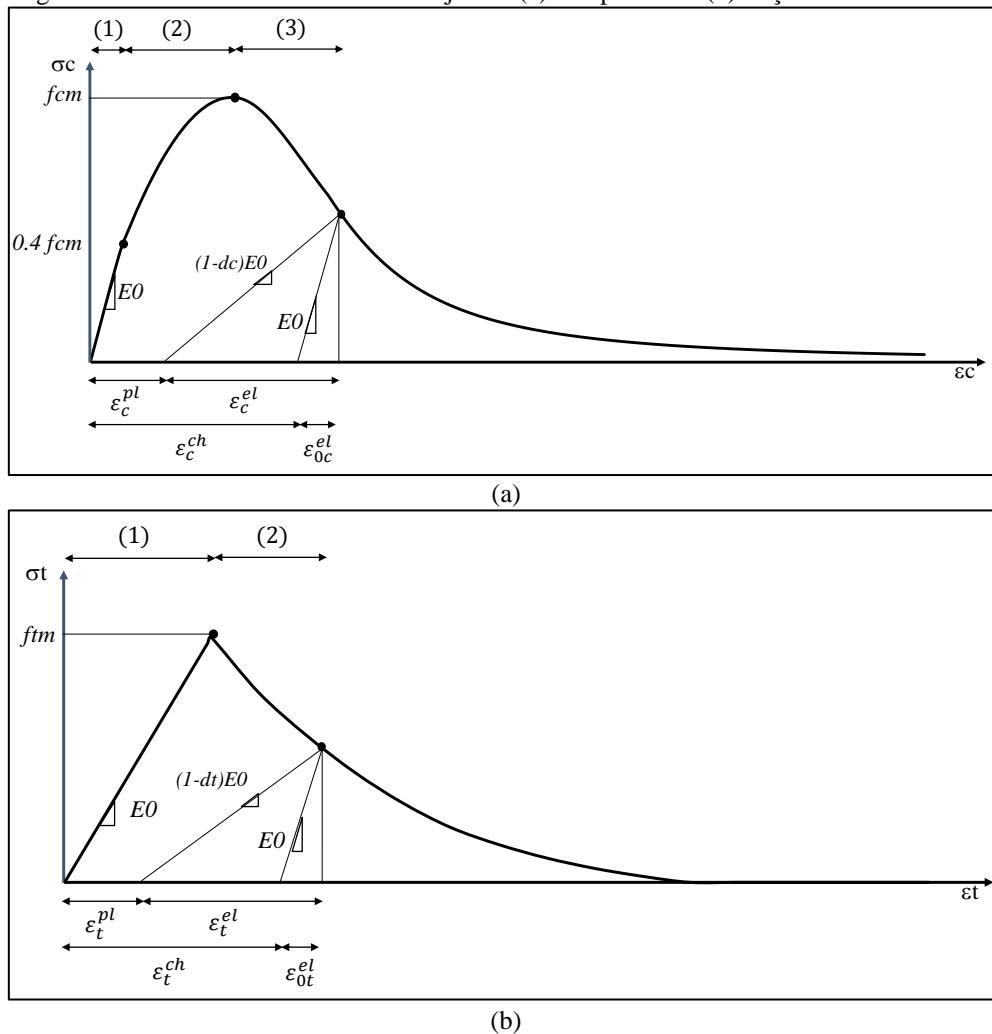
De acordo com o CEB-FIP (2010), a energia de fratura por unidade de área, G_F , pode ser calculada por:

$$G_F = 0,073f_{cm}^{0,18} \quad (22)$$

Oller *et al.* *apud* Costa *et al.* (2018) define que a razão entre as energias de esmagamento e fratura pode ser considerada proporcional ao quadrado da razão entre f_{cm} e f_{tm} , portanto:

$$G_{ch} = (f_{cm} / f_{tm})^2 G_F \quad (23)$$

Figura 3 - Curva uniaxial do concreto sujeito à (a) compressão e (b) tração.



Fonte: Elaborada pela autora.

O comportamento do concreto é dito frágil, sendo o principal mecanismo de falha na compressão o seu esmagamento. Observa-se que com o aumento do carregamento além do limite elástico, ocorrem deformações plásticas e inelásticas, que são irrecuperáveis. Se ocorrer um descarregamento em um ponto após o aparecimento destas deformações (Figura 3a), ocorre a degradação da rigidez elástica (Equação 4).

As deformações inelásticas (ϵ_c^{ch}) e plásticas (ϵ_c^{pl}) para o concreto comprimido são calculadas por:

$$\epsilon_c^{ch} = \epsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (24)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_c^{pl} = \boldsymbol{\varepsilon}_c^{ch} - \frac{\boldsymbol{\sigma}_c d_c}{\mathbf{E}_0 (1 - d_c)} \quad (25)$$

2.4.2 Tração uniaxial

Quando submetido à tração (Figura 3b), a curva do concreto apresenta 2 segmentos. O primeiro é linear até a tensão σ_t atingir f_{tm} ($\boldsymbol{\sigma}_{t(1)} = \mathbf{E}_0 \boldsymbol{\varepsilon}_t$), enquanto que o segundo trecho representa o amolecimento do material após a abertura das microfissuras.

Hordijk (1992) relaciona a tensão no amolecimento com a abertura de fissuras w na seguinte equação:

$$\frac{\boldsymbol{\sigma}_{t(2)}(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (26)$$

onde: $c_1 = 3$ e $c_2 = 6,93$; e w_c é a abertura crítica de fissura.

Nota-se que $\boldsymbol{\sigma}_{t(2)}(0) = f_{tm}$ (início da abertura de fissuras) e $\boldsymbol{\sigma}_{t(2)}(w_c) = 0$, ou seja, w_c pode ser considerado a fratura do concreto e seu valor é dado por:

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_{tm}} \quad (27)$$

Vale destacar que Alfarah *et al.* (2017) não consideram o espaço de fissuras real, assumindo a ocorrência de uma única fissura por elemento. Essa premissa, em uma simulação global, é considerada apropriada. Com isso, pode-se relacionar a abertura de fissuras com a deformação no amolecimento pela seguinte relação cinemática:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_t = \boldsymbol{\varepsilon}_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (28)$$

O principal mecanismo de falha do concreto na tração é o aparecimento local de trincas. O aparecimento dessas trincas ocorre após o limite elástico, com deformações plásticas e de fissuração. Se ocorrer um descarregamento em um ponto pós-pico (Figura 3b), ocorre também a degradação da rigidez elástica (Equação 4).

As deformações de fissuração (ε_t^{ck}) e plásticas (ε_t^{pl}) são calculadas por:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (29)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{\sigma_t d_t}{E_0 (1 - d_t)} \quad (30)$$

2.5 Cálculo das variáveis de dano

Alfarah *et al.* (2017) sugerem uma metodologia para o cálculo das variáveis de dano que apresentam as seguintes vantagens: baseia-se nos modelos de Lubliner *et al.* (1989) e Lee e Fenves (1998); não necessita de calibração com resultados experimentais; possui implementação simples; e os resultados não apresentam uma sensibilidade de malha (desde que seja empregada uma estratégia para evitar a dependência de malha). As variáveis de dano para compressão e tração são definidas como:

$$d_c = \frac{1}{g_c} \int_0^{\varepsilon_c^{ch}} \sigma_c d\varepsilon_c^{ch} \quad (31)$$

$$d_t = \frac{1}{g_t} \int_0^{\varepsilon_c^{ck}} \sigma_t d\varepsilon_c^{ck} \quad (32)$$

onde: ε_c^{ch} e ε_c^{ck} correspondem à deformação de esmagamento e fissuração, respectivamente (Figura 3); g_c e g_t representam a dissipação de energia por unidade de volume dissipada pelo dano durante todo o processo de deterioração (Figura 4). Esses coeficientes normalizadores são expressos por:

$$g_c = \int_0^{\infty} \sigma_c d\varepsilon_c^{ch} \quad (33)$$

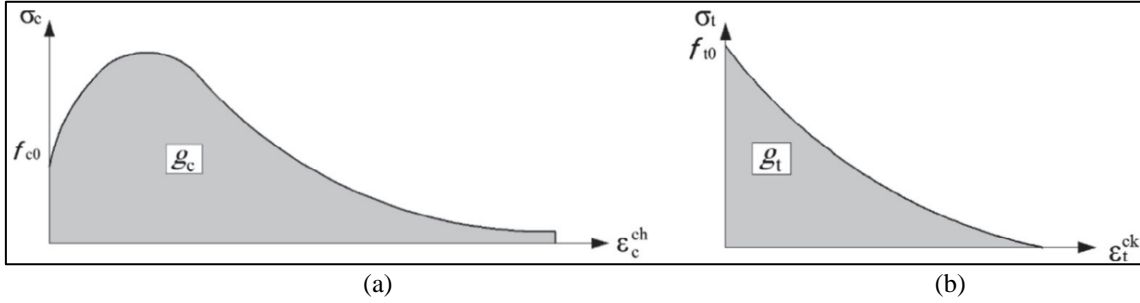
$$g_t = \int_0^{\infty} \sigma_t d\varepsilon_c^{ck} \quad (34)$$

As energias por unidade de área e de volume se relacionam por:

$$g_c = G_{ch} / l_{eq} \quad (35)$$

$$g_t = G_F / l_{eq} \quad (36)$$

Figura 4 - Energias dissipadas pelo dano na (a) compressão e na (b) tração.



Fonte: Alfarah *et al.* (2017)

Lubliner *et al.* (1989) relacionam as tensões de compressão e tração com as deformações de esmagamento e fissuração, respectivamente, através de:

$$\sigma_c = f_{c0} \left[(1 + a_c) \exp(-b_c \epsilon_c^{ch}) - a_c \exp(-2b_c \epsilon_c^{ch}) \right] \quad (37)$$

$$\sigma_t = f_{t0} \left[(1 + a_t) \exp(-b_t \epsilon_t^{ck}) - a_t \exp(-2b_t \epsilon_t^{ck}) \right] \quad (38)$$

onde: f_{c0} e f_{t0} são as tensões de compressão e tração nos pontos sem esmagamento ($\epsilon_c^{ch} = 0$) e no início da fissuração ($\epsilon_t^{ck} = 0$), respectivamente; a_c , b_c , a_t e b_t são coeficientes adimensionais a serem determinados.

A partir da substituição das equações (37) e (38) nas equações (33) e (34), chega-se a seguinte expressão:

$$g_c = \frac{f_{c0}}{b_c} \left(1 + \frac{a_c}{2} \right) \quad (39)$$

$$g_t = \frac{f_{t0}}{b_t} \left(1 + \frac{a_t}{2} \right) \quad (40)$$

Substituindo as equações (35) e (36) nas equações (39) e (40), determina-se os coeficientes b_c e b_t .

$$b_c = \frac{f_{c0} l_{eq}}{G_{ch}} \left(1 + \frac{a_c}{2} \right); \quad b_t = \frac{f_{t0} l_{eq}}{G_F} \left(1 + \frac{a_t}{2} \right) \quad (41)$$

Substituindo as equações (37) a (40) nas equações (31) e (32), determina-se as variáveis de danos que são:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \left[2(1 + a_c) \exp(-b_c \varepsilon_c^{ch}) - a_c \exp(-2b_c \varepsilon_c^{ch}) \right] \quad (42)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \left[2(1 + a_t) \exp(-b_t \varepsilon_t^{ck}) - a_t \exp(-2b_t \varepsilon_t^{ck}) \right] \quad (43)$$

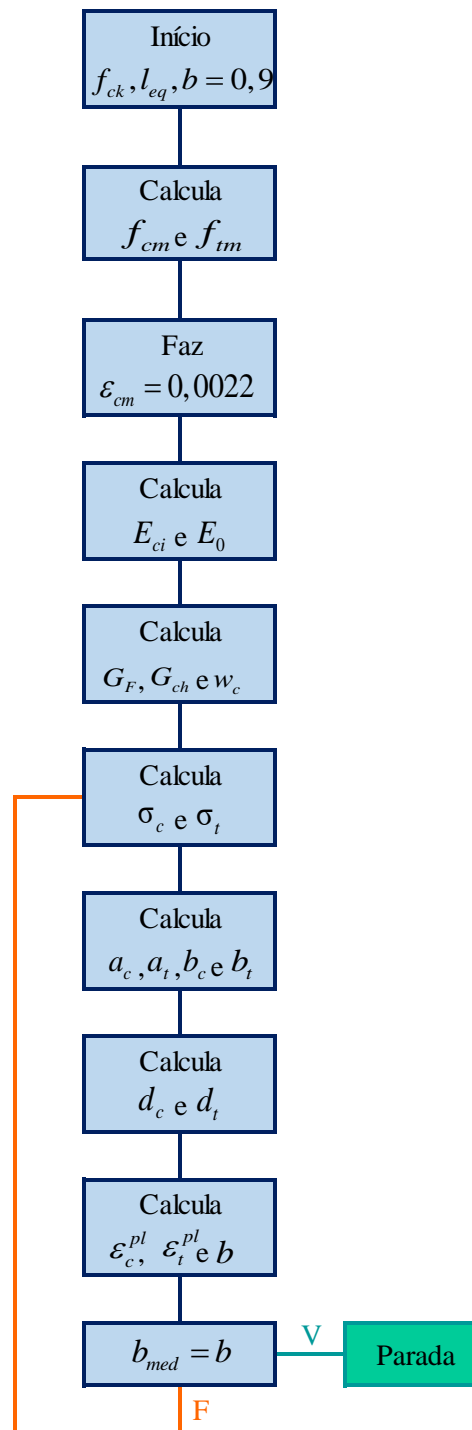
Como a_c e a_t são parâmetros diferentes de zero e, derivando as equações (37) e (38) em relação as respectivas deformações, encontra-se as seguintes expressões para esses parâmetros:

$$a_c = 2 \frac{f_{cm}}{f_{c0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}} \right)^2 - \frac{f_{cm}}{f_{c0}}}; \quad a_t = 2 \frac{f_{tm}}{f_{t0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}} \right)^2 - \frac{f_{tm}}{f_{t0}}} \quad (44)$$

Essa proposta de cálculo de dano foi implementada através de um algoritmo por Alfarah *et al.* (2017), cujo objetivo é obter a curva tensão-deformação inelástica em compressão e tração e as variáveis de dano vs. deformação de esmagamento/fissuração. Esse algoritmo é descrito na Figura 5 e no resumo a seguir, cabendo ressaltar que todos os valores de tensão devem ser considerados em MPa:

1. Os dados de entrada são a resistência à compressão do concreto f_{ck} , o tamanho da malha l_{eq} e a razão b , cujo valor inicial é $b = 0,9$.
2. Calcular a resistência à tensão de compressão, f_{cm} , e tração, f_{tm} , (Equação 16).
3. Declarar a tensão na resistência à compressão como $\varepsilon_{cm} = 0,0022$.
4. Calcular o módulo tangente inicial de deformação do concreto, E_{ci} , e o módulo de deformação não danificado, E_0 , (Equação 19).
5. Calcular a energia de fratura, G_F (Equação 22), e esmagamento, G_{ch} (Equação 23), em (N/mm).

Figura 5 - Fluxograma do algoritmo de Alfarah *et al.* (2017).



Fonte: Elaborada pela autora.

6. Calcular a abertura crítica da fissura, w_c (Equação 27).
7. Construir o primeiro ($\sigma_{c(1)}$), o segundo ($\sigma_{c(2)}$) e terceiro ($\sigma_{c(3)}$) segmentos da lei de compressão uniaxial de concreto. Na Equação (21), a tensão é limitada; o limite superior selecionado deve atender a condição de que a energia de esmagamento G_{ch}

seja alcançada.

8. Construir o primeiro ($\sigma_{t(1)}$) e o segundo ($\sigma_{t(2)}$) segmento da lei de tração uniaxial de concreto.
9. Calcular os parâmetros de dano de acordo com a_c , a_t (Equação 44), b_c e b_t (Equação 41).
10. Calcular as variáveis de dano por compressão e tração (evolução do dano).
11. Calcular as tensões plásticas de compressão e tração: ϵ_c^{pl} e ϵ_t^{pl} .
12. Calcular o valor médio da proporção $b = \frac{\epsilon_c^{pl}}{\epsilon_c^{ch}}$ e comparar com a suposição na etapa 1.
13. Repetir o processo para o b médio, até alcançar a convergência.

3 SIMULAÇÕES DOS MODELOS DE CALIBRAÇÃO

Neste capítulo, apresenta-se o detalhamento das modelagens numéricas elaboradas conforme características das colunas ensaiadas por Quiertant e Clement (2010), bem como os resultados obtidos para cada coluna avaliada numericamente. O trabalho destes pesquisadores consiste na realização de ensaios experimentais de colunas quadradas revestidas com PRFC submetidas a carga excêntrica. Todas as análises aqui apresentadas foram realizadas no ABAQUS/Standard®.

Nas simulações foi utilizado o controle automático do esquema incremental disponível no ABAQUS®. Utilizou-se o Método de Riks onde a magnitude da carga é governada por um único parâmetro escalar, isto é, o carregamento é proporcional, permitindo obter soluções para problemas mais complexos. Para um tempo total igual a 1 (comprimento total estimado do arco), os valores utilizados são 0,001 para o incremento inicial, $1E-36$ para o incremento mínimo e $1E+36$ para o incremento máximo. Dentre os modelos, os números de incrementos máximos variaram entre 70 e 120. Na aplicação do CDP, adotou-se $\Psi = 36^\circ$, $K_c = 2/3$, $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$, $\epsilon = 0,1$ e $\mu = 0,00001$.

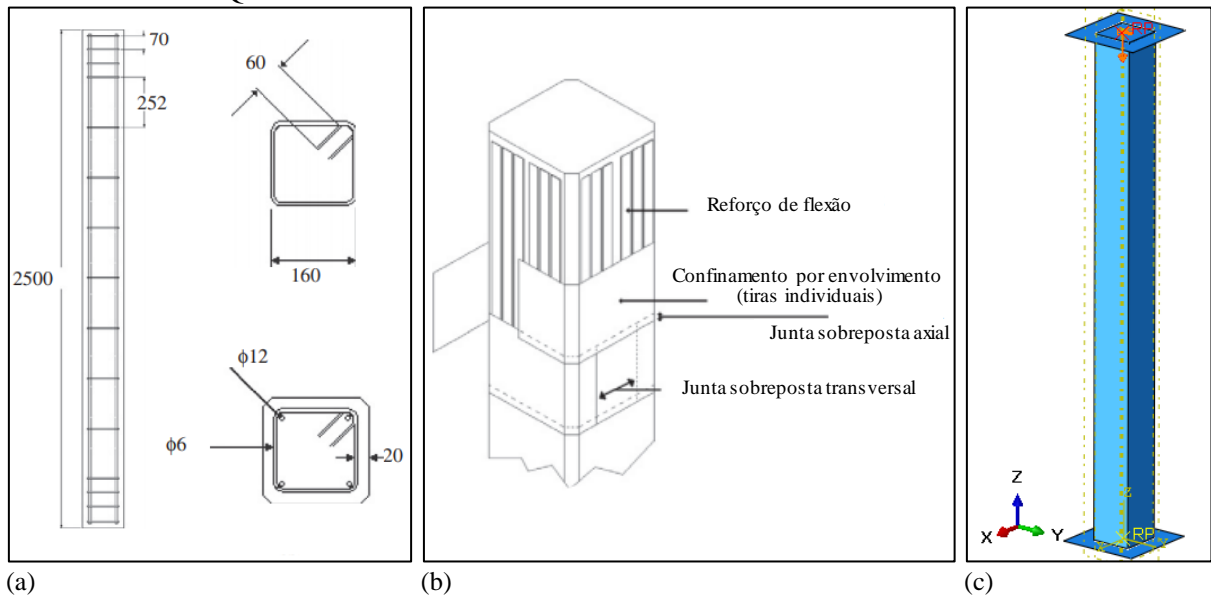
3.1 Geometria e modelo numérico

Como supracitado, os modelos aqui analisados foram ensaiados por Quiertant e Clement (2010), os quais são pilares de concreto armado de seção transversal quadrada, medindo 200 x 200 mm, e altura total de 2500 mm. A disposição da armadura é composta por 4 barras longitudinais de 12mm de diâmetro e estribos transversais de 6mm de diâmetro com espaçamento variado (Figura 6a). As amostras escolhidas para análise são as colunas CC-a, CC-b, ES4-a e ES4-b (CC – coluna de controle, ou seja, sem reforço externo; ES4 – coluna externamente enrijecida), utilizou-se como referência a média dos resultados das colunas de controle CC-a e CC-b e a média dos resultados das colunas enrijecidas ES4-a e ES4-b.

Nas colunas ES4 são coladas duas camadas de PRFC unidirecional, de 1mm de espessura cada. A primeira camada do compósito unidirecional é aplicada como reforço a flexão, colada na direção axial (Figura 6b), denominada aqui por PRFC1. Em seguida, cada pilar foi envolvido por uma camada transversal, também unidirecional, denominada por PRFC2. Nesta última camada foram estudadas duas configurações: a primeira consiste em uma camada inteiramente contínua (sem juntas transversais e axiais), denominada G01, e a outra composta por faixas descontínuas, com juntas transversais (transpasse) medindo

aproximadamente 100 mm, mas sem juntas axiais, denominada G02. Vale mencionar que as orientações das fibras foram configuradas no sistema global para cada camada no ABAQUS®.

Figura 6 - (a) Detalhes da armadura dos pilares modelados (dimensões em mm); (b) Disposição das camadas de PRFC no pilar (representação das faixas descontínuas na camada transversal); (c) Pilar modelado no ABAQUS®.



Fonte: 6a e 6b - Adaptado de Quiertant e Clement (2010) / 6c - Extraída de modelagem elaborada pela autora.

O pilar é discretizado com o elemento sólido C3D8R (linear, hex), cujo tamanho do elemento é 50mm, obtendo uma malha com 800 elementos e 1275 nós. Para o aço, utilizou-se o elemento de treliça T3D2 linear, sendo que cada barra longitudinal é dividida em 40 elementos (41 nós) e cada estribo em 12 elementos (12 nós). O PRFC foi configurado com o elemento de casca S4R (linear, quad), dividido em uma malha de 50mm, para as duas camadas de fibras, possuindo cada uma 800 elementos (816 nós).

Duas placas rígidas de dimensão 400 x 400mm são vinculadas ao concreto na base e no topo do pilar (Figura 6c). Essas placas rígidas são discretizadas numa malha de 50mm com elementos do tipo R3D4. Os deslocamentos nas 3 direções são restringidos na placa de base, deixando as rotações livres em torno dos 3 eixos. Já na placa de topo, os deslocamentos nas direções x e y (plano da seção transversal do pilar) são restringidos, deixando livres o deslocamento no eixo z (eixo axial do pilar) e as rotações em torno dos 3 eixos.

Aplica-se também na placa do topo uma condição limite para prescrita em deslocamento de -0,10m na direção do eixo z (axial), Figura 6c. Essa condição é inserida em um ponto com excentricidade de 0,02m em relação ao eixo x representando a localização da carga excêntrica. O Método de Riks envolve simultaneamente carga e deslocamento, onde um

carregamento é aplicado de maneira proporcional, incremental e em conformidade com as configurações predefinidas no *step*, tornando possível obter o histórico da carga e do deslocamento num dado ponto.

O contato entre os materiais foi definido através da opção *Constraint* que considera condições de total aderência entre os mesmos, utilizando *Embedded region* para o contato entre o concreto e o aço; e *Tie* para o contato entre o concreto e a camisa de fibra de carbono e para o contato entre o concreto e as placas rígidas.

