

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

LUCAS DEZOTTI TOLENTINO

**INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA DA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO NÚCLEO DE CONCRETO E DA
ESPESSURA DA CAMADA DE REFORÇO NA CAPACIDADE
RESISTENTE DE PILARES ENCAMISADOS COM CONCRETO
DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

MARINGÁ
2021

LUCAS DEZOTTI TOLENTINO

**INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA DA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO NÚCLEO DE CONCRETO E DA
ESPESSURA DA CAMADA DE REFORÇO NA CAPACIDADE
RESISTENTE DE PILARES ENCAMISADOS COM CONCRETO
DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

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

Orientador: Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

MARINGÁ
2021

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

T649i

Tolentino, Lucas Dezotti

Investigação numérica da resistência à compressão do núcleo de concreto e da espessura da camada de reforço na capacidade resistente de pilares encamisados com concreto de ultra alto desempenho / Lucas Dezotti Tolentino. -- Maringá, PR, 2021.
185 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.

1. Reforço de pilar. 2. Resistência à compressão. 3. Confinamento. 4. UHPC. 5. UHPFRC. I. Vanderlei, Romel Dias, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.18341

Jane Lessa Monção - CRB 9/1173

LUCAS DEZOTTI TOLENTINO

**INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO NÚCLEO
DE CONCRETO E DA ESPESSURA DA CAMADA DE REFORÇO NA
CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES ENCAMISADOS COM CONCRETO DE
ULTRA ALTO DESEMPENHO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 27/08/2021. Julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA

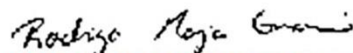


Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

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



Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de São Carlos



Prof. Dr. Rodrigo Mazia Enami
Departamento de Tecnologia
Universidade Estadual de Maringá

AGRADECIMENTOS

À Universidade Estadual de Maringá pela oportunidade que propiciaram de aprimorar meus conhecimentos.

Ao Professor Dr. Romel Dias Vanderlei, pelas orientações, paciência e compreensão durante esta trajetória.

Aos professores Doutores Rodrigo Mazia Enami, Luiz Antonio Farani de Souza, Leandro Vanalli e Fernando Menezes de Almeida Filho, e a todo o corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelo direcionamento ao longo desta caminhada.

À toda a minha família, em especial aos meus pais, Lucinei e Nivaldo, aos meus irmãos Luiz e Matheus, pelo apoio e incentivo ao longo da minha vida.

Aos meus amigos e companheiros pelos momentos e o imprescindível apoio.

A todos vocês, meu muito obrigado.

“Sempre estar lá

E ver ele voltar

Não era mais o mesmo

Mas estava em seu lugar”.

Nenhum de Nós, 1989.

RESUMO

A deterioração provocada pelo meio ambiente ou uma eventual mudança na utilização de um edifício pode implicar na necessidade de reparo ou reforço. No caso específico de pilares de concreto armado o confinamento é uma técnica comumente aplicada, cujo método consiste em restringir as deformações laterais do elemento quando submetido a um esforço de compressão axial, promovendo aumento de resistência e ductilidade. O desenvolvimento dos métodos numéricos associado as técnicas computacionais tornam possível realizar análises complexas cada vez mais representativas de problemas físicos, permitindo avaliar detalhadamente o comportamento do sistema estrutural, de forma abrangente e específica. Neste sentido, esta pesquisa teve como objetivo avaliar o comportamento de pilares curtos de concreto armado encamisados com concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) submetidos a compressão centrada. Os pilares analisados abrangeram seções transversais circulares, quadradas e com arredondamentos, constituídos de um núcleo de concreto armado com resistência à compressão de 25, 40 e 60 MPa, considerando camadas de UHPFRC de 15, 25, 35 e 45 mm de reforço. Foram realizadas análises numéricas de pilares tridimensionais mediante o uso do Método de Elementos Finitos com auxílio do programa computacional ABAQUS® versão 2020. A partir dos modelos calibrados perante resultados experimentais presentes na literatura, permitiu-se a extrapolação com a finalidade de verificar a interferência da resistência à compressão do núcleo de concreto, a espessura da camisa de reforço e o formato da seção transversal, na análise de tensões, deformações e capacidade resistente. As simulações numéricas permitiram concluir que, o aumento da resistência característica à compressão núcleo de concreto proporciona menor eficiência ao sistema de reforço. De modo que é necessário empregar camadas de maior espessura de reforço para garantir o melhor desempenho do sistema. O aumento da espessura da camisa de reforço contribuiu para o acréscimo de resistência axial do pilar encamisado. A seção transversal influi na distribuição de tensões e deformações, retratando o melhor desempenho para seções circulares. Por fim, foram propostas adequações para o procedimento analítico de cálculo da tensão e deformação dos pilares confinados. As equações adaptadas por meio de regressões demonstraram menor oscilação do que os modelos analíticos estudados e resultaram em valores próximos aos obtidos na análise numérica, independentemente do tipo de seção transversal.

Palavras-chave: Reforço de pilar. Resistência à compressão. Confinamento. UHPC. UHPFRC.

ABSTRACT

The deterioration caused by the environment or an eventual change in the utilization of a building can result in the necessity of repair or reinforcement. In the specific case of reinforced concrete pillars, the confinement is an oftentimes used technique, whose method consists in restricting the lateral deformations of the element when subjected to an axial compression effort, promoting increased strength and ductility. The development of numerical methods associated with computational techniques make it possible to perform complex analyses increasingly representative of physical problems, allowing to evaluate in detail the behavior of the structural system, in a comprehensive and specific way. In that sense, the objective of this research was to evaluate the behavior of short reinforced concrete pillars jacketed with ultra high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) submitted to centered compression. The analyzed pillars covered circular, square and rounding cross-sections, consisting of a reinforced concrete nucleus with compressive strength of 25, 40 and 60 MPa, considering UHPFRC layers of 15, 25, 35 and 45 mm of reinforcement. Numerical analyses of three-dimensional pillars were performed using the Finite Element Method with the aid of the ABAQUS® computational program 2020 version. From the models calibrated against experimental results present in the literature, extrapolation was allowed in order to verify the interference of the compressive strength in the concrete nucleus, the thickness of the reinforcement shirt and the shape of the cross-section, in the analysis of stresses, deformations and resistant capacity. The numerical simulations have made possible for us to conclude that the increase in the characteristic strength to concrete nucleus compression provides less efficiency to the reinforcement system. So that it's necessary to employ layers of larger thickness reinforcement to ensure the best performance of the system. The increase in the thickness of the reinforcement shirt contributed to the increase of axial resistance of the jacketed column. The cross-section influences the distribution of stresses and deformations, representing the best performance for circular sections. Finally, adjustments were proposed for the analytical proceeding of calculating the stress and deformation of the confined pillars. The equations adapted by regressions showed less oscillation than the analytical models studied and resulted in close values to those obtained in numerical analysis, independent of the type of cross-sectional.

Key-words: Column reinforcement. Compressive strength. Confinement. UHPC. UHPFRC.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comparação dos volumes ocupados pelos agregados na composição das classes de concreto	30
Figura 2.2 – Microscopia eletrônica de varredura dos poros e interface fibra/matriz.....	34
Figura 2.3 – Exemplos de mecanismos de degradação entre fibra e matriz.....	34
Figura 2.4 – Microscopia eletrônica de microfissuras na amostra de 28 dias com nano sílica incorporada.....	35
Figura 2.5 – Endurecimento (a) e Amolecimento por deformação (b)	36
Figura 2.6 – Modelagem aproximada do comportamento à tração do UHPFRC.....	36
Figura 2.7 – Comparação do comportamento tensão x deformação com a resposta não linear tardia.....	37
Figura 2.8 – Desenvolvimento de fissuras sob compressão axial em amostras contendo falhas iniciais.....	38
Figura 2.9 – Mecanismos de fratura do concreto sob compressão: (a) microfissuras entre o agregado e a matriz cimentícia; (b) forças de tração horizontais sob compressão externa; (c) abertura de fissura em materiais mais ou menos homogêneo	38
Figura 2.10 – Comportamento do UHPFRC com variados teores de fibras: a) diagrama tensão-deformação axial; b) diagrama tensão-deformação radial.....	39
Figura 2.11 – Comparação do critério de Lubliner e resultados experimentais de compressão biaxial	40
Figura 2.12 – Função de Lubliner no plano desviador.....	43
Figura 2.13 – Modelo plástico linear e hiperbólico de Drucker-Prager	45
Figura 2.14 – Efeito do confinamento passivo: a) no material confinante; b) no concreto.....	46
Figura 2.15 – Diagrama de tensão-deformação de colunas com diferentes taxas de confinamento	46
Figura 2.16 – Influência do tipo de material: a) Tensão-deformação axial e lateral para os modelos confinados de aço e PRFC; b) Deformação volumétrica.....	48
Figura 2.17 – Diagrama tensão-deformação dos modelos confinados com NSC e UHPFRC.	48
Figura 2.18 – Diagrama tensão-deformação dos modelos confinados com PRFC e PRFG	49
Figura 2.19 – Comparação entre as curvas tensão-deformação do UHPFRC e PRFC	49
Figura 2.20 – Descrição dos pilares simulados de Enami (2017)	50
Figura 2.21 – Instrumentação das armaduras e metodologia de ensaio	51
Figura 2.22 – Resultado experimental dos pilares circulares reforçados	52

Figura 2.23 – Resultado experimental dos pilares quadrados reforçados	52
Figura 2.24 – Comparação da eficácia do confinamento do UHPC por aço versus PRF	54
Figura 2.25 – Amostras de concreto confinado antes e depois do ensaio	55
Figura 2.26 – Efeito da espessura da camisa de reforço de SIFCON na resposta à tensão-deformação	56
Figura 2.27 – Esquema dos modelos analisados experimentalmente: a) seção transversal circular; b) seção transversal quadrada.....	57
Figura 2.28 – Metodologia de ensaio	58
Figura 2.29 – Distribuição de tensões no material de confinamento.....	59
Figura 2.30 – Comparação entre os resultados experimental, numérico e analítico para o comportamento axial	61
Figura 2.31 – Representação do pilar de concreto armado (dimensões em mm).....	62
Figura 2.32 – Tratamento da interface por ranhura longitudinal e horizontal.....	62
Figura 2.33 – Diagrama tensão-deformação experimental e prevista	63
Figura 2.34 – Esquema dos modelos experimentais de Li et al. (2020).....	64
Figura 2.35 – Configuração do ensaio e do sistema de medição.....	65
Figura 2.36 – Resultados experimentais dos pilares tipo U25	66
Figura 2.37 – Modelo constitutivo de Li et al. (2020).....	66
Figura 2.38 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos	67
Figura 2.39 – a) Concreto efetivamente confinado na seção transversal quadrada; b) Coluna confinada com camisa de PRFC após ensaio	68
Figura 2.40 – Tensões de compressão no pilar referentes à força última.....	69
Figura 2.41 – Taxa de distribuição das tensões de compressão na seção transversal reforçada com PRF para diferentes proporções de raio de arredondamento	70
Figura 2.42 – Efetividade do confinamento em seções quadradas de concreto armado com e sem reforço externo	71
Figura 2.43 – Configuração da armação longitudinal e transversal	73
Figura 2.44 – Relação da deformação lateral e axial de concretos com diferentes resistências e encamisados com PRF.....	74
Figura 3.1 – Modelos de pilares de estudo	76
Figura 3.2 – Descrição da seção transversal dos pilares analisados.....	79
Figura 3.3 – Descrição da seção transversal dos pilares com arredondamentos	80
Figura 3.4 – Disposição da armadura transversal em seção genérica	80
Figura 3.5 – Comportamento do concreto sob tração uniaxial.....	83

Figura 3.6 – Comportamento do concreto sob compressão uniaxial.....	83
Figura 3.7 – Curva tensão <i>versus</i> deslocamento pós-fratura de tração	86
Figura 3.8 – Curva de energia <i>versus</i> deslocamento pós-fratura.....	87
Figura 3.9 – <i>Tension Softening</i> e <i>Tension Stiffening</i>	88
Figura 3.10 – Modelo proposto por Wahalathantri et al. (2011).....	89
Figura 3.11 – Curvas de compressão dos concretos de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa.....	91
Figura 3.12 – Curvas de tração dos concretos de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa.....	91
Figura 3.13 – Curva de compressão do UHPFRC adotada para o modelo numérico	93
Figura 3.14 – Curva de tração do UHPFRC adotada para o modelo numérico	93
Figura 3.15 – Modelo constitutivo do aço.....	94
Figura 3.16 – Modelo de elemento tipo C3D8R e S4R.....	95
Figura 3.17 – Condições de contorno e carregamento	96
Figura 3.18 – Superfície lateral registrada a deformação	97
Figura 3.19 – Relação de tração-separação do ABAQUS.....	98
Figura 3.20 – Detalhe da malha do pilar reforçado tipo C15F.....	99
Figura 4.1 – Curva tensão-deformação do concreto à compressão	104
Figura 4.2 – Curva tensão-deformação do concreto à tração	104
Figura 4.3 – Comparação da curva Força <i>versus</i> Deslocamento com diferentes ângulos de dilatação.....	105
Figura 4.4 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do UHPFRC à compressão	106
Figura 4.5 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do UHPFRC à tração	106
Figura 4.6 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 15 mm, b) 12 mm, c) 10 mm e d) 8,0 mm.....	107
Figura 4.7 – Comparação da curva Força <i>versus</i> Deslocamento com diferentes tamanhos de malha	108
Figura 4.8 – Comparação entre o comportamento experimental e numérico do pilar confinado	109
Figura 4.9 – Comparação entre a deformação radial do UHPFRC	110
Figura 4.10 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico	110
Figura 4.11 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto à compressão	112
Figura 4.12 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto à tração	112
Figura 4.13 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do UHPFRC à compressão	113
Figura 4.14 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do UHPFRC à tração	113

Figura 4.15 – Influência do ângulo de dilatação do UHPFRC considerando a malha de 8 mm	114
Figura 4.16 – Curva tensão-deformação da armadura longitudinal	115
Figura 4.17 – Curva tensão-deformação da armadura transversal	115
Figura 4.18 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 15 mm, b) 12 mm, c) 10 mm e d) 8,0 mm.....	116
Figura 4.19 – Comparação da curva força <i>versus</i> deslocamento com diferentes tamanhos de malha	117
Figura 4.20 – Comparação entre o resultado experimental e numérico	118
Figura 4.21 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico	119
Figura 4.22 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto à compressão	120
Figura 4.23 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto à tração	121
Figura 4.24 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do UHPFRC à compressão	122
Figura 4.25 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do UHPFRC à tração	122
Figura 4.26 – Comparação entre os modelos constitutivos de tração para o UHPFRC	123
Figura 4.27 – Curva Tensão <i>versus</i> Deformação das barras de aço das armaduras longitudinais	124
Figura 4.28 – Curva Tensão <i>versus</i> Deformação das barras de aço das armaduras transversais	124
Figura 4.29 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 25 mm, b) 20 mm, c) 15 mm e d) 10 mm.....	126
Figura 4.30 – Comparação da curva Força <i>versus</i> Deslocamento com diferentes tamanhos de malha para o modelo circular	127
Figura 4.31 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 25 mm, b) 20 mm e c) 15 mm	128
Figura 4.32 – Comparação da curva Força <i>versus</i> Deslocamento com diferentes tamanhos de malha para o modelo quadrado.....	129
Figura 4.33 – Comparação entre a ligação adotada para o modelo de seção quadrada.....	130
Figura 4.34 – Comparação entre o resultado experimental e numérico para o pilar circular.	131
Figura 4.35 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico para o pilar circular.....	132
Figura 4.36 – Comparação entre o resultado experimental e numérico para o pilar quadrado	132

Figura 4.37 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico para o pilar quadrado	133
Figura 4.38 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para os modelos do tipo C	134
Figura 4.39 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para os modelos CN15F25 e CN25F25	138
Figura 4.40 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para os modelos do tipo S.....	142
Figura 4.41 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para os modelos SN.....	146
Figura 4.42 – Comportamento considerando o arredondamento dos cantos para os modelos com reforço de a) 15 mm e b) 25 mm	150
Figura 4.43 – Comparação entre os valores das formulações analíticas para os pilares do tipo C, CN, S e SN.....	157
Figura 4.44 – Comparação entre os valores das formulações analíticas para os pilares do tipo S15F40R e S25F40R	158
Figura 4.45 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo C com os pilares de referência	159
Figura 4.46 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo CN com os pilares de referência	159
Figura 4.47 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo S com os pilares de referência	160
Figura 4.48 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo SN com os modelos de referência	160
Figura 4.49 – Relação do acréscimo da capacidade resistente em função da resistência do concreto confinado: a) Pilares circulares, b) Pilares quadrados	161
Figura 4.50 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo C	162
Figura 4.51 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo CN.....	162
Figura 4.52 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo S.....	163
Figura 4.53 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo SN.....	163
Figura 4.54 – Ganho de resistência e deformação em função do $2r/D$ para os pilares S15F40R	164
Figura 4.55 – Ganho de resistência e deformação em função do $2r/D$ para os pilares S25F40R	165

Figura 4.56 – Relação entre f_{cc}/f_{c0} e $2r/D$	165
Figura 4.57 – Calibração da proposta de equação para os pilares circulares	166
Figura 4.58 – Calibração da proposta de equação para os pilares quadrados	167
Figura 4.59 – Calibração do coeficiente para os modelos circulares	167
Figura 4.60 – Calibração do coeficiente para o modelo quadrado	168
Figura 4.61 – Comparação entre os resultados analíticos e numéricos	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Composição típica do UHPFRC	32
Tabela 2.2 – Programa experimental de Abdollahi et al (2012).....	55
Tabela 3.1 – Características atribuídas para cada modelo numérico (continua)	77
Tabela 3.2 – Características dos modelos com arredondamento dos cantos	78
Tabela 3.3 – Tamanho dos elementos da malha	100
Tabela 3.4 – Parâmetros plásticos para os concretos de 25, 40 e 60 MPa	100
Tabela 3.5 – Parâmetros plásticos para o UHPFRC	100
Tabela 4.1 - Parâmetros de plastificação utilizados para o concreto	103
Tabela 4.2 – Parâmetros de plastificação utilizados para o UHPFRC	105
Tabela 4.3 – Comparação entre simulações de diferentes tamanhos de malha.....	107
Tabela 4.4 – Parâmetros de plastificação do concreto convencional	111
Tabela 4.5 – Parâmetros de plastificação do UHPFRC.....	114
Tabela 4.6 – Comparação entre simulações de diferentes tamanhos de malha.....	116
Tabela 4.7 – Elementos finitos utilizados em cada componente do modelo.....	117
Tabela 4.8 – Parâmetros de plastificação do concreto convencional	120
Tabela 4.9 – Parâmetros de plastificação do UHPFRC.....	121
Tabela 4.10 – Propriedades mecânicas das armaduras transversais e longitudinais de Enami (2017)	123
Tabela 4.11 – Propriedades do PRFC.....	125
Tabela 4.12 – Comparação entre as simulações com diferentes tamanhos de malha	126
Tabela 4.13 – Elementos finitos utilizados em cada componente do modelo.....	127
Tabela 4.14 – Comparação entre as simulações com diferentes tamanhos de malha	129
Tabela 4.15 – Elementos finitos utilizados em cada componente do modelo.....	130
Tabela 4.16 – Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo C	135
Tabela 4.17 – Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo CN	139
Tabela 4.18 - Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo S	143
Tabela 4.19 – Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo SN.....	147
Tabela 4.20 – Acréscimo de resistência dos pilares reforçados S15 de acordo com o raio ...	151
Tabela 4.21 – Acréscimo de resistência dos pilares reforçados S25 de acordo com o raio ...	151
Tabela 4.22 – Comparação entre os valores obtidos com os modelos analíticos do tipo circular e quadrado (continua)	155
Tabela 4.23 – Comparação entre os valores obtidos dos pilares com arredondamentos com os	

modelos analíticos	156
Tabela 4.24 – Comparação entre os resultados numéricos e o modelo analítico proposto (continua).....	169

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AFGC	<i>Association Française de Génie Civil</i>
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
PRFC	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono
CM	Meridiano de compressão
CPR	Concreto de Pós Reativos
CEB-FIB	Federação Internacional do Béton
PRFG	Polímero Reforçado com Fibra de Vidro
HPC	<i>High Performance Concrete</i>
ZTI	Zona de Transição da Interface
LVDT	Transdutor de Deslocamento Variável Linear
MEF	Método dos Elementos Finitos
MPa	MegaPascal
NSC	Concreto de Resistência Convencional
NSC-NC	Concreto de Resistência Convencional Não Confinado
PRF	Polímero Reforçado com Fibras
SIFCON	<i>Slurry Infiltrated Fiber Concrete</i>
TM	Meridiano de tração
UHPC	<i>Ultra High Performance Concrete</i>
UHPFRC	<i>Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

c	Fator de amortecimento
d	Variável escalar dano
d_e	Deslocamento experimental
d_f	Diâmetro da fibra
d_u	Deslocamento último
f_c	Tensão axial de compressão
f_{b0}	Tensão biaxial de compressão de escoamento inicial
f_{c0}	Resistência do concreto não confinado
f_{cc}	Tensão axial de compressão de confinamento passivo
f'_{cc}	Tensão axial de compressão para o confinamento ativo
fl	Pressão lateral
f_{t0}	Tensão axial de tração
f_{te}	Tensão de tração equivalente
$f_t(\tilde{\varepsilon}_c^p)$	Tensão de tração uniaxial da curva tensão-deformação plástica
$f_{c0}(\tilde{\varepsilon}_c^p)$	Tensão de compressão uniaxial da curva tensão-deformação plástica
f_y	Tensão de escoamento do aço
f_{ctm}	Resistência média a tração
f_{cm}	Resistência média a compressão
l_f	Comprimento da fibra
m	Excentricidade da superfície plástica
\bar{p}	Tensão efetiva hidrostática
\bar{q}	Tensão efetiva equivalente de von Mises
r_c	Raio da camada de confinamento
t	Espessura da camada de confinamento
u_t	Deslocamento na tração
ϑ	Vetor de velocidade nodal
w	Abertura da fissura

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

D_e	Diâmetro equivalente
E	Módulo de elasticidade
E_0	Módulo de elasticidade inicial
E^*	Módulo de elasticidade efetivo
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F_i	Vetor de força interna
F_v	Força viscosa
$F(\bar{\sigma})$	Superfície de falha
G_c	Módulo de elasticidade transversal
G_F	Energia de fratura
$G(\bar{\sigma}, \psi)$	Função potencial plástica
I_1	Primeiro invariante do tensor de tensão
J_2	Segundo invariante do tensor de tensão
K_c	Parâmetro que governa a superfície de falha
P	Vetor de força externa
V_f	Volume de fibras

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

σ_{cc}	Tensão de fissuração do concreto confinado
σ_{pc}	Tensão pós-fissuração
$\bar{\sigma}$	Tensor de tensão efetiva
σ_{max}	Tensão máxima
$\bar{\sigma}_{max}$	Maior autovalor algebricamente do tensor de tensão efetivo
ε_{c0}	Deformação do concreto não confinado
ε_{cc}	Deformação do concreto confinado
ε_r	Deformação radial
ε_l	Deformação longitudinal
ε_{t0}	Deformação do concreto a tração
ε_e	Deformação equivalente na camada de UHPFRC
ε'_{cc}	Deformação axial para o confinamento ativo
ε^p	Deformação plástica
ε_c^{in}	Deformação inelástica do concreto
κ	Função do endurecimento/ amolecimento
Δt	Incremento de tempo
ρ	Distância polar
ρ_g	Taxa de armadura longitudinal
ψ	Ângulo de dilatação
ξ	Coordenada hidrostática
μ	Viscosidade
ν	Coefficiente de Poisson

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	JUSTIFICATIVA	25
1.2	OBJETIVOS	26
1.2.1	Objetivo geral	26
1.2.2	Objetivos específicos	27
1.3	RESUMO DA METODOLOGIA	27
1.4	ESTRUTURA DOS CAPÍTULOS	28
2	REVISÃO DA LITERATURA	29
2.1	CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO	29
2.1.1	Materiais constituintes do UHPFRC	32
2.1.2	Comportamento sob carregamento monotônico uniaxial à tração	33
2.1.3	Comportamento sob carregamento monotônico uniaxial à compressão	37
2.1.4	Comportamento sob carregamento monotônico biaxial e triaxial	40
2.2	EFEITO DO CONFINAMENTO NO CONCRETO	45
2.2.1	Material confinante	47
2.2.1.1	Modelo de Enami (2017)	50
2.2.2	Previsão do comportamento de pilares encamisados com UHPFRC	53
2.2.2.1	Modelo de Abdollahi et al. (2012)	54
2.2.2.2	Modelo de Xie, Fu e Yan (2019)	57
2.2.2.3	Modelo de Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020)	61
2.2.2.4	Modelo de Li et al. (2020)	64
2.2.3	Influência do formato da seção transversal do pilar	67
2.2.4	Raio de arredondamento dos cantos	69
2.2.5	Resistência à tração do aço e taxa de armadura transversal	71
2.2.6	Arranjo da armadura	72
2.2.7	Classe de resistência à compressão axial do concreto não confinado	73
3	METODOLOGIA DA MODELAGEM NÚMERICA	75
3.1	DESCRIÇÃO GERAL DOS MODELOS DE PILARES CONFINADOS ANALISADOS	75
3.1.1	Geometria dos modelos	76
3.2	ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA	81
3.2.1	Modelo constitutivo para o concreto no ABAQUS	82
3.2.1.2	Valores adotados no modelo numérico para o concreto e UHPFRC	89
3.2.1.3	Modelo constitutivo elasto-plástico com encruamento para o aço	93
3.2.2	Elementos Finitos Utilizados	94
3.2.3	Carregamento e condições de contorno	95

3.2.4 Interação entre os materiais	97
3.2.5 Definição da malha	99
3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A METODOLOGIA NUMÉRICA	100
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	102
4.1 MODELAGEM ESTRUTURAL DE PILAR CONFINADO SEM ARMADURA	102
4.1.1 Modelos constitutivos dos materiais	102
4.1.1.1 Valores adotados no modelo numérico para o concreto convencional	103
4.1.1.2 Valores adotados no modelo numérico para o UHPFRC	104
4.1.2 Definição da malha de elementos finitos	106
4.1.3 Validação do modelo numérico	108
4.2 MODELAGEM ESTRUTURAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ENCAMISADOS COM UHPFRC	110
4.2.1 Modelo de Li et al. (2020)	111
4.2.1.1 Modelos constitutivos dos materiais	111
4.2.1.2 Valores adotados no modelo numérico para o concreto convencional	111
4.2.1.3 Valores adotados no modelo numérico para o UHPFRC	112
4.2.1.4 Valores adotados no modelo numérico do aço.....	114
4.2.1.5 Definição da malha de elementos finitos	115
4.2.1.6 Validação do modelo numérico.....	118
4.2.2 Modelo de Enami (2017)	119
4.2.2.1 Modelos constitutivos dos materiais	119
4.2.2.2 Valores adotados no modelo numérico para o concreto convencional	119
4.2.2.3 Valores adotados no modelo numérico para o UHPFRC	121
4.2.2.4 Valores adotados no modelo numérico do aço.....	123
4.2.2.5 Valores adotados no modelo numérico para o PRFC.....	124
4.2.2.6 Definição da malha de elementos finitos para o modelo circular	125
4.2.2.7 Definição da malha de elementos finitos para o modelo quadrado.....	128
4.2.2.8 Validação dos modelos numéricos	131
4.3 COMPORTAMENTO DOS PILARES CIRCULARES DO TIPO C.....	133
4.4 COMPORTAMENTO DOS PILARES CIRCULARES DO TIPO CN.....	138
4.5 COMPORTAMENTO DOS PILARES QUADRADOS TIPO S.....	142
4.6 COMPORTAMENTO DOS PILARES QUADRADOS tipo SN	146
4.7 COMPORTAMENTO DOS PILARES COM ARREDONDAMENTO DOS CANTOS	150
4.8 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM MÉTODOS ANALÍTICOS	153
4.9 ANÁLISES PARAMÉTRICAS	158
4.9.1 Influência da resistência à compressão do concreto não confinado	158
4.9.2 Influência da espessura do reforço	161
4.9.3 Influência do raio de arredondamento dos cantos	164

4.10 CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS DOS MODELOS ANALÍTICOS	166
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	172
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES	172
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	173
REFERÊNCIAS	175

1 INTRODUÇÃO

Durante a vida útil das edificações podem ocorrer manifestações patológicas que ocasionam a deterioração estrutural, processo este que gera diminuição da resistência da estrutura. De tempos em tempos a comunidade técnica se depara com casos de ruína de pilares, uma solução para esse tipo de incidente poderia eventualmente ser o reforço da estrutura, para o qual seria imprescindível o conhecimento do comportamento estrutural dos reforços, possibilitando chegar a uma solução viável e segura.

Com o intuito de restaurar a resistência ou ampliá-la, métodos de reparo e reforço são estudados para melhorar o comportamento do sistema. Diversas técnicas podem ser aplicadas no reforço de estruturas de concreto, no caso de pilares, algumas opções são comumente empregadas, como exemplo o uso de chapas de aço, aumento da seção transversal ou confinamento com concreto de alta resistência e encamisamento com compósitos reforçados com fibras.

O confinamento consiste em restringir as deformações laterais do pilar quando submetido a um esforço de compressão axial, técnica esta que apresenta eficiência considerável promovendo aumento de resistência e ductilidade¹, como retrata os estudos de Imran e Pantazopoulou (1996), Sfer et al. (2002), Berthet, Ferrier e Hamelin (2005).

O concreto comporta-se de forma diferente conforme o tipo de confinamento e o material confinante, os trabalhos de Lim e Ozbakkaloglu (2014) e Grassl (2004) demonstram tal condição, respectivamente. Em relação ao tipo de confinamento, esse pode ser classificado como ativo ou passivo. Santos (2018) aborda a definição dos dois casos: o confinamento ativo consiste na existência de uma pressão lateral constante independente da evolução das deformações laterais que pode ser produzida por fluidos; e no confinamento passivo, verifica-se o aumento de pressão lateral em virtude da restrição da deformação transversal por meio do uso de camisas ou pela própria armadura transversal.

A evolução dos concretos nas últimas décadas é incontestável. Rotineiramente produzidos com resistências à compressão aos 28 dias menores ou iguais a 30 MPa, por volta dos anos de 1980 a 2000 começaram a ser utilizados concretos entre 40 MPa e 80 MPa, e atualmente existem concretos com resistência superior a 150 MPa.

Esta última categoria advém com a otimização dos parâmetros de dosagem, a evolução dos aditivos químicos, a combinação de pós reativos (minerais ultrafinos) e melhores condições

¹ Pode ser definida como a capacidade de deformação apresentada pelo elemento estrutural sem a ocorrência de uma perda significativa de sua resistência.

de cura, proporcionando o desenvolvimento dos concretos de ultra alto desempenho (*Ultra High Performance Concrete* - UHPC), podendo ser reforçado por fibras em sua composição. Categoria que ganha destaque com as características como grande resistência, ductilidade e durabilidade (RICHARD; CHEYREZY, 1995).

A Association Française de Génie Civil (AFGC, 2013) define o concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras (*Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete* - UHPFRC) como material de matriz cimentícia e resistência característica à compressão maior que 150 MPa e resistência máxima de 250 MPa, com o uso de fibras de aço garantindo o comportamento dúctil sob tensão.

O UHPFRC ganha interesse nas pesquisas que compreendem o tema de reforço em pilares, por razão das propriedades mencionadas, propiciando capacidade resistente superior da estrutura original, sem grande aumento na espessura do sistema (ENAMI, 2017). Como o UHPFRC tem baixa porosidade, menor permeabilidade e maior durabilidade que o concreto convencional, um menor cobrimento assegura a conservação do reforço (TAYEH et al., 2013).

A complexidade dos problemas da engenharia estrutural requer comumente a adoção de ferramentas que auxiliem o processo de resolução. A modelagem computacional pode fornecer informações que permitem a avaliação detalhada do comportamento de um elemento ou sistema estrutural. Além disso, a associação de métodos numéricos com técnicas computacionais proporciona maior flexibilidade na análise de inúmeros problemas, possibilitando a aproximação de comportamento com os modelos experimentais.

O comportamento do concreto confinado é fundamental para a segurança e economia no projeto de reforço, portanto, pretende-se nesse trabalho abordar o estudo do confinamento com concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) em pilares de concreto armado submetidos à compressão centrada por meio de simulações numéricas. Serão verificados a contribuição de diferentes resistências do núcleo de concreto, espessuras de reforços, além do formato da seção transversal, sobre a resistência e ductilidade.

1.1 JUSTIFICATIVA

O reforço estrutural é uma intervenção importante quando existe perda de parte da capacidade resistente ou uma nova condição de esforço de maior intensidade, assim, o confinamento em pilares por meio de camisas de aço ou compósitos mostra-se eficaz. No caso do reforço com polímeros reforçados com fibras (PRF), as propriedades do material, permitem ganho de resistência à compressão e deformação últimas do concreto (ZHANG; YU; TENG,

2015). Além de que, a leveza do material e as dimensões proporcionam que o aumento de seção seja praticamente nulo. As principais desvantagens estão relacionadas ao menor desempenho em altas temperaturas, custos adicionais em função do maior número de camadas, e falha da ligação ao substrato quando submetido a ambientes agressivos (WU; LIU; OEHLERS, 2006).

A chapa de aço é um dos métodos amplamente utilizado para reforço de pilares que proporcionam aumento de resistência e ductilidade. Decorrente das propriedades do material, apresenta eficiência considerável quando submetidos a carregamento lateral cíclico (WANG et al., 2017). No entanto, o ganho de resistência do pilar está limitado à espessura e ao peso da chapa de aço (SUDANO, 2010), e são necessárias medições adicionais para proteção contra incêndio ou corrosão.

As técnicas existentes necessitam de camadas de proteção quando inseridas em ambientes agressivos, a falha deste revestimento prejudica diretamente a durabilidade e vida útil do reforço. Novas alternativas de confinamento são estudadas considerando o concreto de ultra alto desempenho, reforçado ou não por armaduras adicionais e por fibras. Por conta das peculiaridades do material, o ganho de resistência e ductilidade pode contribuir com menores deformações. Além de que, a durabilidade é um fator de destaque, podendo ser uma alternativa para aplicação em locais de alta agressividade.

Dessa forma, devido à complexidade do material e distinções relevantes no desempenho dos diversos tipos de confinamento, verifica-se a pequena quantidade de estudos e resultados para calibração de modelos teóricos baseados na aplicação deste material. Deste modo, este trabalho avaliou por meio de uma análise numérica, o reforço de pilares encamisado com concreto de ultra alto desempenho para colaborar com inclusão de novos parâmetros a modelos analíticos, mediante a variação da taxa de reforço e da resistência característica à compressão do núcleo de concreto.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar por meio de simulação numérica o comportamento de pilares de concreto armado com diferentes resistências características à compressão, encamisados com concreto de ultra alto desempenho com fibras, submetidos à compressão axial centrada.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos detalham e delimitam o objetivo geral deste projeto e são:

- a) Avaliar como o confinamento pode contribuir para a capacidade resistente, o deslocamento axial e campos de tensão e deformação, por meio de modelos numéricos com o emprego do *software* ABAQUS;
- b) Contribuir com considerações necessárias para modelagem de elementos de concreto de ultra alto desempenho, em análise não linear com a utilização do Método de Elementos Finitos;
- c) Comparar os resultados numéricos obtidos mediante variação da resistência à compressão do concreto não confinado, a espessura do reforço e tipo de seção transversal;
- d) Avaliar os modelos de previsão de capacidade resistente de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) e Cusson e Paultre (1995) e sugerir adaptações conforme os resultados obtidos dos modelos numéricos.

1.3 RESUMO DA METODOLOGIA

A pesquisa inicialmente teve caráter exploratório, visando a construção do conhecimento sobre o comportamento do UHPFRC, subsequente o efeito de confinamento no concreto e os modelos previsão existentes. Essa fase contemplou uma extensa pesquisa bibliográfica e análise de trabalhos já realizados sobre o tema, estimulando uma maior compreensão sobre o assunto.

Em um segundo momento foram analisados modelos numéricos no *software* comercial ABAQUS® versão 2020, o qual utiliza-se do Método dos Elementos Finitos (MEF), a fim de simular ensaios de confinamento de pilares encamisados com UHPFRC, cuja finalidade é avaliar o comportamento do conjunto e validar o modelo com resultados experimentais da literatura.

Os primeiros modelos foram desenvolvidos com a finalidade de serem validados pelos resultados experimentais elaborados por Xie, Fu e Yan (2019), decorrente da simplicidade do modelo e ausência de armadura. Na sequência foram avaliados os exemplares de Enami (2017) e Li et al. (2020), os quais detêm maior complexidade. Além de associar o modelo constitutivo para o concreto descrito no Model Code (2010) da *International Federation For Structural Concrete* (CEB-FIB).

Na terceira etapa foi avaliado o comportamento do pilar quanto à variação da espessura da camada de confinamento, incluindo a mudança do raio de arredondamento em seções transversais quadradas e a resistência à compressão do concreto. Delimitadas as resistências à compressão de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa para o núcleo de concreto armado, a fim de relacionar a eficiência promovida com a resistência à compressão do concreto.