Tabela 1 - Descrição das considerações dos elementos de casca nas simulações - G01

Modelos	Tipos de camadas	Tipo de elemento	Camadas PRFC
CC	-	-	-
ES4i0	PRFC1 e PRFC2 isotrópicas	Casca homogênea (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4i1	PRFC1 e PRFC2 isotrópicas	Compósito (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4i2	PRFC1 e PRFC2 isotrópicas	Compósito (1 <i>layup</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4i3	PRFC1 e PRFC2 isotrópicas	Compósito (2 <i>layups</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4i0	PRFC1 e PRFC2 lâminas	Casca homogênea (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4i1	PRFC1 e PRFC2 lâminas	Compósito (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4i2	PRFC1 e PRFC2 lâminas	Compósito (1 <i>layup</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4i3	PRFC1 e PRFC2 lâminas	Compósito (2 <i>layups</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4o0	PRFC1 e PRFC2 ortotrópicas	Casca homogênea (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4o1	PRFC1 e PRFC2 ortotrópicas	Compósito (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4o2	PRFC1 e PRFC2 ortotrópicas	Compósito (1 <i>layup</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4o3	PRFC1 e PRFC2 ortotrópicas	Compósito (2 <i>layups</i>)	PRFC1 / PRFC2

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 2 - Descrição das considerações dos elementos de casca nas simulações - G02

Modelos	Tipos de camadas	Tipo de elemento	Camadas PRFC
CC	-	-	-
ES4i0	PRFC1 e PRFC2 isotrópicas	Casca homogênea (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4i3	PRFC1 e PRFC2 isotrópicas	Compósito (2 <i>layups</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4i0	PRFC1 e PRFC2 lâminas	Casca homogênea (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4i3	PRFC1 e PRFC2 lâminas	Compósito (2 <i>layups</i>)	PRFC1 / PRFC2
ES4o0	PRFC1 e PRFC2 ortotrópicas	Casca homogênea (seção)	PRFC1 / PRFC2
ES4o3	PRFC1 e PRFC2 ortotrópicas	Compósito (2 <i>layups</i>)	PRFC1 / PRFC2

Fonte: Elaborada pela autora

Como já citado, foram consideradas duas disposições para caracterizar a geometria do PRFC2: G01 - PRFC2 contínuo longitudinalmente e transversalmente, isto é, sem juntas; G02: PRFC2 descontínuo com faixas de 100 mm ao longo da altura, sem juntas

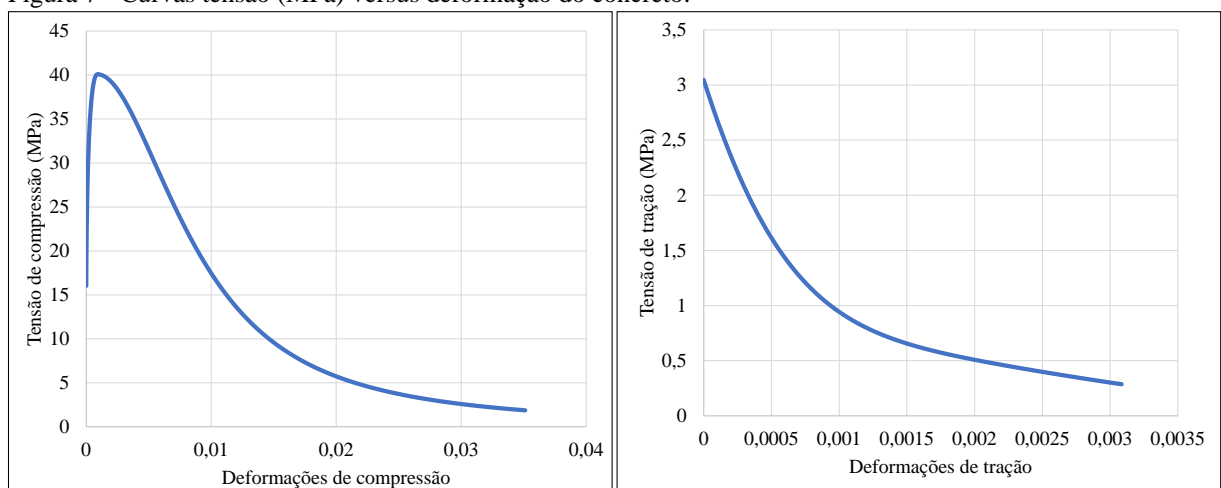
axiais, mas com juntas transversais (transpasse) medindo 100 mm. Assim, a Tabela 1 para a geometria G01 e a Tabela 2 para geometria G02 das camadas de fibras utilizadas nos modelos descrevem como os elementos de casca são considerados nas simulações numéricas por elementos finitos.

Para G01 são 4 modelos considerando as fibras isotrópicas, 4 modelos como lâminas e 4 modelos como ortotrópicas. Em cada um desses modelos, os dois primeiros consideram o elemento de casca como homogêneo e compósito, respectivamente, enquanto os dois últimos são compósitos, diferindo apenas no *layup*. Já para G02 são 2 modelos considerando as fibras isotrópicas, 2 modelos como lâminas e 2 modelos como ortotrópicas. Em cada um desses modelos, o primeiro considera o elemento de casca como homogêneo, enquanto o último é com elemento compósito de 2 *layups*.

3.2 Propriedades mecânicas

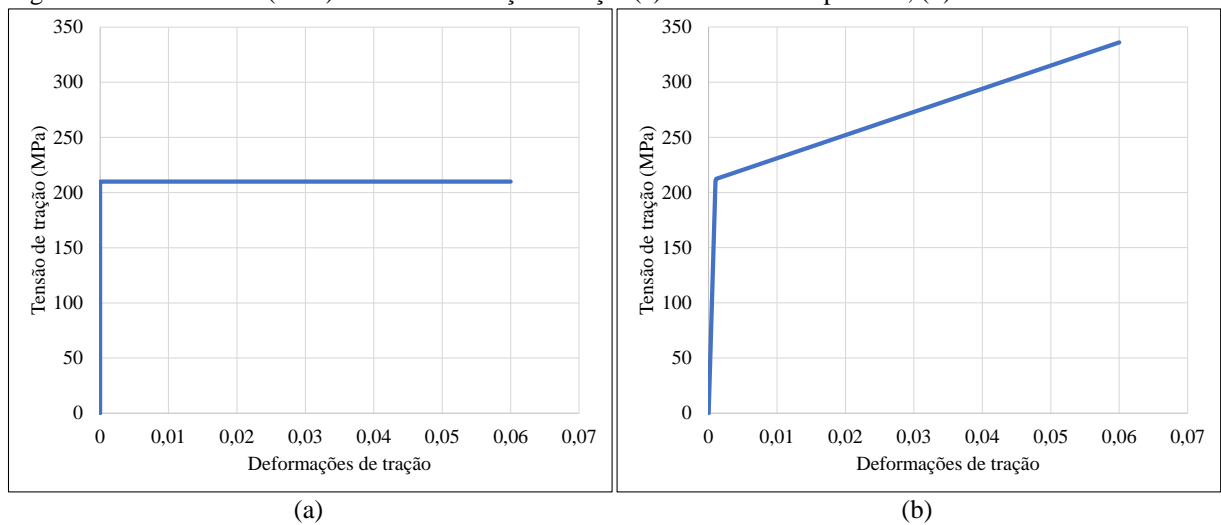
As propriedades do concreto são: $f_{ck} = 32,1$ MPa, $E = 30,5$ GPa e o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,19$. Para a armadura de aço, considera-se duas condições: comportamento perfeitamente plástico e bilinear, cuja resistência à tração é 210 MPa, o módulo de Young é 210 GPa e o coeficiente de Poisson é 0,3. Na Figura 7 e na Figura 8 são apresentadas as curvas tensão-deformação (comportamento inelástico) para o concreto e para o aço, respectivamente.

Figura 7 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 8 - Curva tensão (MPa) versus deformação do aço: (a) Perfeitamente plástico; (b) Bilinear.



Fonte: Elaborada pela autora.

As propriedades do PRFC são as fornecidas por Quiertant e Clement (2010), sendo complementadas por outros textos que utilizavam fibra semelhante, buscando obter a maior fidelidade possível entre as simulações numéricas e os modelos experimentais. As referências complementares utilizadas foram: Guth (2018), Abdel-Nasser *et al.* (2017), Park (2017), Villanueva (2016), Sarturi (2014), Sim *et al.* (2012), Boeri (2006), Carrazedo (2005), Inada *et al.* (2004), Tita (2003) e Ghobarah *et al.* (2002).

Os elementos de casca são considerados como isotrópico, ortotrópico ou lâmina. As propriedades mecânicas do PRFC e seus limites de falha podem ser vistas na Tabela 3 e Tabela 4, respectivamente.

Tabela 3 - Propriedades mecânicas do PRFC

Comportamento do PRFC	Camadas	E (GPa)	ν				
Isotrópico	PRFC1	235	0,32				
	PRFC2	66	0,31				
Comportamento do PRFC	Camadas	E_1 (GPa)	$E_2=E_3$ (GPa)	ν_{12}	G_{12} (GPa)	G_{13} (GPa)	G_{23} (GPa)
Ortotrópico	PRFC1	271,1553	92,7697	0,32	4,5	4,5	4,5
	PRFC2	68,6096	99,3870	0,31	4,3	4,3	3,15
Lâmina	PRFC1	235	17	0,32	4,5	4,5	4,5
	PRFC2	66	8,5	0,31	4,3	4,3	3,15

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 4 - Limites de falha para o PRFC

Camadas	Tensões de falha (GPa)					
	σ_{t11}	σ_{c11}	σ_{t12}	σ_{c12}	τ	σ_{lim}
PRFC1	3,45	2,40	1,11	2,90	0,05	3,45
PRFC2	0,66	0,5729	0,4117	0,3044	0,1145	0,66
Camadas	Deformações de falha					
	ε_{t11}	ε_{c11}	ε_{t12}	ε_{c12}	γ (rad)	
PRFC1	0,015	0,001	0,015	0,001	0,001	
PRFC2	0,01	0,001	0,01	0,001	0,001	

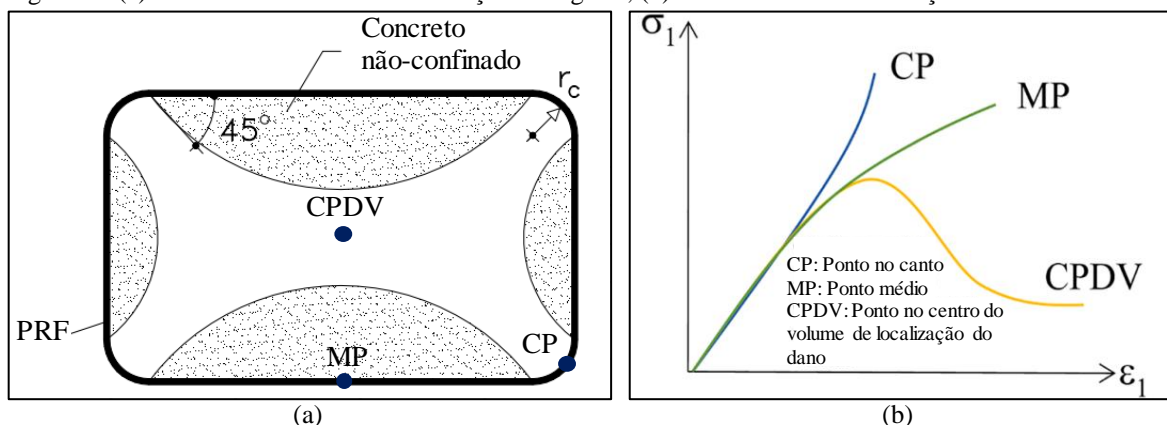
Fonte: Elaborada pela autora

3.3 Resultados e Discussão

Os resultados das análises das colunas G01 e G02 são mostrados através da curva carga-deslocamento horizontal e axial e da comparação dos valores máximos com os experimentais. O histórico de carregamento e deslocamentos são coletados no ponto de aplicação da carga excêntrica.

Vale ressaltar que a região de confinamento de colunas de concreto armado retangulares e quadradas não é uniforme, havendo uma grande concentração de tensão nos cantos e pouca, ou nenhuma pressão nos lados (Figura 9a). Assim, numa análise não linear por elementos finitos, as maiores tensões estão associadas a um maior confinamento, cuja curva tensão-deformação varia após o pico, conforme a escolha do ponto a ser analisado (KOSKAL e ERDOGAN, 2021). Conforme mostra a Figura 9b, o ponto no canto da seção (CP) apresenta um comportamento mais rígido do que o ponto localizado no ponto médio do lado da seção (MP). Já o ponto localizado no centro do volume (CPDV), que é uma região de dano, apresenta uma menor capacidade de carga e o amolecimento após a carga de pico.

Figura 9 - (a) Efeito do confinamento em seção retangular; (b) Curvas tensão-deformação.



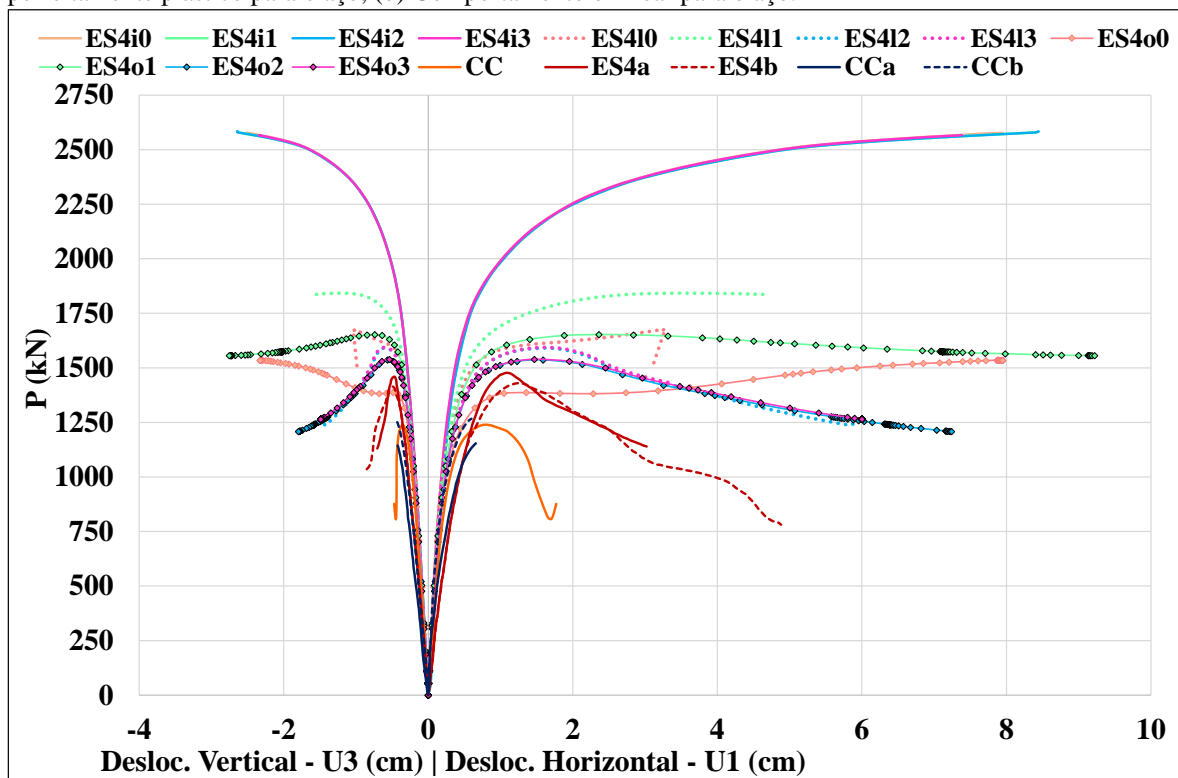
Fonte: 9a - Adaptado de CEB-FIB (2001) / 9b - Adaptado de Koskal e Erdogan (2021).

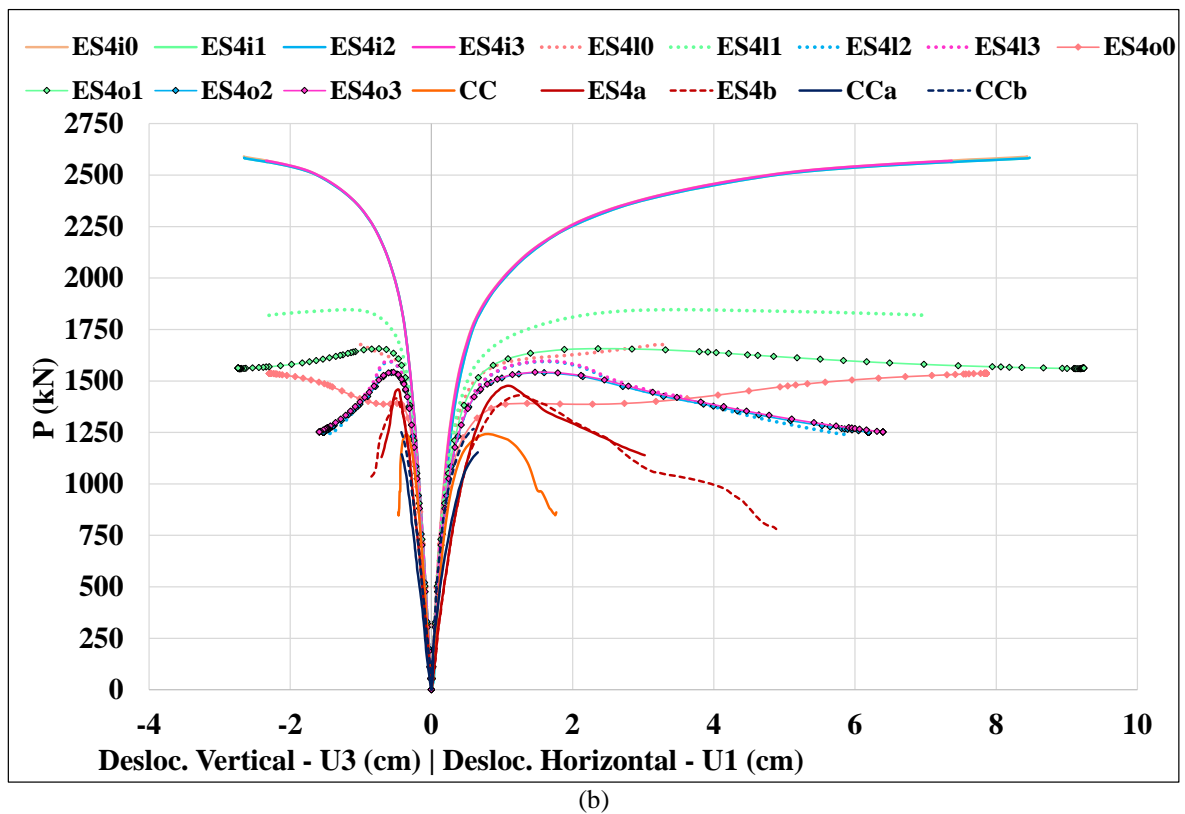
3.3.1 Geometria G01

Os resultados para G01 são mostrados na Figura 10 e na Tabela 5. Verifica-se que as simulações com fibras ortotrópicas têm resultados mais próximos do experimental, em relação a carga, com diferenças em torno de 5%, exceto o modelo ES4o1. Já os modelos de fibras isotrópicas e lâminas apresentam diferenças iguais ou maiores do que 9%, sendo as isotrópicas que mais se afastam dos resultados experimentais (diferenças maiores que 75%). Esses resultados independem do tipo do comportamento usado para o aço.

Conforme se observa no comparativo dos resultados (Tabela 5), os modelos configurados como elemento compósito exibiram resultados melhores que os de seção homogênea para as simulações com fibras lâminas, destacando os modelos ES4i2 e ES4i3. Já para as fibras ortotrópicas, os elementos com seção homogênea tiveram respostas mais positivas, destacando os modelos ES4o0. Dentre os modelos isotrópicos, a alternância de tipologia de elemento não gerou diferença considerável entre os resultados.

Figura 10 - Carga (kN) versus deslocamentos vertical e horizontal (cm) - G01: (a) Comportamento perfeitamente plástico para o aço; (b) Comportamento bilinear para o aço.





Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 5 – Comparação dos valores máximos das simulações com os dos experimentos – G01

Modelos	Experimental (E)			Perfeitamente Plástico (PP)						Bilinear (B)					
	P_E (kN)	U_{1E} (mm)	U_{3E} (mm)	P_{PP} (kN)	P_{PP}/P_E	U_{1PP} (mm)	U_{1PP}/U_{1E}	U_{3PP} (mm)	U_{3PP}/U_{3E}	P_B (kN)	P_B/P_E	U_{1B} (mm)	U_{1B}/U_{1E}	U_{3B} (mm)	U_{3B}/U_{3E}
CC	1211	6,43	4,32	1238	1,02	17,7	2,75	4,70	1,09	1240	1,02	17,7	2,75	4,70	1,09
ES4i0				2577	1,76	79,5	2,02	25,1	2,82	2591	1,77	84,4	2,14	26,6	2,99
ES4i1				2584	1,77	84,4	2,14	26,4	2,97	2584	1,77	84,7	2,15	26,5	2,98
ES4i2				2584	1,77	84,4	2,14	26,4	2,97	2584	1,77	84,7	2,15	26,5	2,98
ES4i3				2567	1,76	73,8	1,87	23,5	2,64	2570	1,76	73,7	1,87	23,4	2,63
ES4i0				1676	1,15	32,5	0,82	10,2	1,15	1679	1,15	33,1	0,84	10,5	1,18
ES4i1				1842	1,26	49,5	1,26	16,5	1,85	1846	1,26	69,8	1,77	23,0	2,58
ES4i2	1462	39,44	8,90	1589	1,09	58,8	1,49	14,4	1,62	1593	1,09	58,7	1,49	14,4	1,62
ES4i3				1593	1,09	34,0	0,86	9,50	1,07	1597	1,09	35,8	0,91	9,80	1,10
ES4o0				1387	0,95	79,5	2,02	23,2	2,61	1391	0,95	78,6	1,99	22,9	2,57
ES4o1				1653	1,13	92,2	2,34	27,5	3,09	1657	1,13	92,4	2,34	27,4	3,08
ES4o2				1536	1,05	72,4	1,84	17,9	2,01	1540	1,05	61,9	1,57	15,3	1,72
ES4o3				1539	1,05	60,0	1,52	14,9	1,67	1542	1,05	63,9	1,62	15,9	1,79

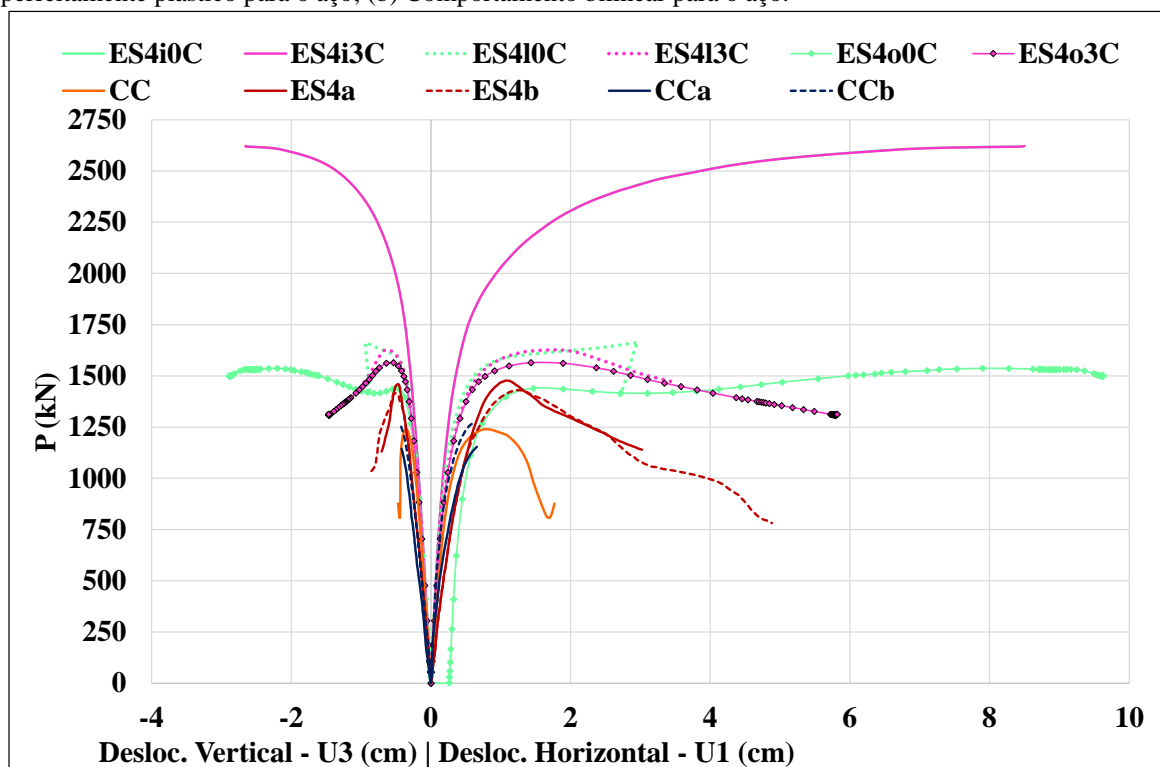
Fonte: Elaborada pela autora

Em relação aos deslocamentos (Figura 10 e Tabela 5), verifica-se que as diferenças na deflexão horizontal são superiores a 14%, com exceção para o modelo ES4I3-aço bilinear (diferença em torno de 9%). Já para o deslocamento axial de compressão, somente o modelo ES4I3-aço bilinear apresenta uma diferença em torno de 10%. Os outros modelos apresentam diferenças bem superiores a 10%, independente do comportamento do aço. Além disso, nota-se que não há diferenças significativas entre todos os resultados dos modelos correspondentes, quando se considera ambos os comportamentos do aço (perfeitamente plástico e bilinear).

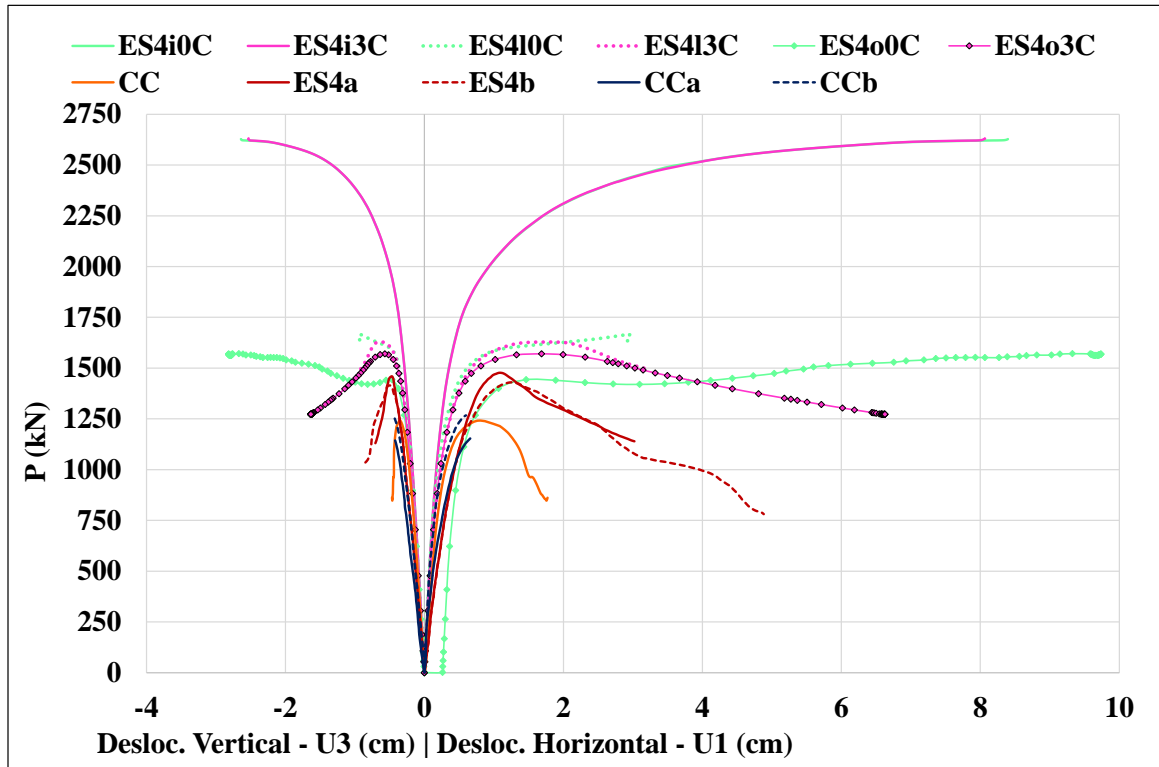
3.3.2 Geometria G02

Os resultados para G02 são mostrados na Figura 11 e na Tabela 6. Verifica-se, também, que as simulações com fibras ortotrópicas têm resultados mais próximos do experimental, em relação a carga, com diferenças em torno entre 1% e 2% para o modelo ES4o0 e de 7% para o modelo ES4o3. Já os modelos de fibras isotrópicas e lâminas apresentam diferenças iguais ou maiores do que 11%, sendo as isotrópicas que mais se afastam dos resultados experimentais (diferenças maiores que 14%). Esses resultados independem do tipo do comportamento usado para o aço.

Figura 11 - Carga (kN) versus deslocamentos vertical e horizontal (cm) - G02: (a) Comportamento perfeitamente plástico para o aço; (b) Comportamento bilinear para o aço.



(a)



(b)

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 6 - Comparação dos valores máximos das simulações com os dos experimentos - G02

Modelos	Experimental (E)			Perfeitamente Plástico (PP)					Bilinear (B)						
	P _E (kN)	U _{1E} (mm)	U _{3E} (mm)	P _{PP} (kN)	P _{PP} / P _E	U _{1PP} (mm)	U _{1PP} / U _{1E}	U _{3PP} (mm)	U _{3PP} / U _{3E}	P _B (kN)	P _B / P _E	U _{1B} (mm)	U _{1B} / U _{1E}	U _{3B} (mm)	U _{3B} / U _{3E}
CC	1211	6,43	4,32	1238	1,02	17,7	2,75	4,7	1,09	1240	1,02	17,7	2,75	4,7	1,09
ES4i0				2621	1,79	85	2,16	26,5	2,98	2628	1,8	84	2,13	26,4	2,97
ES4i3				2623	1,79	85	2,16	26,6	2,99	2630	1,8	80,7	2,05	25,3	2,84
ES4I0				1661	1,14	29,6	0,75	9,4	1,06	1665	1,14	29,5	0,75	9,4	1,06
ES4I3	1462	39,44	8,9	1624	1,11	34,7	0,88	9,5	1,07	1627	1,11	32,1	0,81	9,2	1,03
ES4o0				1440	0,98	96,2	2,44	28,9	3,25	1443	0,99	97,4	2,47	28,2	3,17
ES4o3				1565	1,07	58,2	1,48	14,6	1,64	1570	1,07	66,3	1,68	16,3	1,83

Fonte: Elaborada pela autora

Conforme se observa no comparativo dos resultados (Tabela 6), os modelos configurados para as simulações com fibras lâminas e fibras ortotrópicas exibiram resultados melhores que os de fibras isotrópicas, destacando os modelos ES4o0 e ES4o3 por apresentarem as menores divergências de valores de cargas e os modelos ES4I0 e ES4I3 pelos valores de deslocamento axial. Comparando-se os modelos de mesma tipologia de fibra entre si, observou-se que a alternância de tipologia de elemento (compósito ou seção homogênea) não gerou diferença considerável entre os resultados.

Em relação aos deslocamentos (Figura 11 e Tabela 6), verifica-se que as diferenças na deflexão horizontal são superiores a 12%. Já para o deslocamento axial de compressão os modelos com fibra lâmina (ES4I0 e ES4I3), para ambos os comportamentos do aço, apresentam diferenças entre 3% e 7%. Os outros modelos apresentam diferenças bem superiores, independente do comportamento do aço. Além disso, nota-se que não há diferenças significativas entre todos os resultados dos modelos correspondentes, quando se considera ambos os comportamentos do aço (perfeitamente plástico e bilinear).

Comparando as cargas em um ponto de mesmo deslocamento das simulações da geometria G01 com a geometria G02, pode-se verificar que a consideração da geometria G01 suportou cargas um pouco menores que as colunas da geometria G02. Pode-se afirmar que G02 conferiu às colunas mais resistência.

Considera-se que o modelo CDP foi validado nesta etapa do trabalho, através da metodologia de Alfarah *et al.* (2017). No entanto, verifica-se a possibilidade de melhor refinamento da aplicação do método através da implementação dessa metodologia no OCTAVE®, dando continuidade ao trabalho com as simulações dos pilares ensaiados por Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017), abordadas no capítulo a seguir.

São escassos os estudos a cerca das diferentes considerações comportamentais para as fibras de reforços de carbono, como isotrópicas, lâminas ou ortotrópicas. Pode-se citar o modelo de elementos finitos desenvolvido por Obaidat *et al.* (2010) para analisar vigas de seção transversal retangular reforçadas com PRFC e carregadas sob flexão de quatro pontos. Os comportamentos elásticos ortotrópicos e isotrópicos foram usados para representar a fibra. Neste estudo não foram observadas discrepâncias significativas quando diferentes suposições foram usadas para PRFC com o modelo de interface coesiva, isto é, o uso de propriedades isotrópicas ou ortotrópicas para a camisa de fibras de carbono geram resultados próximos.

No entanto, cabe destacar que o estudo realizado por Obaidat *et al.* (2010) é restrito, no que diz respeito ao tipo e geometria da estrutura, ao carregamento solicitante e ao tipo de ligação concreto-fibra. Observa-se, nas simulações expostas neste capítulo, que as diferentes considerações comportamentais para a fibra podem sim gerar resultados diferentes para o caso de pilares submetidos a compressão, ressaltando assim a importância desta análise.

4 SIMULAÇÕES DOS PILARES DANIFICADOS E RECUPERADOS

Nesta etapa das simulações, foram realizadas as simulações numéricas das colunas ensaiadas por Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017), cujas características de geometria e de propriedades são detalhadas adiante e em seguida são exibidos os resultados obtidos para cada coluna avaliada. Estes pesquisadores estudaram em seus trabalhos colunas quadradas revestidas com PRFC submetidas a carga concêntrica. No estudo de Jain *et al.* (2017), além do reforço com fibra de carbono, também foi verificado o reforço externo com argamassa de cimento de alto desempenho (graute). Além disso, o presente trabalho apresenta como proposta a associação dos dois sistemas de reforços apresentados nas literaturas supracitadas, a fim de averiguar as respostas dos modelos nesta condição.

Nessas simulações foi utilizado também o controle automático do esquema incremental disponível no ABAQUS®, através do Método de Riks. Para um tempo total igual a 1 (comprimento total estimado do arco), os valores utilizados foram 0,001 para o incremento inicial, 1E-36 para o incremento mínimo e 1E+36 para o incremento máximo. Dentre os modelos, os números de incrementos máximos variaram entre 10 e 400. Na aplicação do CDP, adotou-se $\Psi =$ variável, $K_c = 2/3$, $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$, $\epsilon = 0,1$ e $\mu = 0$ ou 0,00001.

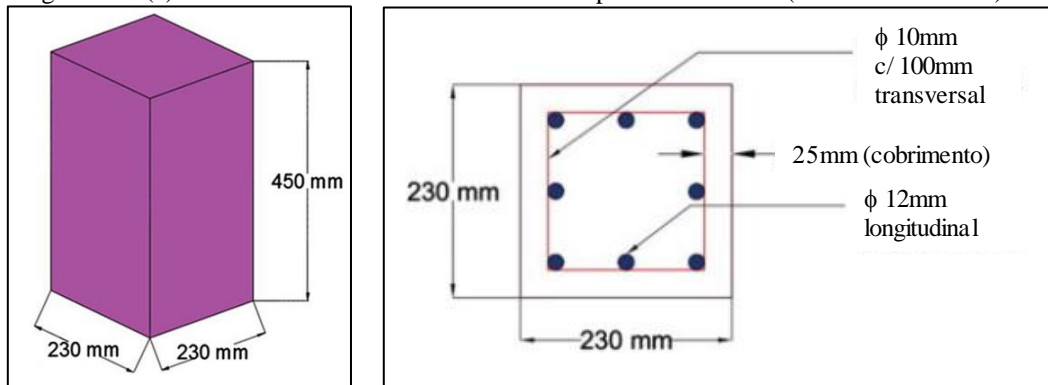
4.1 Geometria e modelo numérico

Os modelos aqui analisados foram ensaiados por Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017), os quais são pilares de concreto armado de seção transversal quadrada, medindo 230 x 230mm, e altura total de 450mm. A disposição da armadura é composta por 8 barras longitudinais de 12mm de diâmetro e estribos transversais de 10mm de diâmetro com espaçamento de 10mm, conforme Figura 12.

As amostras escolhidas para análise foram as colunas A.PCC, A.RCC e A.EB. PCC indica a coluna de controle em concreto simples, ou seja, sem reforço externo e sem armadura; RCC é a coluna de controle em concreto armado, ou seja, sem reforço externo e com armadura; EB é a coluna externamente enrijecida com fibra, analisada por Chellapandian *et al.* (2017). As amostras RCC-R-QS são as colunas recuperadas e reforçadas externamente com argamassa de cimento de alto desempenho (graute) estudada por Jain *et al.* (2017). Nas colunas EB são coladas duas camadas de PRFC unidirecional com 0,2mm de espessura cada, aplicadas como reforço a flexão, colada na direção axial (Figura 13). Já nas colunas RCC-R-

QS a parte danificada das colunas de controle em concreto armado (pós-ensaio) é extraída e posteriormente adicionado reforço em argamassa de cimento de alto desempenho (graute), repondo o volume retirado (Figura 14).

Figura 12 - (a) Geometria e detalhes da armadura dos pilares estudados (dimensões em mm).



Fonte: Adaptado de Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017).

Figura 13 - Procedimento sistemático para reforço com PRFC em coluna de concreto armado (EB).



Fonte: Adaptado de Chellapandian *et al.* (2017).

Figura 14 - Procedimento sistemático para reparo com argamassa de alto desempenho em coluna de concreto armado severamente danificada (RCC-R-QS).



Fonte: Adaptado de Jain *et al.* (2017).

Nas modelagens, o pilar em concreto e o graute foram discretizados com o elemento sólido C3D8R (linear, hex), cujo tamanho do elemento foi variado de 15mm a 25mm; gerando assim malhas com quantidades variadas de elementos e nós, de acordo com o tamanho adotado em cada modelagem.

Para o aço, utilizou-se o elemento de treliça T3D2 linear, sendo que cada barra longitudinal é dividida em 8 elementos (9 nós) e cada estribo em 12 elementos (12 nós). O PRFC foi configurado com o elemento de casca S4R (linear, quad), dividido em uma malha de 20mm possuindo 1104 elementos (1152 nós).

Duas placas rígidas de dimensão 230 x 230mm são vinculadas ao concreto na base e no topo do pilar. Essas placas rígidas são discretizadas numa malha de 20mm com elementos do tipo R3D4. Os deslocamentos nas 3 direções e as rotações em torno dos 3 eixos são restringidos na placa de base, configurando o engaste da coluna. Já na placa de topo, os deslocamentos e as rotações foram deixados livres, aplicando-se uma condição limite para prescrever um deslocamento de -0,20m no eixo z (axial), a qual é inserida num ponto concêntrico a seção transversal da coluna, representando a localização da carga (Figura 15).

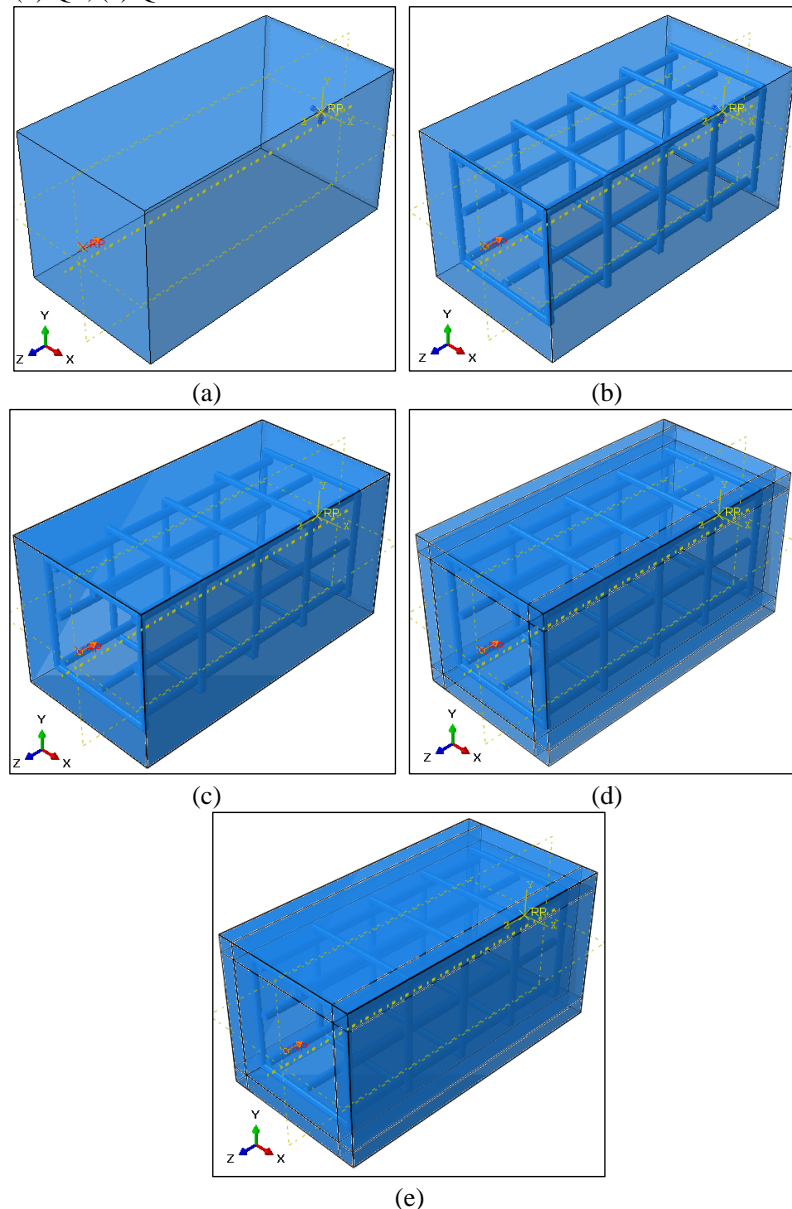
A Tabela 7 apresenta a descrição das considerações adotadas nas 36 simulações das colunas de controle em concreto não danificado, sendo 18 para PCC (colunas sem armadura) e 18 para RCC (colunas com armadura). Nesta tabela observa-se que nos modelos houve variação entre 3 tipos de malha (15mm, 20mm e 25mm), 3 valores de ângulo de dilatação (36° , 13° e $0,01^\circ$) e 2 valores de viscosidade (0 e 0,00001).

A Tabela 8 apresenta a descrição das considerações adotadas nas 18 simulações das colunas de concreto armado não danificado reforçadas com PRFC. Nesta tabela, observa-

se que nesses modelos também houve variação entre 3 tipos de malha (15mm, 20mm e 25mm), 3 valores de ângulo de dilatação (36° , 13° e $0,01^\circ$) e 2 valores de viscosidade (0 e 0,00001).

A Tabela 9 apresenta a descrição das considerações adotadas nas 18 simulações das colunas de concreto armado danificado reforçadas, sendo 9 para QS (reforço com argamassa de cimento de alto desempenho) e 9 para QS+EB (reforço com argamassa de cimento de alto desempenho e PRFC). Nesta tabela, observa-se que nesses modelos também houve variação entre 3 tipos de malha (15mm, 20mm e 25mm), 3 valores de ângulo de dilatação (36° , 13° e $0,01^\circ$) e 1 valor de viscosidade (0).

Figura 15 - Pilares modelado no ABAQUS®: (a) PCC; (b) RCC; (c) EB; (d) QS; (e) QS+EB.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

Tabela 7 - Descrição das considerações nas simulações das colunas de controle com concreto não danificado

Modelos	Armadura	PRFC	Argamassa (mm)	Malha (mm)	Ângulo de dilatação	Viscosidade
PCC_M15S1v000	não	-	-	15	36°	0
PCC_M15S2v000	não	-	-	15	13°	0
PCC_M15S3v000	não	-	-	15	0,01°	0
PCC_M15S1v00001	não	-	-	15	36°	0,00001
PCC_M15S2v00001	não	-	-	15	13°	0,00001
PCC_M15S3v00001	não	-	-	15	0,01°	0,00001
PCC_M20S1v000	não	-	-	20	36°	0
PCC_M20S2v000	não	-	-	20	13°	0
PCC_M20S3v000	não	-	-	20	0,01°	0
PCC_M20S1v00001	não	-	-	20	36°	0,00001
PCC_M20S2v00001	não	-	-	20	13°	0,00001
PCC_M20S3v00001	não	-	-	20	0,01°	0,00001
PCC_M25S1v000	não	-	-	25	36°	0
PCC_M25S2v000	não	-	-	25	13°	0
PCC_M25S3v000	não	-	-	25	0,01°	0
PCC_M25S1v00001	não	-	-	25	36°	0,00001
PCC_M25S2v00001	não	-	-	25	13°	0,00001
PCC_M25S3v00001	não	-	-	25	0,01°	0,00001
RCC_M15S1v000	sim	-	-	15	36°	0
RCC_M15S2v000	sim	-	-	15	13°	0
RCC_M15S3v000	sim	-	-	15	0,01°	0
RCC_M15S1v00001	sim	-	-	15	36°	0,00001
RCC_M15S2v00001	sim	-	-	15	13°	0,00001
RCC_M15S3v00001	sim	-	-	15	0,01°	0,00001
RCC_M20S1v000	sim	-	-	20	36°	0
RCC_M20S2v000	sim	-	-	20	13°	0
RCC_M20S3v000	sim	-	-	20	0,01°	0
RCC_M20S1v00001	sim	-	-	20	36°	0,00001
RCC_M20S2v00001	sim	-	-	20	13°	0,00001
RCC_M20S3v00001	sim	-	-	20	0,01°	0,00001
RCC_M25S1v000	sim	-	-	25	36°	0
RCC_M25S2v000	sim	-	-	25	13°	0
RCC_M25S3v000	sim	-	-	25	0,01°	0
RCC_M25S1v00001	sim	-	-	25	36°	0,00001
RCC_M25S2v00001	sim	-	-	25	13°	0,00001
RCC_M25S3v00001	sim	-	-	25	0,01°	0,00001

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 8 - Descrição das considerações nas simulações com concreto não danificado reforçado PRFC

Modelos	Armadura	PRFC	Argamassa (mm)	Malha (mm)	Ângulo de dilatação	Viscosidade
EB_M15S1v000	sim	2	-	15	36°	0
EB_M15S2v000	sim	2	-	15	13°	0
EB_M15S3v000	sim	2	-	15	0,01°	0
EB_M15S1v00001	sim	2	-	15	36°	0,00001
EB_M15S2v00001	sim	2	-	15	13°	0,00001
EB_M15S3v00001	sim	2	-	15	0,01°	0,00001
EB_M20S1v000	sim	2	-	20	36°	0
EB_M20S2v000	sim	2	-	20	13°	0
EB_M20S3v000	sim	2	-	20	0,01°	0
EB_M20S1v00001	sim	2	-	20	36°	0,00001
EB_M20S2v00001	sim	2	-	20	13°	0,00001
EB_M20S3v00001	sim	2	-	20	0,01°	0,00001
EB_M25S1v000	sim	2	-	25	36°	0
EB_M25S2v000	sim	2	-	25	13°	0
EB_M25S3v000	sim	2	-	25	0,01°	0
EB_M25S1v00001	sim	2	-	25	36°	0,00001
EB_M25S2v00001	sim	2	-	25	13°	0,00001
EB_M25S3v00001	sim	2	-	25	0,01°	0,00001