Por fim, a última etapa reside na avaliação das formulações teóricas de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) e Cusson e Paultre (1995) para o cálculo de tensão e deformação do conjunto, a fim de sugerir a inclusão de novas variáveis referentes a resistência à compressão do concreto, ao formato da seção transversal, à espessura da camada confinante, e ao raio de arredondamento dos cantos, para contribuir com os modelos teóricos existentes.

1.4 ESTRUTURA DOS CAPÍTULOS

No capítulo 2 deste trabalho são apresentados os principais conceitos referentes ao concreto de ultra alto desempenho com o intuito de subsidiar o entendimento sobre o comportamento do material. Subsequente, é exposto o sistema de confinamento e os parâmetros que afetam o desempenho do mesmo.

O capítulo 3 mostra inicialmente a geometria dos pilares analisados nesta pesquisa, cujos modelos numéricos são classificados em cinco grupos conforme o tipo de seção transversal. Na sequência, são apresentados os conceitos, metodologia e condições de contorno aplicados aos modelos desenvolvidos a partir do software ABAQUS. Por fim, a validação das ações metodológicas dar-se-á por meio da comparação dos resultados numéricos com resultados experimentais existentes.

No capítulo 4 são apresentados os resultados encontrados através dos modelos numéricos elaborados mediante a extrapolação de resultados experimentais. Os resultados são divididos de acordo com o tipo de seção e resistência à compressão do concreto não confinado. Por conseguinte, foram desenvolvidas análises paramétricas geradas a partir dos resultados obtidos, as análises englobam a resistência do concreto, espessura da camada de UHPFR e formato da seção.

O capítulo 5 exprime as considerações finais e conclusões inerentes a pesquisa concebida, bem como as sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros, visando a continuidade do trabalho.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Inicialmente a revisão bibliográfica apresenta o histórico, composição e as propriedades do concreto de ultra alto desempenho. Em seguida foi destacado as características do confinamento, os modelos teóricos de comportamento, a influência da forma da seção e da resistência à compressão do concreto não confinado.

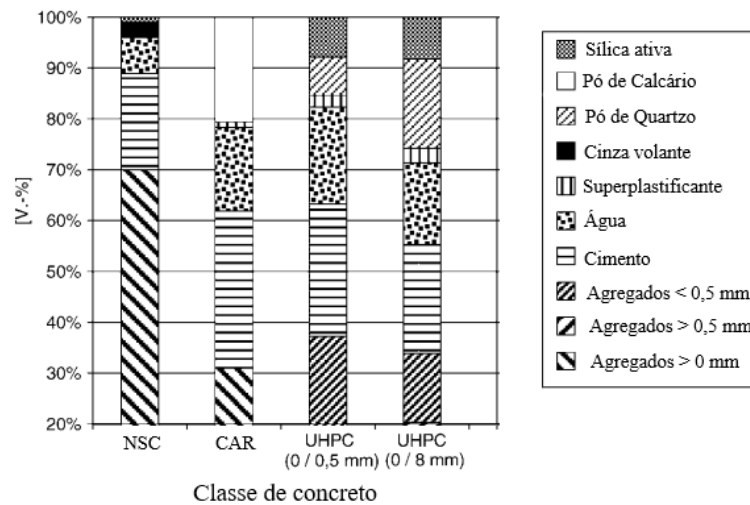
2.1 CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO

O concreto de ultra alto desempenho surgiu nas últimas décadas, tendo origem com os trabalhos de Richard e Cheyrezy (1994, 1995), que mediante a eliminação do agregado graúdo, utilização de componentes com maior finura e reatividade desenvolveram o Concreto de Pós Reativos (CPR). Caracterizado pelo uso de superplastificantes e sílica ativa, propiciando pequena relação água/cimento (DUGAT, ROUX, BERNIER, 1996), contém ainda alto teor de aglutinantes, pó de quartzo e fibras. O CPR apresentou resistência à compressão superior a 150 MPa, grande ductilidade, excelente durabilidade e alta tenacidade. Frequentemente na sua produção emprega-se cura térmica.

Mais tarde o CPR passou a ser denominado UHPC – *Ultra High Performance Concrete* e quando possui fibras na composição é chamado de UHPFRC – *Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete* (SHI et al., 2015).

As partículas ultrafinas de diversos componentes (cimento, pó de quartzo, sílica ativa e reativos) combinadas contribuem de forma significativa, garantindo uma microestrutura densa (Figura 2.1), próximo de ser isenta de poros capilares e nível de resistência à compressão superiores às das classes de concretos existentes, conforme ressaltam Fehling et al. (2014). Em virtude da baixa porosidade, o UHPFRC se insere na categoria de altíssima durabilidade (WANG et al, 2014).

Figura 2.1 – Comparação dos volumes ocupados pelos agregados na composição das classes de concreto



Fonte: Adaptado Fehling et al (2014).

Fatores além da resistência à compressão, asseguram a classificação como UHPC ou UHPFRC, autores como Graybeal (2007) e Rossi et al. (2014) consideraram como UHPFRC concretos ensaiados aos 28 dias, sem cura térmica, que obtiveram resistência média à compressão de 119 MPa e 120,8 MPa, respectivamente. Mertol et al. (2010) e Hassan, Jones e Mahmud (2012) consideraram como UHPC concretos que atingiram resistência média à compressão aos 28 dias de 124 MPa e 121,32 MPa, respectivamente.

Decorrente das propriedades mecânicas superiores em relação às demais classes de concretos existentes, a utilização do UHPC reforçado ou não com fibras, vem se expandindo, com vantagem de adaptação as mais variadas formas arquitetônicas. Inúmeras pesquisas foram realizadas em diversos campos da engenharia estrutural empregando o UHPFRC. Prova disto são o número de artigos de revisão publicados, exibidos no Quadro 2.1 com os respectivos assuntos tratados.

Quadro 2.1 – Resumo dos principais assuntos tratados nos artigos de revisão

Autores	Assunto
RUSSEL; GRAYBEAL, 2013	Propriedades mecânicas estáticas; Propriedades mecânicas dinâmicas; Projeto estrutural; Durabilidade; Comportamento do material; Aplicação.
TAYEH et al., 2013	Propriedades mecânicas estáticas; Durabilidade; Reabilitação.
GHAFARI; COSTA; JÚLIO, 2015	Comportamento do material.
GU; YE; SUN, 2015	Propriedades mecânicas estáticas; Propriedades mecânicas dinâmicas; Durabilidade; Reabilitação; Aplicação.
SHI et al., 2015	Comportamento do material.
WANG et al. 2015	Propriedades mecânicas estáticas; Propriedades mecânicas dinâmicas; Durabilidade.
ABBAS; NEHDI; SALEEM, 2016	Propriedades mecânicas estáticas; Propriedades mecânicas dinâmicas; Durabilidade; Comportamento do material; Aplicação.
YOO; BANTHIA, 2016	Propriedades mecânicas estáticas; Propriedades mecânicas dinâmicas.
YOO; YOON, 2016	Projeto estrutural; Aplicação.
MARTIN-SANZ; CHATZI; BRÜHWILER, 2016	Reabilitação; Aplicação.
AFROUGHSAKET; BIOLZI; OZBAKKALOGU, 2016	Propriedades mecânicas dinâmicas; Comportamento do material.
BUTTIGNOL; SOUZA; BITTENCOURT, 2017	Propriedades mecânicas estáticas; Projeto estrutural.
THOMAS; SORENSEN, 2017	Propriedades mecânicas dinâmicas; Projeto estrutural.
YOO; BANTHIA, 2017	Propriedades mecânicas dinâmicas; Projeto estrutural.
KHAN; ABBAS; FARES, 2017	Propriedades mecânicas estáticas.
SOHAIL et al., 2018	Comportamento do material.
AL-OSTA, 2018	Propriedades mecânicas estáticas; Durabilidade; Reabilitação.

Fonte: Adaptado Krahl (2018).

No Brasil, a quantidade de pesquisas desenvolvidas tratando o material como reforço ou reabilitação de pilares vem aumentando ao longo dos anos, assim como o aprimoramento da produção do UHPC. Um dos primeiros trabalhos nacionais referentes a composição e produção foi de Vanderlei (2004), por meio da relação constitutiva proposta atingiu-se uma resistência à compressão próximo de 200 MPa. Quanto ao reforço e reabilitação de pilares, destaca-se o trabalho de Viapiana (2016) que estudou o comportamento confinado do UHPC por armadura transversal, comparando a influência do confinamento em parâmetros de resistência à compressão e ductilidade. Enami (2017) avaliou a influência do concreto de ultra alto desempenho com ou sem fibras no reforço de pilares curtos mediante análise experimental e simulações numéricas. Machado (2019) investigou pilares circulares e quadrados encamisados com UHPFRC e acrescidos de armaduras transversais e longitudinais, constatando um ganho de resistência superior para aqueles que dispõem da combinação de reforço por UHPFRC e armaduras. Poncetti (2021) que averiguou a influência da resistência à compressão e da espessura de reforço em pilares curtos sem armadura.

2.1.1 Materiais constituintes do UHPFRC

O comportamento do material é função das propriedades de nível macro e microestrutural, e a melhor homogeneidade da mistura, em razão da eliminação de todos os agregados graúdos, contribui significativamente nas características do UHPFRC.

Uma dosagem típica de UHPFRC retratada no trabalho de Voort (2008) contém areia, cimento, sílica ativa, pó de quartzo, fibras, superplastificante e água, a Tabela 2.1 apresenta os componentes em termos de peso por unidade de volume.

Tabela 2.1 – Composição típica do UHPFRC

Componentes	Mistura típica por peso (kg/m³)
Areia	490 - 1390
Cimento	610 - 1081
Sílica ativa	50 - 334
Pó de Quartzo	0 - 410
Fibras	40 - 250
Superplastificante	9 - 71
Água	126 - 261

Fonte: Voort (2008).

A disposição das classes granulares ajuda a maximizar a densidade e gerar uma

distribuição de tensão mais uniforme quando solicitada, contribuindo também para a fluidez da mistura. A areia fina é o maior material granular do conjunto, cujo tamanho varia de 150 μm a 600 μm . A segunda maior é a partícula de cimento com diâmetros menores que 100 μm . A partícula de pó de quartzo, com diâmetro médio de 10 μm . A menor partícula da mistura é a sílica ativa, a qual possui tamanho entre 0,10 μm e 0,20 μm . As fibras de aço são dimensionalmente os maiores componentes no conjunto, com comprimento entre 9 mm e 13 mm e diâmetro 0,15 mm a 0,2 mm.

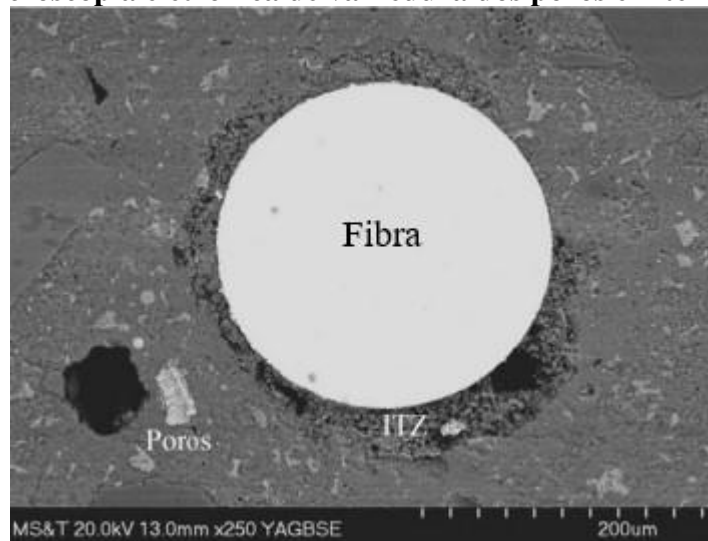
Objetivando simplificar o processo de produção UHPC, Sobuz et al (2016) testaram 40 composições de misturas e desenvolveram um concreto de ultra alto desempenho capaz de ser produzido com procedimentos habituais e sem a necessidade de equipamentos especiais. Os autores conseguiram fabricar um UHPC fluido usando uma proporção 1:1:0,266:0,233 em massa de cimento, areia, sílica ativa e fibras metálicas.

2.1.2 Comportamento sob carregamento monotônico uniaxial à tração

O UHPFRC tem resistência típica à tração de 7 MPa a 15 MPa, conforme afirma Guo e Wang (2011). Já Brühwiler e Denarié (2013) consideram a resistência à tração entre 9 MPa e 15 MPa. No entanto, o desempenho dos compósitos reforçados com fibra é regido pela qualidade da matriz cimentícia, geometria e tipo de fibra, e qualidade da Zona de Transição na Interface (ZTI) entre a fibra ou agregado e matriz. A incorporação da sílica ativa é um método eficaz que assegura a densificação da matriz cimentícia e redução da porosidade e permeabilidade, por conta do tamanho da partícula (WU; SHI; KHAYAT, 2016).

Normalmente a resistência à tração é negligenciada na previsão da capacidade resistente no projeto de estruturas de concreto convencional, o UHPFRC pode suportar tensões mesmo após a primeira fissuração e conforme a interação fibra/matriz pode exibir comportamento de endurecimento à tração. À medida que a carga é aplicada, as descontinuidades existentes na mistura (poros, vazios de ar e microfissuras), propagam a velocidade da formação de fissuras, entretanto devido à matriz cimentícia densa do UHPFRC, os poros e microfissuras são menores e a presença de fibras influenciam consideravelmente no processo de fratura da estrutura.

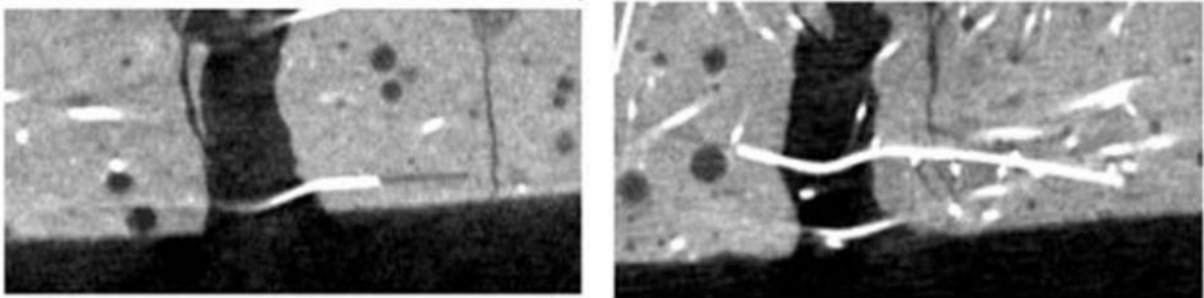
Figura 2.2 – Microscopia eletrônica de varredura dos poros e interface fibra/matriz



Fonte: Adaptado Wu; Shi; Khayat (2016).

As discontinuidades podem ser encontradas na ZTI e na matriz cimentícia. Segundo Krahl (2018), para o UHPFRC, a interface fraca é entre matriz e fibras (Figura 2.2). As fibras presentes na composição começam a desdobrar-se pouco antes e depois da primeira fissura (Figura 2.3), desenvolvendo tensões de atrito na interface com a matriz.

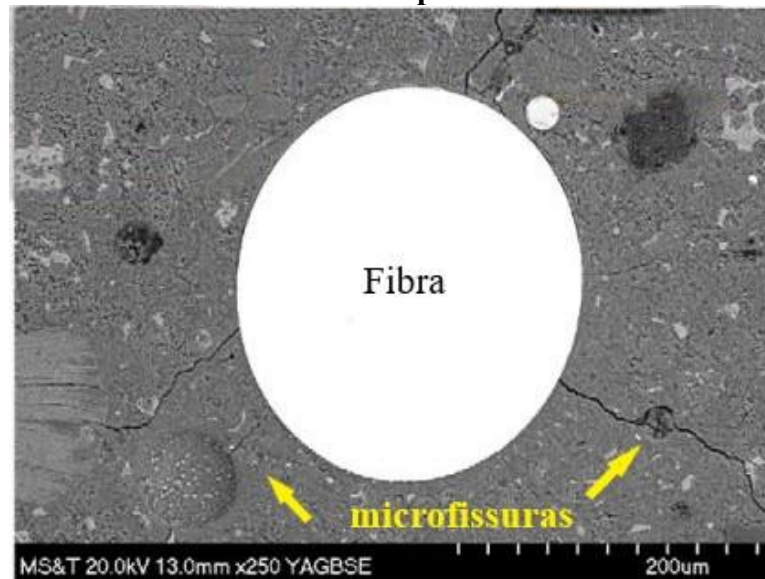
Figura 2.3 – Exemplos de mecanismos de degradação entre fibra e matriz



Fonte: Flanders; Rushing; Landis (2016) *apud* Krahl (2018).

A distribuição interna das fibras no concreto diminui a formação de microfissuras isoladas reforçando a ponte entre as microfissuras, o que acarreta um controle mais uniforme e ordenado da propagação de fissuras. A Figura 2.4 exibe o desenvolvimento de microfissuras da borda da fibra para a matriz, geradas durante a preparação da amostra.

Figura 2.4 – Microscopia eletrônica de microfissuras na amostra de 28 dias com nano sílica incorporada

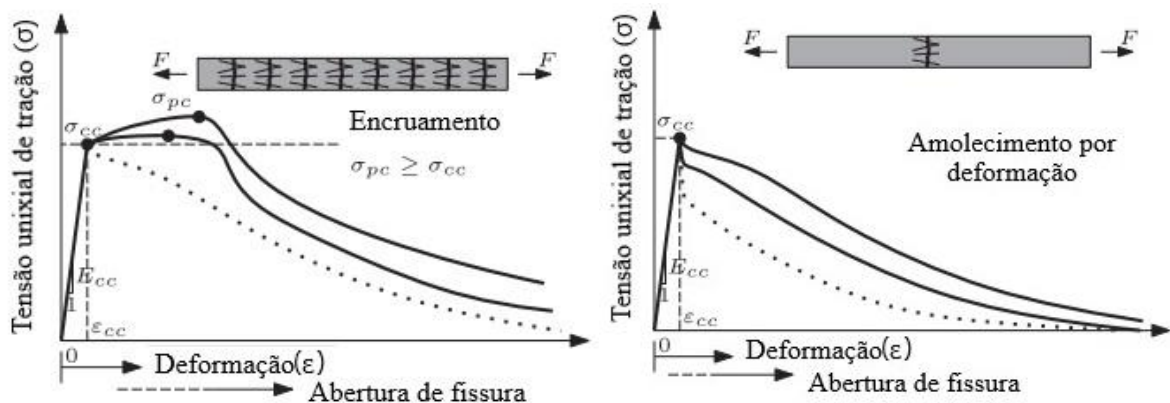


Fonte: Adaptado Wu; Shi; Khayat (2016).

Em função do teor de fibras, da matriz e a interação da fibra/matriz na interface da zona de transição, o UHPFRC pode apresentar um comportamento como encruamento/endurecimento por deformação (*strain hardening*) ou amolecimento por deformação (*strain softening*). No caso do encruamento, ocorre múltiplas fissuras e a capacidade de carga do elemento aumenta até o pico de tensão, assim as microfissuras surgem com a consequente queda no carregamento. No amolecimento por deformação, o composto tem uma baixa capacidade de redistribuição, decorrente do escorregamento e arrancamento das fibras com a manifestação e crescimento de uma única fissura (LI; KULKARNI; SHAH, 1993).

Wille, El-Tawil e Naaman (2014) investigaram as propriedades de encruamento do UHPFRC submetido a tração uniaxial com três tipos de fibras e com três volumes diferentes, onde os comportamentos citados são representados de modo didático (Figura 2.5a, b).

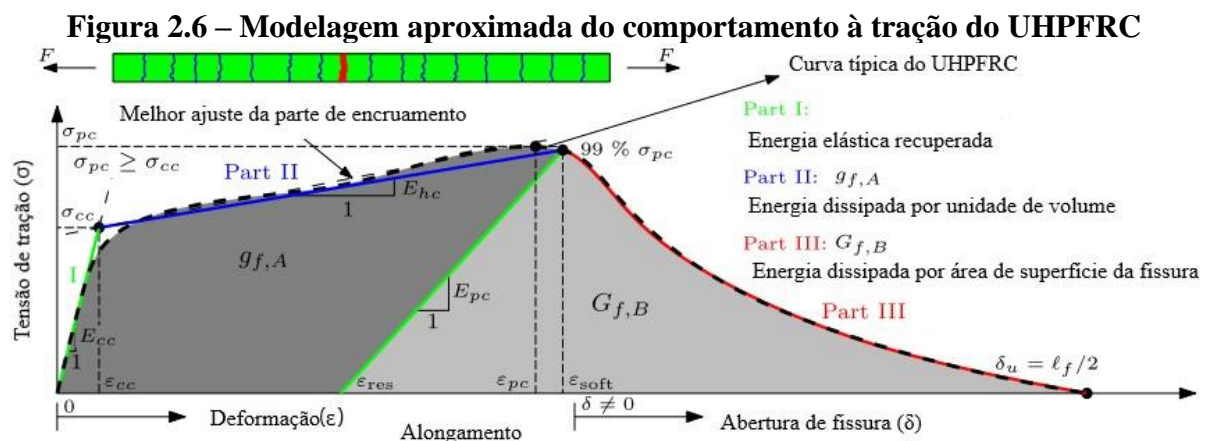
Figura 2.5 – Endurecimento (a) e Amolecimento por deformação (b)



Fonte: Adaptado Wille; El-Tawil; Naaman (2014).

O comportamento de endurecimento é desejado para misturas de UHPFRC, decorrente da formação de múltiplas microfissuras o material pode dissipar mais energia e apresentar maior durabilidade, como cita Krahl (2018). Vale observar que existe uma relação linear tensão *versus* deformação antes da quebra da matriz.

O trabalho de Wille, El-Tawil e Naaman (2014) descreveu as fases de comportamento do UHPFRC sob tração uniaxial por parâmetros aproximados de energia. A abordagem dos autores é idealizada em três partes, conforme apresentado na Figura 2.6.



Fonte: Adaptado Wille; El-Tawil; Naaman (2014).

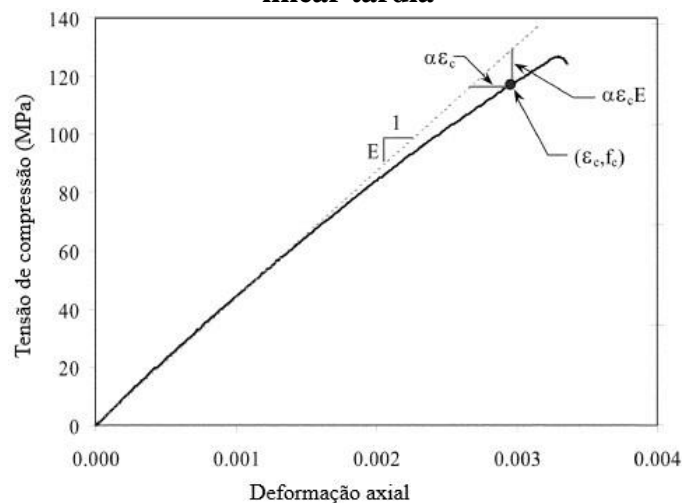
A Parte I corresponde ao trecho elástico linear determinada pela tração inicial, o endurecimento por deformação equivale a Parte II do diagrama e a área sob a curva tensão-deformação, é a Parte III que representa o amolecimento por deformação baseado na abertura de fissuras, representado pela área abaixo da curva de tensão-abertura de fissuras.

2.1.3 Comportamento sob carregamento monotônico uniaxial à compressão

O UHPFRC apresenta mecanismos de dano similar ao concreto convencional antes do pico de tensão, entretanto possui comportamento não linear tardio. A amplitude da degradação pode ser determinada pela razão entre o módulo de elasticidade inicial (E_0) e o módulo de elasticidade secante (E_{cs}). Graybeal (2007) comparou a relação E_0/E_{cs} do UHPFRC sem cura controlada ($f_{ck} \approx 126 \text{ MPa}$), com cura a vapor ($f_{ck} \approx 193 \text{ MPa}$) e do concreto de alta resistência ($f_{ck} \approx 70 \text{ MPa}$), onde a razão foi de 1,2 e 1,1 para UHPFRC, respectivamente, e para CAR foi de 1,25.

Afim de considerar o comportamento não linear, Graybeal (2007) verificou que a não linearidade inicia quando o valor da tensão experimental tem a diminuição percentual de 5%, quando comparado ao valor calculado com o módulo de elasticidade inicial para o mesmo valor de tensão, a Figura 2.7 ilustra esta condição. Para amostras de UHPFRC submetidos a cura a vapor, o critério foi verificado entre 80% e 90% da resistência a compressão. Para os modelos não tratados, foi observado o parâmetro com 70% da tensão de pico.

Figura 2.7 – Comparação do comportamento tensão x deformação com a resposta não linear tardia

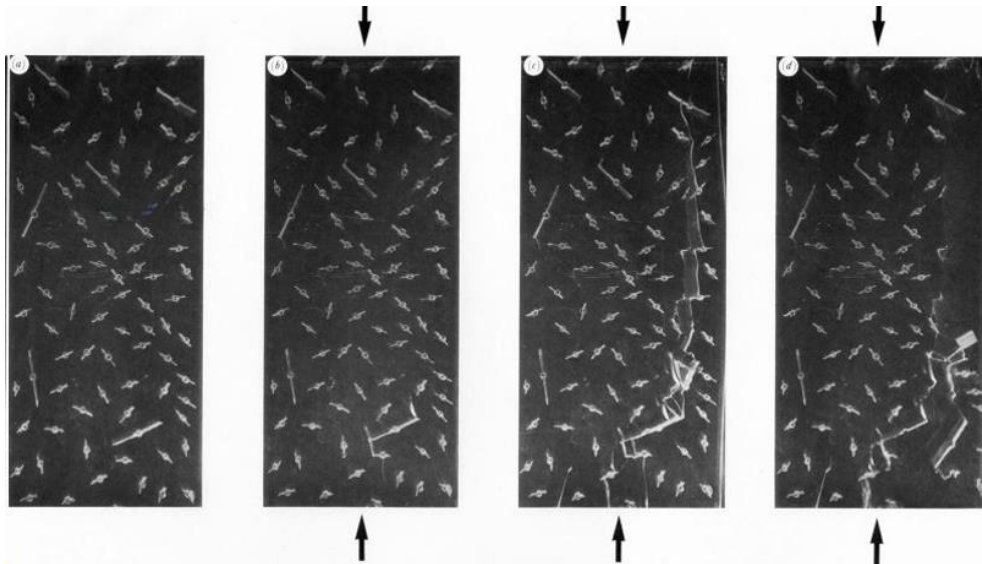


Fonte: Adaptado Graybeal (2007).

Os processos de propagação de fissuras e a demanda de energia sob compressão são os fatores principais que tornam a resistência à compressão do concreto superior à resistência à tração. Para o UHPFRC, os processos de fratura são eventualmente governados pela presença de poros, vazios e microfissuras distribuídas na matriz, de acordo com Krahl (2018). A disseminação das fissuras ocorre abaixo e acima dos poros e paralelo nas partículas de areia

(Figura 2.8), a concentração da fratura entorno dos grãos consome energia diminuindo a velocidade de propagação da fissura.

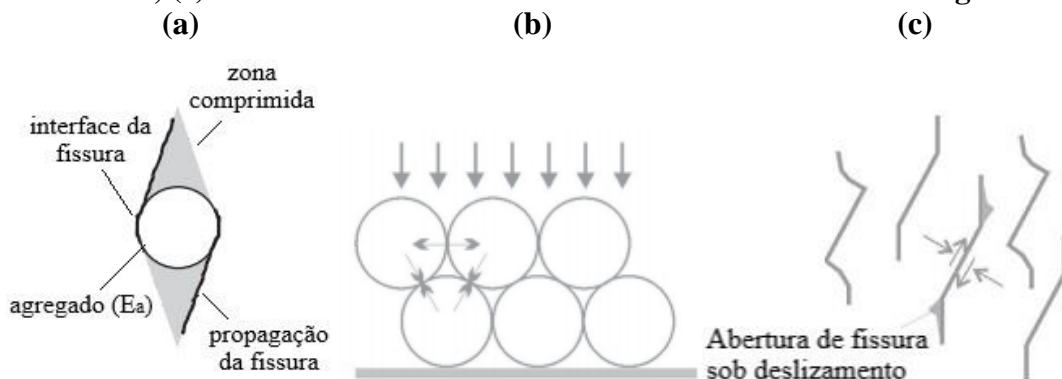
Figura 2.8 – Desenvolvimento de fissuras sob compressão axial em amostras contendo falhas iniciais



Fonte: Horii, Nemat-Nasser (1986).

A dissipação de energia é maior por esses processos em comparação com a propagação de fissuras por tração. Para fissuras inclinadas à força de compressão, o desenvolvimento se desvia de sua orientação inicial, ocorrendo um deslizamento de fricção entre suas faces, tornando o processo mais estável, dissipando maior quantidade de energia do que na tração pura. A evolução da fissura tende a seguir a direção da carga, devido a tensão de tração transversal garantindo o equilíbrio, como mostra a Figura 2.9.

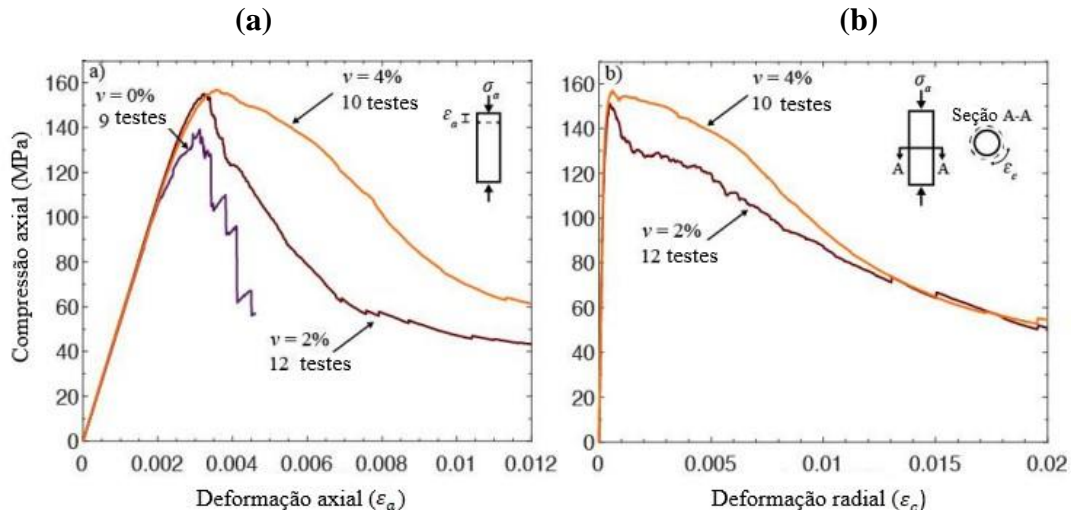
Figura 2.9 – Mecanismos de fratura do concreto sob compressão: (a) microfissuras entre o agregado e a matriz cimentícia; (b) forças de tração horizontais sob compressão externa; (c) abertura de fissura em materiais mais ou menos homogêneo



Fonte: Adaptado Van Mier (2012).

A presença de fibras torna os processos de fratura mais complexos, as interações fibra-matriz propiciam a ligação entre as microfissuras, contribuindo na ductilidade e resistência do composto. Os mecanismos de interação colaboram de modo significativo para compósitos com microestrutura refinada e baixa porosidade, com uma zona de transição interfacial mais densa entre fibra-matriz (BENTUR; MINDESS, 2007). O comportamento dúctil e a ponte promovida pela fibra refletem na tenacidade do material, influenciada também por efeito do volume, tipo e orientação da fibra. El-Helou et al. (2016) investigaram a influência do teor de fibras no comportamento sob deformação axial e radial (Figura 2.10).

Figura 2.10 – Comportamento do UHPFRC com variados teores de fibras: a) diagrama tensão-deformação axial; b) diagrama tensão-deformação radial



Fonte: Adaptado El-Helou et al (2016).

O aumento do teor de fibra proporciona um comportamento mais rígido observado nas relações tensão-deformação axial e radial. À medida que a força se aproxima do pico de tensão, as fibras na matriz limitam o início e a propagação das fissuras, resultando em um comportamento não linear e conseqüente maior tensão resistente. Todavia, o aumento adicional na proporção de fibras desenvolveu pouco a tensão máxima quando comparado os volumes presente nas misturas de 2% e 4%.

Embora a diferença entre o pico de tensão das amostras com maior porcentagem de fibras seja pequena, a influência na fase pós-pico é perceptível quanto a variação da taxa de fibras, onde a área sob a curva representada pela quantidade de 4% é maior que as demais. Dessa forma, conferindo uma resposta mais dúctil do material no regime pós-pico de tensão.

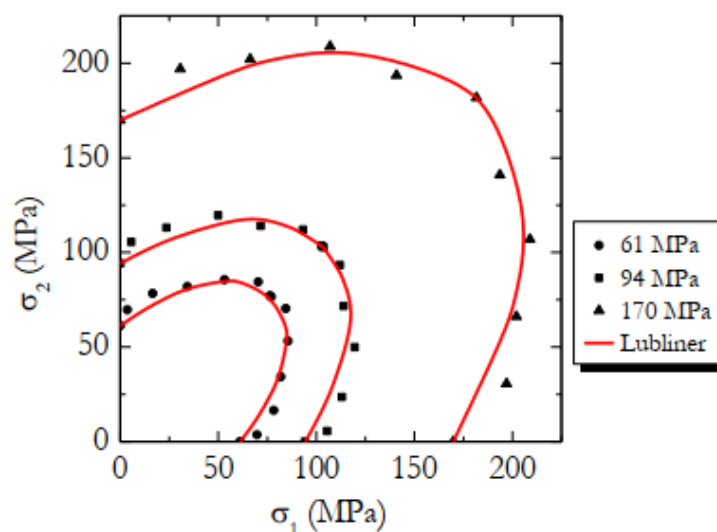
2.1.4 Comportamento sob carregamento monotônico biaxial e triaxial

O comportamento de materiais à base cimentícia submetidos a um estado de tensão multiaxial é relativamente complexo e a falha do material depende das combinações e magnitudes das tensões aplicadas. A representação que abrange os processos mencionados depende do modelo constitutivo adotado, aqueles caracterizados pela combinação do dano e plasticidade são utilizados por diversos autores para retratar a não linearidade do material. A capacidade de englobar a deformação permanente e a degradação da rigidez tornam-se cada vez mais empregados.

O concreto e mais especificamente o UHPFRC podem ser implementados como meios isotrópicos contínuos com o comportamento do material governado mediante modelo de dano plástico. O critério de falha de Lubliner et al. (1989) é uma teoria amplamente empregada para representar o comportamento do concreto, abrange a degradação da rigidez na qual as variáveis de dano são acopladas às deformações plásticas nas relações constitutivas, além disso abrange a coesão entre os materiais. Em virtude da aproximação que a teoria de Lubliner exhibe com os resultados experimentais, o modelo é descrito nesta seção.

Poucas pesquisas experimentais percorreram este campo, destaque o trabalho de Speck (2008), onde o autor relatou os resultados para o concreto de alto desempenho (HPC) e UHPFRC com diferentes quantidades de fibras nos estados de tensão uniaxial, biaxial e triaxial. Krahl (2018) comparou os parâmetros do critério de Lubliner com os resultados experimentais de compressão biaxial de Speck (2008), apresentado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Comparação do critério de Lubliner e resultados experimentais de compressão biaxial



Fonte: Krahl (2018).

A função de Lubliner reescrita por Zhang e Li (2012) e Krahl (2018) para representar a região de compressão não triaxial (Equação 2.1) e triaxial (Equação 2.2) na superfície no espaço de tensão de Haigh-Westergaard. Para o meridiano de compressão, o Lode Angle é $\theta = \pi/3$, e para o meridiano de tração, o ângulo é $\theta = 0$. O critério de Lubliner é expresso em função da coordenada hidrostática ξ , da distância polar ρ e o Lode Angle θ .

$$\left(\sqrt{3}\alpha + \frac{\beta}{\sqrt{3}}\right)\xi + \left(\sqrt{\frac{2}{3}}\beta \cos \theta + \sqrt{\frac{3}{2}}\right)\rho - (1 - \alpha)\frac{f_c(\tilde{\varepsilon}^p)}{f_c} = 0, \quad (2.1)$$

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{3}$$

A região de compressão triaxial é expresso pela Equação 2.2.

$$\left(\sqrt{3}\alpha + \frac{\gamma}{\sqrt{3}}\right)\xi + \left(\sqrt{\frac{2}{3}}\gamma \cos \theta + \sqrt{\frac{3}{2}}\right)\rho - (1 - \alpha)\frac{f_c(\tilde{\varepsilon}^p)}{f_c} = 0, \quad (2.2)$$

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{3}$$

Os parâmetros α , β e γ são definidos pelas Equações 2.3, 2.4 e 2.5, respectivamente. O parâmetro α é determinado por meio da relação entre a tensão compressiva de escoamento inicial (f_{c0}) e a tensão compressiva biaxial de escoamento inicial (f_{b0}).

$$\alpha = \frac{f_{b0}/f_{c0} - 1}{2 f_{b0}/f_{c0} - 1} \quad (2.3)$$

O parâmetro β é obtido com base na lei de evolução do encruamento/ amolecimento estabelecida para tensão e compressão (LEE; FENVES, 1998), onde o $f_t(\tilde{\varepsilon}_c^p)$ é a tensão de tração uniaxial da curva tensão-deformação plástica e $f_{c0}(\tilde{\varepsilon}_c^p)$ é a tensão de compressão uniaxial da curva tensão-deformação plástica.