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 9 - Descrição das considerações nas simulações com concreto danificado reforçado somente com argamassa e com argamassa e PRFC

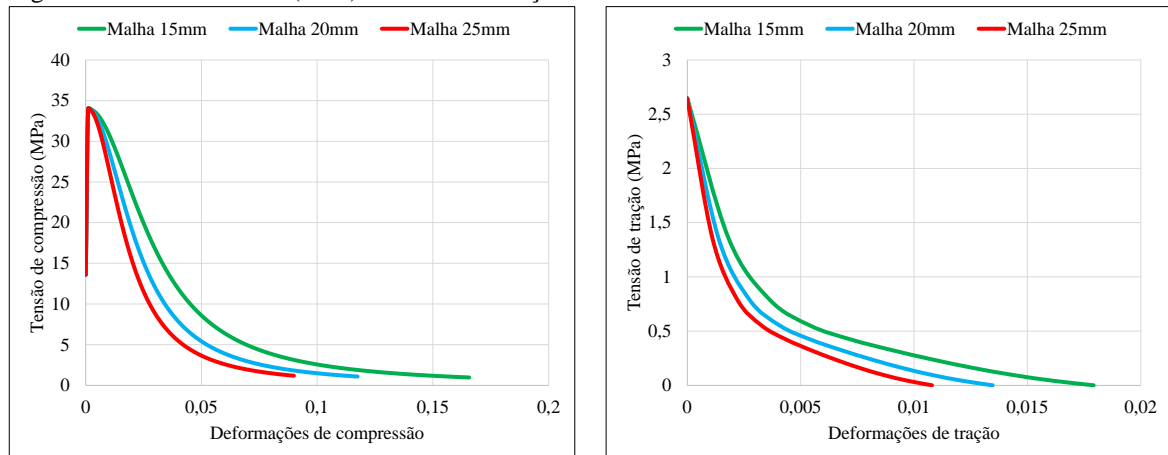
Modelos	Armadura	PRFC	Argamassa (mm)	Malha (mm)	Ângulo de dilatação	Viscosidade
QS_M15S1v000	sim	-	25	15	36°	0
QS_M15S2v000	sim	-	25	15	13°	0
QS_M15S3v000	sim	-	25	15	0,01°	0
QS_M20S1v000	sim	-	25	20	36°	0
QS_M20S2v000	sim	-	25	20	13°	0
QS_M20S3v000	sim	-	25	20	0,01°	0
QS_M25S1v000	sim	-	25	25	36°	0
QS_M25S2v000	sim	-	25	25	13°	0
QS_M25S3v000	sim	-	25	25	0,01°	0
QS+EB_M15S1v000	sim	2	25	15	36°	0
QS+EB_M15S2v000	sim	2	25	15	13°	0
QS+EB_M15S3v000	sim	2	25	15	0,01°	0
QS+EB_M20S1v000	sim	2	25	20	36°	0
QS+EB_M20S2v000	sim	2	25	20	13°	0
QS+EB_M20S3v000	sim	2	25	20	0,01°	0
QS+EB_M25S1v000	sim	2	25	25	36°	0
QS+EB_M25S2v000	sim	2	25	25	13°	0
QS+EB_M25S3v000	sim	2	25	25	0,01°	0

Fonte: Elaborada pela autora

4.2 Propriedades mecânicas

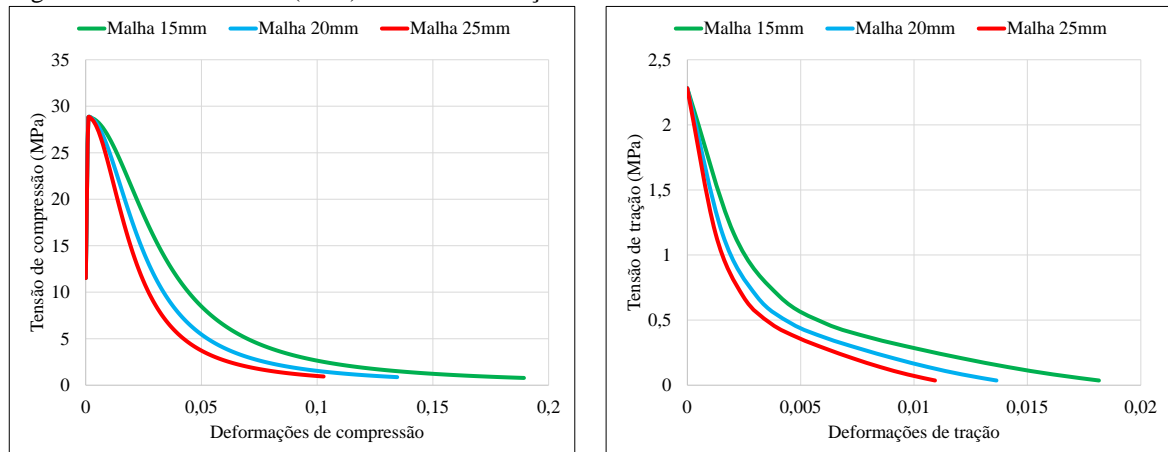
As propriedades do concreto não danificado são: $f_{ck} = 26$ MPa, $E = 28,4$ GPa e o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,20$. As do concreto danificado (considerando 20% de queda de resistência) são $f_{ck} = 20,8$ MPa, $E = 26,5$ GPa e o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,20$. Já as da argamassa de cimento de alta resistência são: $f_{ck} = 52$ MPa, $E = 36,7$ GPa e o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,2$. O concreto e a argamassa de alto desempenho são modelados considerando o modelo constitutivo CDP. Para a armadura de aço foi considerada a condição comportamental elástico-plástica com patamar de escoamento e de encruamento, cuja resistência à tração é 512 MPa, resistência última de 620 MPa, o módulo de Young é 210 GPa e o coeficiente de Poisson é 0,3. Na Figura 16, na Figura 17, na Figura 18 e na Figura 19 são apresentadas as curvas tensão-deformação para o concreto não danificado, para o concreto danificado, para o graute e para o aço, respectivamente.

Figura 16 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto não danificado.



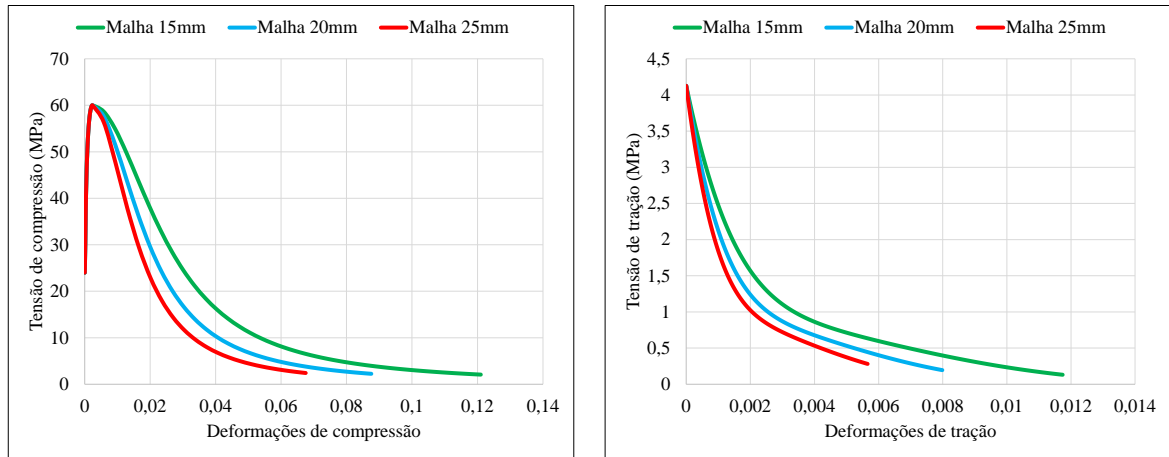
Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 17 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto danificado.



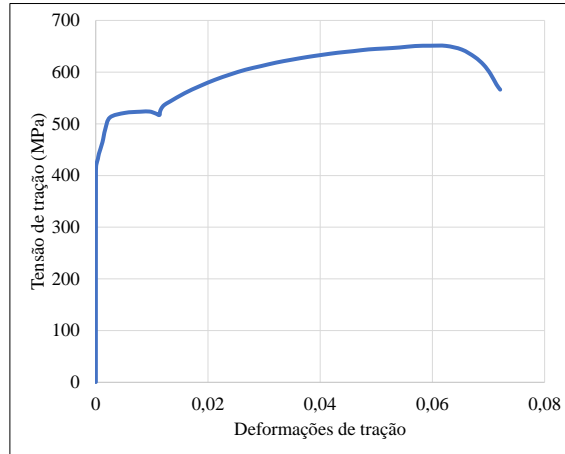
Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 18 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do graute.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 19 - Curva tensão (MPa) versus deformação do aço.



Fonte: Elaborada pela autora.

As propriedades do PRFC são as fornecidas por Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017), sendo complementadas por outras bibliografias que caracterizam fibras semelhantes, buscando obter a maior fidelidade possível entre as simulações numéricas e os modelos experimentais. As referências complementares utilizadas foram: Daniel e Ishai (2006) e Islam *et al.* (2016). A fibra de carbono é modelada com elementos de casca ortotrópico, tipologia escolhida após avaliação das modelagens dos ensaios de Quiertant e Clement (2010), estudo de caso supracitado. As propriedades mecânicas do PRFC e seus limites de falha podem ser vistos na Tabela 10 e Tabela 11, respectivamente.

Tabela 10 - Propriedades mecânicas do PRFC ortotrópico

E_1 (GPa)	$E_2=E_3$ (GPa)	ν_{12}	G_{12} (GPa)	G_{13} (GPa)	G_{23} (GPa)
85,8612	93,3373	0,37	2,7	2,7	2,1

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 11 - Limites de falha para o PRFC

Tensões de falha (GPa)					
σ_{t11}	σ_{c11}	σ_{t12}	σ_{c12}	τ	σ_{lim}
1,3	0,642	0,35	0,15	0,035	1,3
Deformações de falha					
ε_{t11}	ε_{c11}	ε_{t12}	ε_{c12}	γ (rad)	
0,014	0,0015	0,014	0,0015	0,007	

Fonte: Elaborada pela autora

4.3 Resultados e Discussão

Os resultados das modelagens de todas as colunas são mostrados através da curva carga-deslocamento axial e comparando os valores máximos com os obtidos pelas referências. O histórico de carregamento foi coletado do ponto de aplicação da carga concêntrica e o de deslocamento axial foi aferido nas proximidades do ponto médio do lado da seção transversal da metade da altura da coluna. Os referidos autores, além dos ensaios experimentais, obtiveram resultados analíticos e numéricos. A Figura 20 (Chellapandian et al. (2017) e Jain et al. (2017)) exhibe as colunas deformadas dos ensaios de referência.

Para obtenção dos resultados analíticos, Chellapandian *et al.* (2017) consideraram que o comportamento dos elementos da coluna RC sob compressão axial pode ser previsto usando o procedimento de compatibilidade de deformação bem estabelecido. A curva de carga-deslocamento analítica foi desenvolvida usando a análise da seção de fibra, também conhecida como abordagem camada por camada. Nessa análise da seção da fibra, a seção transversal do elemento de concreto é dividida em várias camadas de pequena espessura.

Esta abordagem é usada para uma precisa estimativa de tensões. Inicialmente, é fixada a deformação de topo do elemento de concreto e a curvatura da seção. A tensão em cada camada foi calculada usando a equação de Hognestad modificado. As previsões analíticas para os espécimes foram calculadas usando concreto não confinado com o modelo de Hognestad (1951) e concreto confinado com modelo Lam e Teng (2003). A relação tensão-deformação de aço e FRP são obtidas a partir de suas respectivas relações constitutivas.

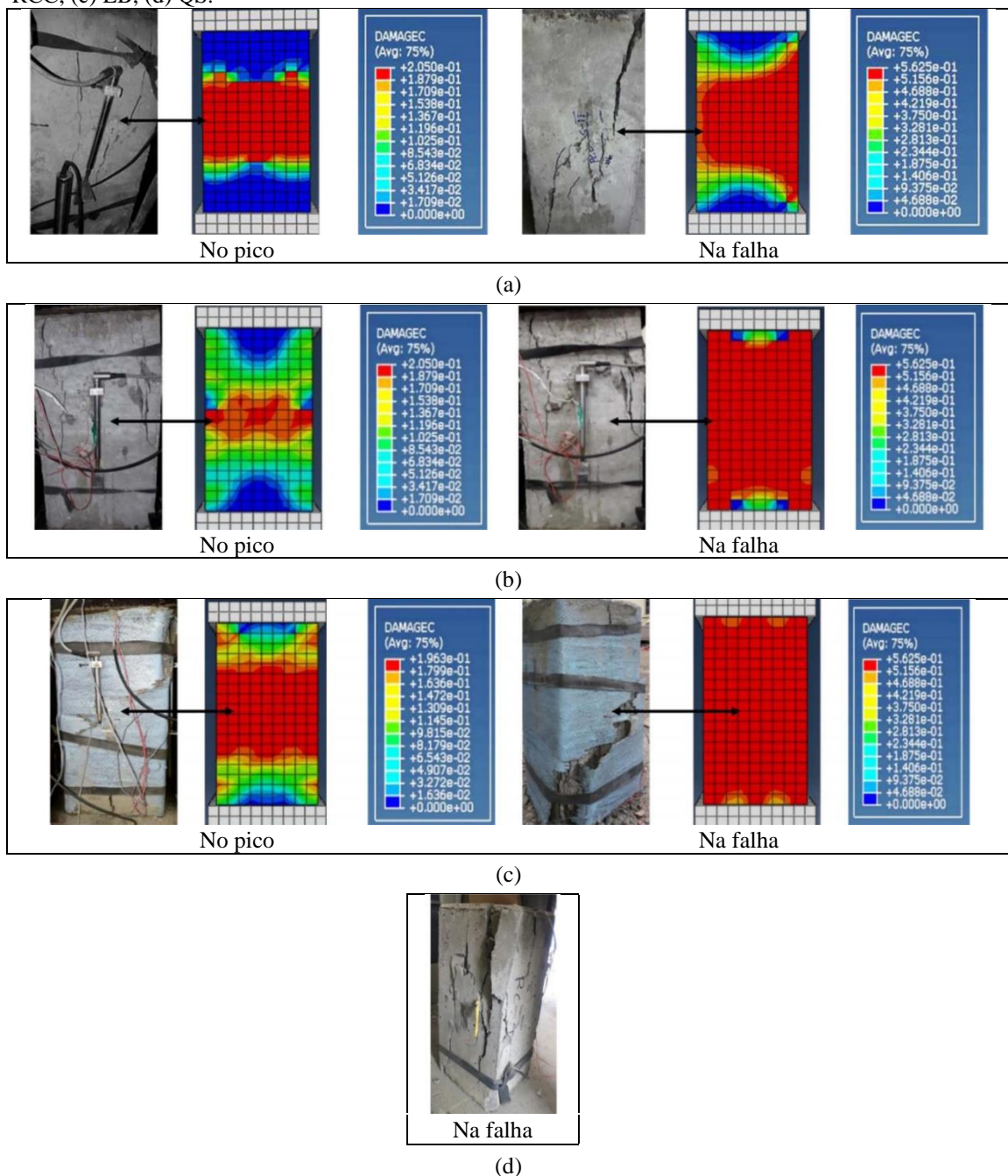
Já os resultados numéricos, foram obtidos através de uma análise de elemento finito não linear capaz de prever o comportamento de elementos de coluna RC com técnicas de reforço FRP sob compressão axial e excêntrica. O modelo numérico foi desenvolvido utilizando o software comercial ABAQUS®. Os recursos como rigidez inicial e pós-trinca, carga de pico, propagação de trinca e falha final foram incorporados na análise.

Para modelar o comportamento do concreto foi utilizado o modelo CDP. A fim de prever o comportamento não linear do concreto, os dados de tensão-deformação compressiva

foram calculados usando o modelo de Hognestad modificado, enquanto os dados de tensão-deformação a tração foram obtidos usando o modelo de enrijecimento de tensão exponencial proposto por Greene.

O aço foi modelado com comportamento de endurecimento por deformação elástica usando os dados de teste do vergalhão sob tração. A fibra foi modelada como material elástico linear e seus parâmetros de dano foram definidos usando os critérios de dano de Hashin.

Figura 20 - Padrão de falha e quantificação de danos das colunas dos ensaios de referência: (a) PCC; (b) RCC; (c) EB; (d) QS.



Fonte: 20a, 20b e 20c - Chellapandian *et al.* (2017) / 20d - Jain *et al.* (2017).

4.3.1 Concreto simples não danificado (PCC)

Os resultados das simulações são mostrados na Figura 21 e Figura 23 e na Tabela 12, Tabela 13, Tabela 14 e Tabela 15. A Figura 22 e a Figura 24 exibem as colunas deformadas.

Para $\mu = 0$, verifica-se que, em relação a carga, os resultados das simulações, com exceção do modelo M20S3, apresentaram diferenças menores ou iguais a 3%, se comparados aos valores de referência A.PCC_FEM (Método dos Elementos Finitos) e A.PCC_ANA (Analítico) e comparando com aos valores de A.PCC_EXP (Experimental), as diferenças são menores ou iguais a 9%. A alternância da malha e do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Para $\mu = 0,00001$, averigua-se que, em relação a carga, os resultados das simulações apresentaram diferenças menores ou iguais a 6%, se comparados aos valores de referência A.PCC_FEM e A.PCC_ANA. Já comparando aos valores de A.PCC_EXP, as diferenças chegam a até 14%. A alternância da malha e do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Em relação aos deslocamentos máximos, verifica-se que as diferenças entre as simulações e os ensaios de referência são superiores a 10%, com exceção do modelo M20S2-viscosidade 0, que apresentou diferença de 6% com relação a A.PCC_ANA. Além disso, nota-se que os resultados das modelagens com a consideração da viscosidade 0,00001 obtiveram valores significativamente maiores que os de viscosidade 0.

Na análise dos deslocamentos no pico, verifica-se que as diferenças entre as simulações e os ensaios de referência, de modo geral, foram menores que as dos deslocamentos máximos, destacando-se o modelo M20S3-viscosidade 0, que apresentou que apresentou diferença de 1% e 4% com relação a A.PCC_FEM e A.PCC_ANA, respectivamente.

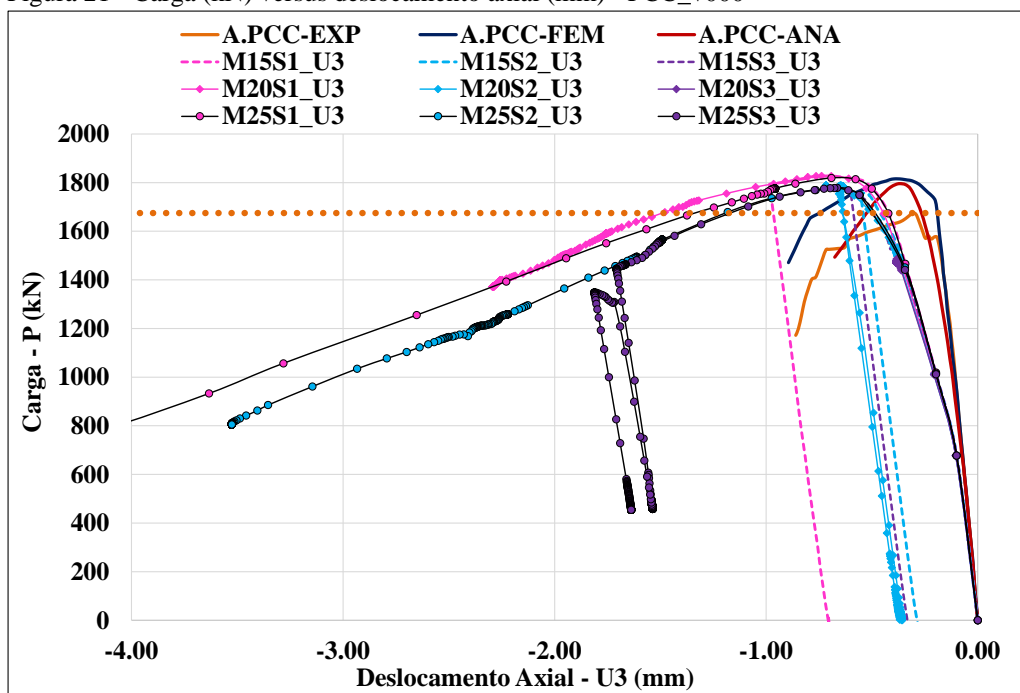
No que se refere a progressão dos danos e o modo de falha, sabe-se que a degradação da rigidez elástica é caracterizada pelas variáveis de dano à compressão (d_c) e à tração (d_t). A variável d_c é usada para quantificar a extensão do dano na amostra. No estágio final da simulação avalia-se o nível de dano atingido pela amostra, submetida a um carregamento, no qual, o valor 0 representa nenhum dano e 1 representa dano completo.

Nas simulações que consideram $\mu = 0$, observa-se que em M25S1v000 a fragmentação do concreto ocorreu em quase toda a superfície do corpo de prova. Nas demais,

a fragmentação ocorreu na região da seção transversal da metade da altura da coluna, nas proximidades dos pontos médios dos lados dessa seção.

Já nas modelagens com $\mu = 0,00001$, nota-se que em M15S1v000, M15S2v000, M20S1v000 M20S2v000 e M25S1v000, os danos ocorreram em uma parte considerável da superfície do pilar e, em geral, foram as simulações que mais se aproximaram do modo de falha de referência. Nas demais, ocorreu dano apenas na região próxima da seção transversal da metade da altura da coluna.

Figura 21 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - PCC_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 12 - Comparação dos valores máximos das simulações PCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							1827	0,98	1,09	1,14	1,01	1,10	1,02	1,44
M15S2							1760	0,55	1,05	0,64	0,97	0,62	0,98	0,81
M15S3							1763	0,60	1,05	0,70	0,97	0,67	0,98	0,88
M20S1							1827	2,29	1,09	2,66	1,01	2,57	1,02	3,37
M20S2	1675	0,86	1815	0,89	1796	0,68	1788	0,72	1,07	0,84	0,99	0,81	1,00	1,06
M20S3							1485	0,39	0,89	0,45	0,82	0,44	0,83	0,57
M25S1							1819	15,54	1,09	18,07	1,00	17,46	1,01	22,85
M25S2							1769	3,53	1,06	4,10	0,97	3,97	0,98	5,19
M25S3							1778	1,81	1,06	2,10	0,98	2,03	0,99	2,66

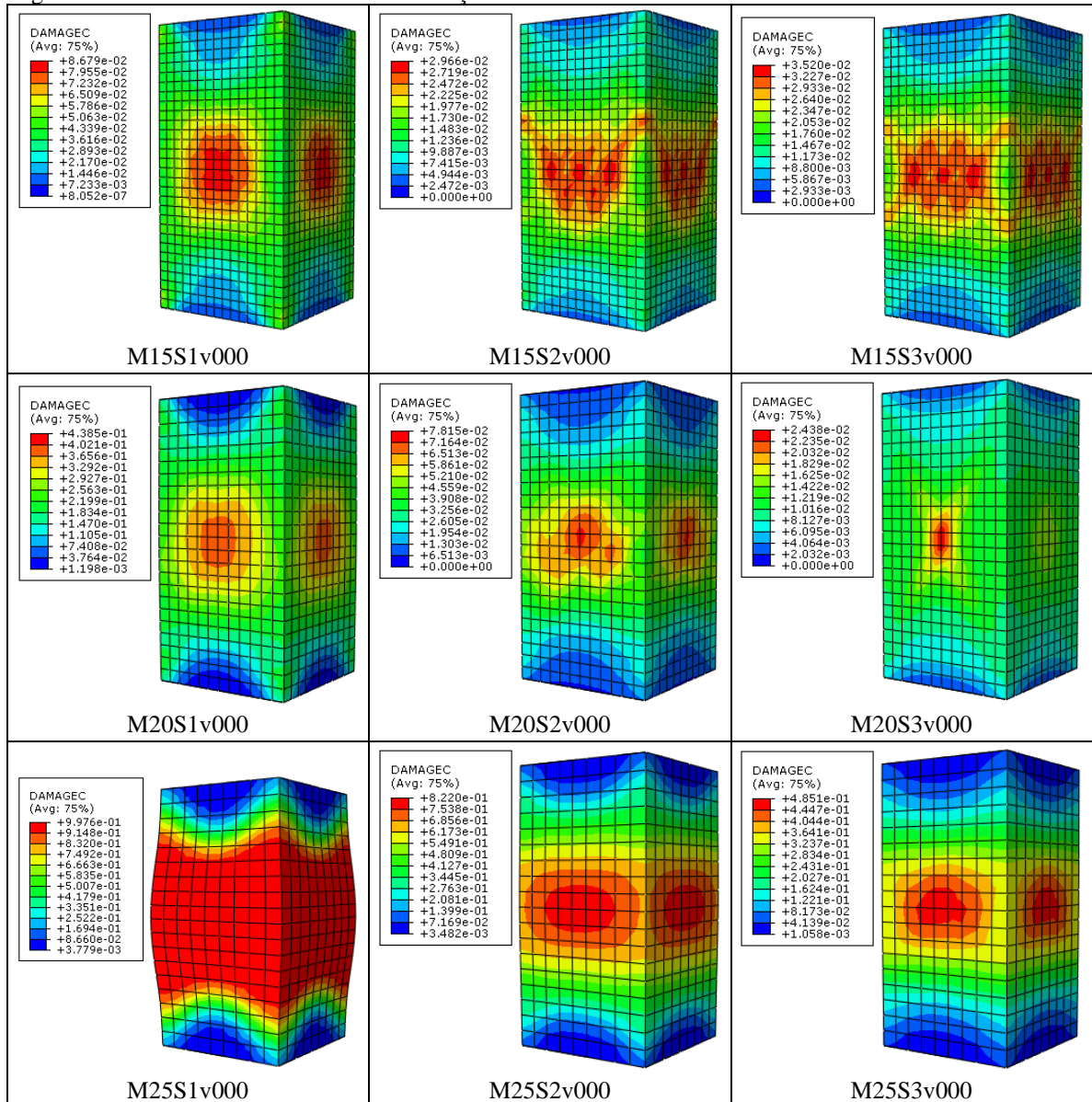
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 13 - Comparação dos valores de pico das simulações PCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							1827	0,70	1,09	2,27	1,01	1,85	1,02	1,89
M15S2							1760	0,55	1,05	1,80	0,97	1,47	0,98	1,50
M15S3							1763	0,60	1,05	1,96	0,97	1,60	0,98	1,63
M20S1							1827	0,74	1,09	2,40	1,01	1,96	1,02	2,00
M20S2	1675	0,31	1815	0,38	1796	0,37	1788	0,65	1,07	2,11	0,99	1,72	1,00	1,76
M20S3							1485	0,38	0,89	1,24	0,82	1,01	0,83	1,04
M25S1							1819	0,69	1,09	2,25	1,00	1,84	1,01	1,88
M25S2							1769	0,77	1,06	2,49	0,97	2,03	0,98	2,08
M25S3							1778	0,66	1,06	2,16	0,98	1,76	0,99	1,80

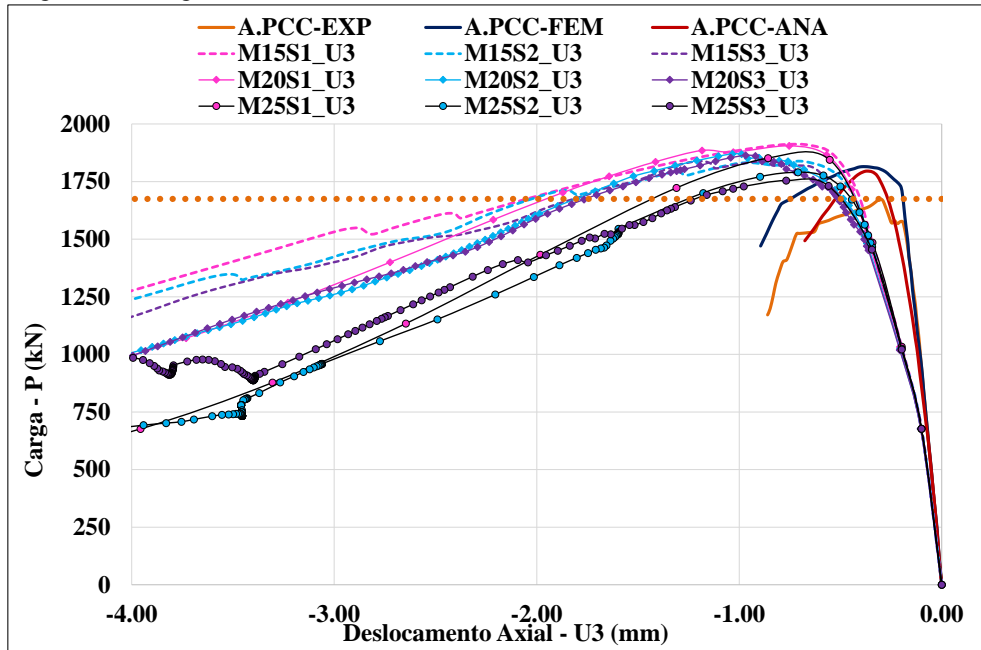
Fonte: Elaborada pela autora

Figura 22 - Colunas deformadas PCC: simulações v000.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

Figura 23 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - PCC_v00001



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 14 - Comparação dos valores máximos das simulações PCC_v00001 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							1912	15,02	1,14	17,47	1,05	16,88	1,06	22,09
M15S2							1839	14,47	1,10	16,83	1,01	16,26	1,02	21,28
M15S3							1838	12,00	1,10	13,95	1,01	13,48	1,02	17,65
M20S1							1905	12,79	1,14	14,87	1,05	14,37	1,06	18,81
M20S2	1675	0,86	1815	0,89	1796	0,68	1870	11,27	1,12	13,10	1,03	12,66	1,04	16,57
M20S3							1864	11,27	1,11	13,10	1,03	12,66	1,04	16,57
M25S1							1852	26,08	1,11	30,33	1,02	29,30	1,03	38,35
M25S2							1791	6,68	1,07	7,77	0,99	7,51	1,00	9,82
M25S3							1729	7,87	1,03	9,15	0,95	8,84	0,96	11,57

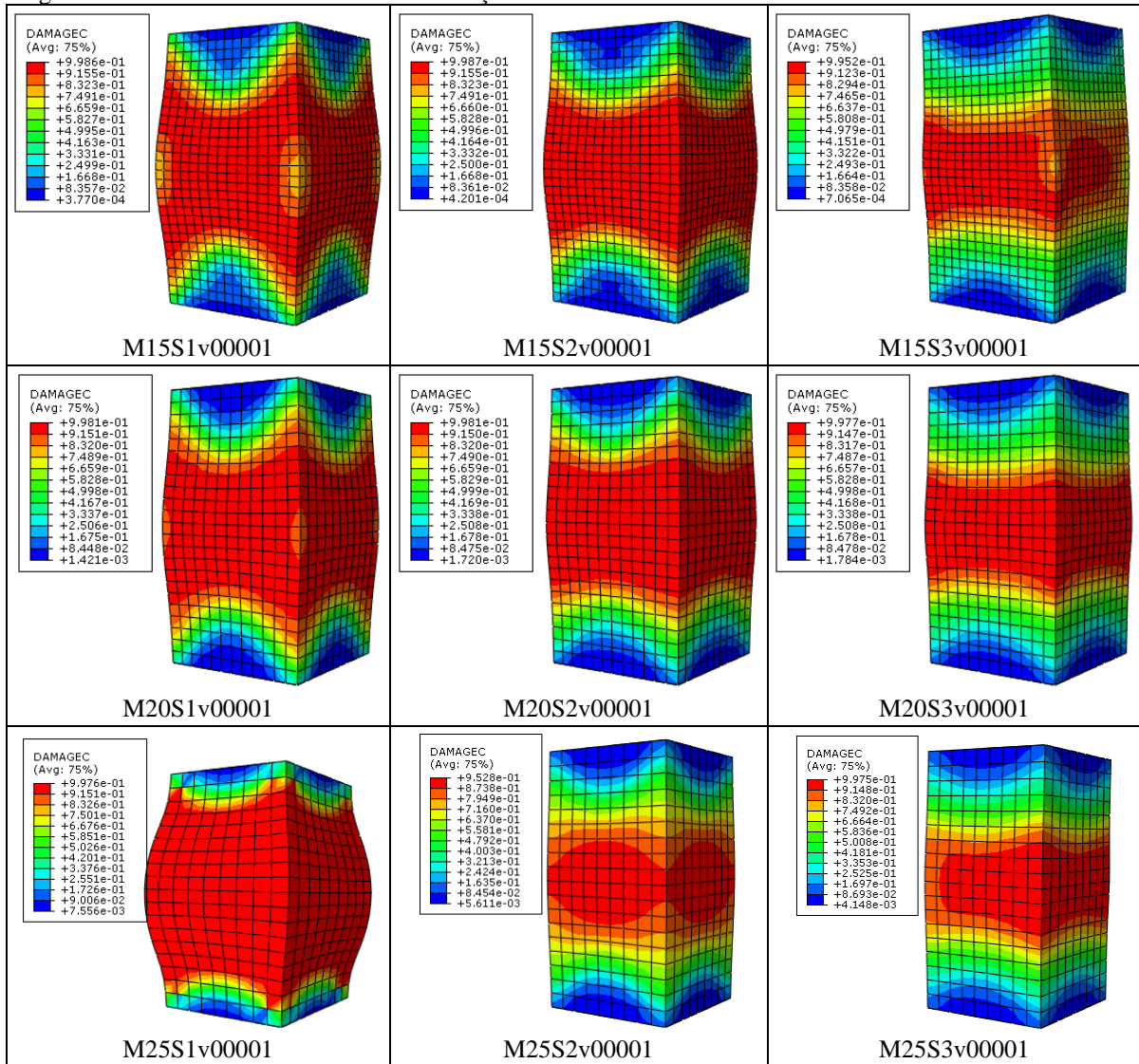
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 15 - Comparação dos valores de pico das simulações PCC_v00001 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							1912	0,76	1,14	2,48	1,05	2,02	1,06	2,07
M15S2							1839	0,70	1,10	2,27	1,01	1,85	1,02	1,89
M15S3							1838	1,17	1,10	3,82	1,01	3,12	1,02	3,19
M20S1							1905	0,75	1,14	2,45	1,05	2,00	1,06	2,04
M20S2	1675	0,31	1815	0,38	1796	0,37	1870	1,03	1,12	3,37	1,03	2,75	1,04	2,81
M20S3							1864	0,97	1,11	3,15	1,03	2,57	1,04	2,63
M25S1							1852	0,86	1,11	2,79	1,02	2,28	1,03	2,33
M25S2							1791	0,71	1,07	2,31	0,99	1,88	1,00	1,93
M25S3							1729	0,98	1,03	3,18	0,95	2,60	0,96	2,65

Fonte: Elaborada pela autora

Figura 24 - Colunas deformadas PCC: simulações v00001.



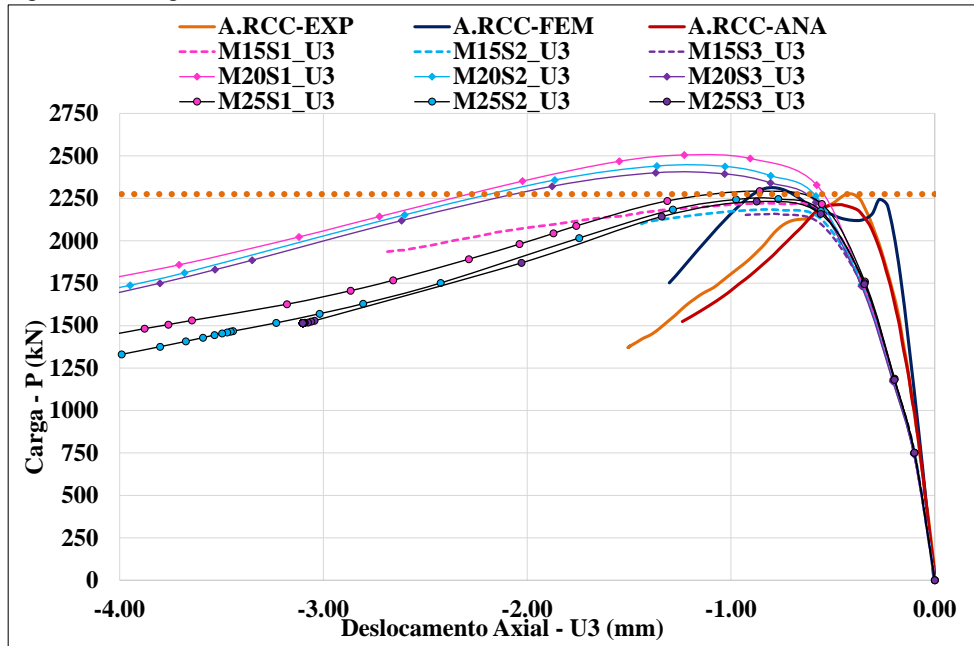
Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

4.3.2 Concreto armado não danificado (RCC)

Os resultados das simulações são mostrados na Figura 25 e Figura 27 e na Tabela 16, Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19. A Figura 26 e a Figura 28 exibem as colunas deformadas.

Para $\mu = 0$, verifica-se que, em relação a carga, os resultados das simulações, apresentaram diferenças menores ou iguais a 13%, destaca-se que os modelos com malha 15mm exibem diferenças menores ou iguais a 6% e os com malha 25mm, os resultados são menores ou iguais a 4%. A alternância do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Figura 25 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - RCC_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 16 - Comparação dos valores máximos das simulações RCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2217	2,70	0,97	1,80	0,97	2,08	1,00	2,18
M15S2							2181	1,45	0,96	0,97	0,95	1,12	0,99	1,17
M15S3							2156	0,93	0,95	0,62	0,94	0,72	0,97	0,75
M20S1							2506	7,07	1,10	4,71	1,09	5,44	1,13	5,70
M20S2	2275	1,5	2296	1,3	2213	1,24	2440	4,80	1,07	3,20	1,06	3,69	1,10	3,87
M20S3							2401	4,56	1,06	3,04	1,05	3,51	1,08	3,68
M25S1							2292	7,25	1,01	4,83	1,00	5,58	1,04	5,85
M25S2							2246	7,20	0,99	4,80	0,98	5,54	1,01	5,81
M25S3							2231	3,10	0,98	2,07	0,97	2,38	1,01	2,50

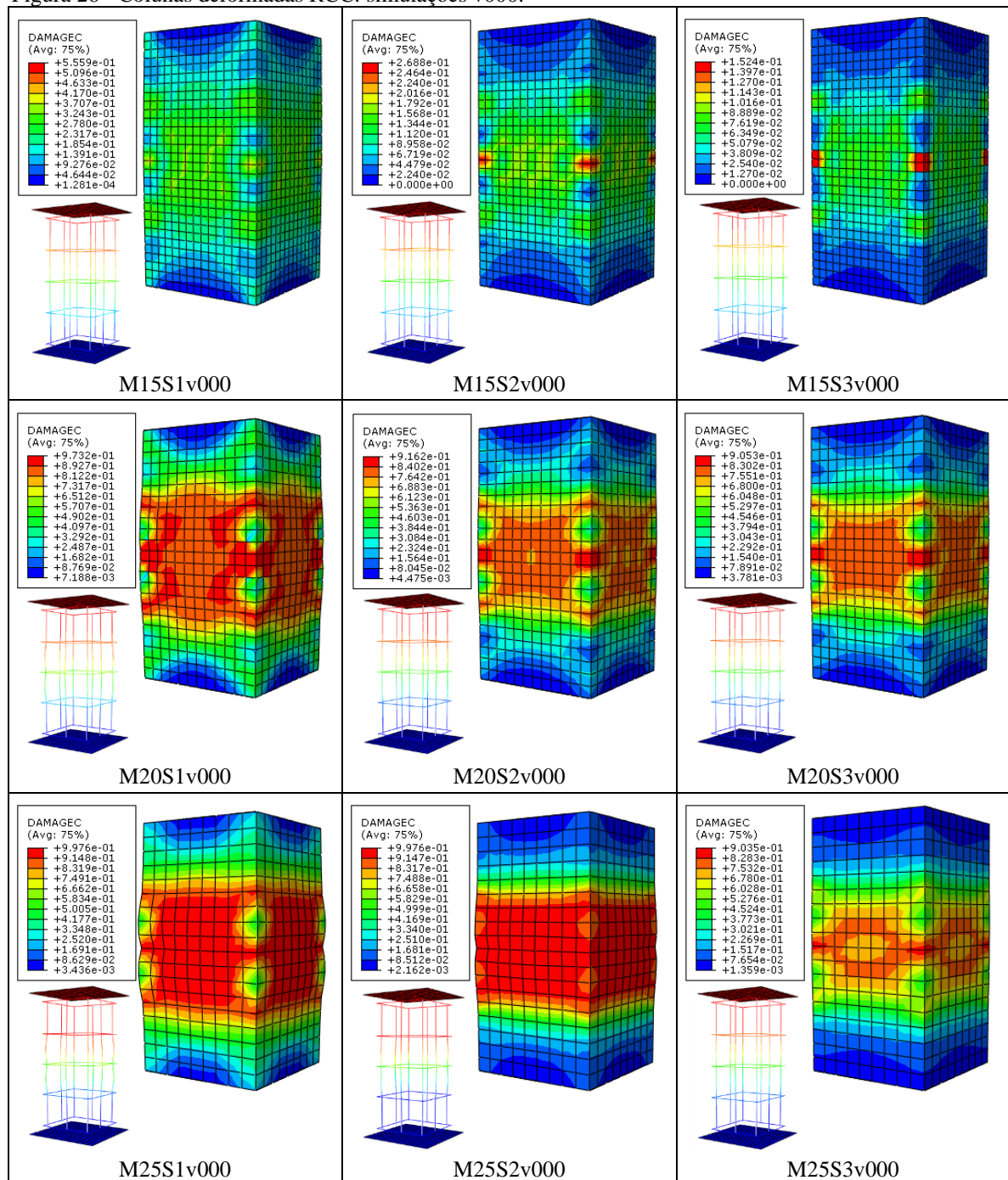
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 17 - Comparação dos valores de pico das simulações RCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2217	0,75	0,97	1,73	0,97	0,87	1,00	1,64
M15S2							2181	0,76	0,96	1,76	0,95	0,88	0,99	1,66
M15S3							2156	0,81	0,95	1,89	0,94	0,95	0,97	1,78
M20S1							2506	1,23	1,10	2,85	1,09	1,43	1,13	2,69
M20S2	2275	0,43	2296	0,86	2213	0,46	2440	1,36	1,07	3,16	1,06	1,59	1,10	2,99
M20S3							2401	1,37	1,06	3,17	1,05	1,59	1,08	3,00
M25S1							2292	0,86	1,01	1,99	1,00	1,00	1,04	1,88
M25S2							2246	0,77	0,99	1,78	0,98	0,89	1,01	1,68
M25S3							2231	0,87	0,98	2,03	0,97	1,02	1,01	1,91

Fonte: Elaborada pela autora

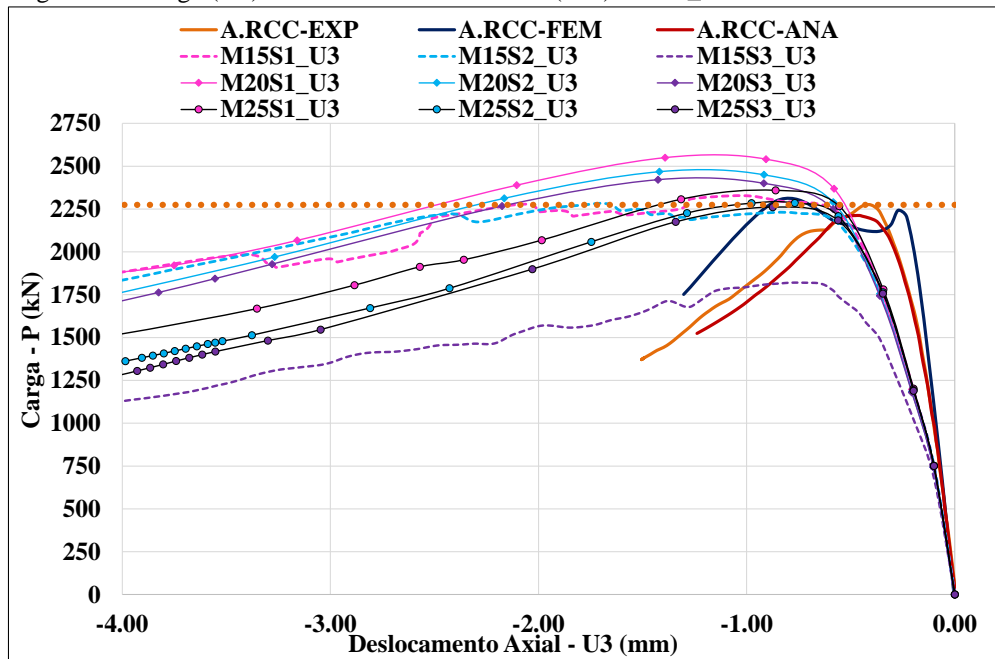
Figura 26 - Colunas deformadas RCC: simulações v000.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

Para $\mu = 0,00001$, averigua-se que, em relação a carga, os resultados das simulações apresentaram diferenças menores ou iguais a 15%, com exceção do modelo M15S3. Destaca-se que os modelos com malha 25mm exibem diferenças menores ou iguais a 7%. A alternância do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Figura 27 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - RCC_v00001



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 18 - Comparação dos valores máximos das simulações RCC_v00001 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2328	8,45	1,02	5,63	1,01	6,50	1,05	6,81
M15S2							2284	11,31	1,00	7,54	0,99	8,70	1,03	9,12
M15S3							1820	5,26	0,80	3,51	0,79	4,05	0,82	4,24
M20S1							2550	11,81	1,12	7,87	1,11	9,08	1,15	9,52
M20S2	2275	1,5	2296	1,3	2213	1,24	2468	11,92	1,08	7,95	1,07	9,17	1,12	9,61
M20S3							2421	11,04	1,06	7,36	1,05	8,49	1,09	8,90
M25S1							2359	8,13	1,04	5,42	1,03	6,25	1,07	6,56
M25S2							2285	8,37	1,00	5,58	1,00	6,44	1,03	6,75
M25S3							2261	13,53	0,99	9,02	0,98	10,41	1,02	10,91