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^p) = (1 - \alpha)\frac{f_{c0}(\tilde{\varepsilon}_c^p)}{f_t(\tilde{\varepsilon}_c^p)} - (1 + \alpha) \quad (2.4)$$

Já o parâmetro γ é o único calibrado com os resultados do teste de compressão triaxial. É obtido através do coeficiente K_c que rege o espaçamento entre os meridianos de compressão e tensão e a forma da seção da superfície de falha no plano desviador (Equação 2.5). Os valores típicos do limite inferior e superior de K_c são 0,5 (forma triangular) e 1 (forma circular), respectivamente (KMIECIK; KAMIŃSKI, 2011).

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (2.5)$$

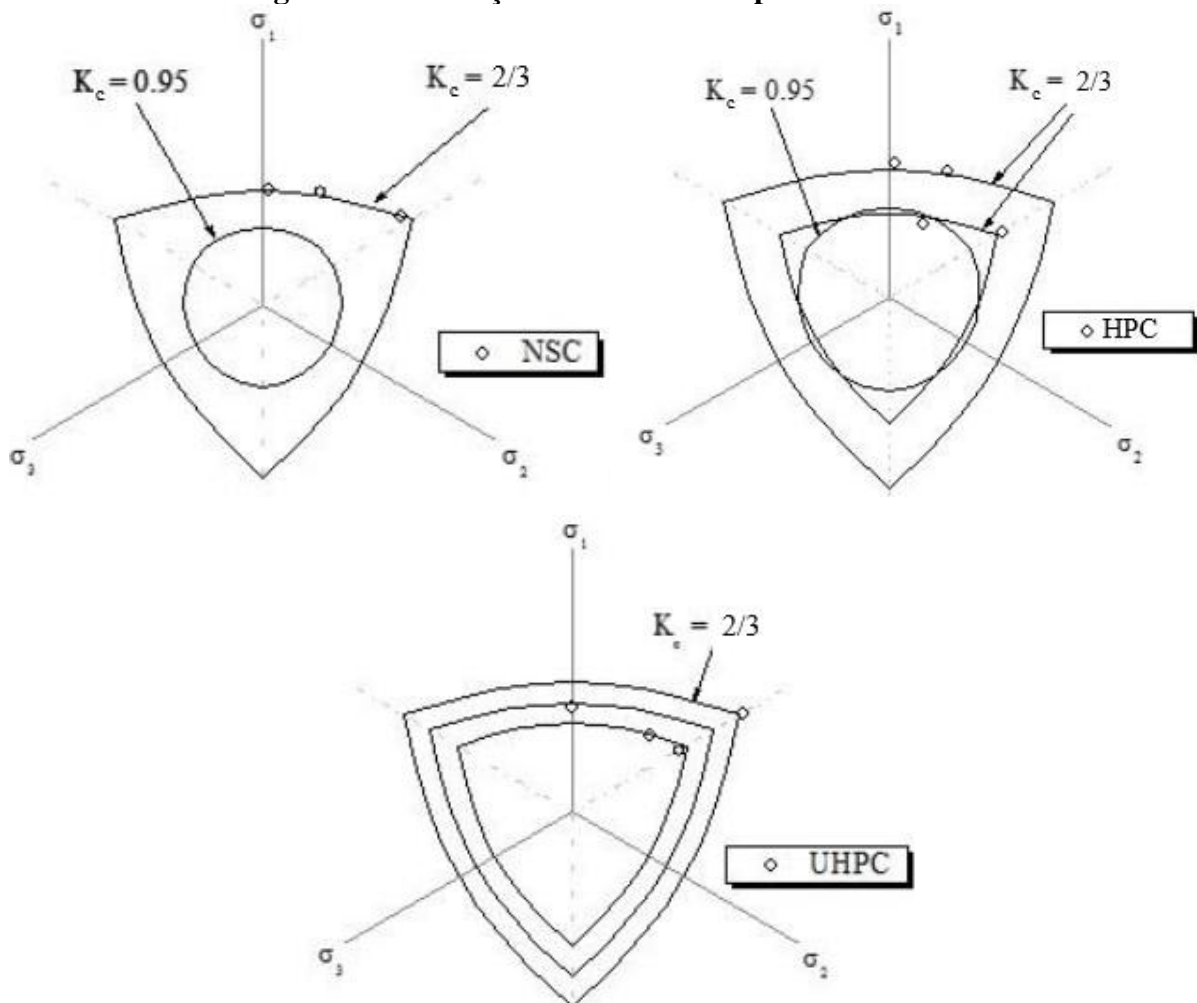
A distância polar ρ e a coordenada hidrostática ξ são apresentados nas Equações 2.6 e 2.7, respectivamente. Sendo J_2 o segundo invariante do tensor de tensão desviador e I_1 o primeiro invariante do tensor de tensão.

$$\rho = \frac{\sqrt{2J_2}}{f_c} \quad (2.6)$$

$$\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}f_c} \quad (2.7)$$

O concreto contrário ao aço, é sensível aos diferentes estados de tensão triaxial (Krahl, 2018). O comportamento experimental do concreto convencional (NSC), HPC e UHPFRC, pode ser representado no plano octaédrico com as Equações 2.1 e 2.2, conforme elaborado por Krahl (2018). Para o concreto de resistência convencional, são plotados os resultados experimentais dos ensaios de compressão uniaxial com confinamento ativo de Sfer et al. (2002) e a resistência à compressão biaxial de Kupfer, Hilsdorf e Rüsç (1969). O HPC são plotados os resultados experimentais de compressão uniaxial com confinamento ativo de Candappa, Sanjayan e Setunge (2001) e os resultados biaxiais e triaxiais de Speck (2008). Para o UHPFRC, os resultados dos ensaios biaxiais e triaxiais de Speck (2008) e de compressão uniaxial com confinamento ativo de Ren et al. (2016). A forma exibida no plano octaédrico é condicionada ao parâmetro K_c . A coordenada hidrostática (ξ) correspondente ao estado de tensão resultante dos ensaios é fixo. O parâmetro ρ é determinado em função do Lode angle θ , mediante as Equações 2.1 e 2.2.

Figura 2.12 – Função de Lubliner no plano desviador



Fonte: Adaptado Krahl (2018).

Para o modelo de dano plástico autores como Lubliner et al. (1989), Kmieciak e Kamiński (2011), Demin e Fukang (2017) recomendam utilizar o valor de $2/3$ para o coeficiente K_c , observado na Figura 2.12 que em todas situações o valor mencionado demonstra boa aproximação.

O comportamento dúctil dos materiais é representado pela evolução da superfície de escoamento. Tal condição é descrita por leis de desenvolvimento do encruamento/ amolecimento e a degradação da rigidez governada pelas leis de progresso de dano.

O critério proposto por Lubliner et al. (1989) e modificado por Lee e Fenves (1998), é aplicado para simular o comportamento não linear do compósito. O critério de falha é expresso pela Equação 2.8.

$$F(\bar{\sigma}) = \frac{1}{1-\alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\kappa)\langle\bar{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}_{max}\rangle] - \bar{\sigma}_c(\kappa) \quad (2.8)$$

onde, $\langle \rangle$ são colchetes de Macaulay, κ é função do endurecimento/ amolecimento que corresponde à deformação plástica, \bar{q} é a tensão efetiva equivalente de von Mises (Equação 2.9) e \bar{p} a tensão hidrostática efetiva (Equação 2.10), $\bar{\sigma}$ o tensor de tensão efetiva e $\bar{\sigma}_{max}$ é o maior autovalor algebricamente do tensor de tensão efetivo.

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{S} : \bar{S}} \quad (2.9)$$

$$\bar{p} = \frac{1}{3} \bar{\sigma} : I \quad (2.10)$$

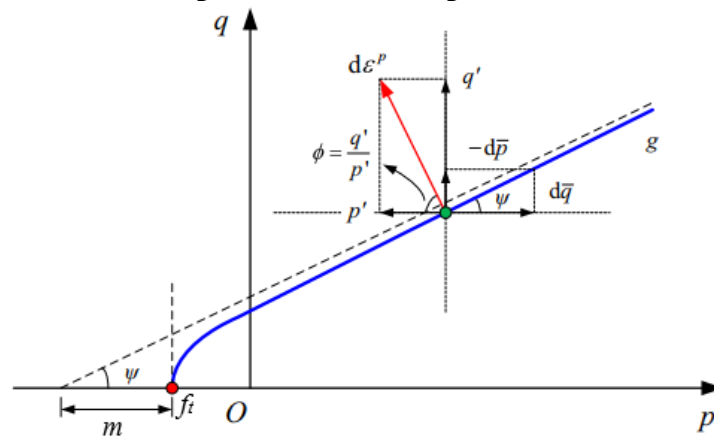
em que $\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma}$, é parte desviador do tensor efetivo de tensão.

A plasticidade não associada é considerada para calcular as deformações plástica, a intensidade e as direções das deformações derivam da função potencial do tipo Drucker-Prager (Equação 2.11).

$$G(\bar{\sigma}, \psi) = \sqrt{(mf_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} + \bar{p} \tan \psi \quad (2.11)$$

sendo ψ é o ângulo de dilatação, m o parâmetro de excentricidade, f_{t0} é a tensão de tração uniaxial na falha, o potencial de fluxo tende a uma linha reta quando a excentricidade tende a zero (DEMIN; FUKANG, 2017). A Figura 2.13 mostra o modelo plástico linear e hiperbólico de Drucker-Prager.

Figura 2.13 – Modelo plástico linear e hiperbólico de Drucker-Prager



Fonte: Adaptado Chi et al. (2017).

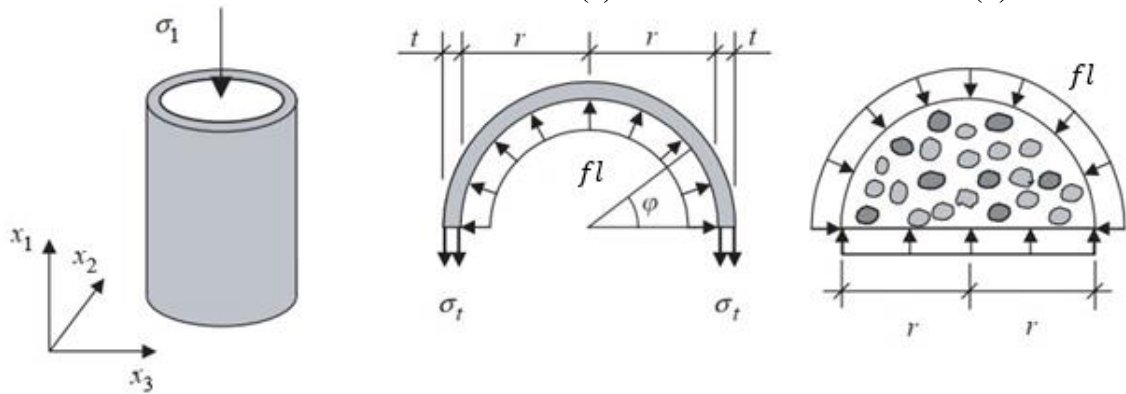
2.2 EFEITO DO CONFINAMENTO NO CONCRETO

O impedimento da expansão lateral devido ao confinamento passivo ou ativo ocasiona um estado multiaxial de compressão no concreto, sendo que o confinamento passivo pode ocorrer por diferentes materiais, como camisas de aço, PRF, UHPC ou pela própria armadura transversal. O tipo de confinamento e carregamento influenciam no comportamento do concreto, como demonstra o trabalho de Lim e Ozbakkaloglu (2014). Além disso, Grassl (2004) e Rabehi et al. (2014) constaram que o tipo e a rigidez do material confinante também afetam esse comportamento.

O confinamento ativo consiste na existência de uma pressão de confinamento independente do desenvolvimento de deformações laterais. A intensidade da pressão lateral pode permanecer constante com o aumento de carregamento axial e com a expansão radial, tal método não será abordado neste trabalho. Para o confinamento passivo, a tensão de confinamento ocorre com o desenvolvimento das deformações laterais como consequência da atuação do carregamento axial.

O confinamento passivo é descrito conforme esquema da Figura 2.14: ao aplicar uma tensão axial (σ_1) em um elemento circular de concreto, ocorrerá assim o encurtamento axial e expansão lateral caso não tenha impedimento nessa direção. Com o uso de uma parede fina restringindo o deslocamento lateral, a dilatação do concreto tensiona o material confinante, desenvolvendo uma pressão de confinamento (σ_r). A capacidade de expansão radial determina a tensão de confinamento (Grassl, 2004).

Figura 2.14 – Efeito do confinamento passivo: a) no material confinante; b) no concreto



Fonte: Adaptado Grassl (2004).

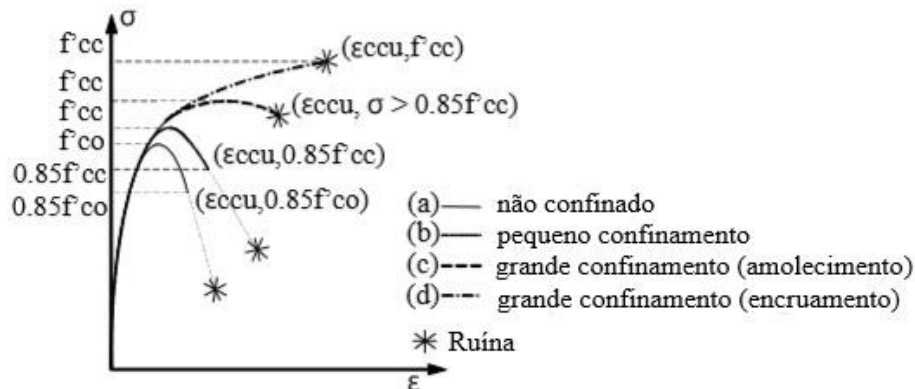
A pressão lateral (fl) é determinada considerando o equilíbrio de forças na direção x_2 ou x_3 e admitindo as simplificações: somente o núcleo de concreto carregado na direção axial, tensão de confinamento constante e desconsiderando a ligação entre o material de confinamento e o cilindro de concreto. A pressão lateral para a situação é dada pela Equação 2.12.

$$fl = \frac{t\varepsilon_t E_f}{r} \quad (2.12)$$

sendo t , ε_t , E_f são a espessura e deformação tangencial do material confinante, e o módulo de elasticidade no sentido do confinamento, respectivamente, e r é o raio do cilindro de concreto.

A taxa de confinamento é outro fator que influencia diretamente o comportamento do material, tal cenário pode ser observado no diagrama tensão-deformação da Figura 2.15, onde a quantidade de camadas de reforço de PRF proporciona maior resistência e deformação.

Figura 2.15 – Diagrama de tensão-deformação de colunas com diferentes taxas de confinamento



Fonte: Adaptado Rocca, Galati e Nanni (2008)

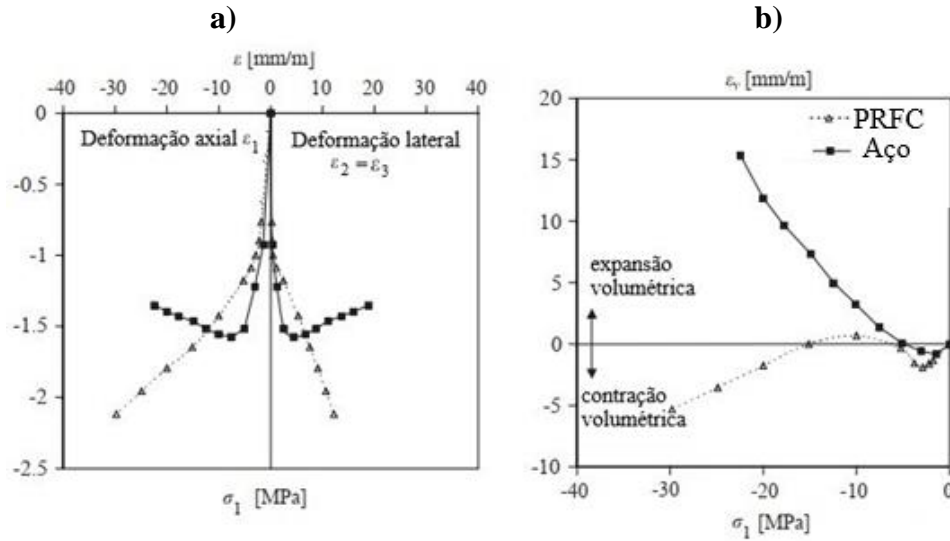
Quando o concreto é solicitado por compressão axial, as tensões disseminam por meio dos agregados criando componentes de tensão na direção ortogonal que tende a separar os materiais, como mostra a Figura 2.9. De acordo com Bazant e Tsubakil (1980) a aplicação de pressão lateral desde o início do carregamento reduz a microfissuração, acarretando maior resistência do concreto.

2.2.1 Material confinante

O tipo de material confinante interfere no desempenho do conjunto, originando comportamentos distintos no concreto conforme o material utilizado. Grassl (2004) estudou o comportamento de modelos cilíndricos de concreto confinados com aço e PRF, a diferença entre os materiais pode ser observada na relação tensão-deformação axial e lateral e na deformação volumétrica (Figura 2.16a, b). Segundo o autor, no caso dos cilindros confinados com aço, a tensão de confinamento lateral aumenta até a resistência de escoamento do aço seja atingida, permanecendo constante a partir disso. A resistência última do concreto geralmente é atingida para pressão de confinamento constante.

Em relação a deformação axial e volumétrica, é caracterizada pela compactação inicial, e com o escoamento do aço, o concreto tende a uma expansão volumétrica, conforme indicado na Figura 2.16b. Para os modelos confinados com Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC), o aumento da tensão lateral de confinamento ocorre gradualmente desde o início do carregamento até a ruptura do concreto ou do PRFC. A relação entre deformação axial e volumétrica depende da rigidez da camisa, à proporção do confinamento lateral verifica-se a tendência de compactação volumétrica, visto na Figura 2.16b.

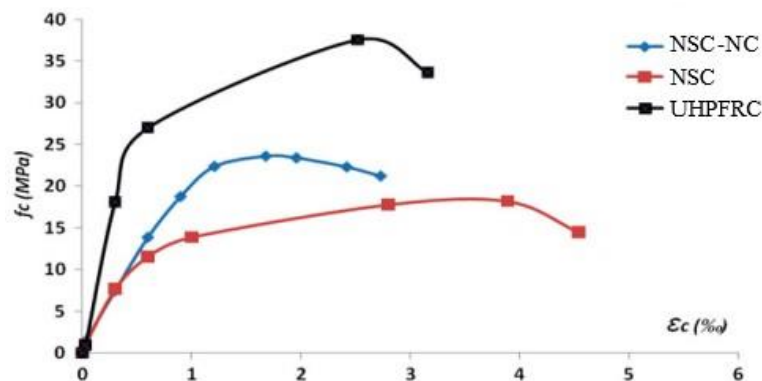
Figura 2.16 – Influência do tipo de material: a) Tensão-deformação axial e lateral para os modelos confinados de aço e PRFC; b) Deformação volumétrica



Fonte: Adaptado Grassl (2004).

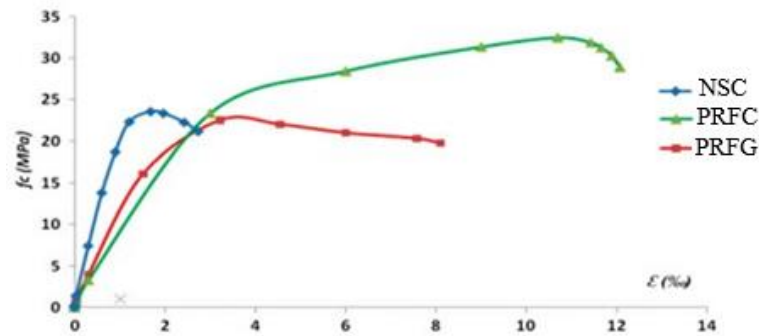
Rabehi et al. (2014) compararam as curvas tensão-deformação de núcleos cilíndricos de concreto confinados com PRF, concreto convencional e UHPFRC. Os materiais confinantes foram aplicados em núcleos de concreto previamente danificados, nos quais os autores submeteram as amostras até 70% da resistência máxima à compressão. O processo consistiu na recuperação possibilitando restaurar a capacidade resistente dos modelos, a diferença dos materiais e do concreto não confinado (NSC-NC) pode ser constatada nos diagramas tensão-deformação na Figura 2.17 compreendendo o confinamento por NSC e UHPFRC e a Figura 2.18 o encamisamento por PRFC e Polímero Reforçado com Fibras de Vidro (PRFG).

Figura 2.17 – Diagrama tensão-deformação dos modelos confinados com NSC e UHPFRC



Fonte: Adaptado Rabehi et al. (2014).

Figura 2.18 – Diagrama tensão-deformação dos modelos confinados com PRFC e PRFG



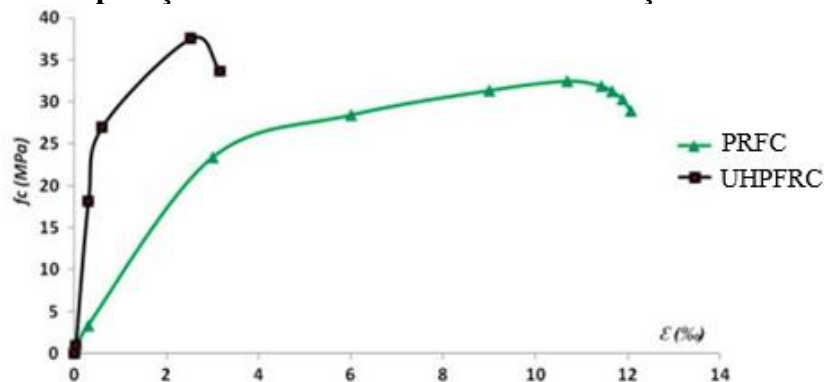
Fonte: Adaptado Rabehi et al. (2014).

A rigidez e o módulo de elasticidade modificam o comportamento axial do concreto em cada técnica, nota-se que as amostras geralmente tem uma inclinação inicial até um ponto de inflexão, seguido por uma zona de deformação plástica. Os autores descrevem este comportamento em três fases:

- Região 1 – fase linear sem microfissura do concreto;
- Região 2 – segunda parte linear ascendente, no qual ocorre as microfissuras e o material confinante está submetido a tensão;
- Região 3 – fase em declínio onde o esforço é absorvido pelas fibras ou pelo concreto da camada confinante.

Autores como Xiao, Wu (2003) e Ghernouti, Rabehi (2011) também adotam a lei de comportamento consistindo nas três fases descritas. O comportamento mecânico difere consoante o material de reparo, a Figura 2.19 mostra as curvas de tensão-deformação do concreto confinado com UHPFRC e PRFC.

Figura 2.19 – Comparação entre as curvas tensão-deformação do UHPFRC e PRFC



Fonte: Adaptado Rabehi et al. (2014).

A rigidez dos modelos reparados com UHPFRC é maior que aqueles com PRFC. No

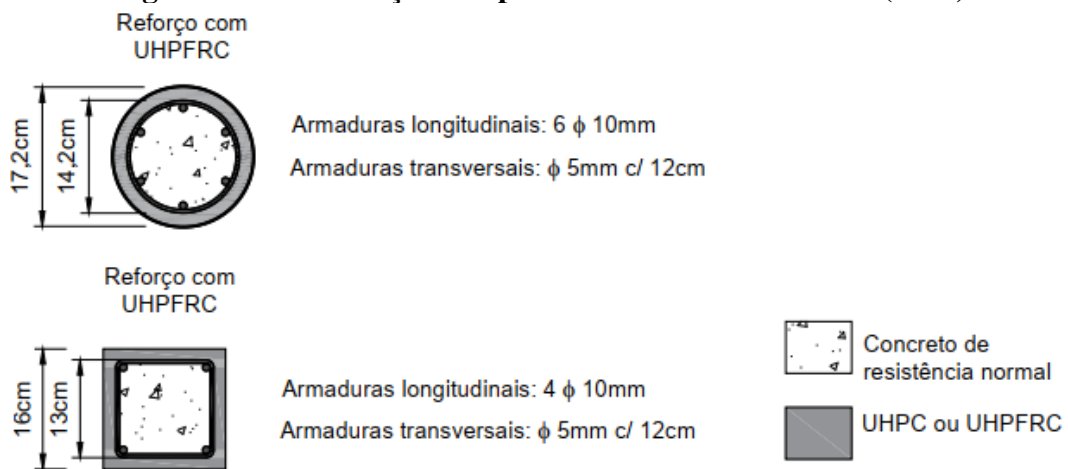
entanto, a zona de plastificação é menor que das amostras reabilitadas com PRFC, como mostra a curva na Figura 2.19.

2.2.1.1 Modelo de Enami (2017)

Enami (2017) elaborou um estudo experimental e numérico de 16 exemplares de seção transversal circular e quadrada, com diâmetro do núcleo de 142 mm e 130 mm, respectivamente, e altura de 600 mm. Os modelos desenvolvidos na pesquisa apresentam diferentes características, em que a camada de reforço de concreto de ultra alto desempenho pode conter ou não fibras metálicas, armadura adicional e fibra de carbono.

O autor empregou ainda duas espessuras de reforço, podendo ser 15 ou 25 mm. Neste trabalho adotou-se dois modelos de pilares para validação, com seção circular e quadrada, ambos reforçados com uma camada de UHPFRC de 15 mm. As particularidades dos espécimes são mostradas na Figura 2.20.

Figura 2.20 – Descrição dos pilares simulados de Enami (2017)



Fonte: Adaptado Enami (2017).

Os pilares são constituídos por um núcleo de concreto com resistência à compressão e tração de 29,43 MPa e 2,93 MPa, respectivamente. Para o UHPFRC adotou-se uma resistência média à compressão de 125,91 MPa, semelhante ao valor que o autor empregou na simulação numérica. A resistência à tração foi considerada o valor de 15,92 MPa. Volume de fibras metálicas igual a 2%. O aço utilizado nas armaduras longitudinais e armaduras transversais são o CA-50 e CA-60, respectivamente.

Além disso, todos os modelos possuem uma camada de fibra de carbono de extensão

50,0 mm nas extremidades que combinado com o menor espaçamento entre os estribos atuam diminuindo a possibilidade de esmagamento do concreto na região dos apoios.

A instrumentação e configuração do ensaio consistiu em extensômetros e transdutores de deslocamentos instalados na metade da altura dos pilares, além de que foram instalados dois extensômetros nas armaduras longitudinais e transversais. O ensaio de compressão axial dos modelos foi realizado com controle de deslocamento, com taxa de velocidade de 0,05 mm/s. A Figura 2.21 demonstra a instrumentação das armaduras e a metodologia de ensaio.

Figura 2.21 – Instrumentação das armaduras e metodologia de ensaio

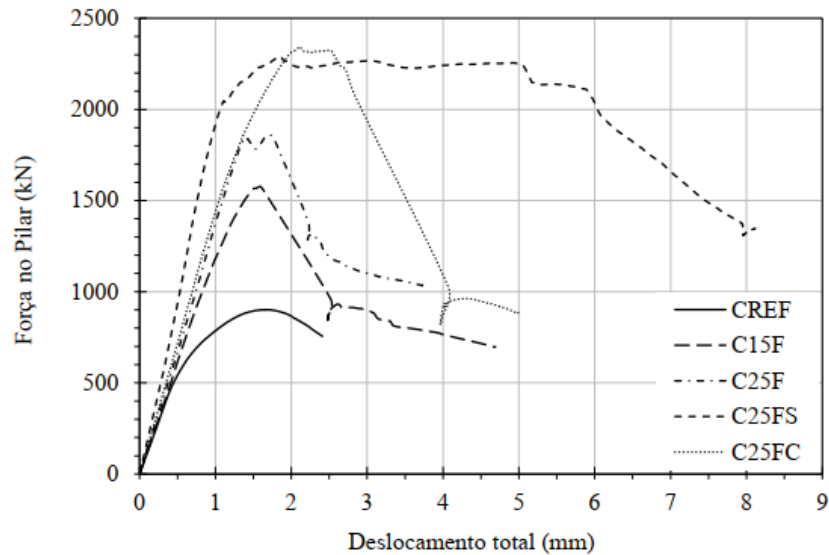


Fonte: Enami (2017).

Os pilares circulares com camadas de UHPFRC de 15 mm (C15F) e 25 mm (C25F) atingiram um incremento de resistência axial de 75% e 106,4%, respectivamente. Os modelos quadrados com reforço de 15 mm (S15F) e 25 mm (S25F) apresentaram um acréscimo de 26,8% e 83,6%, respectivamente. Ambos são comparados com os pilares de referência correspondentes.

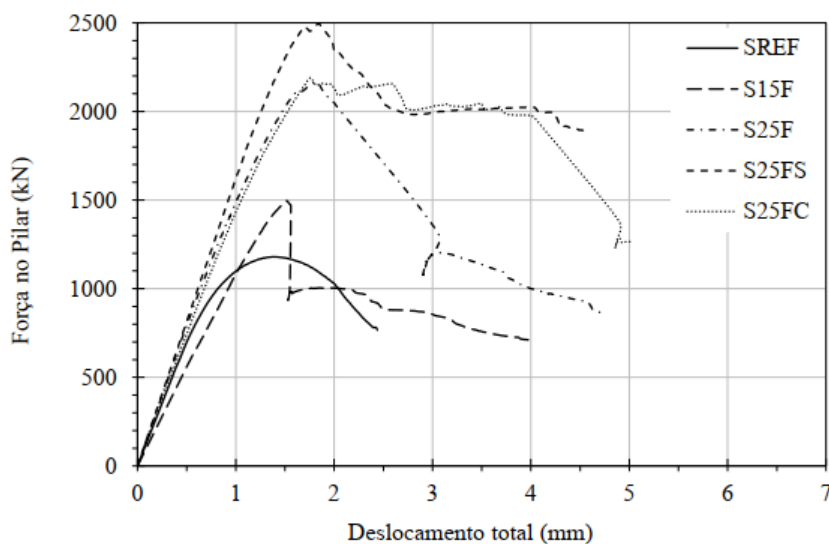
As Figura 2.22 e 2.23 exibem as curvas força *versus* deslocamento resultante dos ensaios experimentais, para os exemplares circulares e quadrados encamisados, respectivamente. Os modelos com sufixo FS e FC correspondem aos pilares reforçados com UHPFRC e armadura adicional e PRFC, respectivamente.

Figura 2.22 – Resultado experimental dos pilares circulares reforçados



Fonte: Enami (2017).

Figura 2.23 – Resultado experimental dos pilares quadrados reforçados



Fonte: Enami (2017).

Tanto nos pilares circulares quanto nos pilares quadrados reforçados, foi constatado pelo autor o acréscimo de capacidade resistente mediante aplicação do confinamento e aumento da

camada de UHPFRC. Além de que, os modelos encamisados retrataram deformação últimas próximas às do pilar de referência.

2.2.2 Previsão do comportamento de pilares encamisados com UHPFRC

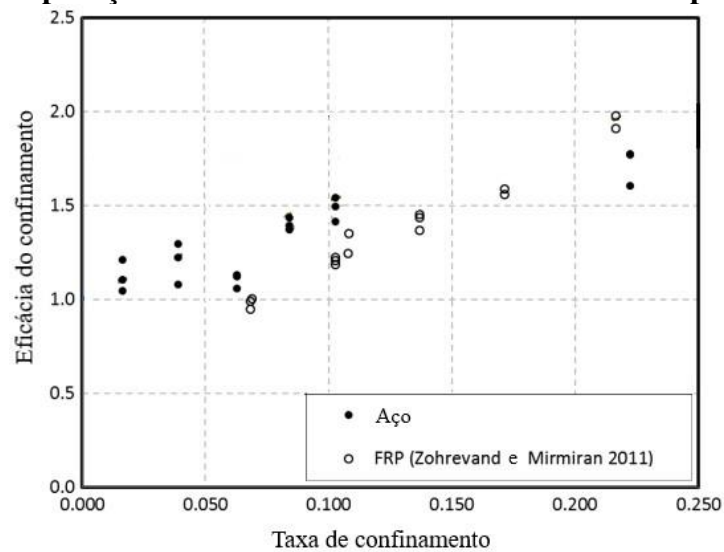
Os modelos teóricos para representação do comportamento do concreto confinado derivam de formulações elaboradas inicialmente para sistemas de confinamento com armadura transversal e camisas de aço, posteriormente adaptados para o PRF (SAMAAN, MIRMIRAN, SHAHAWY, 1998) e por conseguinte para o UHPC e UHPFRC.

Atualmente existem inúmeros modelos para prever o comportamento do concreto confinado, grande parte desenvolvidos e fundamentados no encamisamento com PRF. Ozbakkaloglu, Lim e Vincent (2013) avaliaram 68 modelos de confinamento com PRF em seção circular, observaram aqueles mais precisos para as estimativas finais de resistência e deformação, foram os de Lam e Teng (2003a) e Tamuzs, Tepfers e Sparnins (2006).

No caso do UHPC e UHPFRC, os modelos existentes derivaram principalmente daqueles elaborados para o PRF. Há pesquisas desenvolvidas aplicando o concreto de ultra alto desempenho como material confinado, os estudos de Zohrevand e Mirmiran (2011), Deng e Qu (2015) e Wang et al. (2018) empregam o UHPC e UHPFRC como núcleo encamisados por PRF. Todos os autores compararam resultados experimentais e modelos analíticos propostos com os existentes, a fim de validar as equações idealizadas.

Ainda, Yang, Zohrevand e Mirmiran (2016) investigaram o comportamento do UHPC confinado com armadura transversal, comparando a efetividade do material com o confinamento por PRF, onde a diferença do desempenho pode ser observada na Figura 2.24.

Figura 2.24 – Comparação da eficácia do confinamento do UHPC por aço versus PRF



Fonte: Adaptado Yang, Zohrevand e Mirmiran (2016).

O confinamento com aço é geralmente mais eficaz do que o PRF, exceto em taxas muito altas (YANG; ZOHREVAND; MIRMIRAN, 2016). Hoang e Fehling (2017) e Le et al. (2018) analisaram o desempenho do UHPC e UHPFRC confinado com tubos de aço, propondo modelos de previsão do comportamento tensão-deformação axial.

Os estudos citados contemplam o UHPC ou UHPFRC somente como material confinado, diferindo do desempenho quando aplicado no encamisamento. A previsão do comportamento do modelo tensão-deformação para núcleos de concreto confinados com UHPC, é demonstrado nos trabalhos de Abdollahi et al. (2012), Xie, Fu e Yan (2019), Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020) e Li et al. (2020).

2.2.2.1 Modelo de Abdollahi et al. (2012)

O modelo surgiu a partir de um programa experimental, como opção de reforço para pilares empregando o SIFCON (*Slurry Infiltrated Fiber Concrete*), um tipo de concreto de alto desempenho reforçado com fibras. As fibras são dispersas de maneira uniforme, resultando em aproximadamente 5% e 6% do volume. Um concreto de alto desempenho fluído com agregados extremamente finos é injetado preenchendo os vazios entre as fibras e a forma.

Utilizando corpos-de-prova de seção transversal circular de concreto com resistência normal revestidos com SIFCON, sendo o núcleo de concreto convencional submetido a uma força axial de compressão, de forma a avaliar a contribuição do confinamento gerado pelo reforço.

Os modelos cilíndricos com as dimensões 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, com resistência à compressão cerca de 15, 25 e 40 MPa, revestidos com camisa de SIFCON de espessuras 10, 15 e 25 mm e resistência da pasta de 38 e 85 MPa.

Tabela 2.2 – Programa experimental de Abdollahi et al (2012)

Tipo de amostra	Séries de testes	Resistência do concreto não confinado (MPa)	Espessura da camada de SIFCON	Comprimento da fibra metálica (mm)	Resistência da pasta de SIFCON (MPa)
Confinamento por SIFCON	S1	15	15	30	85
	S2	25	15	30	85
	S3	40	15	30	85
	S4	25	20	30	85
	S5	25	10	30	85
	S6	25	15	50	85
	S7	25	15	30	38

Fonte: Adaptado Abdollahi et al. (2012)

A força de compressão foi aplicada apenas no núcleo, sendo capaz de avaliar a camisa de reforço submetida apenas a tensões de tração. A ação das fibras metálicas aumenta acentuadamente a ductilidade do concreto quando submetido a pressão lateral. A Figura 2.25 mostra o concreto confinado com SIFCON antes e depois do ensaio, possibilitando visualizar a camada confinante.

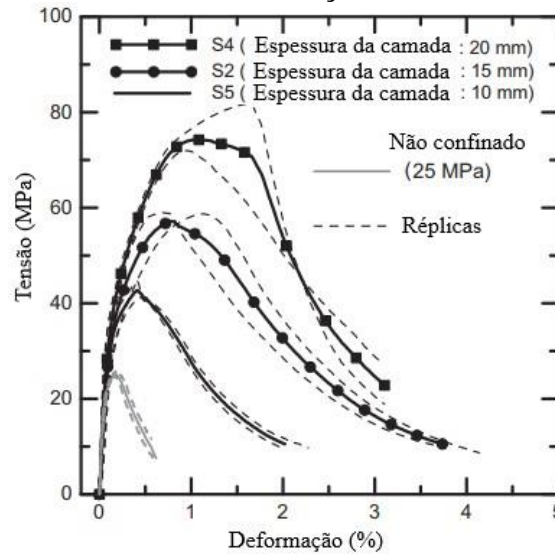
Figura 2.25 – Amostras de concreto confinado antes e depois do ensaio



Fonte: Abdollahi et al. (2012)

Decorrente do aumento da espessura da camisa de reforço, observou-se o conseqüente incremento de resistência, podendo acarretar o acréscimo de até 195% nos modelos. A Figura 2.26 demonstra o incremento de resistência à medida que a espessura da camada aumenta para um determinado modelo.