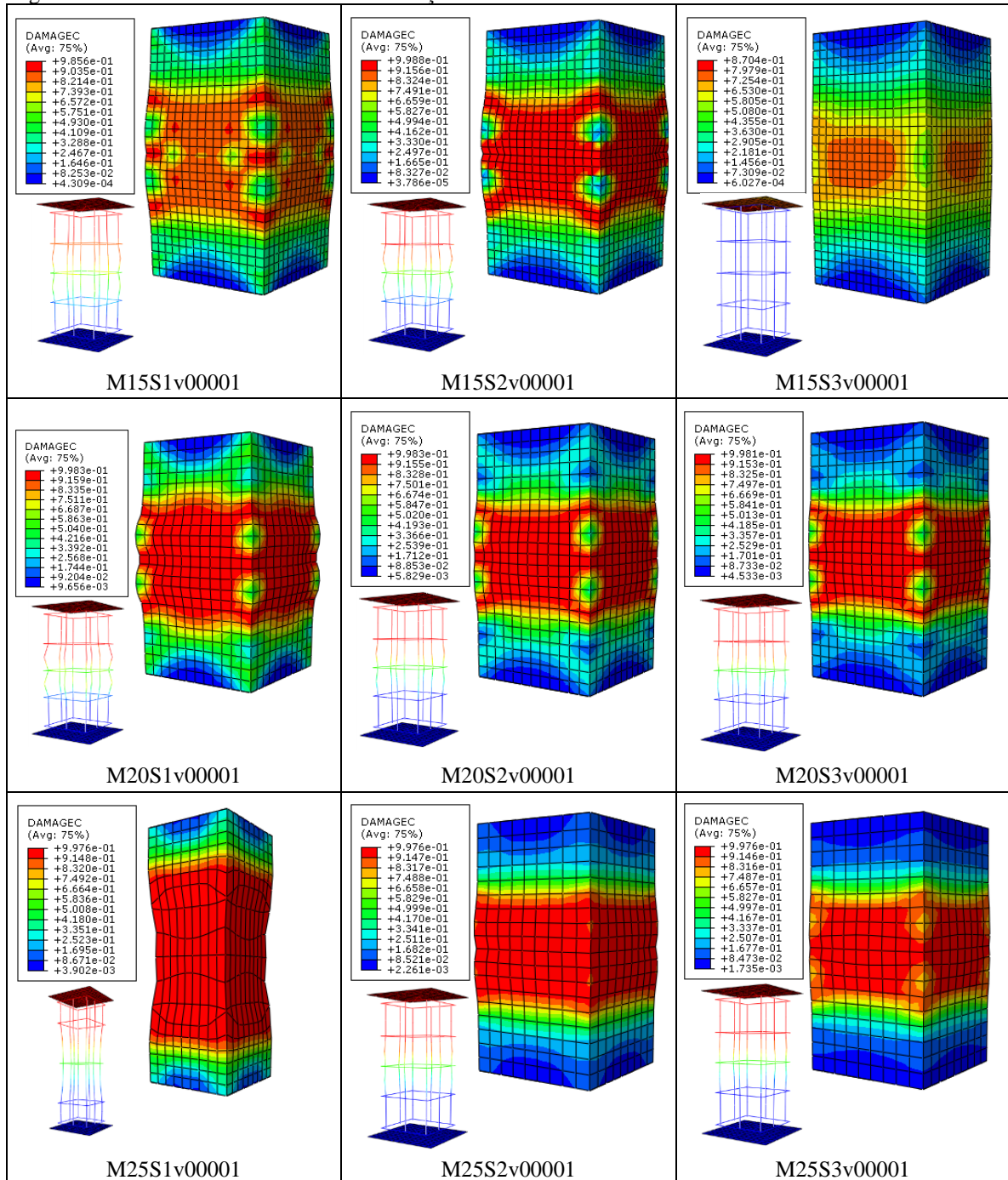
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 19 - Comparação dos valores de pico das simulações RCC_v00001 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2328	1,02	1,02	2,36	1,01	1,18	1,05	2,23
M15S2							2284	1,70	1,00	3,95	0,99	1,98	1,03	3,73
M15S3							1820	0,75	0,80	1,74	0,79	0,87	0,82	1,64
M20S1							2550	1,39	1,12	3,23	1,11	1,62	1,15	3,05
M20S2	2275	0,43	2296	0,86	2213	0,46	2468	1,42	1,08	3,29	1,07	1,65	1,12	3,11
M20S3							2421	1,43	1,06	3,30	1,05	1,66	1,09	3,12
M25S1							2359	0,86	1,04	1,99	1,03	1,00	1,07	1,89
M25S2							2285	0,77	1,00	1,78	1,00	0,89	1,03	1,68
M25S3							2261	0,87	0,99	2,03	0,98	1,02	1,02	1,92

Fonte: Elaborada pela autora

Figura 28 - Colunas deformadas RCC: simulações v00001.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

Em relação aos deslocamentos máximos, verifica-se que as diferenças entre as simulações e os ensaios de referência são superiores a 12%, com exceção do modelo M15S2-viscosidade 0, que apresentou diferença de 3% com relação a A.RCC_EXP. Além disso, nota-se que os resultados das modelagens com a consideração da viscosidade 0,00001 obtiveram valores significativamente maiores que os de viscosidade 0.

Na análise dos deslocamentos no pico, de modo geral, as diferenças entre as

simulações e a referência foram bem menores que as dos deslocamentos máximos, destacando-se o modelo M25S1, que apresentou diferença de quase nula com relação a A.RCC_FEM.

No que se refere a progressão dos danos nas simulações que consideram $\mu = 0$, M25S1v000 e M25S2v000 foram os modelos com maior parcela de fragmentação do concreto e os que mais se aproximaram do modo de falha de referência, seguidos dos modelos M20S1v000, M20S2v000, M20S3v000, M25S3v000. Nos demais, os danos foram mais sutis.

Já nas modelagens que consideram $\mu = 0,00001$, nota-se que M25S1v000 foi o modelo com maior parcela de fragmentação do concreto, apresentando um modo de falha atípico e M15S3v000, foi a simulação que apresentou menor dano. Nos demais modelos, os danos ocorreram na região próxima da seção transversal da metade da altura da coluna. Em geral, as simulações M25 foram as que mais se aproximaram do modo de falha de referência.

4.3.3 Concreto armado não danificado reforçado com PRFC (EB)

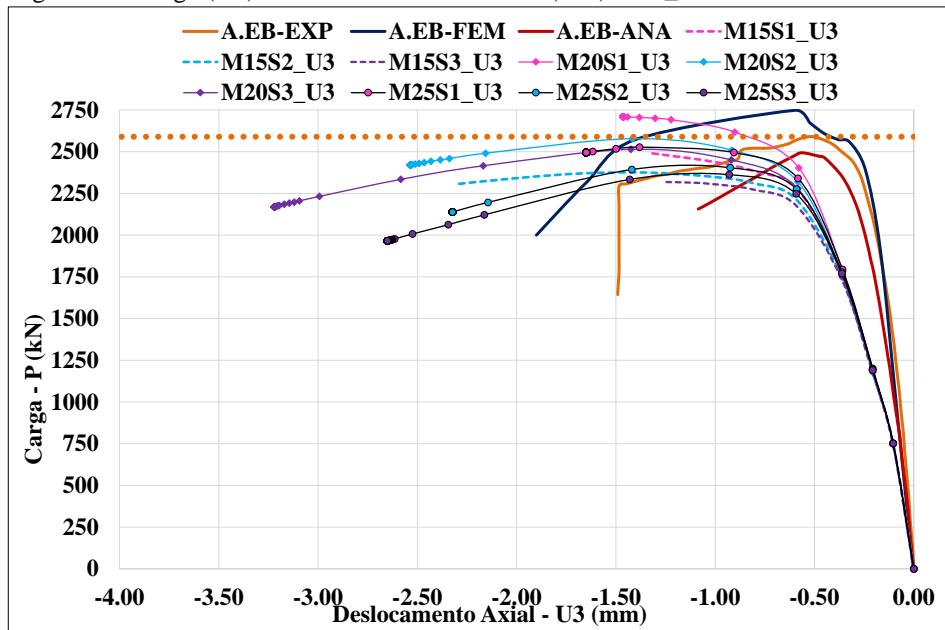
Os resultados das simulações são mostrados na Figura 29 e Figura 31 e na Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23. A Figura 30 e a Figura 32 exibem as colunas deformadas.

Para $\mu = 0$, verifica-se que, em relação a carga, os resultados das simulações apresentaram diferenças menores ou iguais a 10%, se comparados aos valores de referência A.EB_EXP e A.EB_ANA. Já comparando aos valores de A.EB_FEM, as diferenças são menores ou iguais a 16%. A alternância da malha e do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Para $\mu = 0,00001$, averigua-se que, em relação a carga, os resultados das simulações, com exceção do modelo M15S3, apresentaram diferenças menores ou iguais a 13%. A alternância da malha e do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Em relação aos deslocamentos máximos, verifica-se que as diferenças entre as simulações e os ensaios de referência são superiores a 10%, com exceção do modelo M20S1 (viscosidade 0 e 0,00001), que apresentou diferença de 2% com relação a A.EB_EXP. Além disso, nota-se que os resultados das modelagens com a consideração da viscosidade 0,00001 obtiveram valores significativamente maiores que os de viscosidade 0. Já na análise dos deslocamentos no pico, de modo geral, as diferenças entre as simulações e a referência foram maiores.

Figura 29 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - EB_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 20 - Comparação dos valores máximos das simulações EB_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2493	1,34	0,96	0,90	0,91	0,71	1,00	1,23
M15S2							2375	2,31	0,92	1,55	0,86	1,22	0,95	2,12
M15S3							2319	1,25	0,90	0,84	0,84	0,66	0,93	1,15
M20S1							2709	1,46	1,05	0,98	0,99	0,77	1,09	1,34
M20S2	2590	1,49	2748	1,9	2493	1,09	2578	2,54	1,00	1,70	0,94	1,34	1,03	2,33
M20S3							2514	3,22	0,97	2,16	0,91	1,69	1,01	2,95
M25S1							2527	1,65	0,98	1,11	0,92	0,87	1,01	1,51
M25S2							2403	2,32	0,93	1,56	0,87	1,22	0,96	2,13
M25S3							2363	2,65	0,91	1,78	0,86	1,39	0,95	2,43

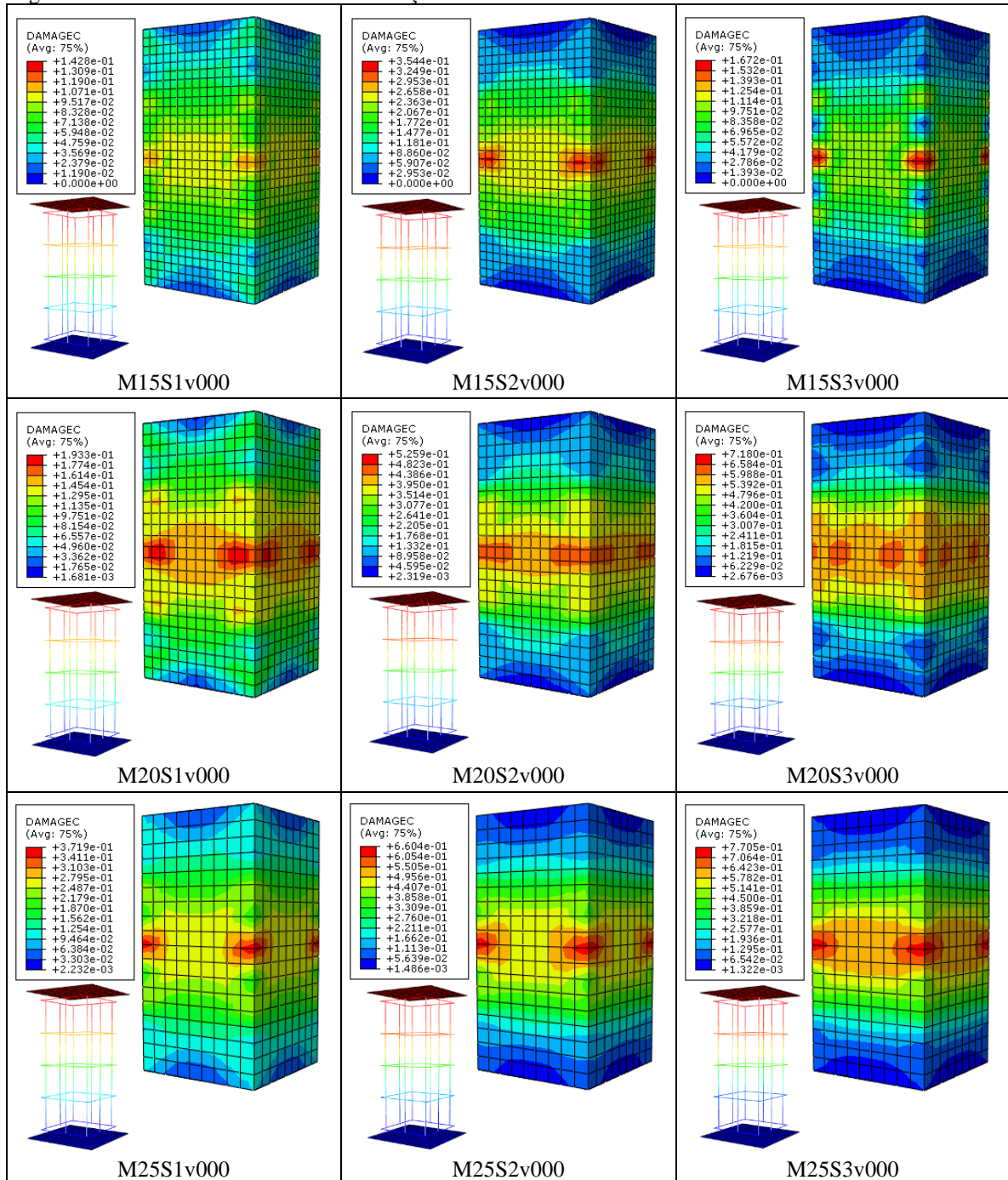
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 21- Comparação dos valores de pico das simulações EB_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2493	1,34	0,96	2,62	0,91	2,24	1,00	2,39
M15S2							2375	1,35	0,92	2,63	0,86	2,26	0,95	2,40
M15S3							2319	1,25	0,90	2,45	0,84	2,09	0,93	2,23
M20S1							2709	1,46	1,05	2,86	0,99	2,45	1,09	2,60
M20S2	2590	0,51	2748	0,60	2493	0,56	2578	1,42	1,00	2,77	0,94	2,37	1,03	2,52
M20S3							2514	1,43	0,97	2,78	0,91	2,38	1,01	2,53
M25S1							2527	1,38	0,98	2,70	0,92	2,31	1,01	2,46
M25S2							2403	0,92	0,93	1,81	0,87	1,55	0,96	1,64
M25S3							2363	0,93	0,91	1,82	0,86	1,55	0,95	1,65

Fonte: Elaborada pela autora

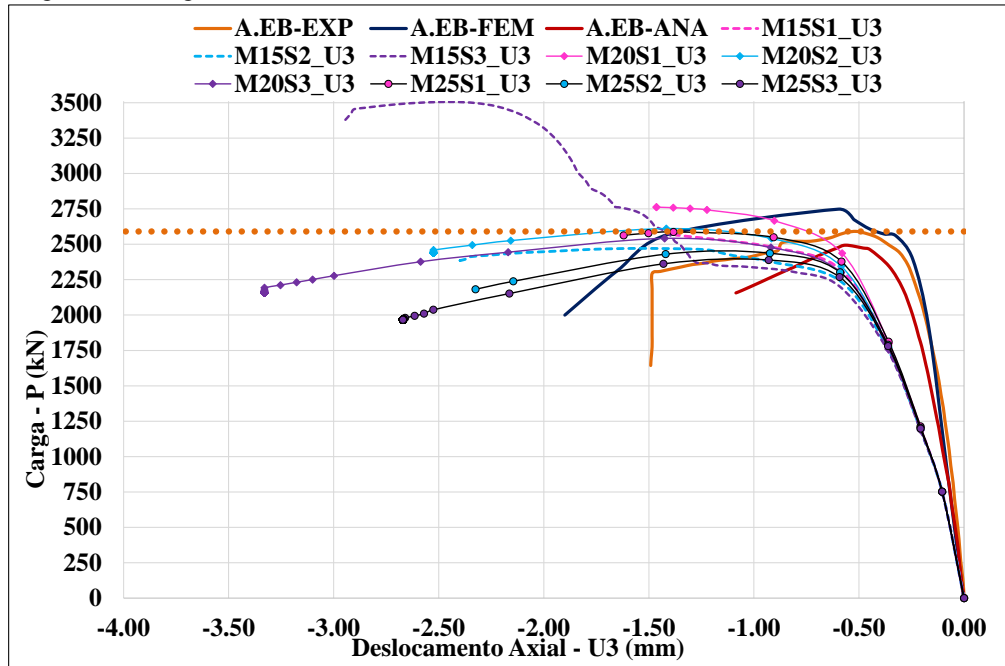
Figura 30 - Colunas deformadas EB: simulações v000.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

A progressão dos danos e o modo de falha nas simulações que consideram $\mu = 0$, observa-se, de modo geral, que os danos no concreto foram bem menores se comparados aos modelos sem fibra e não se aproximando do modo de falha de referência. De maneira análoga, nas modelagens que consideram $\mu = 0,00001$, nota-se também que os danos no concreto foram bem menores e não se aproximando do modo de falha de referência.

Figura 31 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - EB_v00001



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 22 - Comparação dos valores máximos das simulações EB_v00001 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2565	1,37	0,99	0,92	0,93	0,72	1,03	1,26
M15S2							2471	2,40	0,95	1,61	0,90	1,26	0,99	2,20
M15S3							3506	2,96	1,35	1,99	1,28	1,56	1,41	2,72
M20S1							2763	1,46	1,07	0,98	1,01	0,77	1,11	1,34
M20S2	2590	1,49	2748	1,9	2493	1,09	2611	2,53	1,01	1,70	0,95	1,33	1,05	2,32
M20S3							2541	3,33	0,98	2,23	0,92	1,75	1,02	3,06
M25S1							2587	1,62	1,00	1,09	0,94	0,85	1,04	1,49
M25S2							2437	2,33	0,94	1,56	0,89	1,23	0,98	2,14
M25S3							2389	2,67	0,92	1,79	0,87	1,41	0,96	2,45

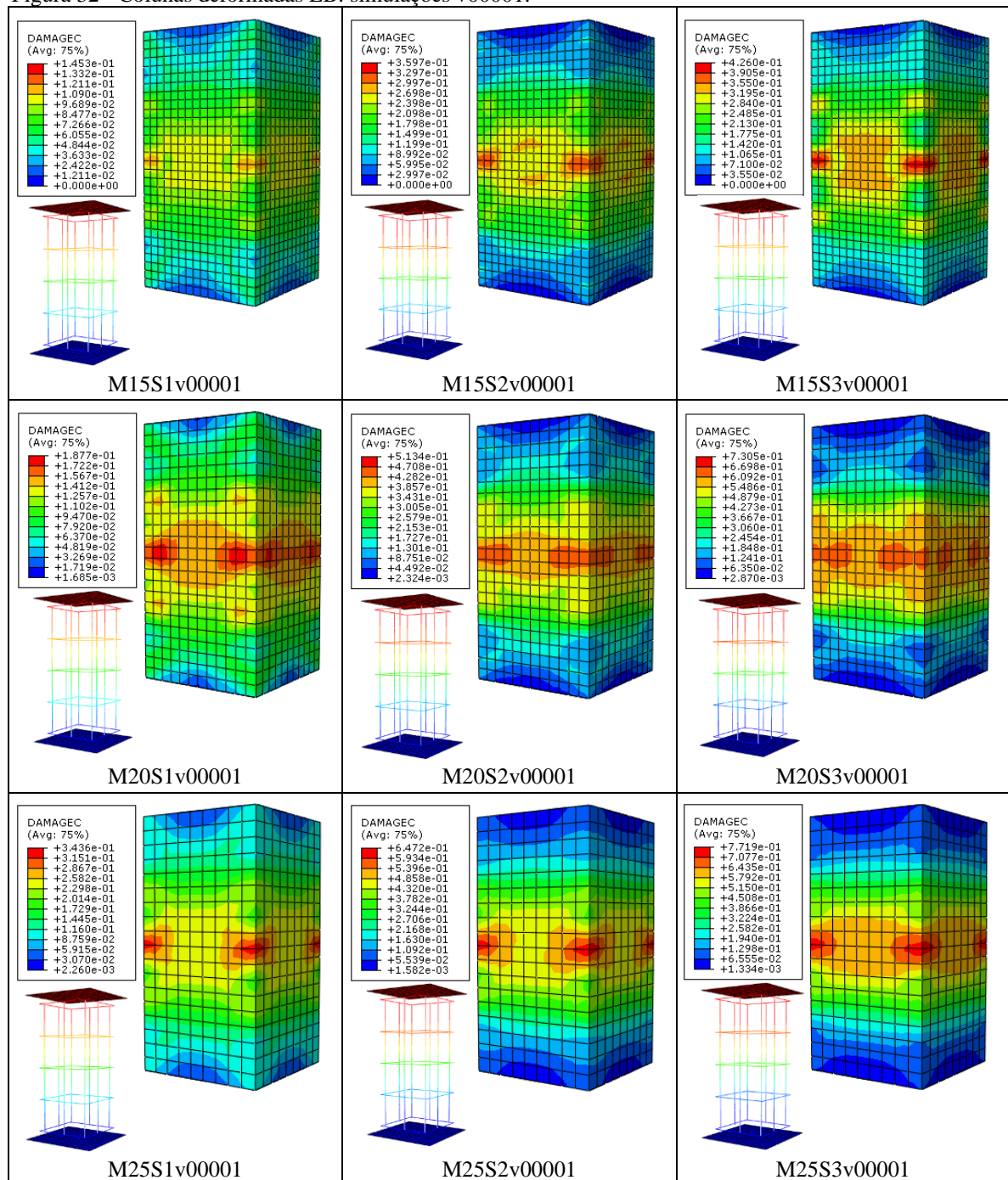
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 23 - Comparação dos valores de pico das simulações EB_v00001 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U ₃	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M15S1							2565	1,37	0,99	2,68	0,93	2,29	1,03	2,44
M15S2							2471	1,49	0,95	2,91	0,90	2,50	0,99	2,65
M15S3							3506	2,43	1,35	4,75	1,28	4,06	1,41	4,32
M20S1							2763	1,46	1,07	2,86	1,01	2,45	1,11	2,60
M20S2	2590	0,51	2748	0,60	2493	0,56	2611	1,42	1,01	2,77	0,95	2,37	1,05	2,52
M20S3							2541	1,43	0,98	2,78	0,92	2,38	1,02	2,53
M25S1							2587	1,38	1,00	2,70	0,94	2,31	1,04	2,46
M25S2							2437	0,92	0,94	1,81	0,89	1,55	0,98	1,64
M25S3							2389	0,93	0,92	1,82	0,87	1,55	0,96	1,65

Fonte: Elaborada pela autora

Figura 32 - Colunas deformadas EB: simulações v00001.

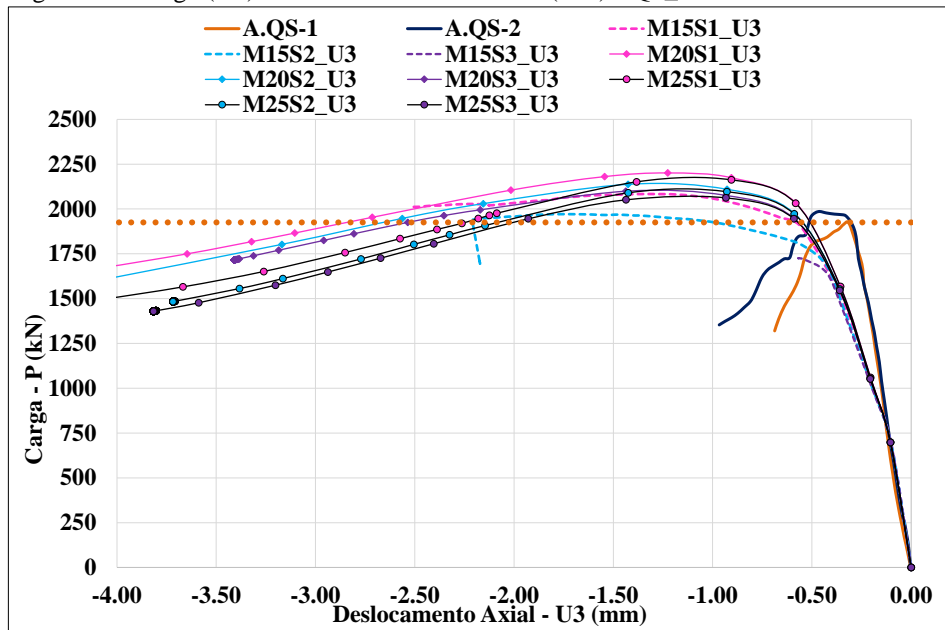


Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

4.3.4 Concreto armado danificado reforçado com graute (QS)

Os resultados das simulações são mostrados na Figura 33 e na Tabela 24 e Tabela 25. A Figura 34 exhibe as colunas deformadas.

Figura 33 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - QS_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 24 - Comparação dos valores máximos das simulações QS_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Exp. (QS-1) Exp. (QS-2) Exp. (QS-média)						Modelagem ABAQUS							
	P ₁ (kN)	U ₃₁ (mm)	P ₂ (kN)	U ₃₂ (mm)	P _M (kN)	U _{3M} (mm)	P	U ₃	P/P ₁	U ₃ /U ₃₁	P/P ₂	U ₃ /U ₃₂	P/P _M	U ₃ /U _{3M}
M15S1							2083	2,51	1,08	3,64	1,05	2,59	1,07	3,02
M15S2							1971	2,21	1,02	3,20	0,99	2,28	1,01	2,66
M15S3							1726	0,57	0,90	0,83	0,87	0,59	0,88	0,69
M20S1							2201	7,65	1,14	11,09	1,11	7,89	1,13	9,22
M20S2	1925	0,69	1985	0,97	1955	0,83	2137	5,06	1,11	7,33	1,08	5,22	1,09	6,10
M20S3							2099	3,41	1,09	4,94	1,06	3,52	1,07	4,11
M25S1							2162	4,47	1,12	6,48	1,09	4,61	1,11	5,39
M25S2							2096	3,72	1,09	5,39	1,06	3,84	1,07	4,48
M25S3							2062	3,82	1,07	5,54	1,04	3,94	1,05	4,60

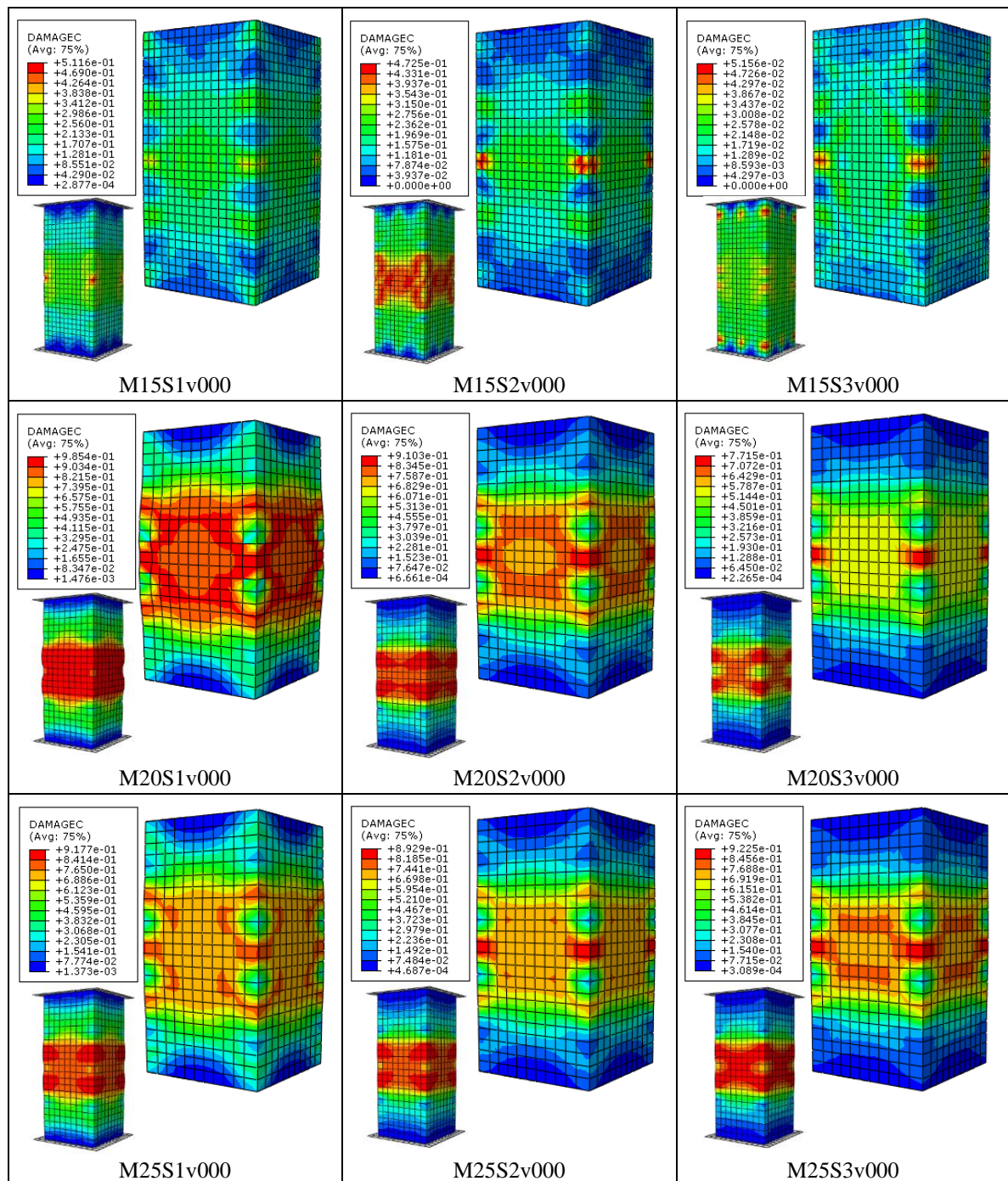
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 25 - Comparação dos valores de pico das simulações QS_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Exp. (QS-1) Exp. (QS-2) Exp. (QS-média)						Modelagem ABAQUS							
	P ₁ (kN)	U ₃₁ (mm)	P ₂ (kN)	U ₃₂ (mm)	P _M (kN)	U _{3M} (mm)	P	U ₃	P/P ₁	U ₃ /U ₃₁	P/P ₂	U ₃ /U ₃₂	P/P _M	U ₃ /U _{3M}
M15S1							2083	1,34	1,08	4,25	1,05	2,87	1,07	3,44
M15S2							1971	1,73	1,02	5,49	0,99	3,71	1,01	4,44
M15S3							1726	0,57	0,90	1,80	0,87	1,21	0,88	1,45
M20S1							2201	1,23	1,14	3,89	1,11	2,62	1,13	3,14
M20S2	1925	0,32	1985	0,47	1955	0,39	2137	1,43	1,11	4,52	1,08	3,05	1,09	3,66
M20S3							2099	1,44	1,09	4,55	1,06	3,07	1,07	3,68
M25S1							2162	0,91	1,12	2,87	1,09	1,94	1,11	2,32
M25S2							2096	0,93	1,09	2,94	1,06	1,98	1,07	2,38
M25S3							2062	0,93	1,07	2,96	1,04	2,00	1,05	2,39

Fonte: Elaborada pela autora

Figura 34 - Colunas deformadas QS: simulações v000.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

Verifica-se que, em relação a carga, os resultados das simulações apresentaram diferenças menores ou iguais a 13%, se comparados aos valores de referência A.QS_médio. A alternância da malha e do ângulo de dilatação, para este caso, não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga. Em relação aos deslocamentos máximos, verifica-se que as diferenças entre as simulações e os ensaios de referência são superiores a 17%. Já na verificação dos deslocamentos de pico, observa-se diferenças a partir de 21%.

Sobre a progressão dos danos e o modo de falha nas simulações, observa-se que o graute dos modelos M20S1v000 e M20S2v000 foram os que apresentaram maior parcela de fragmentação, seguidos dos modelos M25S1v000, M25S2v000 e M25S3v000. Nos demais, os danos foram menores.

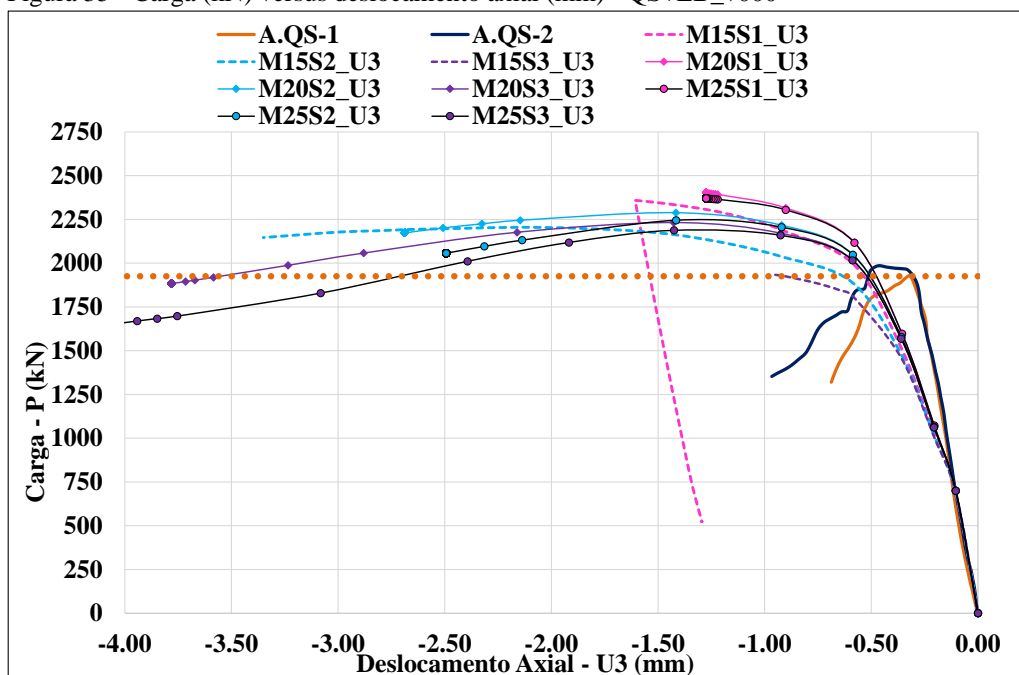
Em paralelo, observando o dano no concreto inicialmente já danificado, os modelos M15S1v000 e M15S3v000 apresentam pouco dano adicional, os demais, apresentam fragmentações mais consideráveis. Em geral, a simulação M20S1v000 foi a que menos se distanciou do modo de falha de referência.

4.3.5 Concreto armado danificado reforçado com graute e PRFC (QS+EB)

Os resultados das simulações são mostrados na Figura 35 e na Tabela 26 e Tabela 27. A Figura 36 exhibe as colunas deformadas.

Verifica-se que, em relação a carga de pico resistida pelo pilar, os resultados das simulações, com exceção do modelo M15S3, indicaram que a capacidade de resistência dos pilares aumentaria em pelo menos 12% com a associação de PRFC ao encamisamento de concreto, se comparados aos valores de referência A.QS_média. Já comparando aos valores de QS_v000 (modelos numéricos no ABAQUS), observou-se que o ganho foi de pelo menos 6% com a adição de PRFC nos modelos QS_v000. Em geral, a alternância da malha não gerou diferenças muito significativas, com relação a carga.

Figura 35 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - QS+EB_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 26 - Comparação dos valores máximos das simulações QS+EB_v000 com os dos ensaios de referência e os das simulações QS_v000

Modelo	Exp.(QS-média)		Modelagem ABAQUS (QS_v000)		Modelagem ABAQUS					
	P _M (kN)	U _{3M} (mm)	P _{QS} (kN)	U _{3QS} (mm)	P (kN)	U3 (mm)	P/ P _M	U3/ U _{3M}	P/ P _{QS}	U3/ U _{3QS}
M15S1			2083	5,01	2358	1,61	1,21	1,94	1,13	0,64
M15S2			1971	4,42	2205	3,35	1,13	4,04	1,12	1,52
M15S3			1726	1,13	1934	0,95	0,99	1,14	1,12	1,67
M20S1			2201	14,54	2401	1,28	1,23	1,54	1,09	0,17
M20S2	1955	0,83	2137	9,59	2289	2,69	1,17	3,24	1,07	0,53
M20S3			2099	6,39	2232	3,78	1,14	4,55	1,06	1,11
M25S1			2162	8,47	2370	1,27	1,21	1,53	1,10	0,28
M25S2			2096	7,02	2245	2,49	1,15	3,00	1,07	0,67
M25S3			2062	7,20	2187	4,08	1,12	4,92	1,06	1,07

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 27 - Comparação dos valores de pico das simulações QS+EB_v000 com os dos ensaios de referência e os das simulações QS_v000

Modelo	Exp.(QS-média)		Modelagem ABAQUS (QS_v000)		Modelagem ABAQUS					
	P _M (kN)	U _{3M} (mm)	P _{QS} (kN)	U _{3QS} (mm)	P (kN)	U3 (mm)	P/ P _M	U3/ U _{3M}	P/ P _{QS}	U3/ U _{3QS}
M15S1			2083	1,34	2358	1,61	1,21	4,11	1,13	1,20
M15S2			1971	1,73	2205	2,07	1,13	5,29	1,12	1,20
M15S3			1726	0,57	1934	0,95	0,99	2,43	1,12	1,68
M20S1			2201	1,23	2401	1,28	1,23	3,26	1,09	1,04
M20S2	1955	0,39	2137	1,43	2289	1,42	1,17	3,62	1,07	0,99
M20S3			2099	1,44	2232	1,43	1,14	3,64	1,06	0,99
M25S1			2162	0,91	2370	1,27	1,21	3,26	1,10	1,41
M25S2			2096	0,93	2245	1,42	1,15	3,62	1,07	1,53
M25S3			2062	0,93	2187	1,43	1,12	3,64	1,06	1,53

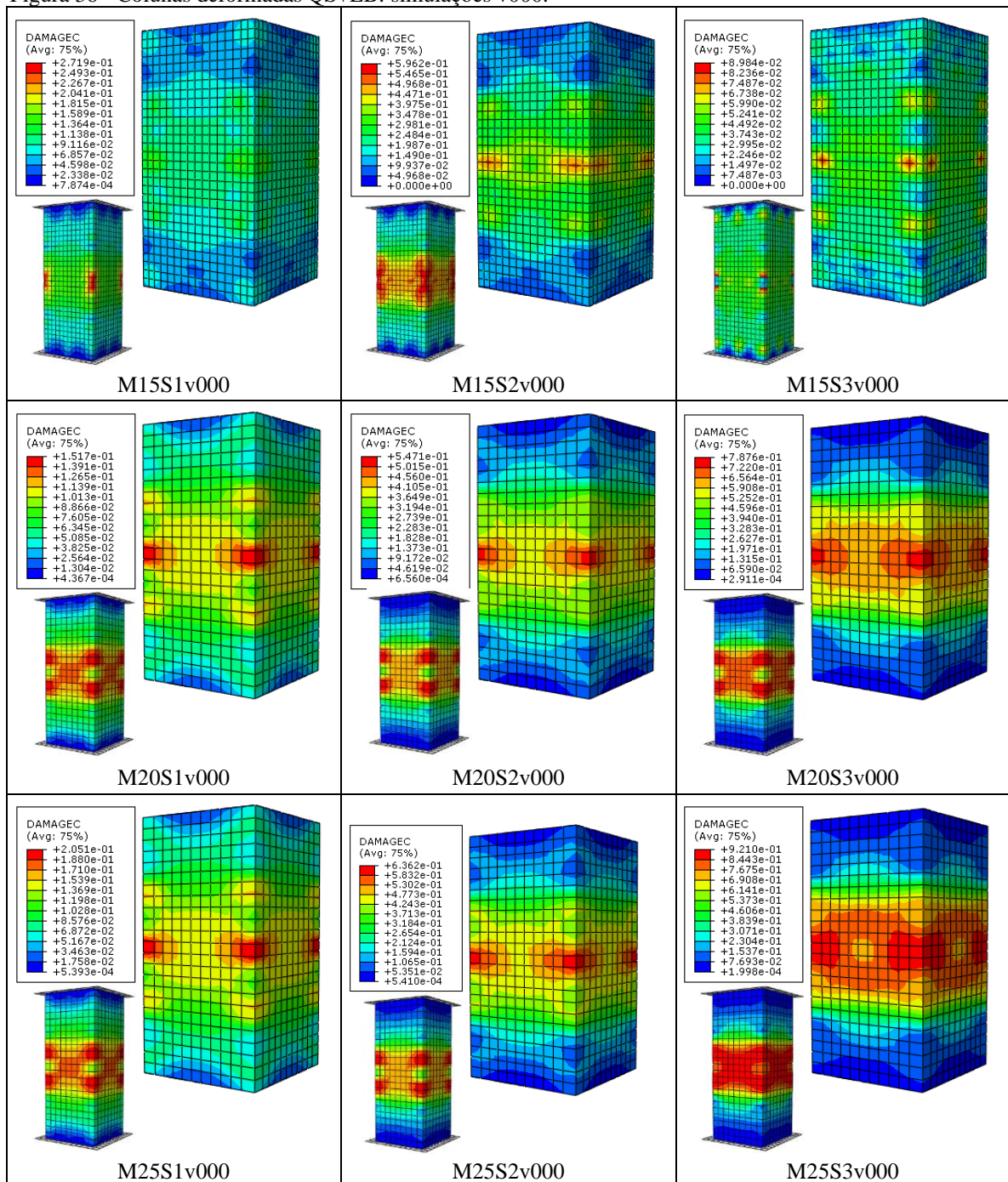
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 28 - Comparação dos valores máximos das simulações QS+EB_v000 com os das simulações RCC_v000

Modelo	Modelagem ABAQUS (RCC_v000)		Modelagem ABAQUS (QS+EB_v000)			
	P _{QS} (kN)	U _{3QS} (mm)	P (kN)	U3 (mm)	P/ P _{QS}	U3/ U _{3QS}
M15S1	2217	2,70	2358	1,61	1,06	0,60
M15S2	2181	1,45	2205	3,35	1,01	2,31
M15S3	2156	0,93	1934	0,95	0,90	1,02
M20S1	2506	7,07	2401	1,28	0,96	0,18
M20S2	2440	4,80	2289	2,69	0,94	0,56
M20S3	2401	4,56	2232	3,78	0,93	0,83
M25S1	2292	7,25	2370	1,27	1,03	0,18
M25S2	2246	7,20	2245	2,49	1,00	0,35
M25S3	2231	3,10	2187	4,08	0,98	1,32

Fonte: Elaborada pela autora

Figura 36 - Colunas deformadas QS+EB: simulações v000.



Fonte: Extraída das modelagens elaboradas pela autora.

Em complemento, a comparação dos resultados com A.QS_média, averiguou-se que a variação do ângulo de dilatação gerou diferenças entre as simulações, indicando que para o ângulo de 36° houve um aumento de resistência entre 21% e 23%, enquanto que para 13° um aumento entre 13% e 17% e para 0,01° um aumento entre 12% e 13% (com exceção de M15S3).

Em relação aos deslocamentos máximos, verifica-se que as diferenças entre as

simulações e os ensaios de referência são superiores a 11%, com exceção do modelo M25S3, que apresentou diferença de 7% com relação a QS_v000. Já na verificação dos deslocamentos de pico, podemos destacar os modelos M20S1, M20S2 e M20S3, que apresentaram diferenças de 4%, 1% e 1%, respectivamente, com relação a QS_v000.

Conforme indicado na Tabela 28, é importante destacar que o reforço com concreto de alto desempenho e PRFC inserido nas simulações das colunas de concreto armado danificadas QS+EB_v000 proporcionaram a recuperação de suas capacidades de carga em pelo menos 90% do que resistiam quando estavam intactas, como nas simulações dos pilares de concreto armado não danificado RCC_v000. Comprovando assim a eficácia do sistema de encamisamento de concreto associado ao PRFC.

A progressão dos danos e o modo de falha no graute e no concreto danificado das amostras foram suavizadas com a presença da fibra, sendo os modelos M20S3v000 e M25S3v000 os que ainda apresentaram alguma fragmentação notável. Os demais, exibiram danos menos perceptíveis.

Da análise geral dos diagramas carga-deslocamento apresentados, verificou-se que, em geral, as curvas se aproximaram, em certo nível até a carga de pico, dos resultados dos ensaios realizados pelo autores das literaturas adotadas. No entanto, é possível que o comportamento uniaxial do concreto na compressão do CEB-FIP (2010) não seja a curva mais adequada para representar o concreto nos exemplos em questão.

Dessa maneira inicializou-se um estudo, exposto a seguir, considerando modelo de Hognestad (1951) para representar o comportamento do concreto na compressão, cuja expressão é dada por:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2 \right) & 0 < \varepsilon_c < 0,002 \\ 2 f_{cm} \left(\frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2} \right) & 0,002 < \varepsilon_c < 0,0035 \end{cases} \quad (45)$$

Em que, f_{cm} é calculado pela Equação (16).

4.3.6 Hognestad: PCC e RCC

A Tabela 29 apresenta a descrição das considerações adotadas nas simulações das colunas de controle em concreto não danificado, sendo duas para PCC (colunas sem armadura) e duas para RCC (colunas com armadura). E na Figura 37 é apresentada a curva tensão-deformação para o concreto.

Tabela 29 - Descrição das considerações nas simulações das colunas.

Modelos	Armadura	PRFC	Argamassa (mm)	Malha (mm)	Ângulo de dilatação	Viscosidade
H_PCC_M25S1v000	não	-	-	25	36°	0
H_PCC_M25S2v000	não	-	-	25	13°	0
H_RCC_M25S1v000	sim	-	-	25	36°	0
H_RCC_M25S2v000	sim	-	-	25	13°	0

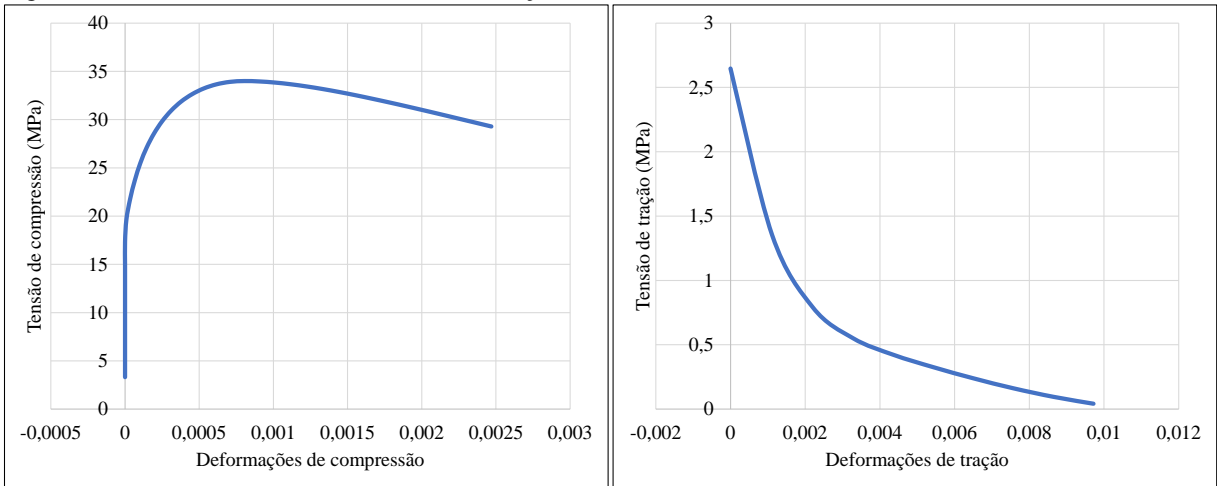
Fonte: Elaborada pela autora

Os resultados das simulações das colunas de controle em concreto simples e concreto armado são mostrados através das curvas carga-deslocamento (Figura 38 e Figura 39, respectivamente), da comparação dos seus valores máximos (Tabela 30 e Tabela 32, respectivamente) e valores de pico (Tabela 31 e Tabela 33, respectivamente) com os dos ensaios de referência. O histórico de carregamento foi coletado do ponto de aplicação da carga concêntrica e o de deslocamento axial foi aferido nas proximidades do ponto médio do lado da seção transversal da metade da altura da coluna.