Figura 2.26 – Efeito da espessura da camisa de reforço de SIFCON na resposta à tensão-deformação



Fonte: Adaptado Abdollahi et al. (2012)

O confinamento promoveu uma pressão lateral média de 5 MPa. Para a determinação da pressão de confinamento e a resistência do concreto encamisado, Abdollahi et al. (2012) propuseram as Equações 2.13 e 2.14, respectivamente.

$$fl = \frac{f_{t0} t_{sifcon}}{r} \quad (2.13)$$

$$f_{cc} = f_{c0} \left[1 + 1,91 \left(\frac{fl}{f'_{c0}} \right)^{0,54} \right] \quad (2.14)$$

onde f_{t0} e t_{sifcon} representam, respectivamente, a tensão de tração e a espessura da camada de SIFCON, r é o raio do pilar e f_{c0} a resistência do concreto não confinado. As equações são fundamentadas no modelo de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929).

Em conseqüência de as propriedades mecânicas do material assemelharem-se ao UHPFRC, tal modelo pode ser auxiliar na determinação da pressão lateral e na resistência do concreto confinado do núcleo.

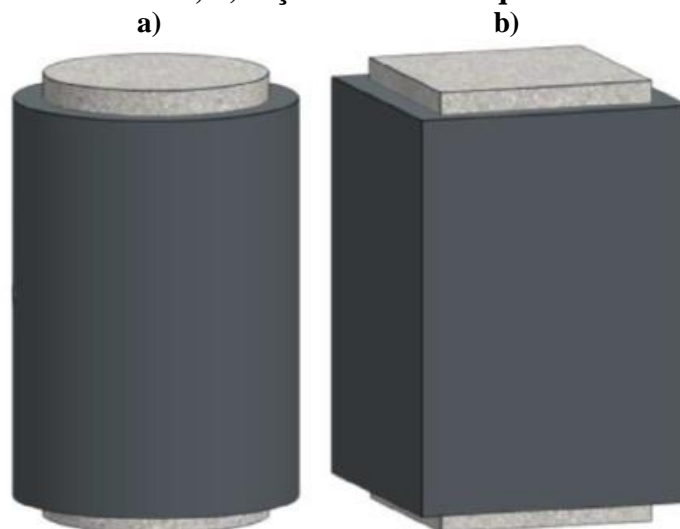
2.2.2.2 Modelo de Xie, Fu e Yan (2019)

O modelo de confinamento que emprega o UHPFRC foi idealizado com intuito de substituir os métodos conhecidos (Camisas de aço e PRF) e assegurar a durabilidade do reforço em ambientes agressivos. O estudo desenvolvido por Xie, Fu e Yan (2019) foi baseado em três tipos de análises: experimental, analítica e numérica.

A investigação experimental consistiu em dezoito amostras com seção transversal circular e quadradas revestidas com UHPFRC e diferentes espessuras de encamisamento. Os modelos de circulares possuem diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm, com as camadas de confinamento de 20, 30 e 40 mm. As amostras quadradas tem seção de 150 mm de largura, comprimento de 150 mm e altura de 300 mm, encamisados somente com a espessura de 20 mm. Em ambos os modelos o volume de fibras metálicas presentes no UHPFRC foi 2,0% do volume.

Todos os exemplares tem uma folga de 15 mm entre o núcleo e a camada confinante em ambas as extremidades, as Figura 2.27a, b mostram os esquemas dos modelos ensaiados. A diferença entre a camisa de reforço e a extremidade auxilia compreender o funcionamento do confinamento.

Figura 2.27 – Esquema dos modelos analisados experimentalmente: a) seção transversal circular; b) seção transversal quadrada

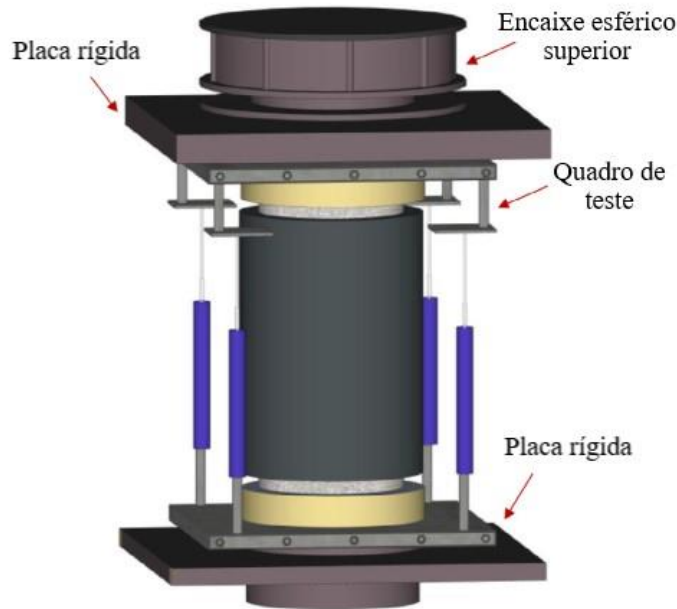


Fonte: Xie, Fu e Yan. (2019).

O núcleo de concreto tem resistência à compressão de aproximadamente 40 MPa. A estrutura foi disposta em uma plataforma com placas rígidas nas extremidades e submetida a

compressão axial apenas no núcleo central de concreto. Para aquisição de dados utilizaram uma célula de carga e *strain gauges*, a Figura 2.28 ilustra o ensaio.

Figura 2.28 – Metodologia de ensaio



Fonte: Adaptado Xie, Fu e Yan. (2019).

Os autores observaram o início das fissuras verticais quando atingiram 60%-70% da resistência final. O modelo analítico desenvolvido por Xie, Fu e Yan (2019) foi embasado nos estudos de Popovics (1973), Mander, Priestley e Park (1988) e Teng et al. (2007).

A relação tensão-deformação para núcleos de concreto encamisados com UHPFRC é desenvolvida pelos autores por meio de um procedimento incremental iterativo. Inicialmente usando a deformação axial e assumindo um valor de pressão de confinamento, é determinada a deformação radial correspondente com a equação proposta por Teng et al. (2007).

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} = 0.85 \left(\alpha + \beta \frac{fl}{f_{c0}} \right) \left\{ \left[1 + 0.75 \left(\frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}} \right) \right]^{0.7} - \exp \left[-7 \left(\frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}} \right) \right] \right\} \quad (2.15)$$

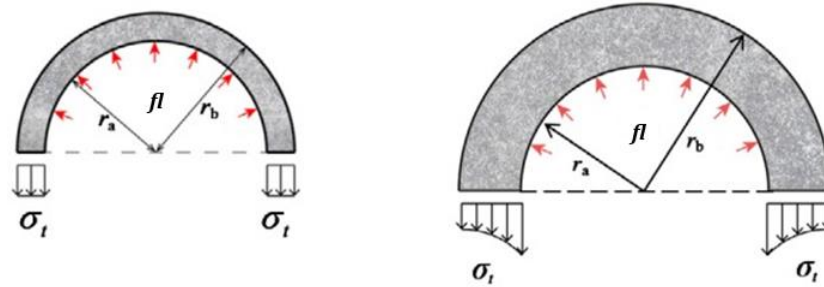
onde f_{c0} e ε_{c0} são a resistência do concreto não confinado e a deformação do concreto não confinado, respectivamente; ε_r e ε_c denotam a deformação radial e axial, respectivamente; σ_r a pressão de confinamento; α e β são coeficientes empíricos.

Os valores recomendados por Teng et al. (2007) de $\alpha = 1$ e $\beta = 8$, baseados nas observações de ensaios experimentais de concreto confinado com PRF. Entretanto quando

confinado por UHPFRC, tais valores exibem discrepância daqueles obtidos experimentalmente. Desse modo Xie; Fu e Yan (2019) adotam $\alpha = 1$ e $\beta = 2$, com base no processo iterativo e resultados experimentais.

A espessura da camada de encamisamento afeta a distribuição de tensões de tração na interface da camisa, fenômeno este verificado pelos autores e retratado na Figura 2.29.

Figura 2.29 – Distribuição de tensões no material de confinamento



Fonte: Xie, Fu e Yan. (2019).

A pressão de confinamento é concebida para seção transversal circular mediante equilíbrio de força e compatibilidade de deformação. A tensão radial equivalente pode ser determinada supondo deformações iguais na seção da camisa de UHPFRC.

$$\varepsilon_e = \frac{\int_{r_a}^{r_b} \varepsilon_\theta dr}{r_b - r_a} = \varepsilon_r \left[\frac{(1 - 2\nu) + \frac{r_b}{r_a}}{(1 - 2\nu) + \frac{r_b^2}{r_a^2}} \right] \quad (2.16)$$

onde ε_r e ε_e denotam a deformação radial e a deformação equivalente na camisa de UHPFRC; ε_θ é a deformação na camada confinante; ν é o coeficiente de Poisson do UHPFRC, adotado 0,2 pelos autores.

A tensão no aro é estabelecida aplicando as relações constitutivas de tensão-deformação e a lei elástica do UHPFRC na Equação 2.16. Procedendo conforme a tensão de compressão axial no núcleo de concreto confinado aumenta, a força de tração atuante na seção transversal de camada confinante é equilibrada pela tensão exercida na interface do núcleo com o UHPFRC. A tensão radial é obtida na Equação 2.17.

$$2f_{te}(r_b - r_a) = r_a \int_0^\pi fl \sin \theta d\theta \quad (2.17)$$

sendo f_{te} a tensão de tração equivalente na camisa de UHPFRC.

No caso da seção transversal quadrada adota-se o critério proposto por Lam e Teng (2003b), onde por meio das dimensões é obtido uma seção transversal circular equivalente, através da Equação 2.18.

$$D_e = \sqrt{b^2 + h^2} \quad (2.18)$$

De acordo com Xie, Fu e Yan (2019) e recomendado pela ACI 440.2R (2017), a tensão confinante do modelo circular equivalente necessita ser reduzida devido a existência de áreas de concreto não confinado na seção transversal.

$$k = 1 - \frac{(b - 2r_c)^2 + (h - 2r_c)^2}{3bh(1 - \rho_g)} \quad (2.19)$$

onde, k é o coeficiente de redução, r_c o raio da camisa confinante e ρ_g denota a taxa de armadura longitudinal da seção.

A tensão axial correspondente é calculada substituindo a deformação axial e a pressão de confinamento nas equações de 2.20 a 2.22, propostas por Popovics (1973), Teng et al. (2007) e Mander, Priestley e Park (1988).

$$\frac{f_{c0}}{f_{cc}} = \frac{(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})r_c}{r_c - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})r_c} \quad (2.20a)$$

$$r_c = \frac{E_c}{E_c - f_{cc}/\varepsilon_{cc}} \quad (2.20b)$$

em que f_{c0} e ε_c são a tensão axial de compressão e a deformação axial do concreto, respectivamente; f_{cc} e ε_{cc} denotam a tensão axial de compressão e a deformação axial do concreto sob determinada pressão confinante, respectivamente; E_c o módulo de elasticidade do concreto.

A tensão de compressão (f'_{cc}) para o confinamento ativo é dado pela Equação 21.

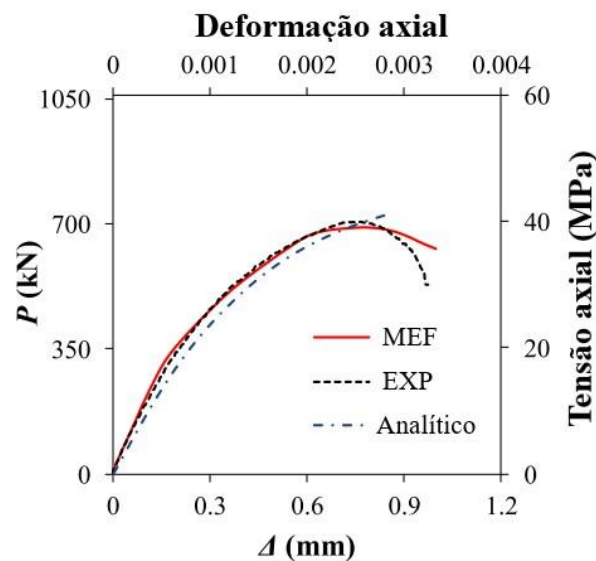
$$\frac{f'_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3,5 \frac{fl}{f_{c0}} \quad (2.21)$$

A deformação de compressão correspondente é expressa pela Equação 2.22.

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.22)$$

A Figura 2.30 exibe a proximidade dos resultados experimental, numérico e analítico elaborados pelos autores para o modelo com camada de reforço de 20 mm e seção circular. Consoante aos valores observados no gráfico abaixo pode-se validar as equações propostas.

Figura 2.30 – Comparação entre os resultados experimental, numérico e analítico para o comportamento axial

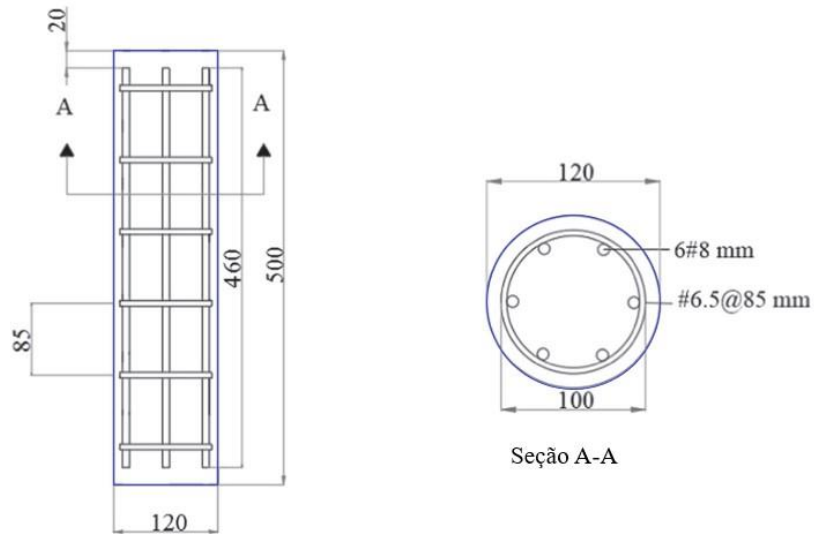


Fonte: Adaptado Xie, Fu e Yan. (2019).

2.2.2.3 Modelo de Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020)

Desenvolvido a partir da análise experimental de 14 modelos de pilares de concreto armado de seção transversal circular, cada um com 120 mm de diâmetro e 500 mm de altura, incluindo a armadura longitudinal com 6 barras de 8 mm e armadura transversal consistindo em estribos de diâmetro 6,5 mm com espaçamento de 85 mm. O núcleo de concreto armado apresentou resistência à compressão de 28 MPa aos 28 dias. A Figura 2.31 esquematiza o modelo de pilar estudado pelos autores.

Figura 2.31 – Representação do pilar de concreto armado (dimensões em mm)

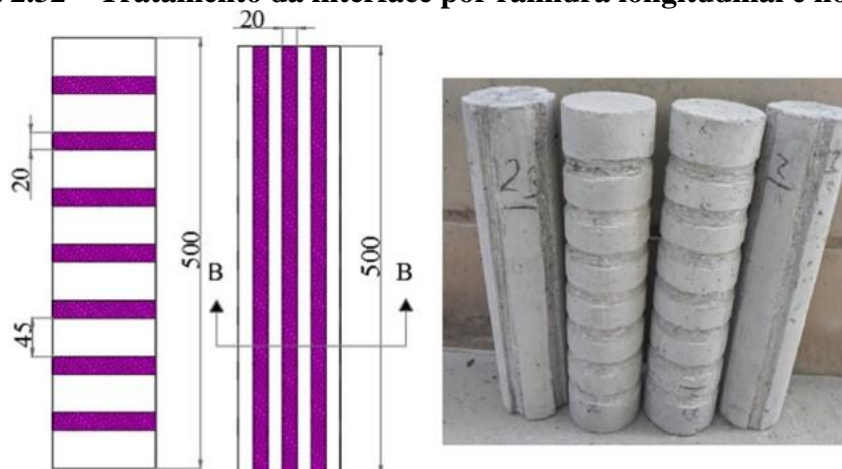


Fonte: Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020).

Do total das 14 amostras, 10 exemplares reforçados com uma camada de UHPFRC de 15 mm de espessura contendo fibras de aço ou macrofibras sintéticas, sendo estas inseridas no teor de 1,5% do volume da mistura; enquanto outras 3 amostras foram encamisadas de maneira completa ou descontínua com PRFG.

Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020) empregaram quatro diferentes técnicas de tratamento de superfície na interface entre o concreto convencional e o revestimento de UHPFRC: ranhura longitudinal, ranhura horizontal, jateamento de areia e abrasão. A ligação do PRFG com o substrato foi realizada com uma matriz de epóxi.

Figura 2.32 – Tratamento da interface por ranhura longitudinal e horizontal



Fonte: Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020).

Os autores verificaram que as amostras submetidas ao tratamento de superfície por

ranhuras longitudinais e reforçadas com UHPFRC registraram aumentos médios de 20% e 50% na capacidade de carga e absorção de energia, respectivamente, em comparação aqueles com ranhuras horizontais. Em relação aos registrados para os modelos sujeitos a jateamento de areia, os aumentos foram de 30% e 37%.

Vários modelos propostos buscam prever o comportamento de tensão-deformação do concreto confinado, de forma que o modelo de confinamento prescrito por Ali Dadvar; Mostofinejad e Bahmani (2020) foi respaldado nos trabalhos de Popovics (1973) e Mander, Priestley e Park (1984), sendo expresso nas equações 2.23 e 2.24.

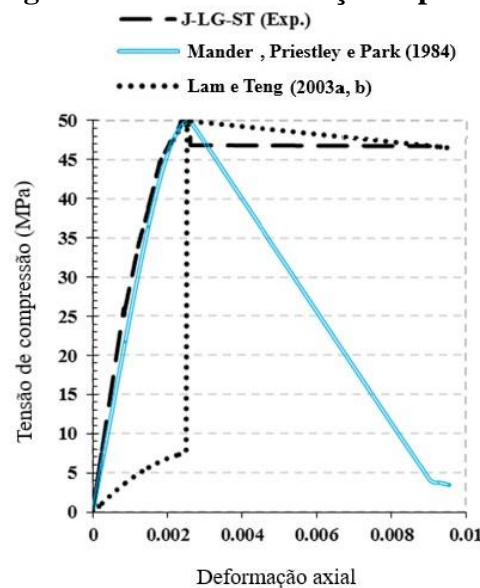
$$f = f_{cc} \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{cc}} \frac{n}{n - 1 + (\varepsilon_l/\varepsilon_{cc})^n} \quad (2.23)$$

$$n = \frac{E_0}{E_0 - f_{cc}/\varepsilon_{cc}} \quad (2.24)$$

sendo, E_0 corresponde ao módulo de elasticidade referente a inclinação da primeira seção do diagrama tensão-deformação; e ε_l é a deformação longitudinal.

O modelo estabelecido exibe discrepância com os resultados experimentais pós pico (Figura 2.33), de tal maneira que os autores combinam o modelo de Mander, Priestley e Park (1984) com o modelo de Lam e Teng (2003a, b).

Figura 2.33 – Diagrama tensão-deformação experimental e prevista



Fonte: Adaptado Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020).

A sigla J-LG-ST informa que a amostra representada no diagrama de tensão-deformação

advinda do ensaio experimental, foi encamisada com o UHPFRC (J) com fibras metálicas (ST) e submetida o tratamento superficial por ranhuras longitudinais (LG).

O modelo ajustado proposto por Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020) para representar o comportamento dos pilares confinados submetidos à compressão é dado pelas Equações 2.25 e 2.26.

$$f = f_{cc} \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{cc}} \frac{n}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{cc}}\right)^n}, \varepsilon_l < \varepsilon_{cc} \quad (2.25)$$

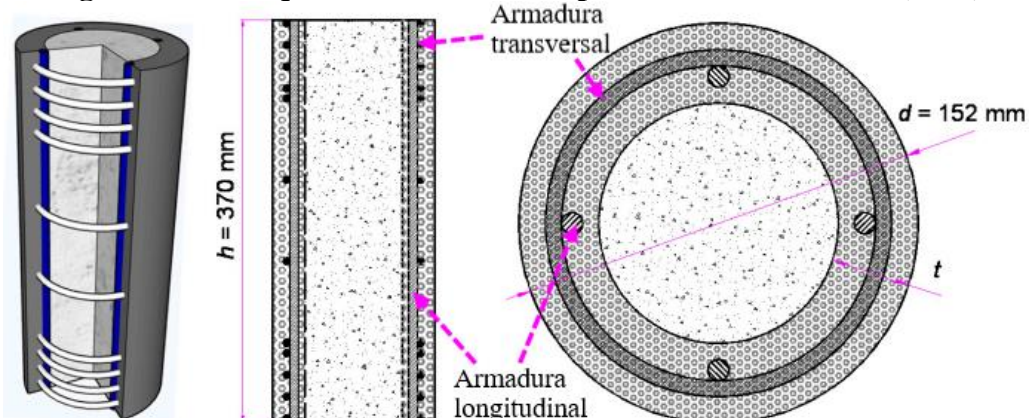
$$f = \frac{f_{cc} - f_{c0}}{\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{c0}} (\varepsilon_l - \varepsilon_{c0}) + f_{c0}, \varepsilon_l > \varepsilon_{cc} \quad (2.26)$$

Os autores constataram que as amostras reforçadas com camisas de UHPFRC contendo fibras metálicas registraram aumentos médios de 35% e 51% em capacidade de carga e absorção de energia, respectivamente. Além de que, os modelos encamisados com UHPFRC obtiveram maior capacidade de carga, enquanto as reforçadas com PRFG geraram valores mais altos de ductilidade sob carga axial.

2.2.2.4 Modelo de Li et al. (2020)

O estudo experimental conduzido por Li et al. (2020) compõe-se de 12 espécimes de seção transversal circular, altura de 370 mm, diâmetro total de 152 mm e diferentes espessuras de encamisamento com UHPFRC. Os exemplares possuem 4 barras longitudinais de 8 mm do aço tipo HRB400 e estribos de diâmetro 6 mm com espaçamento variável, o esquema dos modelos é ilustrado na Figura 2.34.

Figura 2.34 – Esquema dos modelos experimentais de Li et al. (2020)

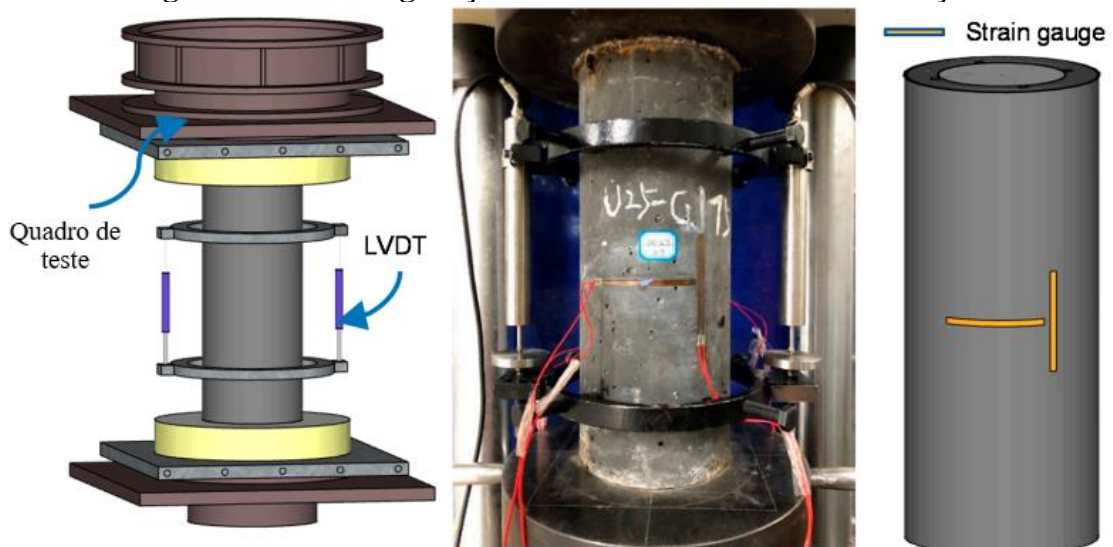


Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

O modelo escolhido para análise compreende um núcleo de concreto convencional com resistência à compressão de 38,63 MPa, confinado por uma camada de UHPFRC com espessura de 25 mm e 35 mm, resistência à tração e compressão de 9,29 MPa e 126,45 MPa, respectivamente, e volume de fibras de 2%. As tensões de escoamento do estribo de 6 mm e das barras longitudinais de 8 mm são 520 MPa e 451 MPa, respectivamente. O espaçamento entre os estribos são de 75 mm.

A configuração do ensaio e o sistema de medição são mostrados na Figura 2.35. A taxa de deslocamento no ensaio é fixada em $2,3 \times 10^{-5}$ /s seguindo os requisitos especificados pelas normas chinesas. Dois LVDTs são utilizados para monitorar a deformação axial dos modelos e quatro *strain gauges* inseridos em cada espécime para medir a compressão vertical e radial.

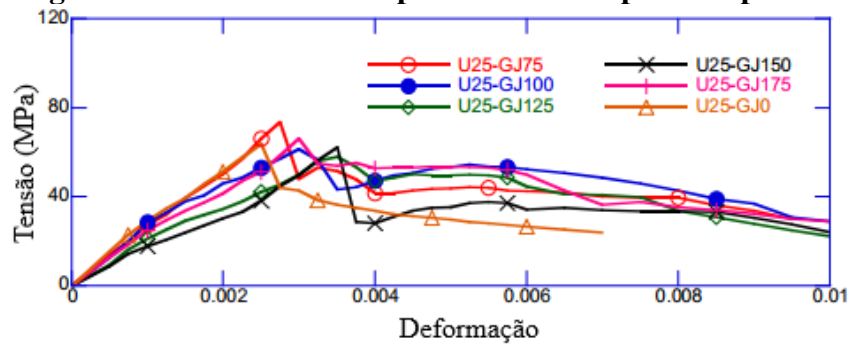
Figura 2.35 – Configuração do ensaio e do sistema de medição



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

A Figura 2.36 apresenta os resultados experimentais dos exemplares com reforço de 25 mm. As curvas tensão *versus* deformação de todos os pilares confinados, manifestam mudança abrupta de direção após a tensão última.

Figura 2.36 – Resultados experimentais dos pilares tipo U25

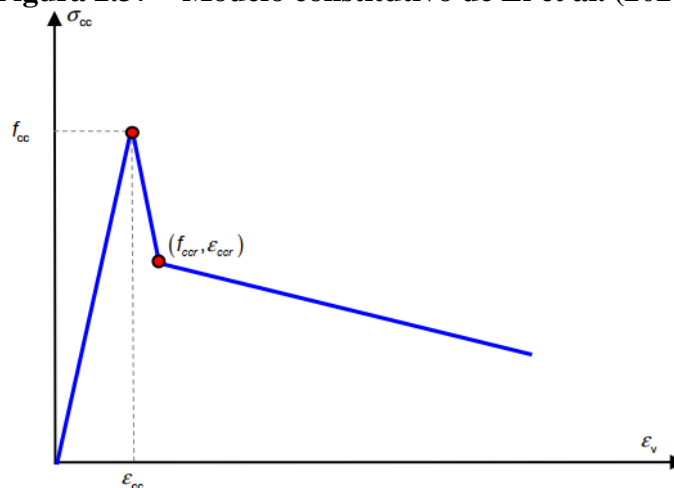


Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

Li et al. (2020) verificaram que o aumento da taxa de armadura transversal e a camada de UHPC proporcionam o aumento da capacidade resistente. Entretanto, o acréscimo de estribos não demonstrou significativa influência na deformabilidade final do conjunto.

O modelo analítico elaborado pelos autores fundamentado nos resultados experimentais é segmentado em três partes. A primeira constitui uma reta ascendente linear, subsequente a tensão máxima verifica-se a inclinação descendente da trajetória e por fim, a ruína do elemento (Figura 2.37).

Figura 2.37 – Modelo constitutivo de Li et al. (2020)



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

A formulação analítica proposta por Li et al. (2020) contempla a tensão resistente à compressão do UHPFRC concomitante ao concreto convencional, a deformação do estribo foi estipulada no instante da tração final da camada de reforço. As Equações 2.27 a 2.31 exprimem o modelo analítico dos autores.

$$f_{cc} = \mu_U f_{c0} + \mu_N (f_{cUH} + \lambda fl) \quad (2.27)$$

$$\mu_U = 1 - \mu_N \quad (2.28)$$

$$\mu_N = \frac{d - f_{t0}}{d} \quad (2.29)$$

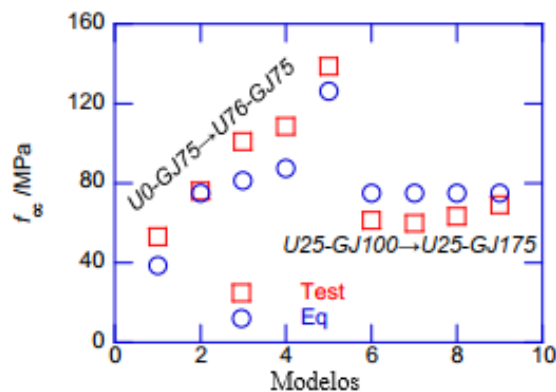
$$fl = \frac{\pi d_s^2 E_s \varepsilon_s}{2sc} + \frac{2f_{t0}t}{c} \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cUH} + 0,23 \times 10^{-3} \quad (2.31)$$

em que f_{cUH} e ε_{cUH} são a tensão e a deformação características à compressão do UHPFRC, d_s é o diâmetro do estribo e λ o coeficiente de confinamento advindo de uma análise de regressão linear, cujo valor é igual a 3,128.

A Figura 2.38 exibe os resultados obtidos por meio da formulação desenvolvida no estudo. Os autores verificaram um erro médio de somente 0,2%, demonstrando uma precisão aceitável para o modelo analítico.

Figura 2.38 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

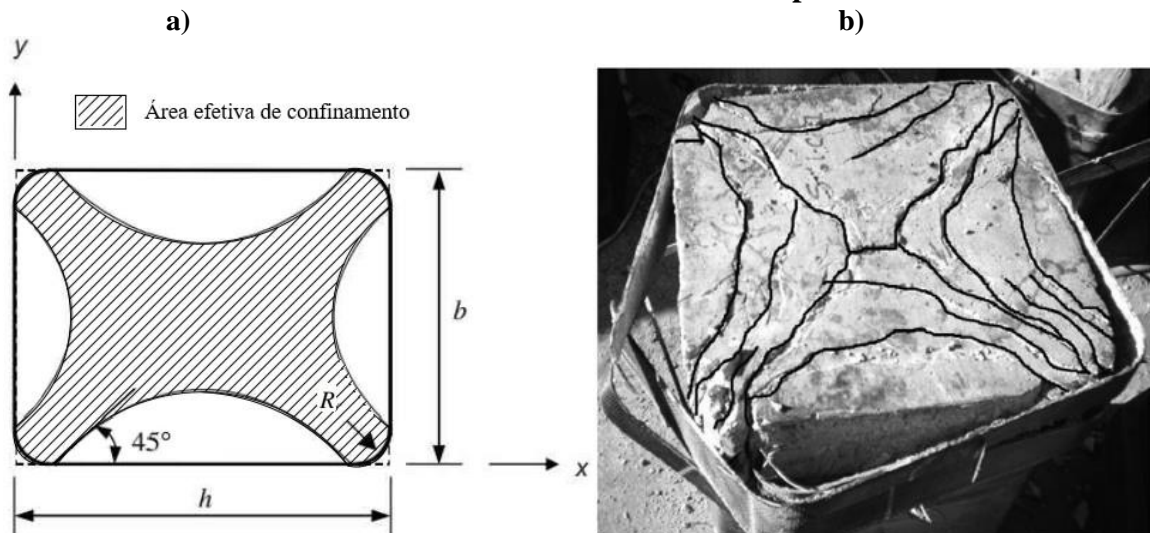
2.2.3 Influência do formato da seção transversal do pilar

O formato da seção transversal é um dos principais fatores redutores da eficiência do confinamento. Em seções circulares, a pressão lateral de confinamento tem uma distribuição uniforme, resultante do efeito de membrana que ocorre ao longo de todo perímetro da seção. Para seções diferentes da circular, a baixa rigidez à flexão da camisa, principalmente no caso de PRF, propicia uma ampla redução da pressão lateral em trechos retos. Ao se considerar somente a rigidez de membrana da camisa é necessária uma curvatura para que esta contraponha carregamentos transversais a seu plano médio (CARRAZEDO, 2005). Logo, por

causa da pequena espessura, as camisas praticamente não aplicam pressão lateral no concreto nos trechos retos da seção.

A Figura 2.39a exibe o modelo formulado por Lam e Teng (2003b) representando o comportamento da seção transversal quadrada de concreto confinado com PRF, a Figura 2.39b mostra uma coluna reforçada com PRFC após ser submetida a compressão axial. O concreto em uma seção quadrada ou retangular é confinado pelo reforço transversal mediante ações de arco, estas caracterizadas na forma de parábola de segunda grau com uma inclinação tangente as arestas em 45° . A área contida pelas parábolas encontra-se totalmente confinada, enquanto as demais são consideradas como confinada ineficazmente.

Figura 2.39 – a) Concreto efetivamente confinado na seção transversal quadrada; b) Coluna confinada com camisa de PRFC após ensaio



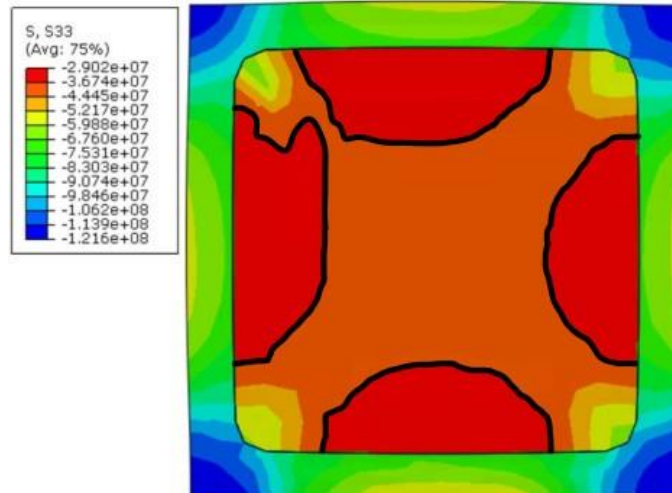
Fonte: Adaptado Lam e Teng (2003b); Youssef, Feng e Mosallam (2007).

A eficiência do confinamento em função do formato da seção foi analisada por Shehata, Carneiro e Shehata (2002), Maalej, Tanwongsvat e Paramasivam (2003), Carrazedo (2005), Youssef, Feng e Mosallam (2007), Ilki et al. (2008), Micelli e Modarelli (2013) e Tan, Bhowmik e Balendra (2013), comparando seções circulares, quadradas e retangulares encamisadas com PRF. Constataram que os pilares circulares possuem maior efetividade de confinamento, seguidos dos pilares de seção quadrada e por último os de seção retangular. Quanto maior a relação entre os lados para uma seção transversal retangular, menor o aumento da resistência axial do pilar promovido pelo encamisamento com PRF (WU; WEI, 2010; OZBAKKALOGLU, 2013a; TAN; BHOWMIK; BALENDRA, 2013; OLIVEIRA, 2017).

Embora existam diferenças entre o aço, PRF e o UHPFRC, o modelo desenvolvido por

Lam e Teng (2003b) demonstra certa similaridade quanto a área efetiva de confinamento em seções quadradas, aspecto este observado nos resultados numéricos elaborados por Enami (2017). A Figura 2.40 descreve as tensões de compressão no concreto convencional e no reforço de UHPFRC referentes à força última do pilar, a camisa de confinamento tem espessura de 15 mm, o modelo foi calibrado com os resultados experimentais do autor.