Verifica-se que, em relação a carga, os resultados das simulações apresentaram diferenças menores ou iguais a 6%, se comparados aos valores de referência. Em relação aos deslocamentos, observa-se que as diferenças entre as simulações e os ensaios de referência ainda são altas para o deslocamento máximo.

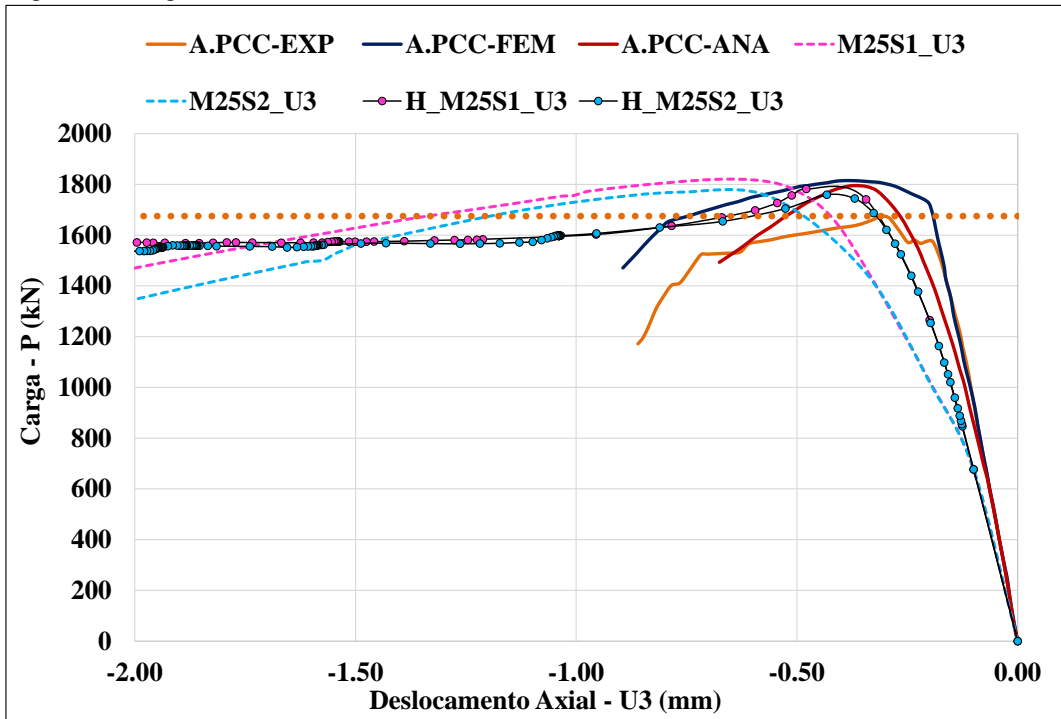
No entanto, averigua-se uma melhor aproximação do histórico de deslocamento no trecho até a carga de pico, como exposto na Tabela 31 e Tabela 33, se comparado ao CDP com o comportamento uniaxial do concreto na compressão definido por CEB-FIP 2010. Assim sendo, podemos ressaltar que a utilização do CDP com o comportamento na compressão pelo modelo de Hognestad (1951) representa melhor o trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto nas simulações realizadas.

Figura 37 - Curvas tensão (MPa) versus deformação do concreto.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 38- Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - H_PCC_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 30 - Comparação dos valores máximos da simulação H_PCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P	U3	P/P _E	U3/U _{3E}	P/P _F	U3/U _{3F}	P/P _A	U3/U _{3A}
M25S1	1675	0,86	1815	0,89	1796	0,68	1782	4,30	1,06	5,00	0,98	4,83	0,99	6,32
M25S2	1675	0,86	1815	0,89	1796	0,68	1759	2,92	1,05	3,40	0,97	3,28	0,98	4,29

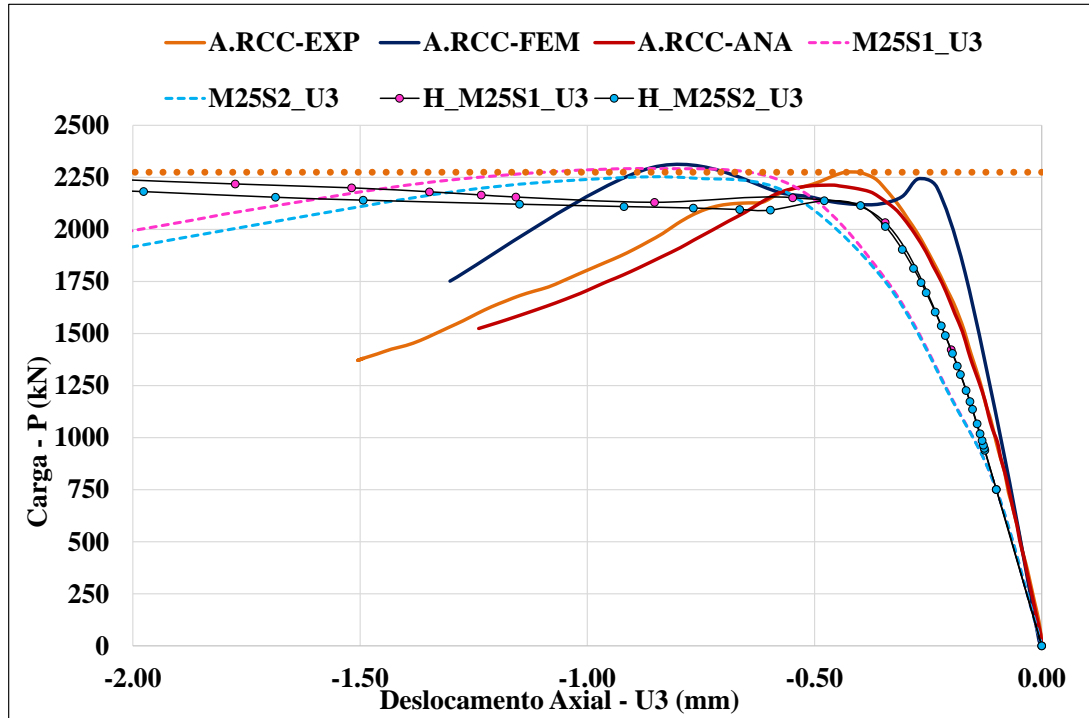
Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 31 - Comparação dos valores de pico da simulação H_PCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M25S1	1675	0,31	1815	0,38	1796	0,37	1782	0,48	1,06	1,56	0,98	1,27	0,99	1,30
M25S2							1759	0,43	1,05	1,41	0,97	1,15	0,98	1,17

Fonte: Elaborada pela autora

Figura 39 - Carga (kN) versus deslocamento axial (mm) - H_RCC_v000



Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 32 - Comparação dos valores máximos da simulação H_RCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M25S1	2275	1,5	2296	1,3	2213	1,24	2152	34,78	0,95	23,19	0,94	26,75	0,97	28,05
M25S2							2138	24,47	0,94	16,31	0,93	18,82	0,97	19,73

Fonte: Elaborada pela autora

Tabela 33 - Comparação dos valores de pico da simulação H_RCC_v000 com os dos ensaios de referência

Modelo	Experimental		FEM		Analítico		Modelagem ABAQUS							
	P _E (kN)	U _{3E} (mm)	P _F (kN)	U _{3F} (mm)	P _A (kN)	U _{3A} (mm)	P (kN)	U ₃ (mm)	P/P _E	U ₃ /U _{3E}	P/P _F	U ₃ /U _{3F}	P/P _A	U ₃ /U _{3A}
M25S1	2275	0,43	2296	0,86	2213	0,46	2152	0,55	0,95	1,27	0,94	0,64	0,97	1,20
M25S2							2138	0,48	0,94	1,11	0,93	0,56	0,97	1,05

Fonte: Elaborada pela autora

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O principal objetivo deste trabalho foi discutir a modelagem de pilares de concreto armado danificados, submetidos a carga axial concêntrica, e revestidos com fibras de carbono. Em primeira análise, pilares de concreto armado, sem danos, reforçados com PRFC foram modelados submetidos a carga excêntrica. Nessas simulações, a fibra de carbono foi modelada variando os elementos de casca e as seções transversais dentre os modelos, para assim obter a configuração com melhor resultado. Essa etapa também serviu para validação do modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (CDP), nela foram adotados os valores obtidos do programa desenvolvido no MICROSOFT EXCEL®, os resultados para essa consideração já se mostraram satisfatórios.

Na etapa seguinte do estudo, analisou-se pilares de concreto armado danificados, submetidos a carga axial concêntrica, e recuperados com graute e PRFC, usando a modelagem da fibra que proporcionou melhores resultados na primeira etapa. Todas as análises consideraram a não linearidade do concreto que foi modelado através do CDP, cujos dados de entrada inseridos no ABAQUS® foram obtidos através da implementação do método no *software* OCTAVE®, com o objetivo de se obter melhor refinamento nessa etapa. As conclusões destas análises são descritas a seguir.

No que diz respeito as simulações do estudo de caso dos ensaios de Quiertant e Clement (2010), observa-se que a adoção da geometria G02 conferiu às colunas mais resistência, permitindo assim que estas suportassem cargas um pouco maiores (entre 1,5% e 4,0% maiores) que as colunas da geometria G01.

Em síntese, a partir da análise geral das simulações das colunas de Quiertant e Clement (2010), pode-se dizer que a utilização do PRFC isotrópico apresenta resultados bem distantes dos da literatura, enquanto há melhoria dos resultados com a consideração da fibra como lâmina. Já a consideração das fibras como ortotrópicas proporciona resultados bem mais próximo aos valores de referência, destacando os modelos ES4o0 (fibra ortotrópica - seção homogênea) e ES4o3 (fibra ortotrópica – compósito 2 *layups*).

Além disso, a consideração das fibras como compósito e os *layups* se mostraram como as melhores soluções. Já a consideração do comportamento do aço como perfeitamente plástico ou bilinear, não provoca diferenças significativas nos resultados das análises.

Nota-se que os modelos ES4o0, tanto para o aço com comportamento perfeitamente plástico quanto bilinear, foram as simulações que apresentaram os melhores resultados de carga máxima se comparados aos dos ensaios experimentais de referência. Os

modelos supracitados apresentam, no entanto, uma descontinuidade após essa região de carga máxima. É possível visualizar também que esse modelo exibiu um deslocamento inicial atípico ainda com uma carga praticamente nula, para as duas condições comportamentais do aço.

Os modelos ES4o3 também apresentam bons resultados para o valor de carga de pico e não exibem o deslocamento inicial atípico existente nos resultados dos modelos com fibra modelada com seção homogênea. Sendo assim, foi adotado o modelo ES4o3 por ser considerado a melhor alternativa estudada para dar continuidade na elaboração das próximas simulações.

Sobre a elaboração das simulações do estudo de caso dos ensaios de Jain *et al.* (2017) e Chellapandian *et al.* (2017), cabe ressaltar que a metodologia de modelagem adotada foi selecionada em conformidade com os melhores resultados das simulações predecessoras (estudo de caso dos pilares de Quiertant e Clement (2010)).

Verificou-se, nessa etapa do trabalho, a sensibilidade do modelo constitutivo CDP em relação ao valor adotado para o coeficiente de viscosidade. Em geral, os resultados para a viscosidade 0 foram mais satisfatórios. Já com relação a variação de malha e do ângulo de dilatação, dentre os modelos correspondentes, não se observou grandes discordâncias com relação aos resultados de carga, apresentando maior diferença com relação aos deslocamentos axiais.

Ainda com relação ao CDP, verificou-se que a escolha do modelo de formulação da curva que caracteriza o comportamento uniaxial do concreto na compressão, também influencia nos resultados, sobretudo no trecho que representa o histórico de carregamento-deslocamento até o ponto de carga de pico.

Pode-se aferir que o uso do reforço do encamisamento de concreto de alto desempenho associado ao PRFC, obteve bons resultados, no sentido de melhorar a capacidade resistente dos pilares danificados, em termos de carregamento, conferindo a recuperação de resistência esperada. Os sistemas de reforço proporcionaram a restituição da resistência de carregamento em pelo menos 90% do que resistiam quando os pilares não estavam danificados, comprovando assim a eficácia da associação.

Destaca-se a dificuldade de encontrar uma configuração adequada para representar bem os testes experimentais das literaturas adotadas e que proporcionassem resultados de deslocamentos mais similares.

Vale salientar que, estudos como estes são consideravelmente recentes e, por isso, necessários, estando sujeitos a evolução constante a fim de que se ordene um conjunto de

informações suficientes para obtenção de melhores resultados. Para isso é necessário observar as diferentes perspectivas investigadas, os estudos existentes e recorrentes, bem como as lacunas e dificuldades, pois estes fatores também geram uma contribuição válida, mesmo que no sentido de eliminar possibilidades.

Por fim, diante dos resultados encontrados no presente trabalho, para a continuidade dessa pesquisa fica como sugestão para trabalhos futuros: a utilização de outros modelos de curva tensão-deformação para o concreto, tanto na tração, quanto na compressão; a realização de simulações com outros valores de viscosidade e de ângulo de dilatação não abordados nesse estudo, mas referenciados na revisão bibliográfica; o estudo da aplicação da associação dos reforços em pilares com outra geometria (circular, retangular) e/ou considerando cargas excêntricas. Sugere-se também a utilização do *Smearred Cracked Concrete Model* na modelagem do concreto, comparando-o com o CDP.

REFERÊNCIAS

ABDEL-NASSER, Y., ELHEWY, A. M. H., AL-MALLAH, I., 2017. **Impact analysis of composite laminate using finite element method**. Ships and Offshore Structures, 2017, 12:2, 219-226. <http://dx.doi.org/10.1080/17445302.2015.1131005>

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. **New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures**. Engineering Structures, v. 132, p. 70-86, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.022>.

BEBER, A. J., 2003. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibra de Carbono**. Dissertação (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.

BOERI, D. V., 2006. **Caracterização de materiais compostos por ultra-som**. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Mecatrônica e de Sistemas Mecânicos, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

CARRAZEDO, R., 2002. **Mecanismos de Confinamento e suas Implicações no Reforço de Pilares de Concreto por Encamisamento com Compósito de Fibras de Carbono**. 191 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

CARRAZEDO, R., 2005. **Mecanismos de Confinamento em Pilares de Concreto Encamisados com Polímeros Reforçados com Fibras Submetidos à Flexo-Compressão**. 258 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

CARNEIRO, L. A. V., 2004. **Reforço de Vigas e Pilares de Concreto com Materiais Compósitos de Resina e Fibras**. 405 p. Tese (Doutorado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CEB-FIP. **CEB-FIP Model Code 2001 - Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures**. Bulletin 14. Federal Institute of Technology Lausanne - EPFL, Département Génie Civil, 2001.

CEB-FIP. **CEB-FIP Model Code 2010**. Federal Institute of Technology Lausanne - EPFL, Département Génie Civil, 2010.

CHAUDHARI, S. V.; CHAKRABARTI, M. A., 2012. **Modeling of concrete for nonlinear analysis Using Finite Element Code ABAQUS**. International Journal of Computer Applications (0975 – 8887), Vol. 44, No. 7, pp. 14-18, Abril 2012. <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.736.5988&rep=rep1&type=pdf>

CHAVES, L. P., 2010. **Estudo da Distribuição do Reforço de Lajes de Concreto Armado com Fibras de Carbono, usando otimização topológica**. 122 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, MG, Brasil.

CHELLAPANDIAN, M., PRAKASH, S. S., RAJAGOPAL, A., 2017. **Analytical and finite element studies on hybrid FRP strengthened RCcolumn elements under axial and eccentric compression.** Composite Structures, 2018, 184, pp. 234–248. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.09.109>

COSTA, M. H. A.; MEDEIROS JÚNIOR, M. S.; PARENTE JÚNIOR, E., 2018. **Análise de estruturas de concreto armado considerando dano e plasticidade.** In: XIII Simpósio de Mecânica Computacional (SIMMEC) 2018, Vitória-ES.

DANIEL, I. M., ISHAI, O., 2006. **Engineering mechanics of composite materials.** 2 ed. New York: Oxford University Press. 443 p. ISBN 978-0-19-515097-1

DERE, Y.; KOROGLU, M. A., 2017. **Nonlinear FE Modeling of Reinforced Concrete.** International Journal of Structural and Civil Engineering Research Vol. 6, No. 1, Necmettin Erbakan Univ., Civil Eng. Dept., Konya, Turkey, 2017. <http://www.ijscer.com/uploadfile/2017/0216/20170216025855706.pdf>

FILGUEIRA, D. L., 2018. **Avaliação numérica não linear do efeito da modelagem da interface concreto-prfc em colunas curtas de concreto.** 113 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

GHOBARAH, A., GHORBEL, M. N., CHIDIAC, S. E., 2002. **Upgrading torsional resistance of reinforced concrete beams using fiber-reinforced polymer.** Journal of Composites for Construction, 2002, 6(4): 257-263. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2002\)6:4\(257\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:4(257))

GUTH, F., 2018. **Desenvolvimento de um tubo compósito polimérico reforçado com fibra de carbono.** 177 f. Monografia - Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade do Vale do Taquari, Lajeado, RS, Brasil.

HOGNESTAD, E., 1951. **A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members.** Engineering Experiment Station: University of Illinois, Urbana, 1951; Series no. 399, Bulletin no. I.

INADA, T., SHIMAMURA, Y., TODOROKI, A., KOBAYASHI, H., 2004. **Development of the two-step delamination identification method by resonant and anti-resonant frequency changes.** Key Engineering Materials, 2004, Vols. 270-273, pp. 1852-1858. <http://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.270-273.1852>

ISLAM, M. S., AVILA, R., CASTELLANOS, A. G., 2016. **Hybrid textile composites as potential cryogenic tank materials.** 57ª Conferência AIAA / ASCE / AHS / ASC Estruturas, Dinâmica Estrutural e Materiais, 2016, AIAA 2016-1237. <http://dx.doi.org/10.2514/6.2016-1237>

JAIN, M. S.; CHELLAPANDIAN, M.; PRAKASH, S., 2017. **Emergency repair of severely damaged reinforced concrete column elements under axial compression: An experimental study.** Construction and Building Materials, 2017, 155, pp. 751–761. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.127>

JASON, L.; HUERTA, A.; PIJAUDIER-CABOT, G.; GHAVAMIAN, S., 2006. **An elastic plastic damage formulation for concrete: application to elementary and structural tests.** Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 195, Issue 52, pp. 7077-7092.

KOSKAL, H. O.; ERDOGAN, A., 2021. **Stress-strain model for high-strength concrete tied columns under concentric compression.** Structures, Volume 32, pp. 216-227, ISSN 2352-0124, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.063>

KRÄTZIG, W. B.; PÖLLING, R., 2004. **An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters.** Comput Struct, 82(15-16):1201-15, 2004. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.03.002>

LAM, L.; TENG, JG., 2003. **Design oriented stress strain model for FRP confined concrete in rectangular columns.** J Reinf Plast Compos, 2003; 22(13):1149-86. [http://refhub.elsevier.com/S0263-8223\(17\)32991-4/h0085](http://refhub.elsevier.com/S0263-8223(17)32991-4/h0085)

LAM, L.; TENG, J.G., 2003. **Design oriented stress strain model for FRP confined concrete.** Constr Build Mater, Elsevier, 2003;17:471-89. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00045-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00045-X)

LEE, J.; FENVES, G. L., 1998. **Modelo de dano plástico para carregamento cíclico de estruturas de concreto.** Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))

LIMA, M. M.; DOHI, J.-H.; HADI, M. N. S.; MILLER, D., 2016. **The effects of CFRP orientation on the strengthening of reinforced concrete structures.** The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2016, v. 25, n. 15, p. 759-784. <http://dx.doi.org/10.1002/tal.1282>

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E., 1989. **A plastic-damage model for concrete.** International Journal of solids and structures, Elsevier, v. 25, n. 3, p. 299-326.

MALM, R., 2009. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method.** Royal Institute of Technology (KTH), Department of Civil and Architectural Engineering, Division of Structural Design and Bridges, Stockholm, Sweden, 2009. <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:209582/fulltext01>

MARQUES, E. A. F., 2017. **Estudo do confinamento com PRFC de pilares de concreto sujeitos a compressão excêntrica.** 89 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

MEDEIROS, M. H. F., ANDRADE, J. J. O., HELENE, P., 2011. **Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto.** Concreto: Ciência e Tecnologia, IBRACON.

OBAIDAT, Y.T., HEYDEN S., DAHLBLOM O., 2010. **The Effect of CFRP and CFRP/Concrete Interface Models when Modelling Retrofitted RC Beams with FEM.** Composite Structures. 92. Pag. 1391-1398. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2009.11.008>

OLIVEIRA FILHO, J, 2005. **Estudo teórico-experimental da influência das cargas cíclicas**

na rigidez de vigas de concreto armado. 218 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

OLIVER J., 1989. **A consistent characteristic length for smeared cracking models.** Int J Numer Methods Eng, 28:461–74, 1989. <https://doi.org/10.1002/nme.1620280214>

PARK, H., 2017. **Study on design and test of composite wig vehicle considering on impact loading.** MATEC Web of Conferences, 2017, 139, 00022. <http://dx.doi.org/10.1051/mateconf/201713900022>

PITUBA, J. J. C., 1998. **Estudo e aplicação de modelos constitutivos para o concreto fundamentados na mecânica do dano contínuo.** 130 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

QUIERTANT, M., CLEMENT, J.-L., 2010. **Behavior of RC columns strengthened with different CFRP systems under eccentric loading.** Construction and Building Materials, 2011, v. 25, pp. 452–460. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.034>

SARTURI, F. D. M., 2014. **Simulação computacional de estruturas de concreto reforçadas com aço e compósitos de fibra de carbono.** 234 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia - Mecânica Computacional, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil.

SIM, J., LEE, K-S., KWON, H-W., KIM, H.-J., 2012. **Retrofitting effects and structural behavior of RC columns strengthened with x-bracing using carbon fiber ancho.** Journal of the Korea Concrete Institute, 2012, 24(3). <http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2012.24.3.323>

SIMULIA, D. S. **Abaqus 6.12 Analysis User's Manual.** Vol. III, IV e V. Providence, RI, USA, 2012.

SZCZECINA, M., WINNICKI, A. 2015. **Calibration of the CDP model parameters in Abaqus.** The 2015 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM15), 25-29 August, 2015, Incheon, Korea. http://www.i-asm.org/publication_conf/asm15/3.CTCS15/1w/W1D.1.AWinnicki.CAC.pdf

SÜMER, Y.; AKTAŞ, M., 2015. **Definição de parâmetros para o modelo de plasticidade de dano de concreto.** Challenge Journal of Structural Mechanics, [SJ], v. 1, n. 3, p. 149-155, 2015. ISSN 2149-8024. <https://doi.org/10.20528/cjsmec.2015.07.023>

TITA, V., 2003. **Contribuição ao estudo de danos e falhas progressivas em estruturas de material compósito polimérico.** 233 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Paulo, SP, Brasil.

VILLANUEVA, R. M. Y., 2016. **Análisis estructural y modal de la hélice de un aerogenerador de 3KW de potencia mediante simulación numérica computacional.** 188 f. Monografía - Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Peru.

VILLANUEVA, R. M. Y., 2016. **Análisis estructural y modal de la hélice de un aerogenerador de 3KW de potencia mediante simulación numérica computacional -**

Anexos. 48 f. Monografía - Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Peru.