Figura 2.40 – Tensões de compressão no pilar referentes à força última



Fonte: Adaptado Enami (2017)

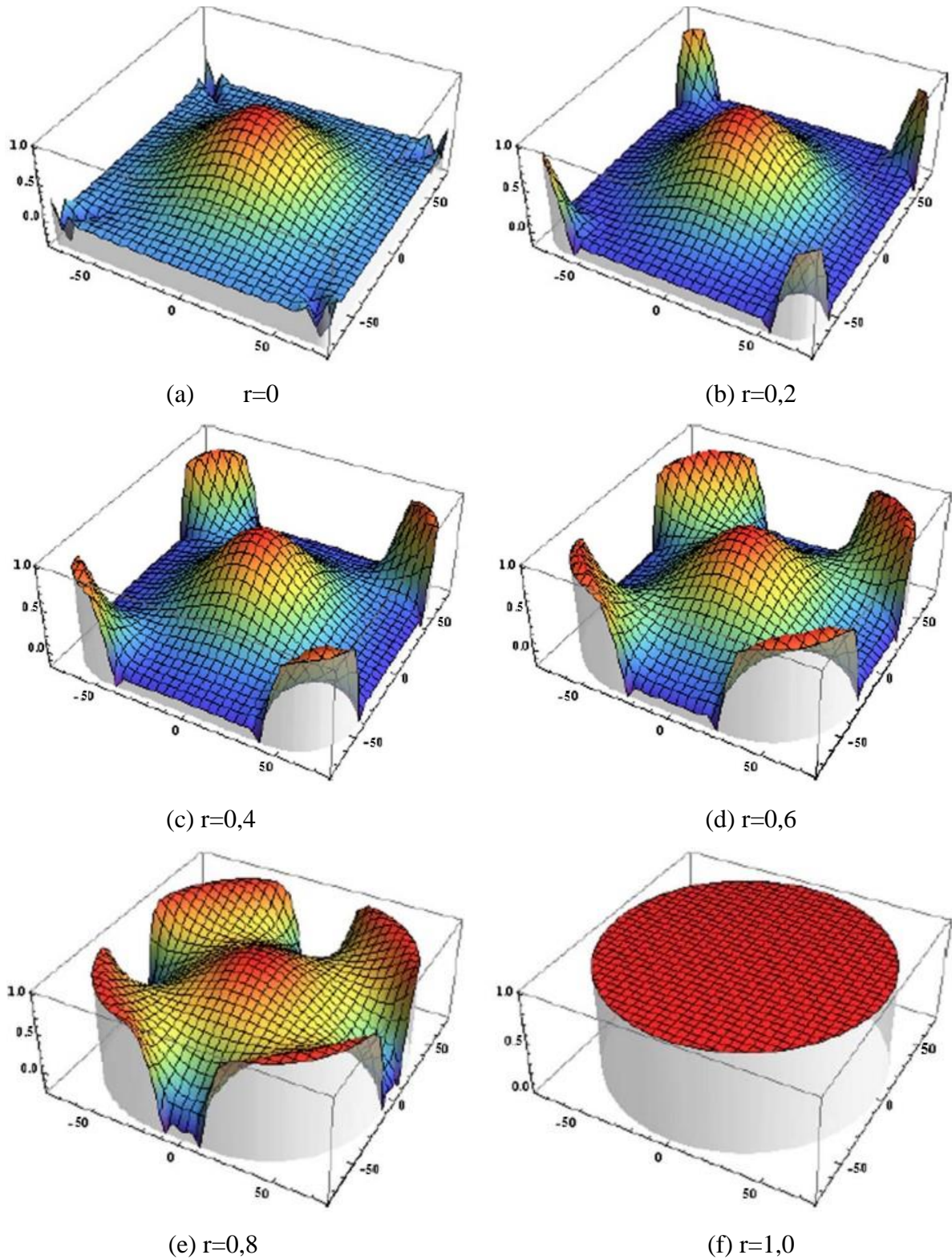
Por efeito da não uniformidade do confinamento, para uma determinada deformação axial, a tensão suportada pelo concreto varia ao longo da seção. De maneira simplificada, adota-se uma tensão axial média (LAM; TENG, 2003b), entretanto, modelos como exemplo de Faustino, Chastre e Paula (2014) quantifica as áreas não confinadas e confinadas na seção transversal separadamente, ambos consideram o reforço com PRF.

2.2.4 Raio de arredondamento dos cantos

A ação do confinamento e as concentrações de tensões transversais nas extremidades são fatores influenciados pelo tamanho do raio de arredondamento dos cantos em relação à seção transversal. Além disso, Carrazedo (2005) observou que a medida do raio empregado ocasiona diferentes formas de ruptura.

Nisticò (2014) demonstra por simulações numéricas que quanto maior o raio e sua proporção em relação ao tamanho lado da seção, melhor é a distribuição de tensões de compressão (Figura 2.41).

Figura 2.41 – Taxa de distribuição das tensões de compressão na seção transversal reforçada com PRF para diferentes proporções de raio de arredondamento

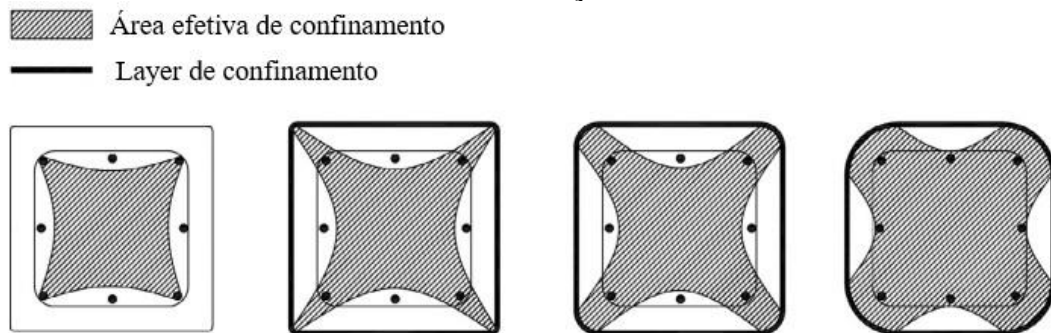


Fonte: Nisticò (2014).

Faustino, Chastre e Paula (2014) analisaram pilares de concreto armado confinados com

PRFC de seção transversal circular e quadrada, com raios de arredondamento de 20 mm e 38 mm. A seção com dimensões 150 mm x 150 mm, armadura longitudinal com o arranjo de 8 barras de $\phi 6$ mm e estribos de $\phi 3$ mm a cada 100 mm. A Figura 2.42 exibe a efetividade do confinamento em seções quadradas de concreto armado, considerando a contribuição da armadura transversal e longitudinal no desempenho estrutural.

Figura 2.42 – Efetividade do confinamento em seções quadradas de concreto armado com e sem reforço externo



Fonte: Faustino, Chastre e Paula (2014).

Faustino, Chastre e Paula (2014) obtiveram resultados semelhantes ao de Nisticò (2014), dependendo que quanto maior o raio de arredondamento do canto em relação ao tamanho do lado da seção, maior a força de compressão axial resistente.

2.2.5 Resistência à tração do aço e taxa de armadura transversal

Em modelos de confinamento proveniente da armadura transversal, a pressão lateral é ocasionada a partir das deformações promovidas no aço. O desenvolvimento das tensões na armadura transversal é de modo direto proporcional a expansão lateral do concreto. Se esta dilatação não for suficiente para solicitar a armadura à níveis de tensões mais elevadas, o potencial do aço não será aproveitado totalmente, tal situação pode ocorrer quando empregado um aço de alta resistência.

Pilares de concreto de alta resistência com baixo índice efetivo de confinamento, não apresentaram vantagens no emprego de aço de alta resistência para a armadura transversal (CUSSON; PAULTRE, 2008), isto ocorre porque a dilatação lateral do concreto de alta resistência é geralmente menor do que a do concreto de resistência normal (BING; PARK; TANAKA, 2001). A utilização do aço de alta resistência é mais indicada para médio e alto índice de confinamento, onde as altas taxas volumétricas de armadura transversal conduziriam

o pilar a maiores níveis de deformação.

A razão entre o volume de estribos e o volume de concreto do pilar é definida como taxa de armadura transversal. Quanto maior for o volume de armadura maior será a pressão lateral de confinamento imposta ao núcleo do pilar e maiores serão os ganhos de resistência à compressão e de deformação axial desse elemento estrutural (VIAPIANA, 2016). Em contrapartida, quanto menor for esse volume, menor será a pressão lateral de confinamento.

O espaçamento da armadura transversal contribui no desempenho do sistema, referente a forma de distribuição da pressão lateral de confinamento na seção do pilar, menores espaçamentos conduzem a uma maior uniformidade, além de que assegura a estabilidade das barras da armadura longitudinal. Em contrapartida, um aumento no espaçamento tende a reduzir a eficiência do confinamento.

Bing, Park e Tanaka (2001) recomendam limitar o espaçamento máximo da armadura transversal em quatro e cinco vezes o diâmetro da armadura longitudinal, de modo a evitar uma perda relativamente precoce da capacidade de carga em pilares de concreto de alta resistência.

Cusson e Paultre (1994) analisaram pares de diferentes amostras, dentro de cada par com um arranjo específico de armadura transversal, foram comparados modelos diferindo apenas no espaçamento. As amostras com espaçamento de 50 mm resultaram em ganho de força entre 7% e 14% e de resistência entre 9% a 34%, comparada aos modelos com espaçamento de 100 mm.

2.2.6 Arranjo da armadura

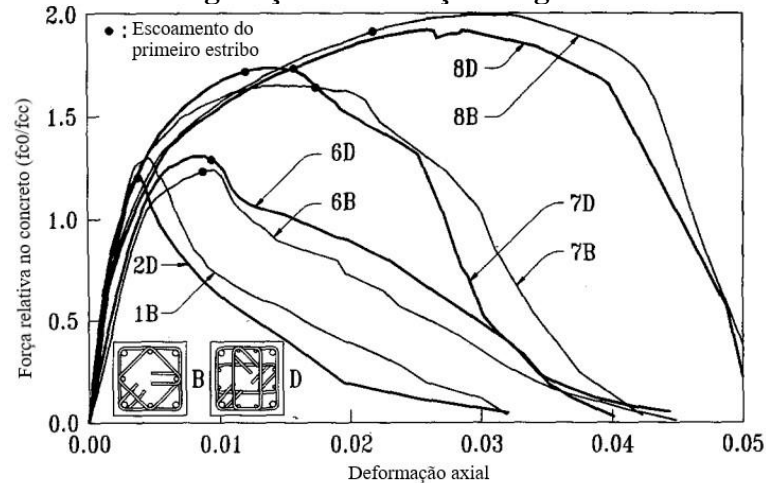
A configuração do arranjo da armadura longitudinal na seção transversal determina a área efetivamente confinada do concreto, que aumenta com uma melhor distribuição da armadura longitudinal ao redor do núcleo do pilar, conseqüentemente, quanto maior a área de concreto efetivamente confinada, maior será a eficiência do confinamento (CUSSON, PAULTRE, 1994).

Bing, Park e Tanaka (2001) citam que a distribuição da armadura longitudinal na seção tem maior relevância para a eficácia do confinamento do que a adoção de uma determinada taxa geométrica para este reforço, sugerindo para pilares de concreto de alta resistência confinados o uso de oito barras distribuídas ao longo do perímetro da seção.

A Figura 2.43 compara duas configurações de armação estudadas por Cusson e Paultre (1994), os modelos designados por B possuem 8 barras longitudinais, aquelas seguidas da letra D tem 12 barras longitudinais, os concretos da classe 1 e 2 conta com resistência à compressão

de 100 MPa, enquanto os modelos das séries 6, 7 e 8, tem resistências à compressão de 120 MPa, 80 MPa e 60 MPa, respectivamente. Em todos os modelos a resistência foi verificada com idade de 28 dias.

Figura 2.43 – Configuração da armadura longitudinal e transversal



Fonte: Adaptado Cusson e Paultre (1994).

A distribuição das tensões dependem de modo direto da configuração adotada para o arranjo dos estribos e da distribuição da armadura longitudinal na seção transversal do pilar (MENDES, 1993).

Carrazedo (2002) aponta que o emprego de estribos retilíneos apresenta tensões não uniformes, com concentrações de esforços nos pontos de encontro entre as barras das armaduras longitudinais e transversais, e em seções transversais diferentes da circular decorrente do efeito de arqueamento destes ocorre considerável redução da pressão lateral. O autor destaca que a adoção de arranjos adequados das barras transversais e longitudinais pode-se atingir níveis de confinamento semelhantes aos obtidos por pilares circulares.

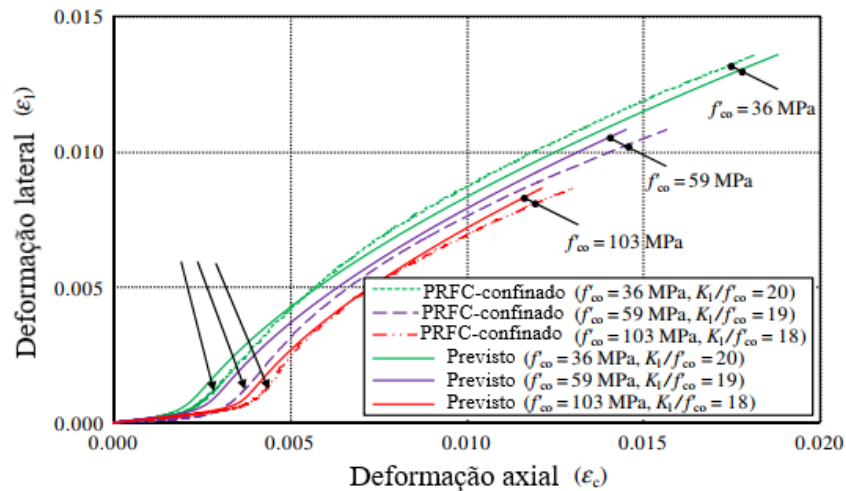
2.2.7 Classe de resistência à compressão axial do concreto não confinado

A resistência à compressão axial do concreto afeta a deformabilidade lateral e eventualmente o desempenho do sistema de reforço. As pesquisas elaboradas sobre tal condição abordam principalmente o encamisamento por PRF e confinamento ativo por pressão hidrostática.

Ozbakkaloglu (2013b) e Lim e Ozbakkaloglu (2015) demonstram que a perda de eficiência é mais significativa para os corpos de prova com maiores resistências à compressão

do concreto não confinado. A Figura 2.44 mostra as curvas de deformação lateral e axial de exemplares confinados com PRFC e resistências do concreto de 36, 59 e 102,5 MPa.

Figura 2.44 – Relação da deformação lateral e axial de concretos com diferentes resistências e encamisados com PRF



Fonte: Adaptado Lim e Ozbakkaloglu (2015).

Como ilustra a figura, os diagramas de deformação lateral *versus* deformação axial têm padrão semelhante, manifestando pequenas divergências nas zonas de transição iniciais decorrente do aumento de resistência e fragilidade do concreto. Exibindo a maior deformação axial para o concreto com menor resistência à compressão.

No caso do confinamento ativo, Untiveros (2002) observou maiores ganhos relativos de resistência e deformação última nos modelos analisados que possuíam concreto de resistência convencional. Para os exemplares de alta resistência encamisados com PRF podem resultar em efeitos de confinamento superiores somente para pequenas intensidades de deformação axial.

Ozbakkaloglu (2013b) cita que a resposta dos concretos de maior resistência o desempenho do confinamento pode ser explicado pelo modo de ruptura mais repentino e frágil em comparação com a ruptura gradual do concreto usual, que exhibe um comportamento de amolecimento mais acentuado e mecanismo de confinamento gradual.

3 METODOLOGIA DA MODELAGEM NÚMERICA

A metodologia descrita neste capítulo tem por objetivo abordar os principais aspectos estabelecidos para desenvolver modelos numéricos com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o *software* ABAQUS® versão 2020, a fim de avaliar o comportamento de pilares de concreto armado confinados com UHPFRC, em ensaios de compressão monotônico centrada. Este trabalho tem a finalidade de comparar os resultados numéricos do modelo proposto com os resultados experimentais obtidos por Enami (2017), Xie, Fu e Yan (2019) e Li et al. (2020), subsequente a calibração, os modelos são extrapolados e admitidas novas variáveis com relação ao formato da seção transversal e à resistência característica à compressão do concreto não confinado.

O ABAQUS permite por meio de recursos pré-definidos, reproduzir análises dinâmicas ou estáticas, lineares ou não lineares, impacto, vibrações, acoplamento térmico, acoplamento acústico-estrutural, além de incluir elementos de interface e restrições. A abordagem numérica possibilita a vantagem de variação de parâmetros e características em um modelo, permitindo comparações e observações do comportamento em diversos cenários.

Neste capítulo são expostos: a descrição dos modelos estudados, a definição dos elementos finitos que serão empregados para a modelagem; os modelos constitutivos adotados para cada material; as condições de contorno; as características de interação entre aço-concreto e concreto-UHPFRC.

3.1 DESCRIÇÃO GERAL DOS MODELOS DE PILARES CONFINADOS ANALISADOS

A definição dos exemplares de estudo tem como base as respectivas variáveis para avaliação: o formato da seção transversal; a resistência característica à compressão do núcleo de concreto; e a espessura da camada do reforço. A diversificação de parâmetros tem por objetivo auxiliar a compreensão e avaliação do comportamento do concreto confinado com UHPFRC.

A técnica de confinamento adotada advém dos estudos de Enami (2017), Machado (2019) e Ali Dadvar; Mostofinejad e Bahmani (2020), que consideram o núcleo de concreto armado completamente envolvido pela camada de UHPFRC. Neste caso, existe a contribuição da camisa de UHPFRC, onde a força é distribuída em uma área maior e conforme Enami (2017) o concreto se apresenta sob um estado plano de tensões.

Figura 3.1 – Modelos de pilares de estudo



3.1.1 Geometria dos modelos

Os exemplares possuem um núcleo de concreto armado onde são contempladas duas configurações de diâmetro para os pilares circulares sendo igual a 150 mm e 175 mm, para seção transversal quadrada as medidas de lado são determinadas para dois tipos de pilares, 130 mm e 150 mm, e todos com comprimento de 600 mm. Os raios de arredondamento dos cantos variam entre 20 mm a 80 mm propiciando a observação do ganho de resistência à medida do arredondamento da seção transversal.

A calibração dos modelos desenvolvidos com e sem armadura como parâmetro inicial de validação da metodologia demonstrada no próximo capítulo, ampara estabelecer novas variáveis para auxiliar o entendimento de pilares confinados com UHPFRC. As características atribuídas a cada modelo são exibidas na Tabela 3.1 e 3.2, e esquematizadas nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4

Os pontos analisados nos modelos para obtenção dos deslocamentos, tensões e deformações, ao decorrer do carregamento, foram similares a regiões medidas nos ensaios experimentais de Enami (2017), Xie; Fu e Yan (2019), Machado (2019) e Ali Dadvar, Mostofinejad e Bahmani (2020).

Tabela 3.1 – Características atribuídas para cada modelo numérico (continua)

Modelo numérico	Altura do pilar (mm)	Concreto (fck)	Diâmetro/ Lado do núcleo (mm)	Espessura da camisa (mm)	Raio de arredondamento dos cantos (mm)
CREF25	600	25 MPa	200	0	-
CREF40	600	40 MPa	200	0	-
CREF60	600	60 MPa	200	0	-
CNREF25	600	25 MPa	225	0	-
CNREF40	600	40 MPa	225	0	-
CNREF60	600	60 MPa	225	0	-
SREF25	600	25 MPa	180	0	0
SREF40	600	40 MPa	180	0	0
SREF60	600	60 MPa	180	0	0
SNREF25	600	25 MPa	200	0	0
SNREF40	600	40 MPa	200	0	0
SNREF60	600	60 MPa	200	0	0
C15F25	600	25 MPa	150	15	-
C15F40	600	40 MPa	150	15	-
C15F60	600	60 MPa	150	15	-
C25F25	600	25 MPa	150	25	-
C25F40	600	40 MPa	150	25	-
C25F60	600	60 MPa	150	25	-
C35F25	600	25 MPa	150	35	-
C35F40	600	40 MPa	150	35	-
C35F60	600	60 MPa	150	35	-
C45F25	600	25 MPa	150	45	-
C45F40	600	40 MPa	150	45	-
C45F60	600	60 MPa	150	45	-
CN15F25	600	25 MPa	175	15	-
CN15F40	600	40 MPa	175	15	-
CN15F60	600	60 MPa	175	15	-
CN25F25	600	25 MPa	175	25	-
CN25F40	600	40 MPa	175	25	-
CN25F60	600	60 MPa	175	25	-
CN35F25	600	25 MPa	175	35	-
CN35F40	600	40 MPa	175	35	-
CN35F60	600	60 MPa	175	35	-
CN45F25	600	25 MPa	175	45	-
CN45F40	600	40 MPa	175	45	-
CN45F60	600	60 MPa	175	45	-
C22F40	600	40 MPa	150	22,5	-
C32F40	600	40 MPa	150	32	-
S15F25	600	25 MPa	130	15	0
S15F40	600	40 MPa	130	15	0

Tabela 3.1 – Características atribuídas para cada modelo numérico (continuação)

Modelo numérico	Altura do pilar (mm)	Concreto (fck)	Diâmetro/ Lado do núcleo (mm)	Espessura da camisa (mm)	Raio de arredondamento dos cantos (mm)
S15F60	600	60 MPa	130	15	0
S25F25	600	25 MPa	130	25	0
S25F40	600	40 MPa	130	25	0
S25F60	600	60 MPa	130	25	0
S35F25	600	25 MPa	130	35	0
S35F40	600	40 MPa	130	35	0
S35F60	600	60 MPa	130	35	0
S45F25	600	25 MPa	130	45	0
S45F40	600	40 MPa	130	45	0
S45F60	600	60 MPa	130	45	0
SN15F25	600	25 MPa	150	15	0
SN15F40	600	40 MPa	150	15	0
SN15F60	600	60 MPa	150	15	0
SN25F25	600	25 MPa	150	25	0
SN25F40	600	40 MPa	150	25	0
SN25F60	600	60 MPa	150	25	0
SN35F25	600	25 MPa	150	35	0
SN35F40	600	40 MPa	150	35	0
SN35F60	600	60 MPa	150	35	0
SN45F25	600	25 MPa	150	45	0
SN45F40	600	40 MPa	150	45	0
SN45F60	600	60 MPa	150	45	0

Tabela 3.2 – Características dos modelos com arredondamento dos cantos

Modelo numérico	Altura do pilar (mm)	Concreto (fck)	Diâmetro/ Lado do núcleo (mm)	Espessura da camisa (mm)	Raio de arredondamento dos cantos (mm)
S15F40R20	600	40 MPa	150	15,5	20
S15F40R40	600	40 MPa	150	17	40
S15F40R60	600	40 MPa	150	19,5	60
S15F40R80	600	40 MPa	150	22,5	80
S25F40R20	600	40 MPa	150	25,5	20
S25F40R40	600	40 MPa	150	27	40
S25F40R60	600	40 MPa	150	29	60
S25F40R80	600	40 MPa	150	32	80

A nomenclatura para os modelos está relacionada as variáveis que caracterizam o modelo, quanto a seção transversal circular (C) ou quadrada (S), logo seguido da espessura da

camada confinante, a letra F representa a camisa de UHPFRC que contém fibras metálicas, subsequente tem a resistência característica à compressão do núcleo e por fim o raio de arredondamento dos cantos (R).

Os exemplares denotados por REF constituem o grupo de pilares exclusivamente composto de concreto e armaduras, sem inclusão do reforço. Tais modelos possuem seção maior que aqueles encamisados com uma camada de 15 mm de UHPFRC e são utilizados como referência para estimar o ganho de resistência. Os espécimes C22F40 e C32F40 contribuem para o estudo do arredondamento da seção, cuja geometria implica em um raio de valor 1,0 correspondendo assim a uma seção transversal totalmente circular.

Figura 3.2 – Descrição da seção transversal dos pilares analisados

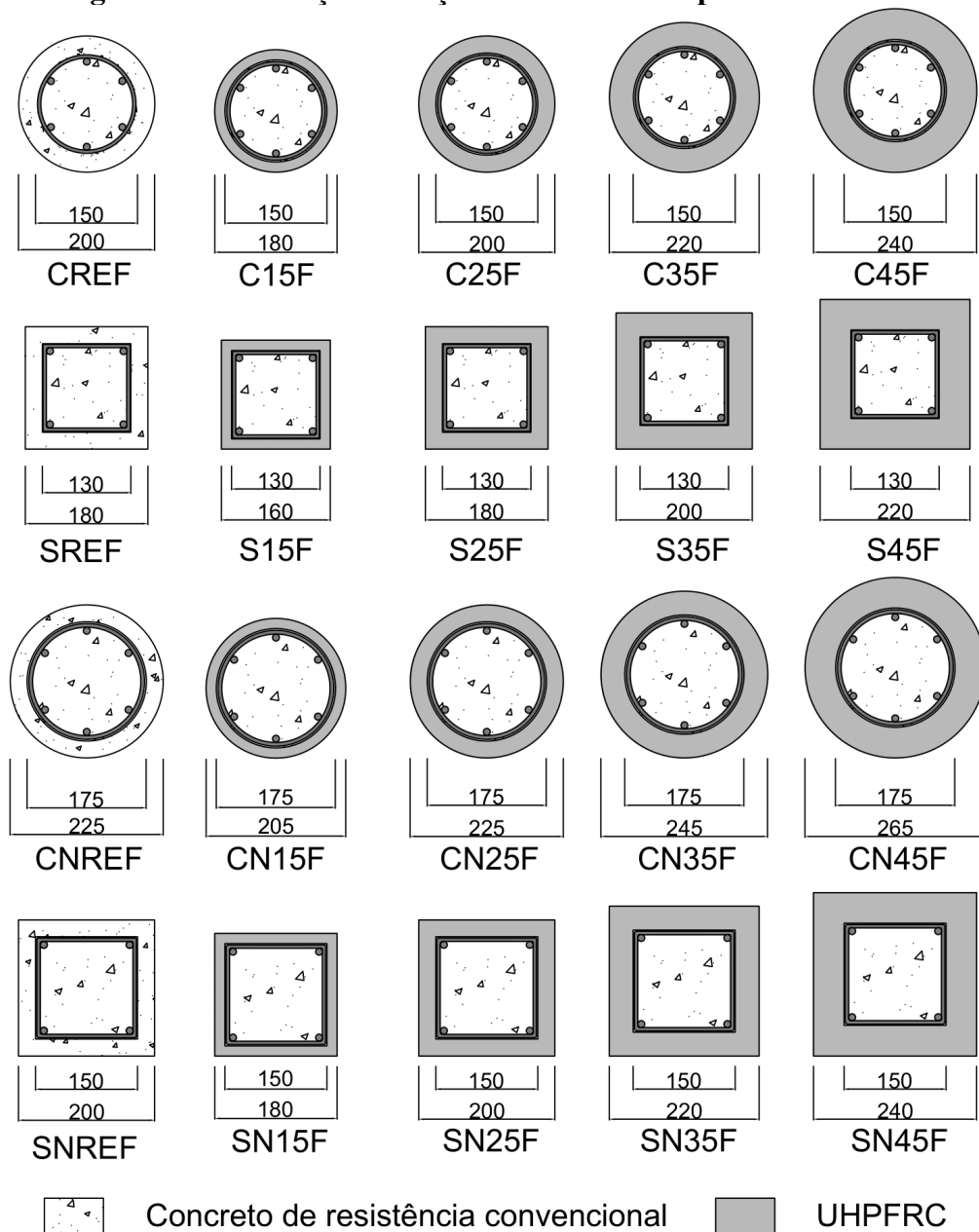


Figura 3.3 – Descrição da seção transversal dos pilares com arredondamentos

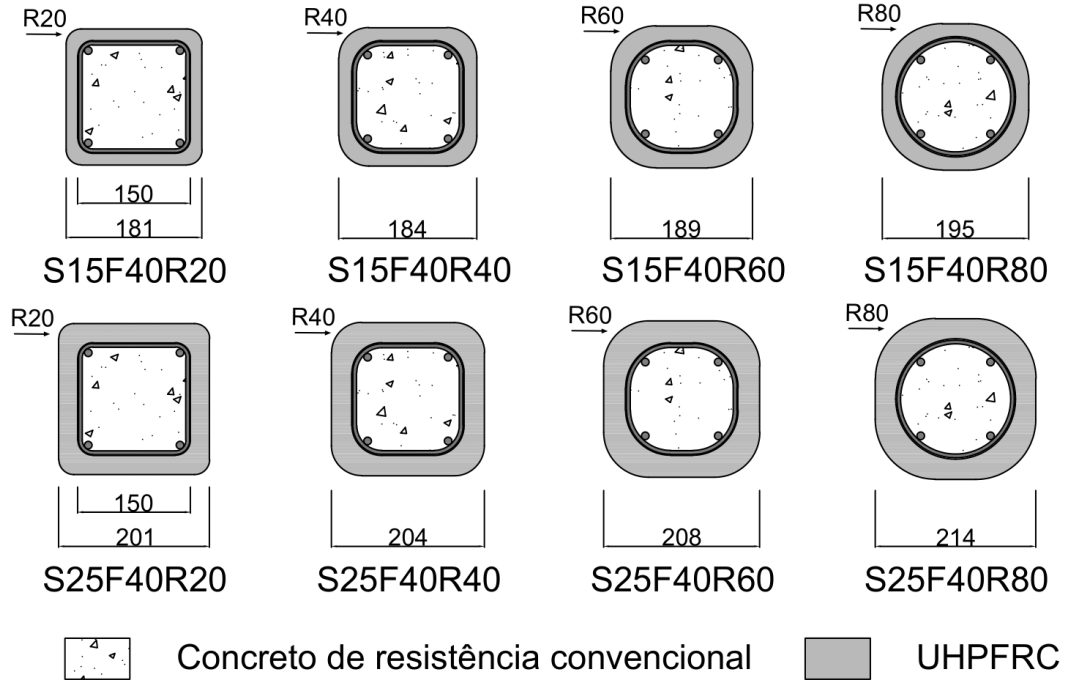
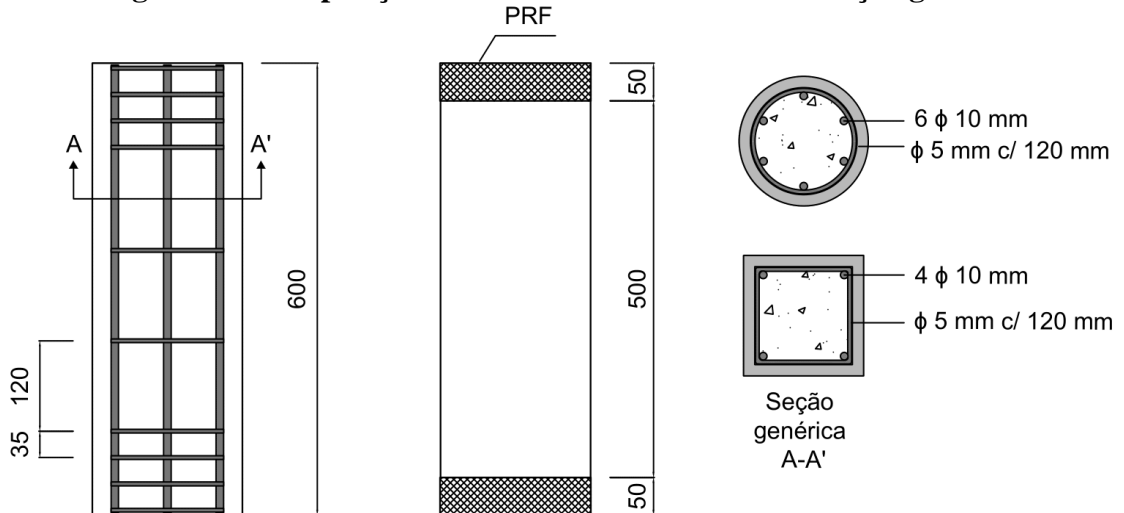


Figura 3.4 – Disposição da armadura transversal em seção genérica



A espessura da camisa de reforço possui a variação nos modelos reforçados, tal fato contribui para o entendimento do sistema. A configuração adotada para as armaduras segue de maneira similar à disposição elaborada nos estudos de Enami (2017) e Machado (2019), em que o menor espaçamento dos estribos nas extremidades do pilar associado a fibra de carbono diminui a possibilidade de esmagamento da região.

O arredondamento dos cantos da seção foi realizado tanto no núcleo de concreto armado quanto na camada de reforço, de modo a tornar perceptível o ganho de capacidade resistente em função da modificação da seção transversal do modelo. Assim para assegurar a

concordância com os valores atribuídos aos raios, foi necessário corrigir a espessura da camisa de UHPFRC conforme ilustra a Figura 3.2.

Totalizou-se 68 pilares de concreto armado simulados no software ABAQUS® versão 2020, sendo 56 encamisados. Além de que as características atribuídas aos modelos de estudo têm o intuito de proporcionar melhor entendimento do sistema de reforço e viabilizar a inclusão de novas variáveis as formulações teóricas existentes. O processamento foi efetuado em um computador com processador Core i5-8265U e 8GB de memória RAM.

3.2 ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

A análise não linear fornece uma resposta mais precisa do comportamento estrutural de um sistema, incluindo recursos como imperfeições geométricas, comportamento plástico e grandes deslocamentos, além de que também é possível avaliar o desempenho pós-pico da estrutura.

A análise não linear estática do modelo foi efetuada a partir da técnica de solução de Newton-Raphson Padrão, que consiste em um método incremental e iterativo para a resolução de sistemas de equações não lineares, empregue por meio do recurso *Step* presente na biblioteca do ABAQUS/*Standard*. Esse artifício controla a aplicação de carga por meio de um processo gradual, de modo que a configuração de equilíbrio seja atingida a partir de sucessivas iterações.

Para a resolução do sistema de equações lineares simultâneas originado de cada iteração do processo anterior, optou-se pela utilização da opção de “Método Direto” (*Direct Method*). De acordo com Conte e Boor (1980) e Ugural (2009), os métodos diretos geram a solução exata, com menos erros de arredondamento em um número finito de operações. O procedimento usa a eliminação de Gauss com pivoteamento parcial, que reside em manipular o sistema por meio de determinadas operações elementares, transformando a matriz estendida do sistema em uma matriz trapezoidal (matriz escalonada do sistema) (VITAL, 2014).

A análise não linear estática pode apresentar instabilidades na trajetória de equilíbrio, tal fenômeno pode ser oriundo da natureza física do material, como em regiões de endurecimento ou amolecimento, bem como de natureza geométrica, devido à flambagem. Caso a instabilidade for localizada, há transferência local de energia de deformação de uma parte do modelo para zonas vizinhas, conseqüentemente os métodos de solução global podem não funcionar de maneira eficiente. Nesses casos o problema é solucionado com auxílio de um mecanismo automático de estabilização por meio da adição de um fator de amortecimento proporcional ao volume (*Specify damping factor*) conforme Simulia (2020). A estabilização

automática é dada pelas Forças viscosas (Equação 3.1):

$$F_g = cM^*\vartheta \quad (3.1)$$

Adicionadas as equações de equilíbrio global,

$$P - F_i - F_g = 0 \quad (3.2)$$

onde M^* é a matriz de massa artificial calculada com a densidade unitária, c é um fator de amortecimento, $\vartheta = \Delta u / \Delta t$ é o vetor de velocidade nodal, Δt é o incremento de tempo, P é o vetor de forças externas e F_i o vetor de forças internas.

Ao especificar diretamente um fator de amortecimento inicial, o valor é ajustado com base no histórico de convergência e pela razão entre a energia dissipada pelo amortecimento viscoso em relação a energia total de deformação (*Use adaptive stabilization with max. ratio of stabilization to strain energy*), esta última limitada por uma tolerância. Para o *Specify damping factor* foi definido o valor de $1,0 \times 10^{-4}$ e aplicado a tolerância padrão de 0,05 no recurso *Use adaptive stabilization with max. ratio of stabilization to strain energy*.

3.2.1 Modelo constitutivo para o concreto no ABAQUS

A determinação do modelo constitutivo inclui o comportamento não linear do concreto, considerando a ruptura, tanto na tração como na compressão, além de prever o desempenho no regime plástico e reproduzir a perda de rigidez após atingir a tensão última. De forma que para este trabalho, o modelo utilizado foi o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), presente dentro da ferramenta *Plasticity*.

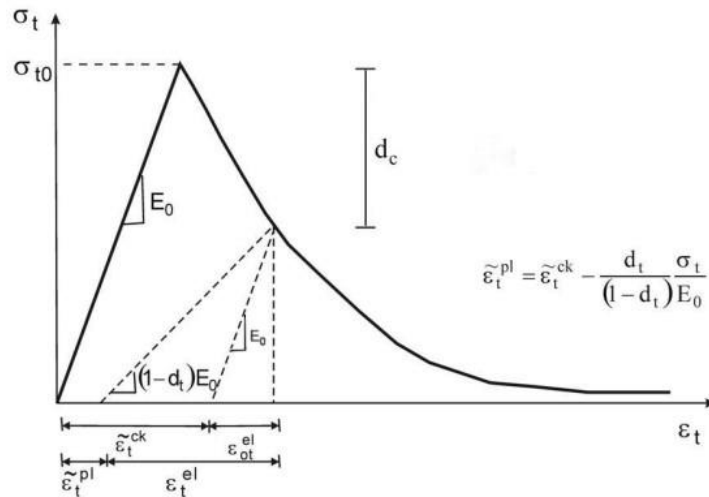
O modelo é aplicável em situações onde o concreto está sujeito a carregamento monotônicos, cíclicos e/ou dinâmicos com baixos níveis de confinamento. Proposto por Lubliner et al. (1989) é uma modificação das hipóteses de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager, em que é considerado a coesão com atrito dos materiais associado a conceitos da teoria da plasticidade como também à mecânica do dano, a fim de abranger a perda de rigidez. Essa perda é decorrente a uma diminuição do atrito.

As duas principais maneiras de danificação do concreto no modelo são correspondentes à fissuração devido aos esforços de tração e ao esmagamento resultante da compressão. Nas

Figuras 3.4 e 3.5 é possível observar os comportamentos mencionados.

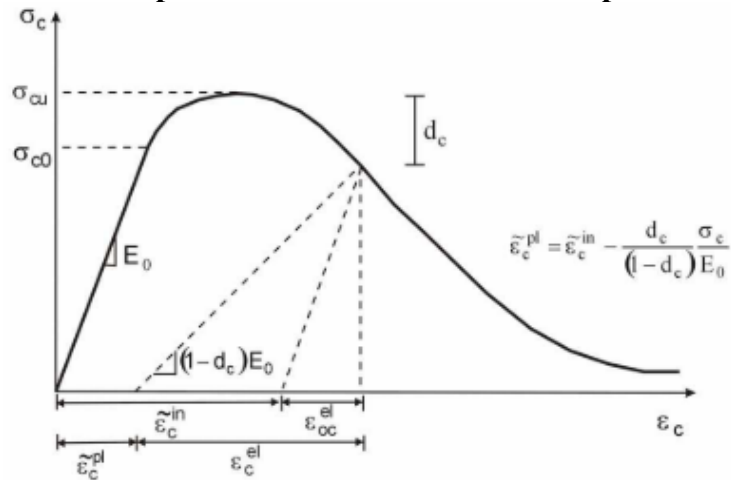
A Figura 3.5 exibe o comportamento do concreto à tração, inicialmente descrito o regime elástico de tensão por uma reta, após exceder o valor de σ_{t0} ocorre o aparecimento de microfissuras e uma drástica diminuição (amolecimento) da curva no regime plástico. Na Figura 3.6, ao atingir a tensão σ_{c0} resultando no fim do regime elástico linear, tipicamente caracterizada por um aumento de tensão no regime plástico, o concreto alcança o limite denominado tensão última σ_{cu} e subseqüentemente, a capacidade resistente diminui à medida que aumenta a deformação.

Figura 3.5 – Comportamento do concreto sob tração uniaxial



Fonte: Adaptado Jankowiak e Lodygowski (2005).

Figura 3.6 – Comportamento do concreto sob compressão uniaxial



Fonte: Adaptado Jankowiak e Lodygowski (2005).

Após atingir a fase plástica tanto para tração quanto para a compressão, o concreto

apresenta uma redução do módulo de elasticidade inicial (E_0) na fase de descarregamento, que pode ser entendida como uma danificação do material, assim o correspondente módulo de elasticidade efetivo (E^*) em função do dano (d) é dado pela Equação 3.3 (JANKOWIAK; LODYGOWSKI, 2005):

$$E^* = (1 - d_{t,c})E_0 \quad (3.3)$$

O dano total no modelo constitutivo ocorre quando há a perda total de coesão, encontrado com as Equações 3.4 e 3.5:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} \quad (3.4)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \quad (3.5)$$

em que, d_t e d_c são os valores de dano à tração e compressão, respectivamente; σ_t e σ_c são as tensões nominais de tração e compressão, respectivamente, e σ_{t0} e σ_{c0} denotam as tensões últimas de tração e compressão. A variável escalar dano (d) pode tomar valores entre zero até um ($0 \leq d \leq 1$), onde zero representa o material íntegro, e um, completamente danificado.

A relação constitutiva do material na fase plástica inclui a interferência do dano após alcançar a tensão última, a deformação plástica que corresponde a deformação permanente do material após a retirada do carregamento, está diretamente ligada ao dano, como expresso nas Equações 3.6 e 3.7:

$$\varepsilon_t^p = \varepsilon_t^{in} - \frac{d_t \sigma_t}{E_t^*} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_c^p = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c \sigma_c}{E_c^*} \quad (3.7)$$

sendo, ε_t^p e ε_c^p são as deformações plásticas do concreto devido à tração e compressão, respectivamente; ε_t^{in} e ε_c^{in} são as deformações inelásticas do concreto à tração e compressão, respectivamente.

Semelhante ao UHPFRC descrito no capítulo anterior, a função de escoamento para a superfície de falha (Equação 3.8) desenvolvida por Lubliner et al. (1989) é regida pelos

invariantes J_2 e I_1 , os coeficientes adimensionais α , β e γ , e o maior valor das tensões principais σ_{max} .

$$F(\bar{\sigma}) = \frac{1}{1-\alpha} [\sqrt{3J_2} + \alpha I_1 + \beta \langle \sigma_{max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{max} \rangle] \quad (3.8)$$

onde $\langle x \rangle = 1/2 (|x| + x)$, os coeficientes α , β e γ são definidos no item 2.1.4 pelas Equações 2.3, 2.4 e 2.5. As tensões máximas diferem em dois casos, quando pelo meridiano de tração (TM), em que: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, e pelo meridiano de compressão (CM), em que: $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$. Assim, as tensões serão:

$$\sigma_{max} = \frac{1}{3} (I_1 + 2\sqrt{3J_2}) \quad (TM) \quad (3.9)$$

$$\sigma_{max} = \frac{1}{3} (I_1 + \sqrt{3J_2}) \quad (CM) \quad (3.10)$$

Se $\sigma_{max} < 0$, as equações dos respectivos meridiano podem ser descritas da seguinte forma:

$$(2\gamma + 3)\sqrt{3J_2} + (\gamma + 3\alpha)I_1 = (1 - \alpha)f_c \quad (TM) \quad (3.11)$$

$$(\gamma + 3)\sqrt{3J_2} + (\gamma + 3\alpha)I_1 = (1 - \alpha)f_c \quad (CM) \quad (3.12)$$

Resultados experimentais indicam que os meridianos são curvas. Kmiecik e Kamiński (2011) citam que no modelo CDP, a superfície plástica no plano meridional assume a forma de uma hipérbole. A forma da superfície plástica é ajustada por meio da excentricidade (m), seu valor deve estar compreendido entre 0 e 1.

A intensidade e direções das deformações derivam da função potencial plástica hiperbólica de Drucker-Prager que define a regra de escoamento (JANKOWIAK; LODYGOWSKI, 2005):

$$G(\bar{\sigma}, \psi) = \sqrt{(f_c - mf_t \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi - \bar{\sigma} \quad (3.13)$$

em que ψ é o ângulo de dilatação, medido no plano meridional p-q em altas pressões

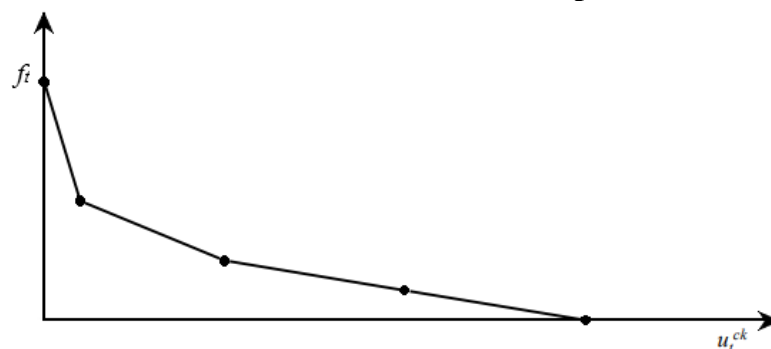
confinantes; m é a excentricidade da superfície plástica; $\bar{\sigma}$ é o tensor de tensões de Cauchy; \bar{q} é a tensão de von Mises equivalente efetiva e \bar{p} é a tensão efetiva hidrostática e, dadas pelas equações 2.9 e 2.10, respectivamente.

3.2.1.1 Comportamento à tração no modelo constitutivo

O comportamento mecânico de tração do concreto pode ser determinado através da energia de fratura, deformação plástica ou deslocamento. Na solitação do concreto por tração, ocorre uma multilocalização das zonas de fissuração logo após o término do regime elástico linear, a manifestação das fissuras também é englobada nos parâmetros mencionados.

A abertura de fissuras correspondente à tração é representada através da proposta de energia de fratura de Hillerborg, Modéer e Petersson (1976). Quando uma fratura se propaga, uma certa quantidade de energia armazenada é liberada, o equilíbrio no concreto acontece assumindo que uma certa quantidade de energia (G_F) é absorvida por uma área unitária de superfície de fratura. A fratura se forma quando a energia liberada é maior que a absorvida. Seguindo esta abordagem o comportamento frágil do concreto após atingir a falha é caracterizado por uma resposta tensão *versus* deslocamento (Figura 3.7).

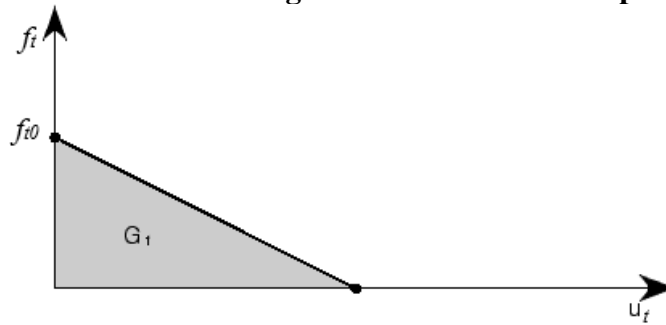
Figura 3.7 – Curva tensão *versus* deslocamento pós-fratura de tração



Fonte: Adaptado Simulia (2020).

A energia de fratura pode ser especificada diretamente como uma propriedade do material, no item *Damage for Traction Separation Laws* com o recurso *Maxps Damage* associado à máxima tensão de tração. O critério *Maxps* é usado para prever o início de dano em uma região. Após a fratura o modelo considera uma perda linear de energia, como mostra a Figura 3.8.

Figura 3.8 – Curva de energia *versus* deslocamento pós-fratura



Fonte: Adaptado Simulia (2020).

O deslocamento final é obtido quando há perda total da tensão de tração:

$$u_{t0} = \frac{2G_F}{f_{t0}} \quad (3.14)$$

O Model Code 2010 da CEB-FIB (2012) traz um modelo para determinar o comportamento do concreto submetido à tração, sendo aplicado neste trabalho a resistência média à tração do concreto, definida nas Equações 3.17 e 3.18.

$$f_{ctm} = 0,3(f_{c0})^{\frac{2}{3}}, \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.17)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + 0,1(f_{c0} + \Delta f)], \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

sendo, $\Delta f = 8 \text{ Mpa}$.

O comportamento à tração do concreto convencional e do UHPFRC foi implementado considerando a energia de fratura. Para o concreto emprega-se a equação desenvolvida pelo CEB-FIB (2012).

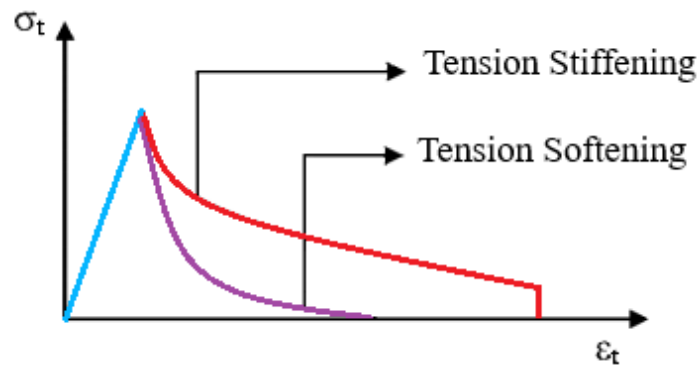
$$G_F = 73f_{c0}^{0,18} \quad (3.19)$$

A energia de fratura para o UHPFRC é calculada através do modelo elaborado por Wille; El-Tawil e Naaman (2014), dependente do volume de fibras (V_f) presente na constituição da mistura.

$$G_F = -1,4V_f^2 + 13V_f \quad (3.20)$$

O comportamento do concreto à tração ainda pode ser previsto por valores de deformação, dependente da ausência ou presença de armadura, o desempenho pós pico é descrito como *tension softening* (amolecimento por tração) ou *tension stiffening* (enrijecimento por tração), respectivamente. *Tension softening* representa o comportamento pós pico à tração do concreto simples sem armadura (NAYAL; RASHEED, 2006). O fenômeno denominado *tension stiffening* ocorre quando a tensão resistente à tração for atingida, passando assim a admitir uma seção fissurada, de forma que as armaduras aderentes no concreto contribuem com uma parcela de resistência, aumentando, assim, a rigidez na zona fissurada (LAZZARI et al., 2013; ROLIM, 2019). A Figura 3.9 ilustra os dois comportamentos.

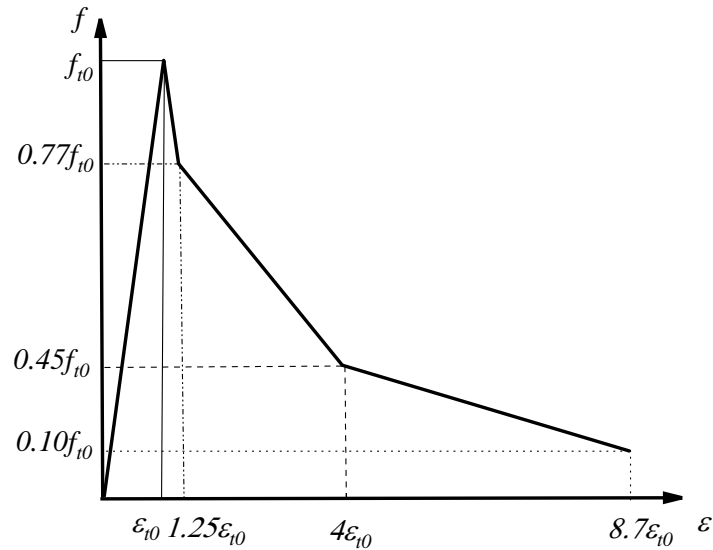
Figura 3.9 – *Tension Softening* e *Tension Stiffening*



Fonte: Adaptado Nayal e Rasheed (2006).

Com base na relação tensão-deformação homogeneizada sugerido por Gilbert e Warner (1978), advindo de ensaios experimentais, observando o comportamento de *tension stiffening* em lajes de concreto armado, com o objetivo de representar o desempenho pós-fissuração e nas análises de Nayal e Rasheed (2006), Wahalathantri et al. (2011) desenvolveram um modelo de curva tensão-deformação adaptada para análise numérica de vigas de concreto armado no ABAQUS.

Figura 3.10 – Modelo proposto por Wahalathantri et al. (2011)



Fonte: Adaptado Wahalathantri et al. (2011).

De acordo com Nayal e Rasheed (2006), a primeira reta pós-pico corresponde ao aparecimento de fissuras primárias e a segunda representa a propagação de fissuras secundárias decorrente das tensões de aderência que se formam ao redor das fissuras primárias. O modelo proposto por Wahalathantri et al. (2011) viabiliza a análise não linear de elementos de concreto armado no ABAQUS, reduzindo a possibilidade de erros de processamento devido à queda brusca no início do comportamento pós-pico.

3.2.1.2 Valores adotados no modelo numérico para o concreto e UHPFRC

O comportamento do concreto convencional e de alta resistência quanto a compressão e tração são determinados por meio das formulações de Hognestad, Hanson e McHenry (1955) reportado por Xie, Fu e Yan (2019) para o todas as classes de concreto, e Wahalathantri et al (2011) para o desempenho a tração. As Equações 3.21 e 3.22 descrevem o modelo constitutivo a compressão para o concreto de 25, 40 e 60 MPa.

$$f_c = f_{c0} \left[2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right], \text{ para } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{c0} \quad (3.21)$$

$$f_c = \frac{2f_{c0}(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})}{1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^2}, \text{ para } \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \quad (3.22)$$

A distinção entre as categorias de resistência foi fundamentada na deformação. As

Equações 3.23 e 3.24 são aplicadas aos concretos de 25 MPa:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{2f_{c0}}{E_c} \quad (3.23)$$

$$E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_c} \quad (3.24)$$

$$E_{cs} = \frac{f_{c0}}{\varepsilon_{c0}} \quad (3.25)$$

sendo E_{cs} módulo de elasticidade secante usado nas simulações e α_E é o coeficiente referente ao tipo de agregado graúdo empregue, valor considerado igual a 1,0 neste trabalho.

Mediante a diferença de desempenho consoante a resistência à compressão, a formulação de Ahmad e Shah (1985) adaptado por Tasnimi (2004) é adotada para determinar a deformação dos concretos de 40 MPa e 60 MPa (Equação 3.26). O módulo de elasticidade seguindo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) é dado pela Equação 3.27.

$$\varepsilon_{c0} = (65,39f_c^{0,35} - 25,02) \times 10^{-5} \quad (3.26)$$

$$E_c = 21500\alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (3.27)$$

As curvas de tensão-deformação idealizadas com os modelos constitutivos considerando o concreto são apresentadas nas Figura 3.11 e 3.12. A deformação de pico para as classes de concretos estudados foram obtidas por meio dos modelos citados, para o concreto de 25 MPa a deformação considerada foi $\varepsilon = 0,0020$, os concretos de 40 MPa e 60 MPa atingiram as deformações de $\varepsilon = 0,00215$ e $\varepsilon = 0,0025$, respectivamente. O modelo constitutivo a tração é ilustrado na Figura 3.10 e a resistência média a tração é obtida pelas Equações 3.17 e 3.18.

Figura 3.11 – Curvas de compressão dos concretos de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa

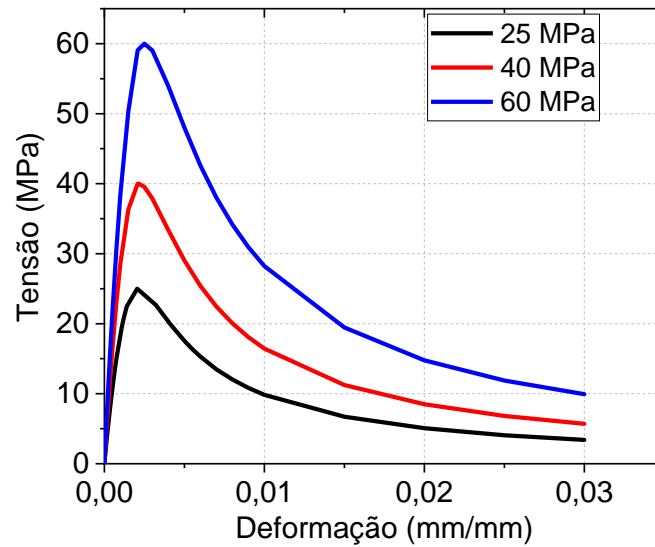
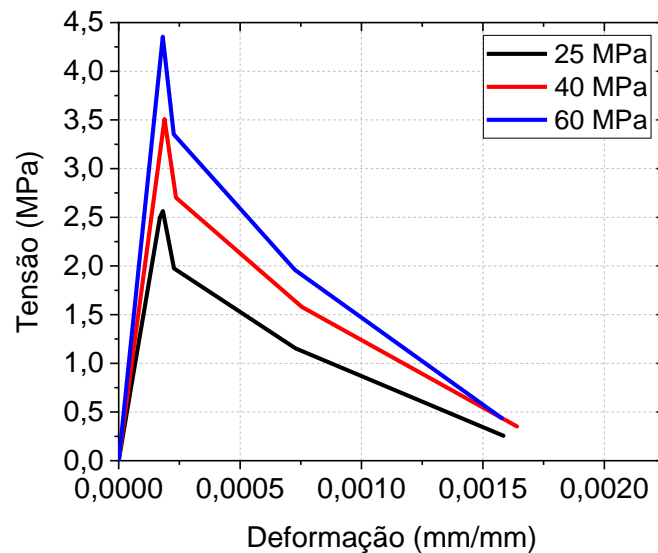


Figura 3.12 – Curvas de tração dos concretos de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa



Na ausência das curvas de tensão-deformação para o UHPFRC são adotados os modelos de Carreira e Chu (1985) e Mansur, Chin e Wee (1999) para o ramo ascendente e descendente da curva de compressão, respectivamente. O modelo de Carreira e Chu (1985) é expresso nas Equações 3.28, 3.29 e 3.30.

$$\frac{f_c}{f_{c0}} = \frac{\beta(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})}{\beta - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^\beta} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_c = (0,71f_{c0} + 168) \times 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{sendo, } \beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{c0}}{\varepsilon_{c0} E_c}} \quad (3.30)$$

Os modelos constitutivos utilizados para representar o comportamento à compressão demonstraram resultados congruentes para concretos com fibras. A expressão elaborada por Mansur, Chin e Wee (1999) e adaptada por Krahl, Carrazedo e El Debs (2018) admite dois coeficientes de correção calibrados em função do β e da energia total W_c correspondente à área média das curvas de tensão-deformação experimentais (Equação 3.31). Para este trabalho a área média é embasada no resultado experimental de Enami (2017).

$$f_c = f_{c0} \left[\frac{k_1 \beta (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0})}{k_1 \beta - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0})^{k_2 \beta}} \right] \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_c = \left[0,00050 + 0,00000072 \left(\frac{V_f l_f}{d_f} \right) \right] \times 10^{-5} \quad (3.32)$$

onde, V_f , l_f e d_f são o volume, comprimento e diâmetro da fibra, respectivamente. Neste trabalho são adotados os valores representativos de 2% para o volume de fibras e a relação de comprimento/diâmetro igual a 65 (ACI 544.1R, 1996). O valor representativo de fibras é implementado de maneira indireta por intermédio da formulação de adotada para a energia de fratura considerada neste trabalho.

Os coeficientes k_1 e k_2 são,

$$k_1 = 0,42539 - 0,04942\beta - 0,2071W_c + 0,00186\beta^2 + 0,16163W_c^2 \quad (3.33)$$

$$k_2 = 1,19603 - 0,09059\beta - 0,82313W_c + 0,00329\beta^2 + 0,37862W_c^2 \quad (3.34)$$

O comportamento à tração foi definido de acordo com o modelo de Wille; El-Tawil e Naaman (2014) em função da quantidade de fibras, utilizando as Equações empíricas 3.35 e 3.36, a relação tensão-deformação pós pico segue o modelo de Wahalathantri et al (2011).

$$f_{t0} = -0,9V_f^2 + 9V_f \quad (3.35)$$

$$\varepsilon_e = \frac{f_{t0}}{E_c} \quad (3.36)$$

As Figuras 3.13 e 3.14 exibem as tensão-deformação de compressão e tração, respectivamente. As tensões máximas resistentes estipuladas seguindo as equações apresentada para o material são 125,00 MPa e 14,40 MPa para a compressão e tração, respectivamente. As grandezas adotadas foram amparadas nos estudos da literatura, visto que os valores médios comumente obtidos em ensaios experimentais.

Figura 3.13 – Curva de compressão do UHPFRC adotada para o modelo numérico

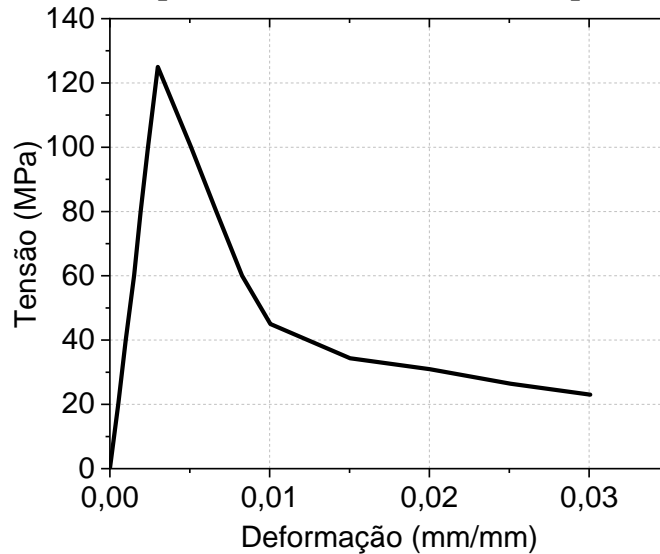
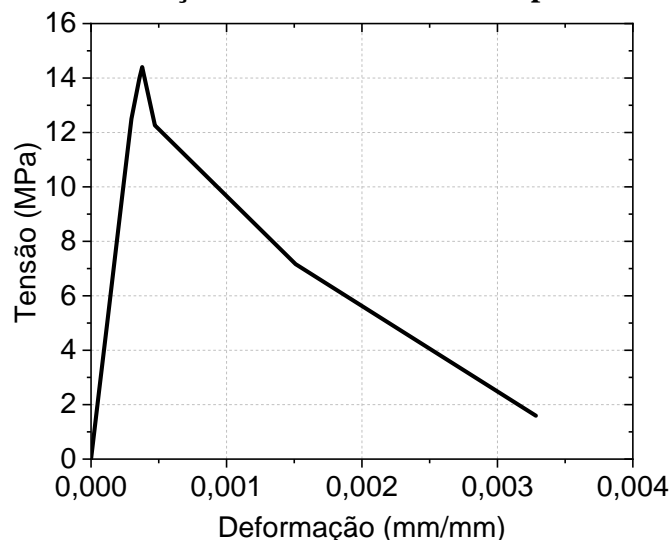


Figura 3.14 – Curva de tração do UHPFRC adotada para o modelo numérico



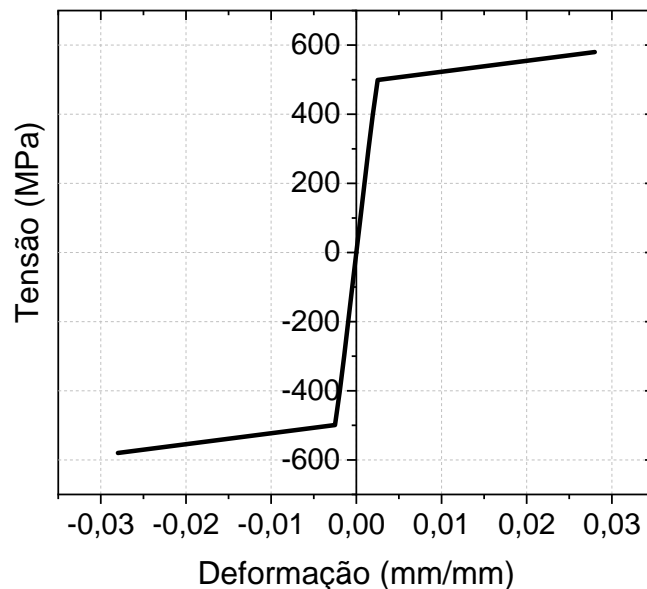
3.2.1.3 Modelo constitutivo elasto-plástico com encruamento para o aço

O aço manifesta um comportamento bem definido em situações de tração ou compressão. As análises em baixos níveis de carregamento são regidas pela fase elástica, após

atingir a tensão de escoamento, o material apresenta o comportamento não linear e plástico com ou sem encruamento.

Para o aço das armaduras foi adotado um modelo bilinear com encruamento isotrópico fundamentado nos parâmetros da ABNT NBR 6118 (2014) e o Model Code 2010 (CEB-FIB, 2012), com critério de plastificação de von Mises. Foi considerada a tensão de escoamento (f_y) igual a 500 MPa, enquanto a tensão última 580 MPa. O módulo de elasticidade (E_s) utilizado foi igual a 210.000 MPa e o coeficiente de Poisson de 0,3. O modelo constitutivo para o aço é retratado na Figura 3.15.

Figura 3.15 – Modelo constitutivo do aço



Para a placa de apoio e a placa de carregamento foi empregado um modelo elástico linear isotrópico considerando somente o módulo de elasticidade do material e coeficiente de Poisson.

3.2.2 Elementos Finitos Utilizados

Os modelos numéricos propostos foram desenvolvidos com base em elementos predefinidos disponibilizados na biblioteca interna do ABAQUS. A escolha dos elementos foi realizada considerando aspectos como número de graus de liberdade, esforço computacional e a expressividade perante o comportamento a ser simulado.

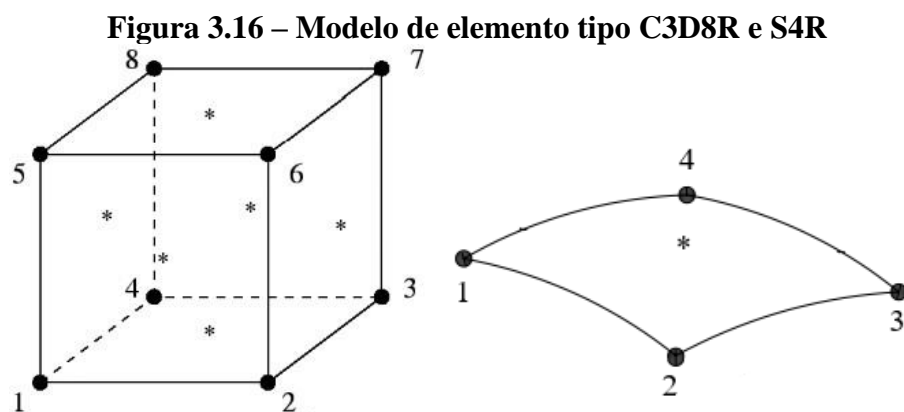
A formulação do elemento se refere à teoria matemática utilizada para definir o comportamento do elemento, sendo identificados por um conjunto de letras e números, cada

qual com um significado. O comportamento do elemento é caracterizado pelos seguintes atributos: família; graus de liberdade; números de nós; formulação e integração.

O concreto, o UHPFRC e as armaduras foram implementados com os elementos sólidos isotrópicos do tipo C3D8R, trata-se de um elemento contínuo, de três dimensões, com 8 nós com três graus de liberdade por nó, integração reduzida e geometria de ordem linear (Figura 3.16). Esses elementos apresentaram resultados significativos, sem exigir grandes esforço computacionais, em conformidade com outros resultados já registrados na literatura, como: Chaudhari e Chakrabarti (2012); Krahl, Carrazedo e El Debs (2018); Xie, Fu e Yan, (2019).

O PRF foi modelado com o elemento do tipo casca tridimensional ortotrópico S4R, que possui 4 nós, seis graus de liberdade por nó e integração reduzida. O mesmo elemento foi empregue por Enami (2017) e demonstrou boa concordância com os resultados experimentais.

A técnica de integração reduzida é indicada comumente para simulações de modelos com geometrias complexas envolvendo distorções muito grandes na malha, pois usam, em cada direção, menos pontos de integração que elementos com integração total. Ainda pode ser empregado para diminuir o tempo de processamento e obter campos de deslocamento e tensão mais precisos, pois a matriz de massa e forças são obtidas com a integração total (QIN; ZHOU; LAU, 2017). Elementos lineares associados a essa técnica têm apenas um único ponto de integração localizado no centroide do elemento.



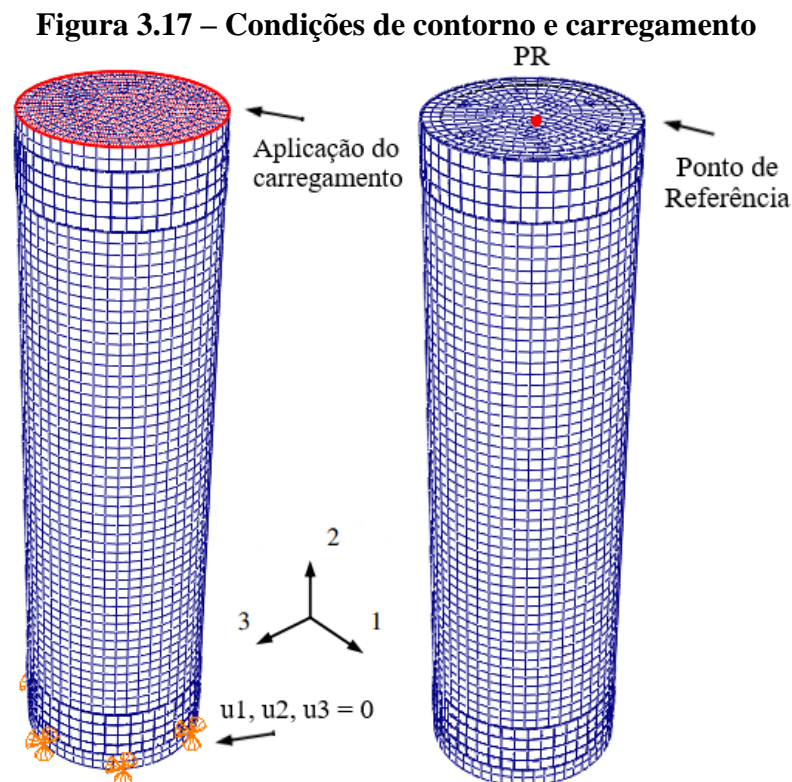
Fonte: Adaptado Simulia (2020)

3.2.3 Carregamento e condições de contorno

Os graus de liberdade dos elementos são as translações e/ou rotações permitidas em cada nó. A nomenclatura presente no *software* para os eixos em um determinado sistema tridimensional é definida como as coordenadas x, y e z correspondem, respectivamente, aos

eixos 1, 2 e 3. Assim, qualquer corpo tridimensional possui 6 graus de liberdade.

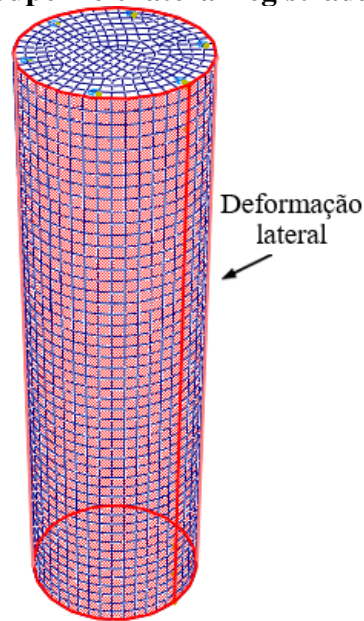
O carregamento foi aplicado de modo estático e monotônico por meio de deslocamentos na placa superior, de modo que, tanto o núcleo de concreto armado quanto o reforço encontrem-se submetidos a compressão. As condições de contorno aplicadas na placa inferior, havendo a restrição de deslocamentos nas direções X, Y e Z. As condições de contorno e carregamento estão representadas na Figura 3.17.



Os deslocamentos translacionais (u_1, u_2, u_3) são restringidos em todos os nós da superfície inferior da placa base, os deslocamentos rotacionais (r_1, r_2, r_3) são livres em toda a placa. Neste estudo foi aplicado o carregamento considerando o controle de deslocamento na placa superior. O deslocamento foi efetuado no sentido contrário ao eixo vertical 2 e aumentando linearmente em função do tempo até o máximo de 4 mm. O deslocamento vertical é aferido na região superior do pilar de concreto, onde o ponto de referência inserido no centro da seção contribui para evitar excentricidades.

A deformação lateral registrada durante as simulações dos modelos foi obtida na superfície lateral do núcleo de concreto (Figura 3.18), de modo a assegurar menor interferência de distorções na malha de elementos por efeito das deformações ocorridas.

Figura 3.18 – Superfície lateral registrada a deformação



3.2.4 Interação entre os materiais

As superfícies de contato no ABAQUS podem ser classificadas em *master* (mestre) e *slave* (escrava), de modo que, os nós da superfície escrava não podem penetrar segmentos da superfície mestre. Para que não ocorra tal fenômeno, a superfície escrava deve ter, preferencialmente, a malha mais refinada ou dispor de menor rigidez (caso a densidade das malhas seja similar).

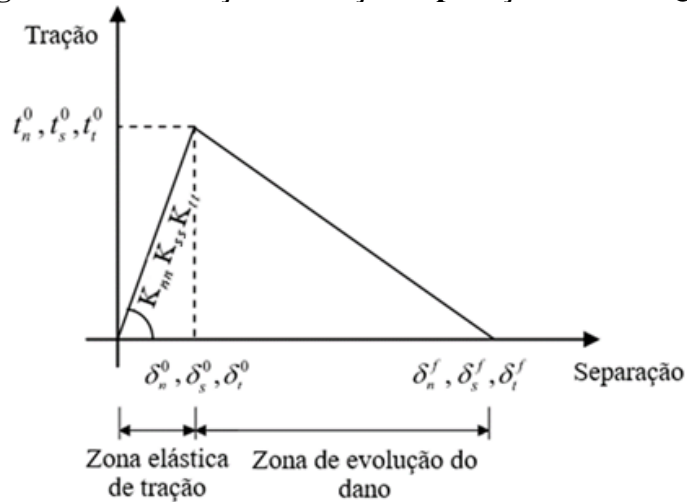
A interação entre as armaduras longitudinais e transversais com o concreto foi assegurada por meio da opção *Embedded region*. Essa ferramenta é utilizada para incorporar um elemento ou conjuntos de elementos, a outro grupo de elementos, restringindo os graus de liberdade de translação. A ferramenta é ideal para a interação entre as barras nervuradas e o concreto, como já comprovado por Asran, El-Esnawi e Sabryfayed (2016) e Enami (2017).

Para a interação entre o concreto e a placa de apoio foi utilizado um modelo de ligação do tipo *Tie*. A opção une duas superfícies de maneira monolítica, em que os nós se mantêm fixos até o final do carregamento, não ocorrendo deslizamento entre as superfícies. O mesmo modelo de ligação foi empregue por Xie, Fu e Yan (2019).

A ligação entre o concreto convencional e o UHPFRC foi realizada por meio da opção *Cohesive Behavior* nos pilares de seção circular e *Tie* naqueles de seção quadrada. O recurso coesivo pode ser usado para modelar uma interface ligada, com ou sem a possibilidade de dano e falha da ligação, permitindo ainda o amolecimento numérico seja introduzido na imposição de restrições, evitando um potencial problema numérico associado a restrições excessivas.

Esse tipo de comportamento é representado por uma lei de tração-separação (Figura 3.19). O ramo ascendente, tem uma resposta linear, posteriormente, ocorre o início e a evolução do dano.

Figura 3.19 – Relação de tração-separação do ABAQUS



Fonte: Adaptado Simulia (2020).

O comportamento elástico é descrito em termos da matriz constitutiva que relaciona a tensão e a deformação nominais. A relação tração *versus* separação é apresentado na Equação 3.37.

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & K_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{Bmatrix} \quad (3.37)$$

onde, t é o vetor nominal de tensão, K é a matriz de rigidez elástica e ε é o vetor nominal de deformação.

De acordo com Nguyen e Kim (2009) e Sakr, Korany e Osama (2020) a rigidez K_{nn} considerada como $0,1E_c$, K_{ss} e K_{tt} são definidas como $0,1G_c$, sendo E_c e G_c os módulos de elasticidade e cisalhamento do concreto. Sendo o módulo de cisalhamento é expresso pela Equação 3.38.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (3.38)$$

Neste trabalho, foi atribuído um comportamento coesivo isotrópico, em que a rigidez, resistência e tenacidade à fratura são equivalentes em cada uma das três direções ortogonais. Ajustes iniciais são feitos nas posições dos nós escravos garantindo que estejam inicialmente em contato com a superfície principal, com a opção *Specify the bonding node set in the surface-to-surface (Standard) interaction*.

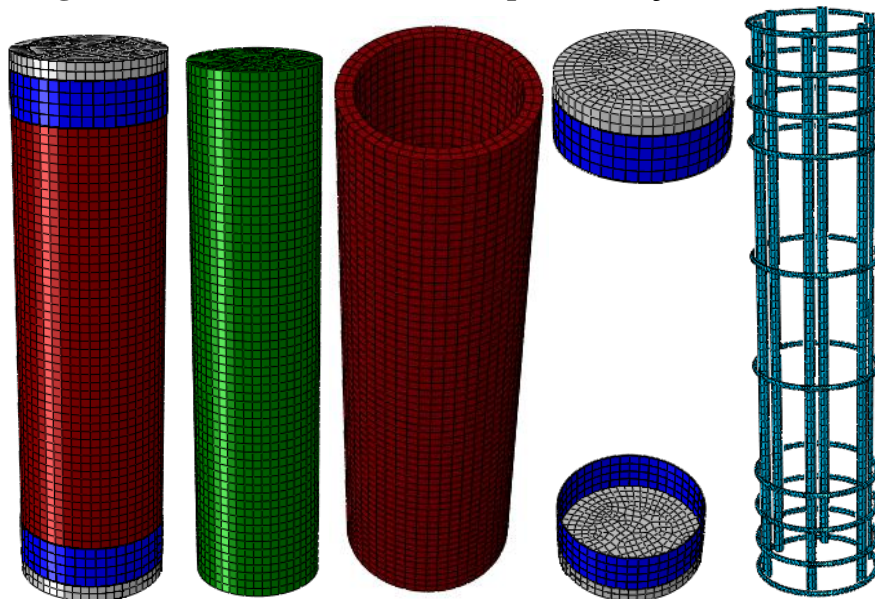
Segundo Camanho, Davila e De Moura (2003), a principal vantagem do uso de elementos de coesão é a capacidade de prever o início e a propagação da delaminação sem o conhecimento prévio da localização da fissura e da direção da propagação.

3.2.5 Definição da malha

A malha foi definida individualmente para cada elemento constituinte do pilar encamisado, em conformidade com a geometria e a interação atribuída. Outro fator que influenciou na determinação do tamanho da malha de elementos finitos foi a convergência da análise, visto que a mesma densidade da malha poderia acarretar erros de processamento.

A Figura 3.20 exibe as malhas para o concreto, o UHPFRC, o PRF e a armadura longitudinal e transversal. O pilar reforçado trata-se do exemplar C15F, além dos aspectos citados que amparam o tamanho dos elementos finitos, trabalhos da literatura também fundamentam os valores adotados.

Figura 3.20 – Detalhe da malha do pilar reforçado tipo C15F



A Tabela 3.3 resume os valores adotados para as malhas, conforme a categoria dos modelos encamisados. A distinção dos tamanhos dos elementos ocorre principalmente na camada de fibra de carbono, em virtude do aumento das dimensões. A mesma situação é observada no NSC e UHPFRC quando realizada a alteração do tipo C para o CN.

Tabela 3.3 – Tamanho dos elementos da malha

Modelos	Tamanho dos elementos (mm)					
	NSC	UHPFRC	Arm. Longitudinal	Arm. Transversal	PRF	Placa de apoio
Tipo C	10	10	8	10	12	12
Tipo CN	12	12	8	10	8	12
Tipo S	15	15	10	3	10	12
Tipo SN	15	15	10	3	8	10
Tipo SR	12	12	10	3	8	10

3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A METODOLOGIA NUMÉRICA

O intuito geral dessa seção foi permitir elencar os passos e definir os parâmetros necessários para a modelagem dos pilares mencionados no início desse capítulo, de maneira que os estudos experimentais de Xie, Fu e Yan (2019), Li et al. (2020) e Enami (2017) proporcionaram estabelecer as diretrizes necessárias para extrapolação das variáveis.

Os parâmetros plásticos para o concreto convencional e o UHPFRC procede dos exemplos simulados, em consequência das similaridades com os modelos experimentais de Enami (2017) adota-se os valores estipulados para os materiais que integram os pilares analisados. A Tabela 3.4 e 3.5 exibem as os parâmetros definidos para o concreto e o UHPFRC, respectivamente.

Tabela 3.4 – Parâmetros plásticos para os concretos de 25, 40 e 60 MPa

	ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	E(MPa)	ν	G_F (N/mm)
C25	36	0,1	1,16	0,667	0,0001	12195,12	0,2	0,1303
C40	36	0,1	1,16	0,667	0,0001	18604,65	0,2	0,1418
C60	36	0,1	1,16	0,667	0,0001	24000,00	0,2	0,15254

Tabela 3.5 – Parâmetros plásticos para o UHPFRC

	ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	E(MPa)	ν	G_F (N/mm)
	54	0,1	1,16	0,667	0,0001	43170	0,2	20,4

As condições de contorno e carregamento aplicadas nesse estudo propiciam a comparação com ensaios experimentais existentes, a distribuição do carregamento abrange tanto o núcleo de concreto armado quanto o reforço em UHPFRC. Nessa condição ocorre que certa parcela das tensões de compressão é absorvida pelo núcleo e a outra fração destinada ao reforço. Além de que, a expansão lateral promove tensões de tração no conjunto.

A interação estipulada para o núcleo e o reforço restringe a probabilidade do destacamento entre os materiais e assegura a aderência entre os elementos. As particularidades referentes as propriedades e geometria seguem estudos da literatura.

A modelagem 3D elaborada neste estudo proporciona contemplar o efeito da distribuição das tensões na seção transversal, a degradação nos elementos e maior grau de refinamento dos resultados. Todavia, o tempo de processamento demonstra ser superior em comparação a modelos 2D, como cita Sakr, Korany e Osama (2020).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esta seção trata dos resultados e discussões desta pesquisa, oriundos da análise numérica de 56 pilares encamisados com concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras. Os modelos simulados englobam as seguintes variáveis: resistência à compressão do núcleo de concreto, seção transversal e a espessura do reforço.

Primeiramente foram simulados pilares encamisados presente na literatura que fundamentam esse trabalho. Os modelos experimentais de Xie, Fu e Yan (2019), Li et al. (2020) e Enami (2017) contribuem para o entendimento da modelagem no ABAQUS e respalda a metodologia concebida nesta pesquisa.

Em sequência, são apresentados os resultados referentes aos pilares reforçados de seção transversal circular, subsequente dos pilares quadrados e em seguida os modelos que expõem o arredondamento dos cantos. Posteriormente, comparado os resultados obtidos com as formulações de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) e Cusson e Paultre (1995) e por fim analisado a influência dos parâmetros elencados neste trabalho.

4.1 MODELAGEM ESTRUTURAL DE PILAR CONFINADO SEM ARMADURA

A simulação numérica do pilar confinado sem armadura tem como base o trabalho experimental desenvolvido por Xie, Fu e Yan (2019), em que foi avaliado pilares curtos de comprimento de 300 mm e diâmetro 150 mm, confinados com diferentes espessuras de UHPFRC. Durante o ensaio, o carregamento foi aplicado de forma incremental, até atingir a ruptura do elemento, que ocorreu para uma força aplicada de aproximadamente 715 kN. O modelo adotado para análise consiste em um núcleo de concreto de resistência à compressão de 41,3 MPa, revestido por uma camada de UHPFRC com espessura de 20 mm, resistência à compressão de 125 MPa e volume de fibras igual a 2%.

Na região de apoio adotou-se uma placa, para a distribuição das tensões, com 20 mm de altura e 150 mm de diâmetro. Outra placa foi posicionada na região de aplicação do deslocamento com a mesma finalidade, tendo as mesmas dimensões da placa de apoio.

4.1.1 Modelos constitutivos dos materiais

Nas simulações numéricas foram considerados três modelos de materiais, o aço referente as placas para a distribuição de tensão, o concreto convencional do núcleo e a camisa confinante de UHPFRC.

À placa de apoio e de carregamento foi empregado aço, com as propriedades lineares elásticas isotrópicas, atribuindo somente o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson conforme o tópico 3.2.3 deste trabalho.

4.1.1.1 Valores adotados no modelo numérico para o concreto convencional

Adotou-se o modelo CDP existente na biblioteca de materiais do ABAQUS para o concreto convencional. Empregando conceitos de dano isotrópico associado com a plasticidade de tração e compressão para representar o comportamento inelástico do concreto.

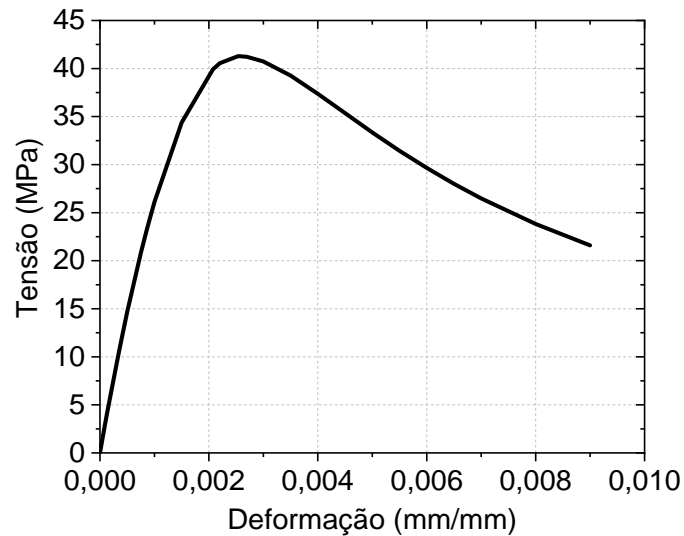
Na modelagem foi necessário definir os parâmetros de plastificação e o comportamento do concreto na compressão e na tração. Tais valores adotados e adaptados do trabalho de Xie, Fu e Yan (2019), o módulo de elasticidade é corrigido para uso no software, conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Parâmetros de plastificação utilizados para o concreto

ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	E(MPa)	ν	G_F (N/mm)
36	0,1	1,16	0,667	0,0001	16260	0,2	0,14262

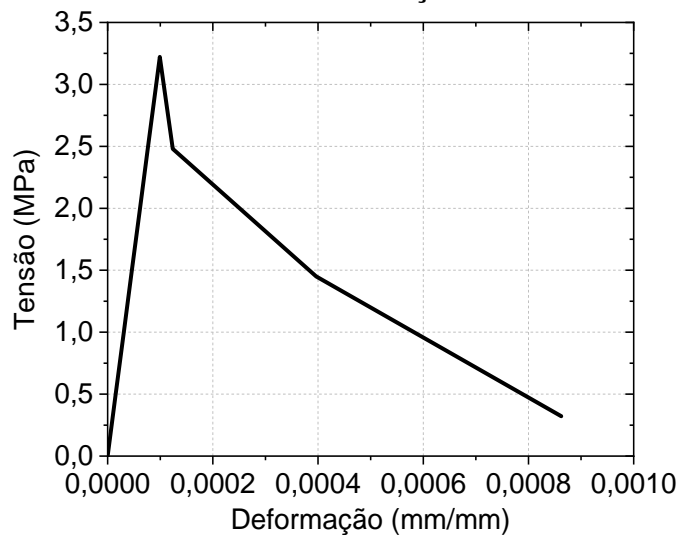
Os autores obtiveram a resistência do concreto por meio ensaios experimentais em corpos de prova cúbicos aos 28 dias, encontrando a resistência à compressão máxima de 41,3 MPa. A relação tensão-deformação foi elaborada neste trabalho considerando o modelo constitutivo de Hognestad, Hanson e McHenry (1955). A Figura 4.1 exibe o comportamento do concreto à compressão.

Figura 4.1 – Curva tensão-deformação do concreto à compressão



Foi adotado o comportamento de tração por deformação de Wahalathantri et al. (2011) para determinar os valores de tensão e deformação de tração do concreto. A resistência a tração foi obtida de acordo com os parâmetros fornecidos pelo CEB-FIB (2012), encontrando o valor de resistência média de 3,58 MPa. A Figura 4.2 mostra o comportamento à tração do concreto.

Figura 4.2 – Curva tensão-deformação do concreto à tração



4.1.1.2 Valores adotados no modelo numérico para o UHPFRC

De modo similar ao concreto convencional, o UHPFRC foi modelado utilizando o modelo CDP, considerando o dano isotrópico associado com a plasticidade de tração e compressão para representar o comportamento inelástico do concreto.

Decorrente das propriedades do material que diferem do concreto usual, os parâmetros

de plastificação e o comportamento do UHPFRC na compressão e na tração foram adotados dos trabalhos de Xie; Fu e Yan (2019). O ângulo de dilatação (ψ) medido no plano meridional governa a capacidade de expansão transversal no modelo material implementado (OLIVEIRA, 2017) de modo que a Figura 4.3 exibe a comparação entre os valores dos estudos de Enami (2017), Krahl, Carrazedo e El Debs (2018) e Xie; Fu e Yan (2019). Os parâmetros de plastificação do UHPFRC são apresentados na Tabela 4.2.

Figura 4.3 – Comparação da curva Força versus Deslocamento com diferentes ângulos de dilatação

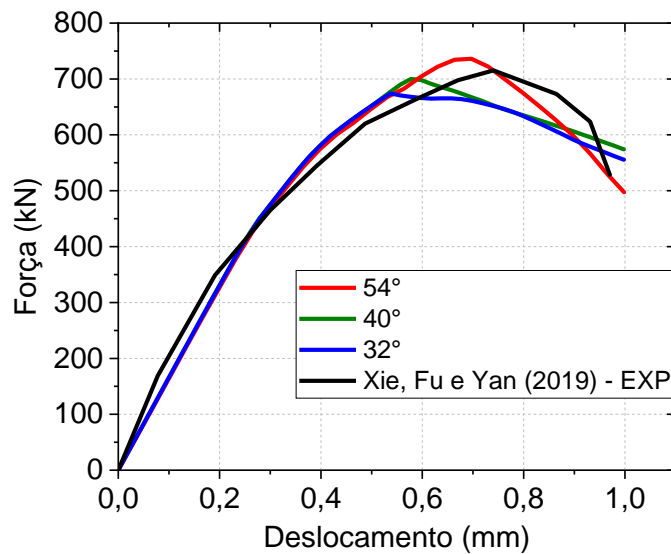
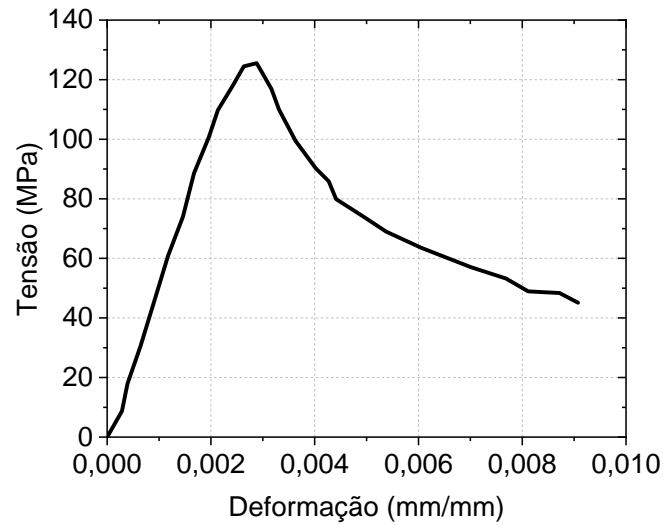


Tabela 4.2 – Parâmetros de plastificação utilizados para o UHPFRC

ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	E(MPa)	ν	G_F (N/mm)
54	0,1	1,16	0,667	0,0001	43551	0,2	20,4

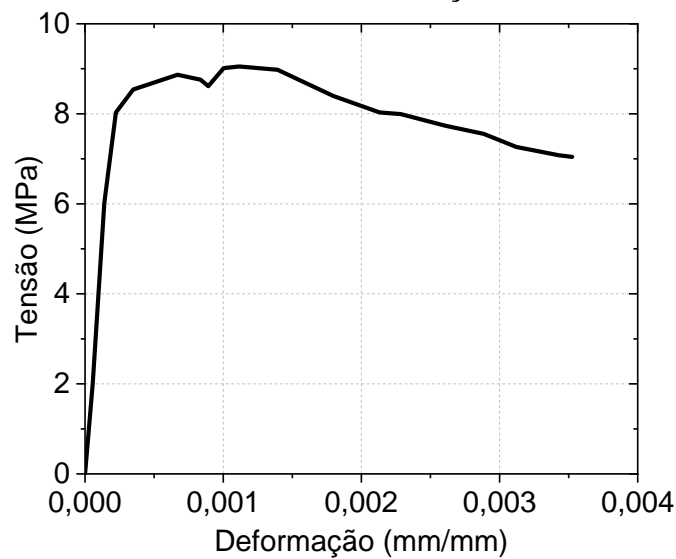
As curvas tensão-deformação tanto de compressão quanto de tração advém dos ensaios experimentais realizados por Xie; Fu e Yan (2019) empregando corpos de prova prismáticos cuja a resistência máxima à compressão foi de 125,00 MPa e para a tração por meio de ensaio direto obteve 9,00 MPa. O comportamento a compressão e a tração é apresentado na Figura 4.4 e 4.5, respectivamente.

Figura 4.4 – Curva tensão *versus* deformação do UHPFRC à compressão



Fonte: Adaptado Xie; Fu e Yan (2019)

Figura 4.5 – Curva tensão *versus* deformação do UHPFRC à tração



Fonte: Adaptado Xie; Fu e Yan (2019)

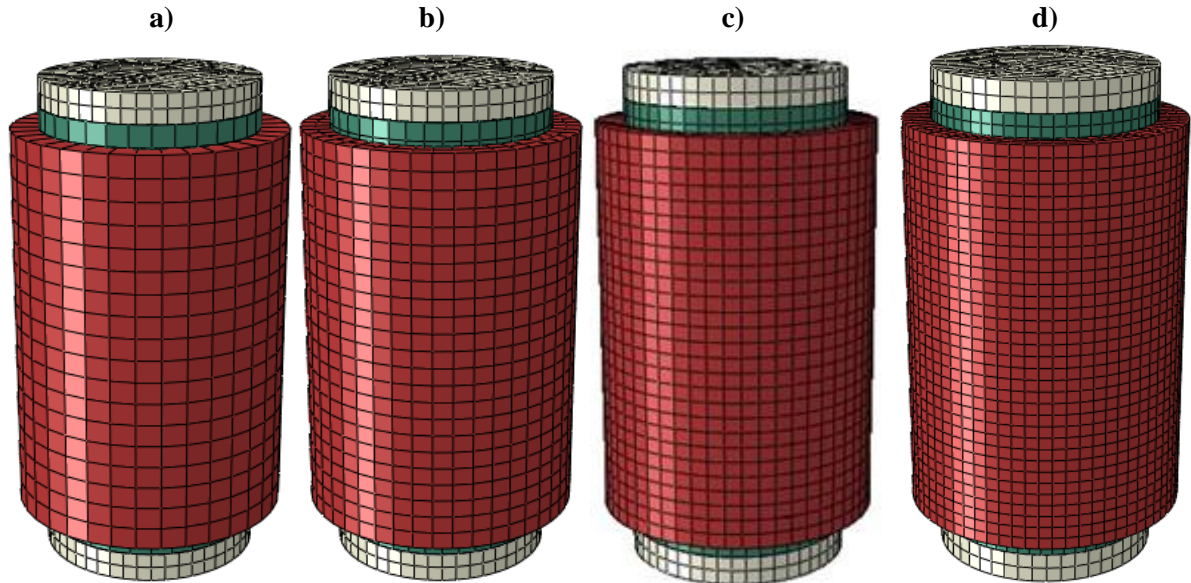
4.1.2 Definição da malha de elementos finitos

Foram adotadas malhas de elementos finitos semelhantes para os materiais. Para as placas posicionadas no apoio e no ponto de aplicação do deslocamento transcorreu a utilização de elementos hexaédricos com interpolação linear e integração reduzida (C3D8R) com tamanho global dos elementos igual a 10 mm, conferindo 502 elementos e 828 nós para cada.

O tamanho da malha de elementos finitos influencia o desempenho da simulação numérica. Esse pode comprometer afetando o tempo de processamento ou não representando adequadamente a resposta da estrutura. Sendo assim, para determinar uma malha de elementos

eficiente é feito o teste de malha, variando o tamanho médio dos elementos finitos em 15, 12, 10 e 8,0 mm, como pode ser visto na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 15 mm, b) 12 mm, c) 10 mm e d) 8,0 mm



Os resultados desse teste são exibidos na Tabela 4.3 e na Figura 4.7. Na tabela, é mostrado o número de elementos finitos, o tempo de processamento, força última da simulação numérica (F_u) e a força experimental (F_e), o deslocamento último (d_u) e o deslocamento experimental (d_e).

Tabela 4.3 – Comparação entre simulações de diferentes tamanhos de malha

Tamanho dos elementos (mm)	Número de elementos	Tempo (h)	Carga última (kN)	Deslocamento último (mm)	Fu/Fe*	du/de*	Diferença	
							F	d
15	3914	0,167	639,805	0,82955	0,8945	1,1206	10,55%	12,06%
12	7828	0,25	712,013	0,63699	0,9954	0,8605	0,46%	13,95%
10	11786	0,50	736,179	0,69673	1,0292	0,9412	2,92%	5,88%
8	22924	2,33	739,98	0,6762	1,0345	0,9135	3,45%	8,65%

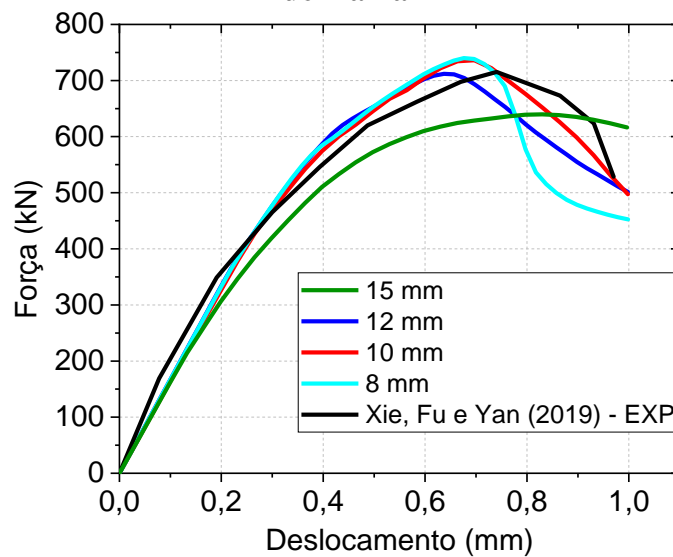
* $F_e = 715,27 \text{ kN}$, $d_e = 0,7402 \text{ mm}$.

Observa-se que quanto menor o elemento finito maior o número de elementos no modelo e conseqüentemente superior o tempo de processamento. O modelo com elementos de 8 mm, acarretou um tempo de processamento de 2,33 horas, já aquele com 15 mm resultou em 0,167 horas. Em relação a carga última a simulação com maior tamanho de elemento apresentou

maior diferença quando comparado com o modelo experimental.

As curvas Força *versus* Deslocamento para as malhas de 8, 10 e 12 mm detêm certa similaridade diferindo no comportamento pós pico. De maneira geral, por exibir um custo computacional condizente e um comportamento geral consistente, o tamanho de malha adotado para a simulação foi de 10 mm. Totalizando 11786 elementos finitos e 15067 nós.

Figura 4.7 – Comparação da curva Força *versus* Deslocamento com diferentes tamanhos de malha

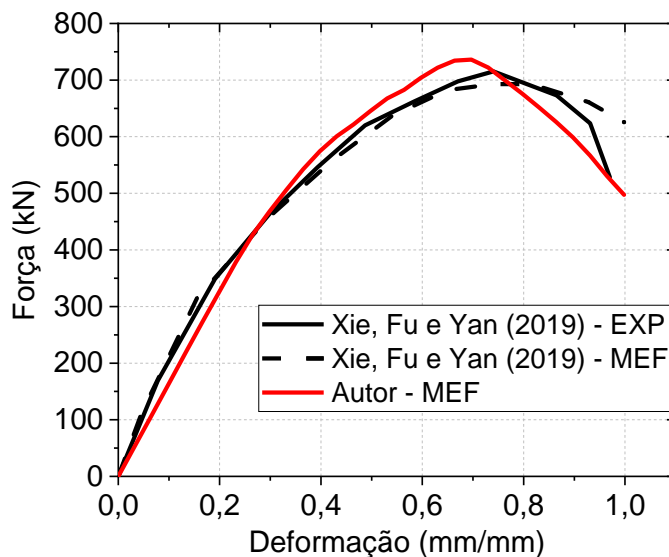


4.1.3 Validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico foi realizada por meio dos resultados experimentais apresentados por Xie; Fu e Yan (2019), os dados foram obtidos pelos autores mediante *strain gauges* na direção axial e radial, além de 4 transdutores de deslocamento variável linear (LVDTs), os resultados são apresentados em função das curvas Força *versus* Deslocamento. A análise numérica foi processada em um computador com processador Core i5-8265U e 8GB de memória e obteve a duração média de 30 minutos.

A Figura 4.8 exibe os diagramas de força-deslocamento do resultado experimental e numérico, a fim de validar a eficiência do modelo desenvolvido. Os deslocamentos verticais são registrados no centro da superfície superior do núcleo de concreto, de modo evitar interferência que podem surgir decorrente de excentricidades. Foi aplicado o deslocamento total de 1,0 mm em função do tempo para obter os pontos da curva.

Figura 4.8 – Comparação entre o comportamento experimental e numérico do pilar confinado

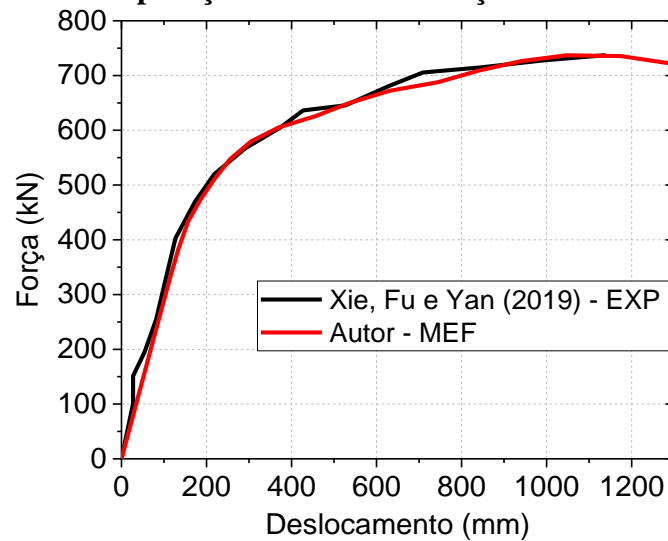


Pode-se observar no gráfico que o resultado numérico se aproxima do resultado experimental. A força de ruptura atingida na modelagem foi igual a 736,18 kN, enquanto o modelo experimental obteve 715,27 kN, desse modo a diferença relativa entre os valores foi de 2,92%.

No modelo numérico a força de ruptura ocorre para um deslocamento vertical de 0,697 mm, para o modelo experimental de Xie; Fu e Yan (2019) foi obtido 0,74 mm, de modo que o valor encontrado foi 5,88% inferior.

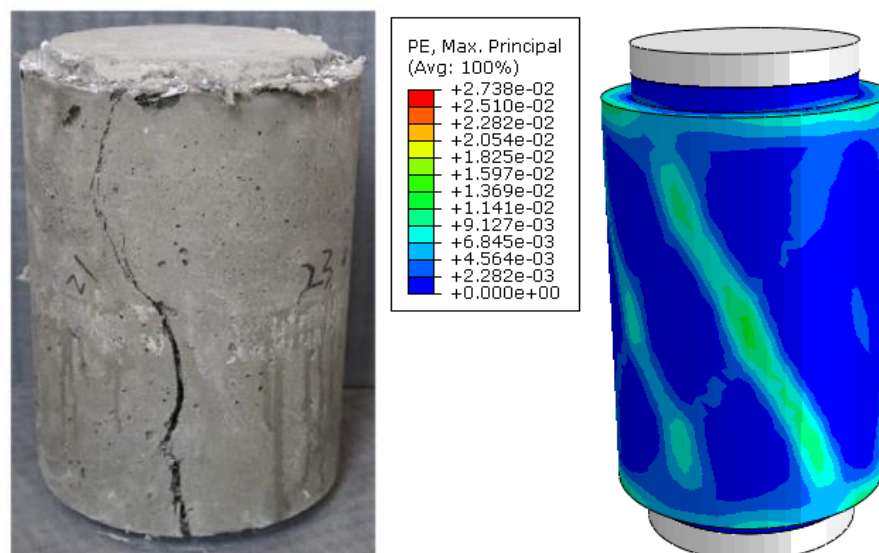
Os autores verificaram a deformação radial em ensaios experimentais, por meio de *strain gauges* posicionados estrategicamente entre o concreto e a camada confinante e também na camisa de UHPFRC. Desse modo, o comportamento expresso em função da força *versus* deformação radial pode ser usado também como forma de validação do modelo. A Figura 4.9 mostra a comparação entre o comportamento experimental de Xie; Fu e Yan (2019) e o numérico obtido neste trabalho.

Figura 4.9 – Comparação entre a deformação radial do UHPFRC



Os critérios e metodologia estabelecidos contribuem no entendimento da simulação numérica, a comparação entre o padrão de fissuras do modelo numérico na tensão última e o modelo experimental retrata pequena variabilidade dos resultados (Figura 4.10).

Figura 4.10 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico



4.2 MODELAGEM ESTRUTURAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ENCAMISADOS COM UHPFRC

As simulações de pilares de concreto armado encamisados com UHPFRC são fundamentada nos trabalhos experimentais de Enami (2017) e Li et al. (2020). Primeiramente optou-se na análise numérica do modelo de Li et al. (2020) devido a menor complexidade,

posteriormente, são simulados os pilares derivados do estudo de Enami (2017) dessa maneira estruturando a metodologia necessária para análise dos exemplares desenvolvidos nesta pesquisa.

4.2.1 Modelo de Li et al. (2020)

4.2.1.1 Modelos constitutivos dos materiais

O exemplar contempla cinco materiais com propriedades distintas, o concreto convencional, o UHPFRC, o aço referente as placas de apoio e aplicação de deslocamento e o pertinente as armaduras longitudinais e transversais.

Tanto o concreto quanto o UHPFRC são implementados aplicando o CDP existente na biblioteca de materiais do ABAQUS. As placas de aço são representadas apenas pelas propriedades lineares elásticas isotrópicas. As armaduras são implementadas considerando a plasticidade do material.

4.2.1.2 Valores adotados no modelo numérico para o concreto convencional

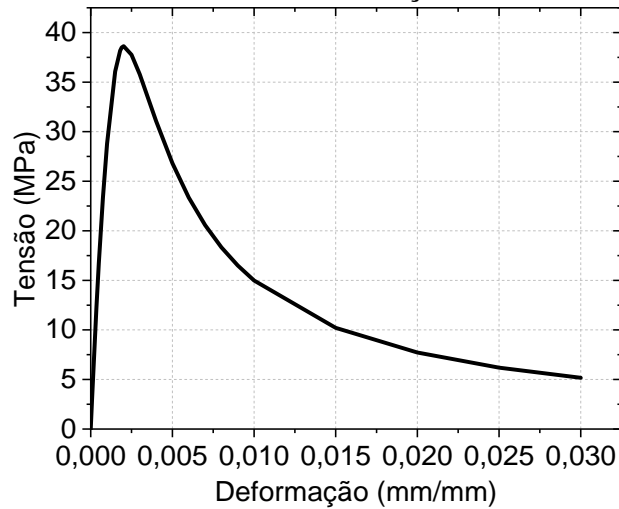
Os parâmetros plásticos que regem o comportamento do concreto tanto a compressão quanto a tração são retratados na Tabela 4.4. Os valores estabelecidos são iguais aos adotados para o modelo sem armadura, ajustando o módulo de elasticidade (E) e a energia de fratura (G_F) em função da resistência a compressão do material.

Tabela 4.4 – Parâmetros de plastificação do concreto convencional

ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	E(MPa)	ν	G_F (N/mm)
36	0,1	1,16	0,667	0,0001	19135	0,2	0,1409

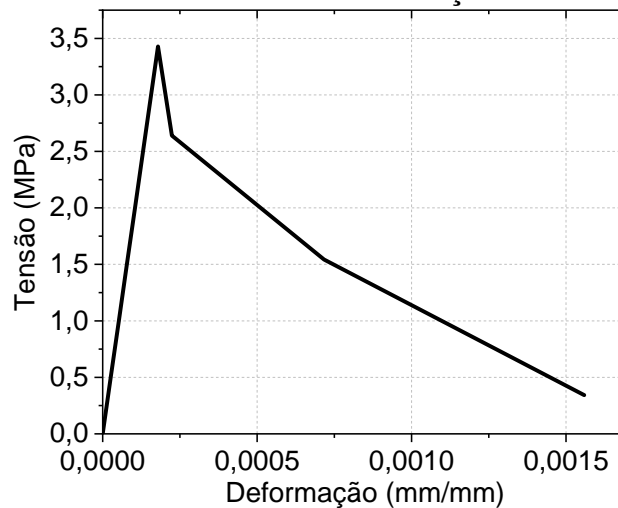
Os autores determinaram a resistência à compressão do concreto por intermédio de ensaios experimentais em corpos de provas cúbicos, atingindo a máxima de 38,63 MPa. A resistência à tração foi obtida de acordo com os parâmetros fornecidos pelo CEB-FIB (2012), encontrando o valor de resistência média de 3,428 MPa. As curvas tensão-deformação são concebidas por meio dos modelos de Hognestad, Hanson e McHenry (1955) e Wahalathantri et al. (2011) para a compressão e tração, respectivamente.

Figura 4.11 – Curva tensão *versus* deformação do concreto à compressão



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

Figura 4.12 – Curva tensão *versus* deformação do concreto à tração

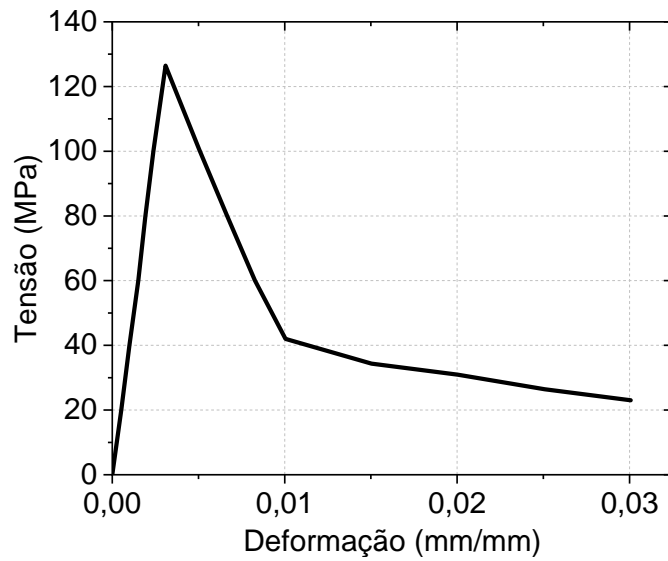


Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

4.2.1.3 Valores adotados no modelo numérico para o UHPFRC

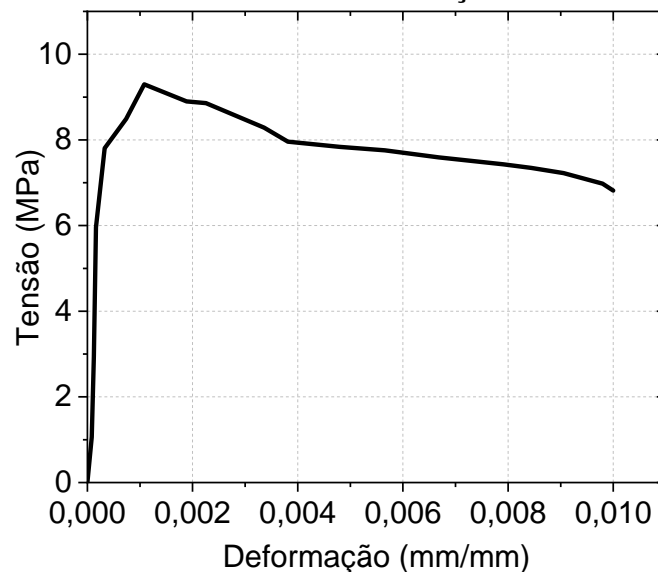
A resistência à compressão do UHPFRC foi obtida por ensaios experimentais em corpos de provas cúbicos, encontrando a resistência máxima de 126,45 MPa. A resistência à tração foi determinada mediante ensaios a tração direta, obtendo a tensão máxima de 9,29 MPa. Apenas a curva tensão-deformação para tração é informada no estudo, de maneira que para a compressão foi elaborada pelos modelos de Carreira e Chu (1985) e Mansur, Chin e Wee (1999). As Figuras 4.13 e 4.14 exibem as trajetórias de compressão e tração, respectivamente.

Figura 4.13 – Curva tensão *versus* deformação do UHPFRC à compressão



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

Figura 4.14 – Curva tensão *versus* deformação do UHPFRC à tração



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

Em virtude da existência de armaduras em conjunto com a camada de UHPFRC, o software assimila a rigidez dos materiais de forma que a correção dos parâmetros plásticos se deu com o ajuste do ângulo de dilatação do material. Foi adotado um ângulo de 34° observando o comportamento dos valores testados (Figura 4.15), assim a Tabela 4.5 exibe as especificações aplicadas para o UHPFRC.

Figura 4.15 – Influência do ângulo de dilatação do UHPFRC considerando a malha de 8 mm

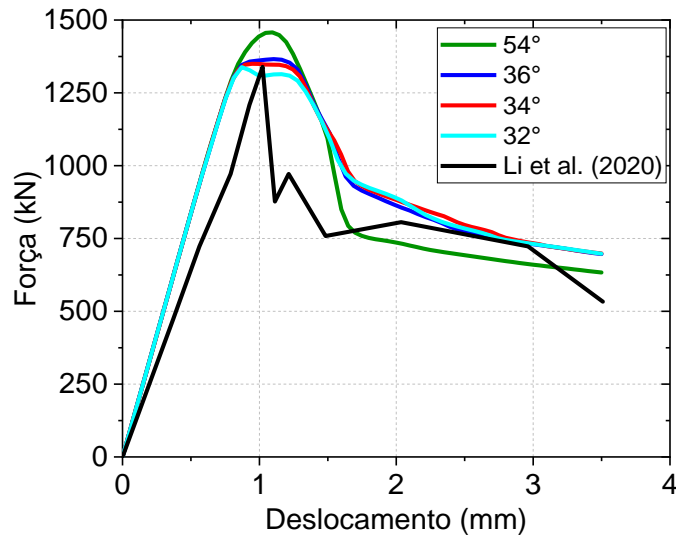


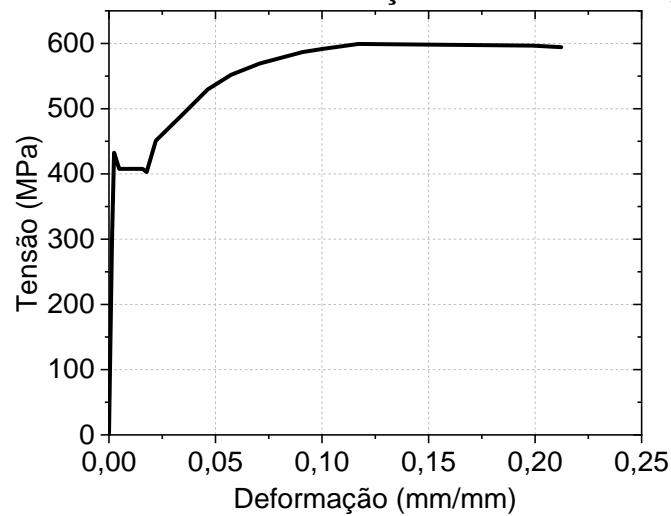
Tabela 4.5 – Parâmetros de plastificação do UHPFRC

ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	$E(\text{MPa})$	ν	$G_F (N/mm)$
34	0,1	1,16	0,667	0,0001	40936	0,2	20,4

4.2.1.4 Valores adotados no modelo numérico do aço

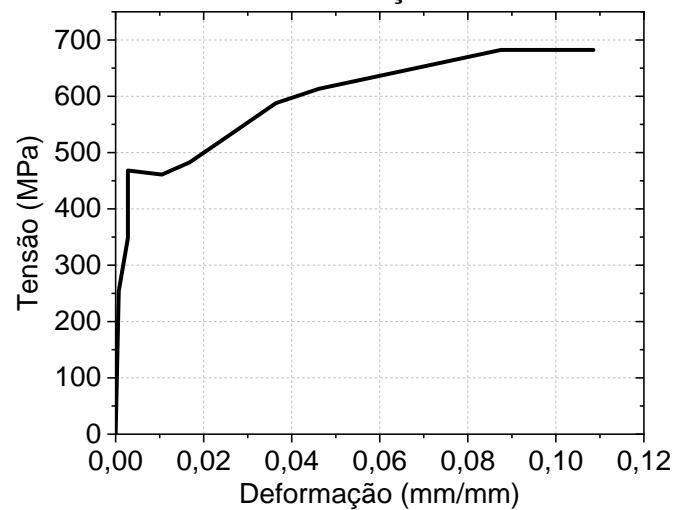
O aço do tipo HRB400 são amplamente usados em estruturas de concreto armado na China. As propriedades mecânicas e as curvas tensão-deformação para as armaduras longitudinais e transversais são retiradas do trabalho de Lin et al. (2016). O módulo de elasticidade utilizado foi igual a 210.000 MPa e o coeficiente de Poisson de 0,3. As Figuras 4.16 e 4.17 mostram os diagramas tensão-deformação da armadura longitudinal e transversal, respectivamente.

Figura 4.16 – Curva tensão-deformação da armadura longitudinal



Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

Figura 4.17 – Curva tensão-deformação da armadura transversal



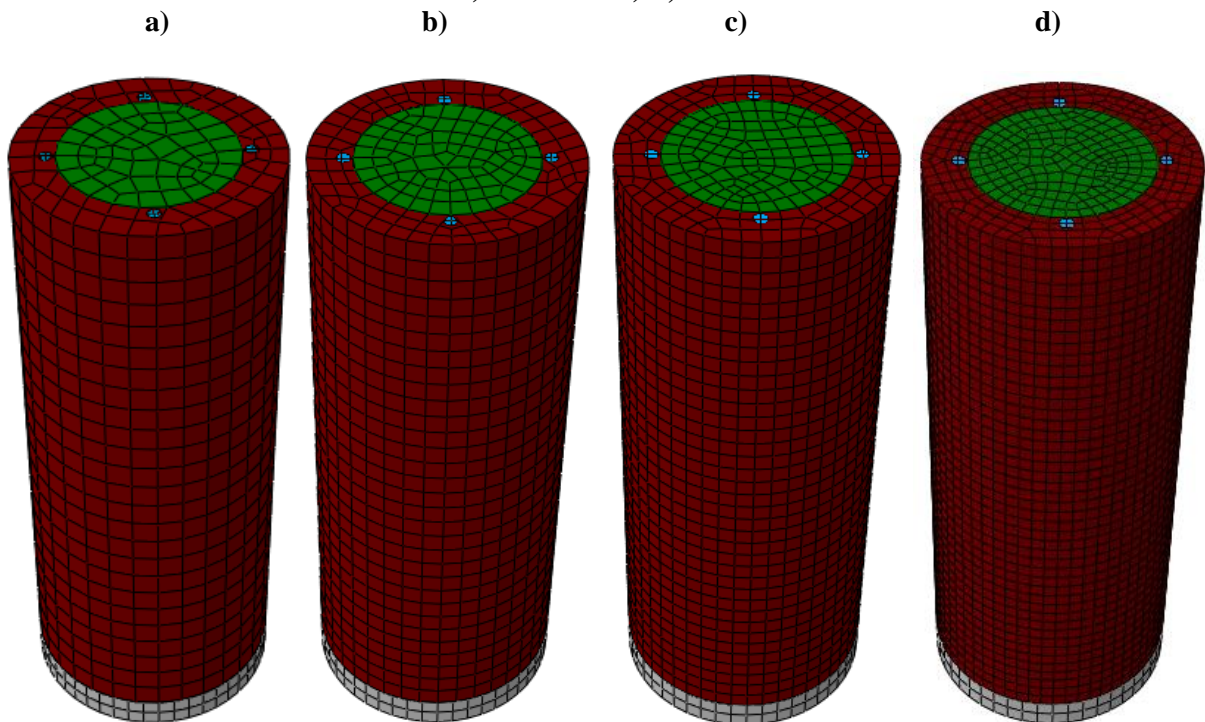
Fonte: Adaptado Li et al. (2020).

4.2.1.5 Definição da malha de elementos finitos

A escolha da malha de elementos foi pautada na aproximação das curvas força *versus* deslocamento do modelo experimental com o numérico. As placas de apoio e reação, armaduras, o núcleo de concreto convencional e o UHPFRC foram simulados com elementos hexaédricos com interpolação linear e integração reduzida (C3D8R).

Devido as características do modelo de Li et al. (2020) foram elencados os tamanhos médios de elementos finitos de 15, 12, 10 e 8 mm para a determinação da malha, o processo é semelhante ao realizado no modelo de Xie, Fu e Yan (2019). A Figura 4.18 demonstra a discretização da malha.

Figura 4.18 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 15 mm, b) 12 mm, c) 10 mm e d) 8,0 mm



A Tabela 4.6 e a Figura 4.19 mostram os resultados do teste. A tabela expõe a relação entre a força e deslocamento último obtidos na simulação numérica e no modelo experimental, além da quantidade de total de elementos e o custo computacional em termos de tempo de processamento.

Tabela 4.6 – Comparação entre simulações de diferentes tamanhos de malha

Tamanho dos elementos (mm)	Número de elementos	Tempo (h)	Carga última (kN)	Deslocamento último (mm)	Fu/Fe*	du/de*	Diferença	
							F	d
15	11800	0,217	1393,72	1,096	1,0408	1,0713	4,08%	7,13%
12	14442	0,283	1355,03	0,995083	1,0119	0,9727	1,19%	2,73%
10	17310	0,38	1358,25	0,895862	1,0143	0,8757	1,43%	12,43%
8	25498	0,833	1349,26	0,995537	1,0076	0,9731	0,76%	2,69%

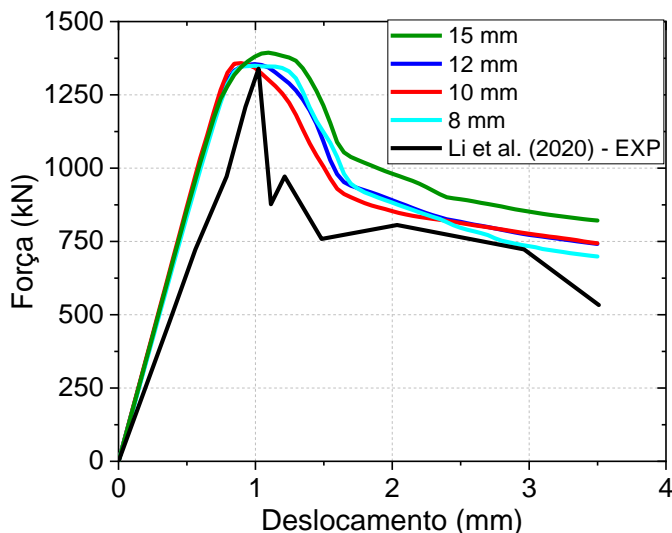
* $F_e = 1339,09 \text{ kN}$, $d_e = 1,023 \text{ mm}$.

As malhas de 15 e 12 mm exprimem pouca diferença em questão de tempo de processamento. A maior distinção em relação a força última foi registrada para a malha com maior dimensão, contudo quanto ao deslocamento o contraste máximo ocorreu com o tamanho de elementos de 10 mm.

As curvas força *versus* deslocamento para as malhas demonstram semelhança, onde o

intervalo quanto a força compreende menor que 100 kN. A força última em todos os casos se manteve próxima daquela observada no ensaio experimental do autor.

Figura 4.19 – Comparação da curva força *versus* deslocamento com diferentes tamanhos de malha



Fundamentando na resposta e na tendência menor variação do comportamento força *versus* deslocamento, decorreu o uso de elementos finitos com tamanho igual 8 mm. A armadura longitudinal e transversal assumiu uma malha de 8 mm e 3 mm, respectivamente. A placa de apoio e no ponto de aplicação do deslocamento admitiu um tamanho global dos elementos de 10 mm. De forma geral, a Tabela 4.7 apresenta a quantidade de elementos, de nós e a largura da malha de elementos finitos para cada componente do modelo numérico. A malha das armaduras e placas são contabilizadas referente a quantidade total.

Tabela 4.7 – Elementos finitos utilizados em cada componente do modelo

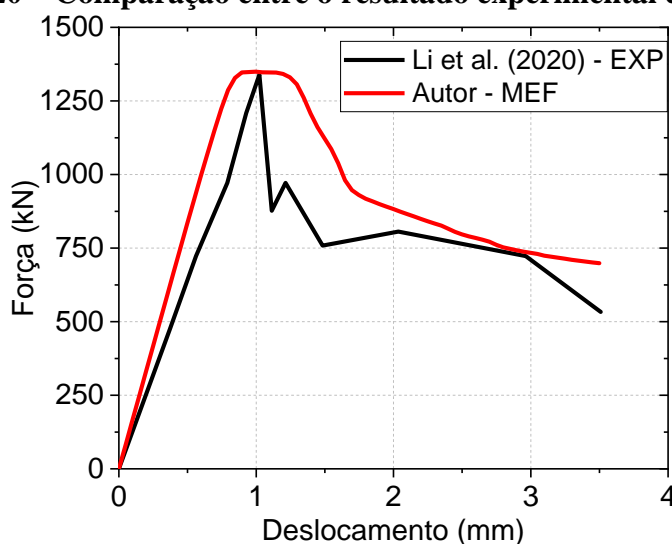
Componentes	Quantidade de elementos	Quantidade de nós	Largura da malha (mm)
Núcleo de concreto	7958	9118	8
Camada de UHPFRC	8740	11277	8
Placas	984	1624	10
Armadura longitudinal	184	432	8
Armadura transversal	708	1592	3
Total	25498	39667	

4.2.1.6 Validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico elaborado no ABAQUS foi fundamentada nos resultados experimentais de Li et al. (2020), os dados foram obtidos pelos autores mediante *strain gauges* na direção axial e radial, além de LVDTs inseridos no pórtico de teste de acordo com a Figura 2.35.

A Figura 4.20 exibe os diagramas de força *versus* deslocamento do resultado experimental e numérico, a fim de validar a eficiência do modelo desenvolvido. Os deslocamentos verticais são registrados no centro da superfície superior do núcleo de concreto, aplicando um deslocamento total de 3,50 mm em função do tempo para obter os pontos da curva.

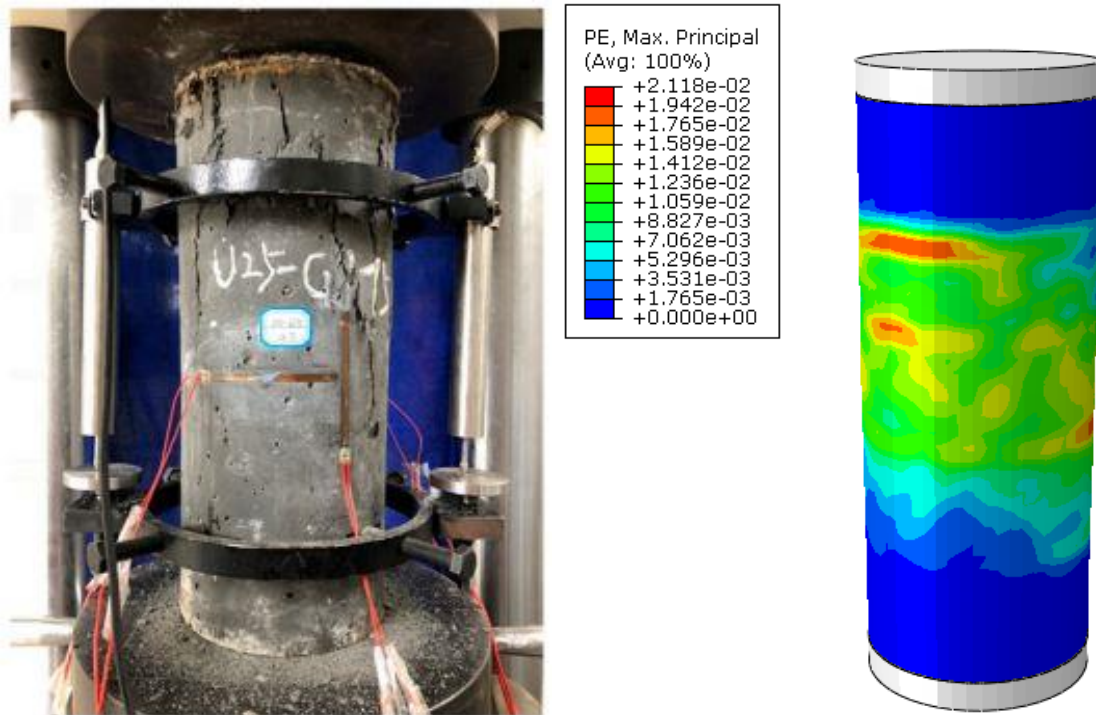
Figura 4.20 – Comparação entre o resultado experimental e numérico



O modelo numérico manifestou proximidade com a curva experimental. A força de ruptura aferida na modelagem numérica foi igual a 1349,26 kN, enquanto o modelo experimental obteve 1339,09 kN, desse modo a diferença relativa entre os valores foi de 0,79 %.

Com relação as deformações plásticas, a Figura 4.21 retrata a comparação entre o modelo experimental e a simulação numérica, onde é perceptível a maior distribuição de deformações no modelo elaborado apresentando menores regiões de similaridades quanto ao padrão experimental.

Figura 4.21 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico



Embora as características do modelo de Li et al. (2020) evidenciar discrepância quanto aqueles desenvolvidos nesta pesquisa, proporciona o entendimento da modelagem das armaduras longitudinais e transversais.

4.2.2 Modelo de Enami (2017)

4.2.2.1 Modelos constitutivos dos materiais

Os pilares simulados são constituídos por um núcleo de concreto armado, reforço externo de UHPFRC, camada de PRFC e as placas de apoio. O concreto convencional e o concreto de ultra alto desempenho são implementados utilizando o CDP, enquanto as armaduras longitudinais e transversais é tido apenas a plasticidade. As placas de apoio são inseridas simplesmente as propriedades lineares elásticas do aço. O PRFC foi simulado considerando um modelo ortotrópico.

4.2.2.2 Valores adotados no modelo numérico para o concreto convencional

O módulo de elasticidade e a energia de fratura são consoantes a resistência à compressão do concreto. Os parâmetros plásticos do material especificados na Tabela 4.8

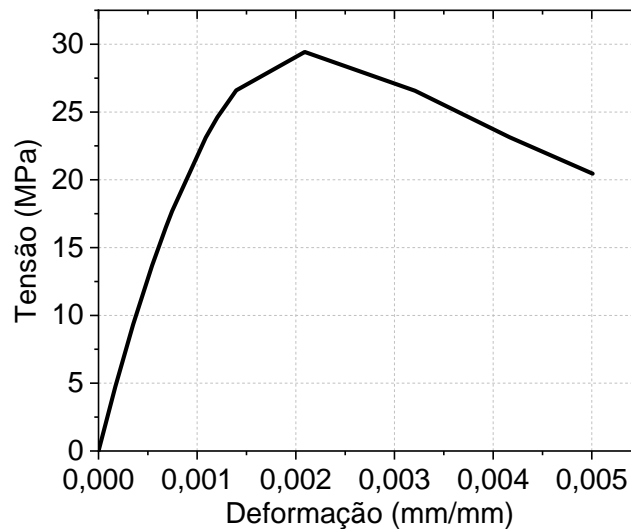
advêm dos modelos já simulados, visto a conformidade dos resultados obtidos.

Tabela 4.8 – Parâmetros de plastificação do concreto convencional

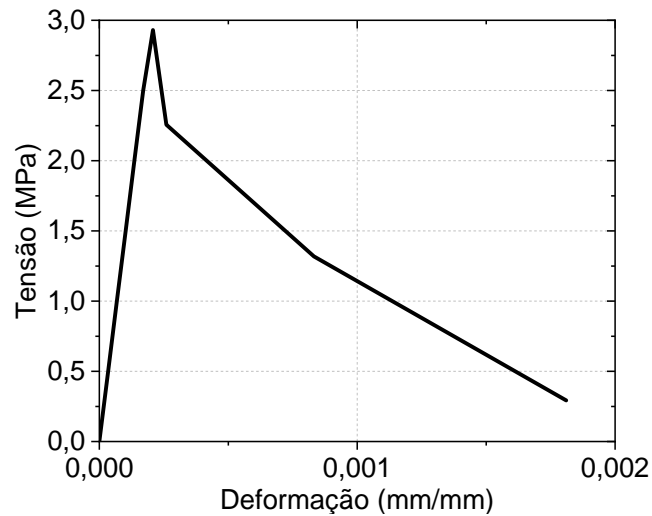
ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	E(MPa)	ν	G_F (N/mm)
36	0,1	1,16	0,667	0,0001	14081,34	0,2	0,1342

A resistência à compressão foi estimada por ensaios em corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 cm x 20 cm com idade de 88 dias, atingido a resistência máxima de 29,31 MPa. A resistência à tração é determinada por compressão diametral com corpos de prova de mesma dimensões e idade de 90 dias, resultando em 2,93 MPa. A curva tensão-deformação representando a compressão axial no concreto convencional pode ser observada na Figura 4.22, quanto sobre o comportamento à tração a curva foi elaborada com o modelo constitutivo definido neste trabalho.

Figura 4.22 – Curva tensão *versus* deformação do concreto à compressão



Fonte: Adaptado Enami (2017)

Figura 4.23 – Curva tensão versus deformação do concreto à tração

4.2.2.3 Valores adotados no modelo numérico para o UHPFRC

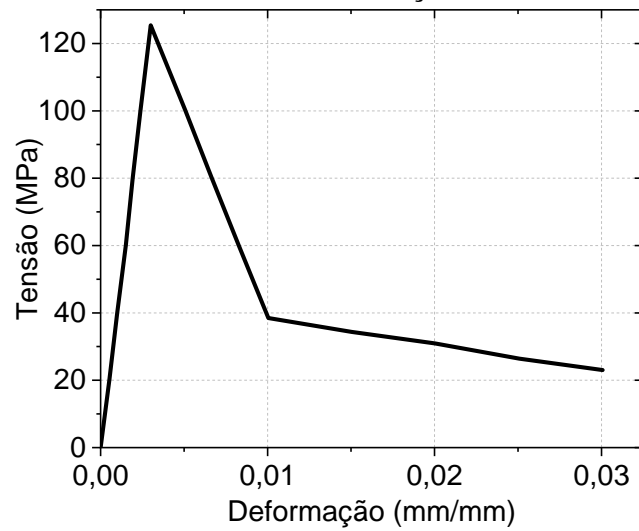
Os critérios de plasticidades provem do estudo de Enami (2017) corrigindo neste trabalho somente o ângulo de dilatação do material, igual ao realizado para o modelo de Xie, Fu e Yan (2019). A Tabela 4.9 mostra os parâmetros aplicados ao material.

Tabela 4.9 – Parâmetros de plastificação do UHPFRC

ψ	m	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ	$E(\text{MPa})$	ν	$G_F (N/mm)$
54	0,1	1,16	0,667	0,0001	43170	0,2	20,4

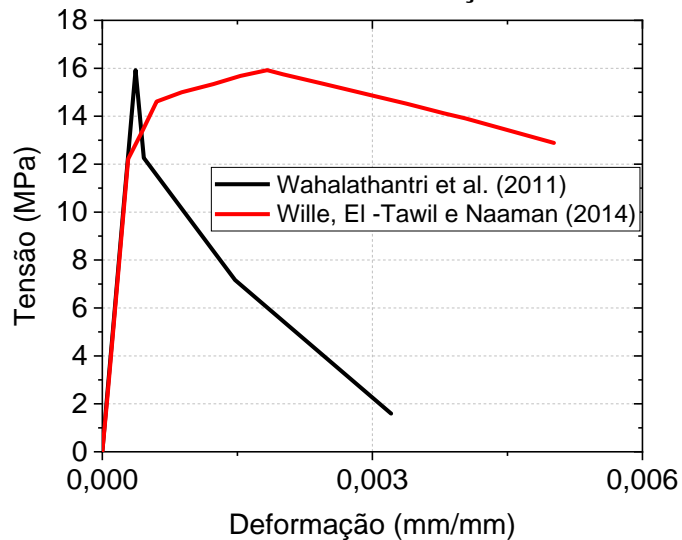
O autor utilizou corpos de prova cilíndricos com dimensões de 5 cm x 10 cm para obter a resistência à compressão do UHPFRC, adotando neste trabalho um valor médio igual a 125,91 MPa. Os corpos de prova com as mesmas dimensões são submetidos a compressão diametral para a determinar a resistência à tração, assumindo um valor de 15,92 MPa. Somente a curva tensão-deformação referente ao comportamento à compressão é informada no trabalho de Enami (2017) desse modo foram testados os modelos constitutivos de Wahalathantri et al. (2011) e Wille, El -Tawil e Naaman (2014) com a finalidade de caracterizar o comportamento à tração do material. As Figuras 4.24 e 4.25 retratam as curvas de compressão e tração, respectivamente.

Figura 4.24 – Curva tensão *versus* deformação do UHPFRC à compressão

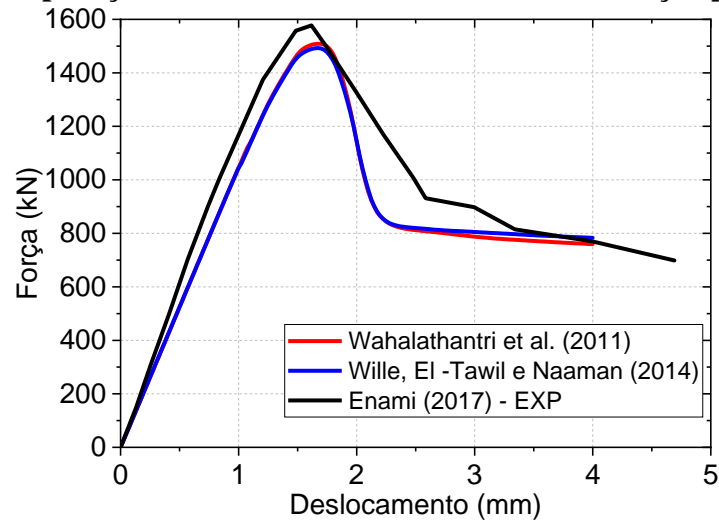


Fonte: Adaptado Enami (2017)

Figura 4.25 – Curva tensão *versus* deformação do UHPFRC à tração



A escolha do modelo constitutivo para caracterizar o comportamento a tração procedeu na simulação do pilar circular descrito nessa seção e confrontado com o resultado experimental. A Figura 4.26 manifesta as curvas força *versus* deslocamento aplicando as formulações de Wahalathantri et al. (2011) e Wille, El -Tawil e Naaman (2014).

Figura 4.26 – Comparação entre os modelos constitutivos de tração para o UHPFRC

Evidenciando a mínima diferença expressa nas curvas dos exemplares simulados e a simplicidade da formulação foi adotado o modelo constitutivo de Wahalathantri et al. (2011) para representar o comportamento do UHPFRC à tração.

4.2.2.4 Valores adotados no modelo numérico do aço

Foram utilizados dois tipos de aço para as armaduras, sendo o CA-50 para as barras de 10 mm das armaduras longitudinais e o CA-60 para as armaduras transversais de 5 mm. As amostras submetidas a ensaios de tração uniaxial seguindo as prescrições da normatização brasileira e apresentadas as propriedades mecânicas na Tabela 4.10.

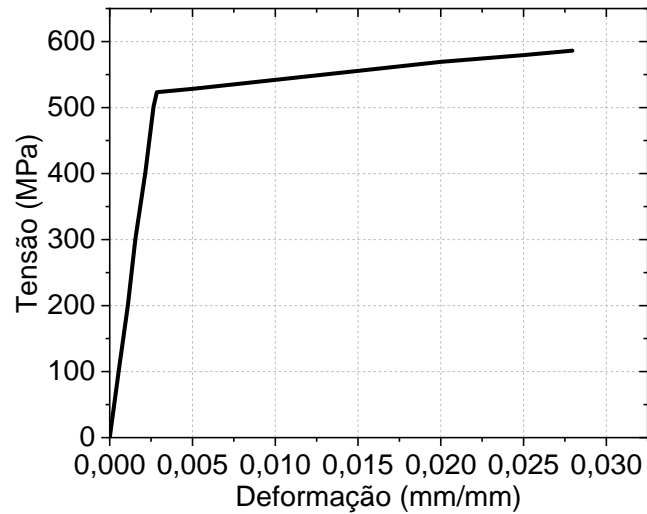
Tabela 4.10 – Propriedades mecânicas das armaduras transversais e longitudinais de Enami (2017)

Diâmetro	5 mm (CA-60)		10 mm (CA-50)	
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 1	Amostra 2
Módulo de Elasticidade (Gpa)	187,00	205,30	189,30	201,91
Resistência (MPa)	818,39	820,73	647,03	644,70

Fonte: Enami (2017).

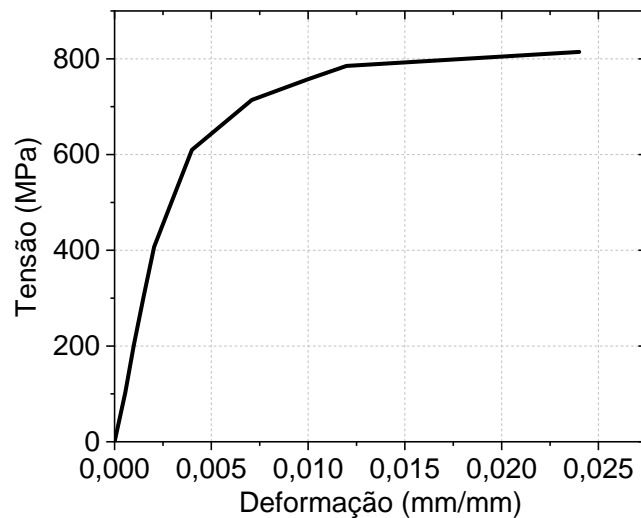
Os diagramas tensão-deformação do aço empregados nas simulações são resultantes dos ensaios experimentais apresentados no trabalho de Enami (2017) e retratados nas Figuras 4.27 e 4.28 para a armadura longitudinal e transversal, respectivamente.

Figura 4.27 – Curva Tensão *versus* Deformação das barras de aço das armaduras longitudinais



Fonte: Adaptado Enami (2017)

Figura 4.28 – Curva Tensão *versus* Deformação das barras de aço das armaduras transversais



Fonte: Adaptado Enami (2017)

4.2.2.5 Valores adotados no modelo numérico para o PRFC

O CFRP utilizado na pesquisa de Enami (2017) foi caracterizado por Oliveira (2017) por meio do ensaio de três corpos de prova seguindo as recomendações da ASTM D3049:2014. A fibra de carbono foi implementada considerando um comportamento ortotrópico mediante a função *Lamina* contido no Abaqus. As propriedades do PRFC são exibidas na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Propriedades do PRFC

	F (N)	ϵ_f (mm/mm)	Largura (mm)	Espessura (mm)	f_t(MPa)	E_f(MPa)
CP1	17688,00	0,01444	17,25	0,16600	3089,00	213885,00
CP2	16571,00	0,01353	16,41	0,16600	3041,00	224788,00
CP3	15020,00	0,01226	16,41	0,16600	2724,00	222171,00
Média		0,01341		0,16600	2951,33	220281,33
Fabricante		0,01500		0,16600	3900,00	230000,00

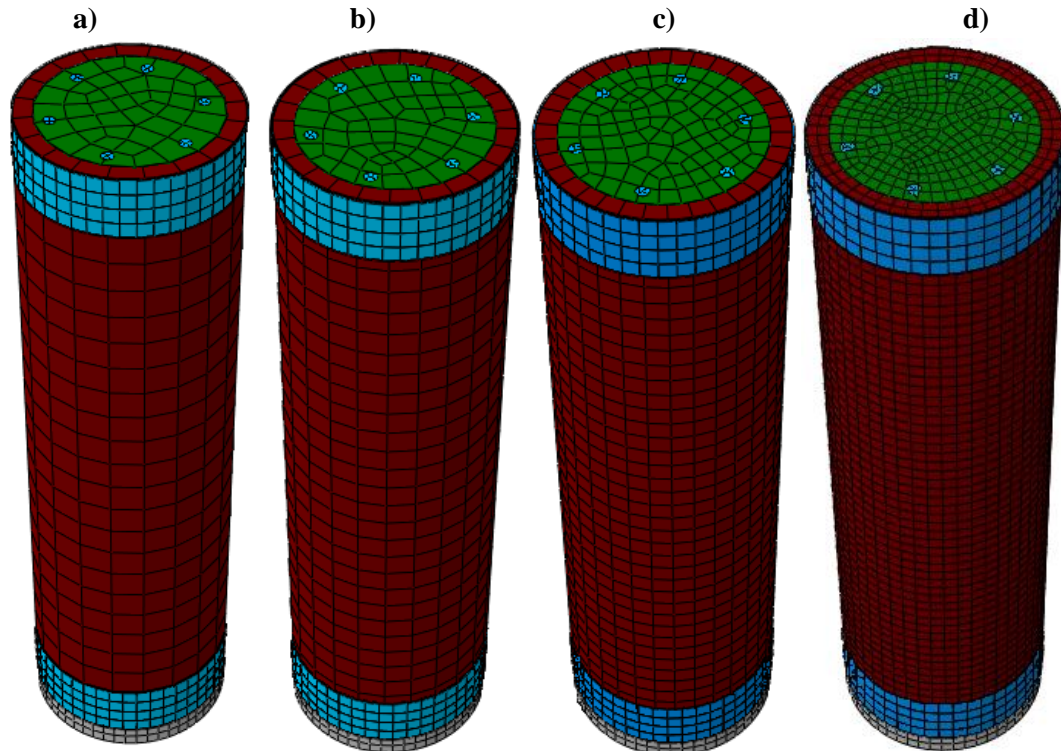
Fonte: Oliveira (2017).

4.2.2.6 Definição da malha de elementos finitos para o modelo circular

A determinação do tamanho dos elementos finitos foi realizada considerando o custo computacional e na aproximação das curvas força *versus* deslocamento do modelo experimental e numérico. As placas, o núcleo de concreto, as armaduras longitudinais e transversais, a camisa de UHPFRC foram simulados com elementos hexaédricos com interpolação linear e integração reduzida (C3D8R). O PRFC foi implementado usando um elemento do tipo casca tridimensional (S4R), que possui 4 nós, seis graus de liberdade por nó e integração reduzida.

A quantidade e a interação dos materiais impõem maior complexidade, de modo que eleva o custo computacional no processamento dos modelos. O teste de malha colabora para a seleção adequada, assim foram estipulados os tamanhos médios de 25, 20, 15 e 10 mm exibidos na Figura 4.29.

Figura 4.29 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 25 mm, b) 20 mm, c) 15 mm e d) 10 mm



O número total de elementos em cada exemplar, a força e o deslocamento último registrados e o custo computacional em termos de horas são expostos na Tabela 4.12. As malhas de 25, 20 e 15 mm não demonstraram considerável aumento no tempo de processamento conforme o menor tamanho dos elementos finitos.

Tabela 4.12 – Comparação entre as simulações com diferentes tamanhos de malha

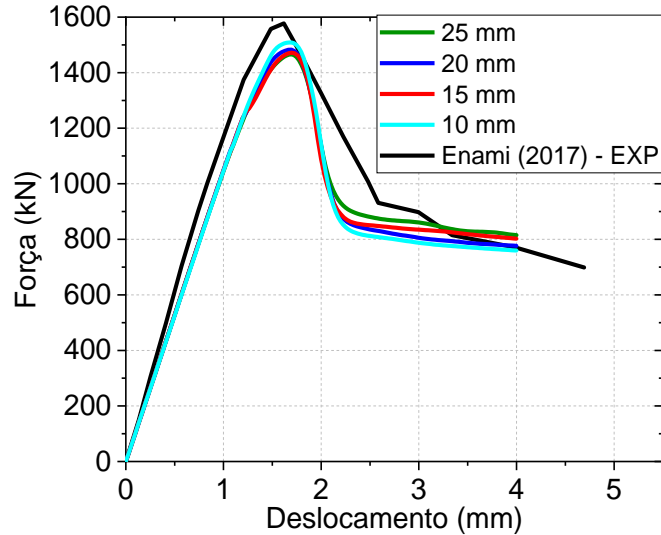
Tamanho dos elementos (mm)	Número de elementos	Tempo (h)	Carga última (kN)	Deslocamento último (mm)	Fu/Fe*	du/de*	Diferença	
							F	d
25	38548	0,417	1465,81	1,6969	0,9293	1,0493	7,07%	4,93%
20	39502	0,45	1482,72	1,69656	0,9400	1,0491	6,00%	4,91%
15	42412	0,50	1472,08	1,69703	0,9333	1,0494	6,67%	4,94%
10	57352	3	1508,69	1,67133	0,9565	1,0335	4,35%	3,35%

* $F_e = 1577,34 \text{ kN}$, $d_e = 1,617 \text{ mm}$.

As curvas força *versus* deslocamento são retratadas na Figura 4.30. As malhas de 25, 20 e 15 mm não manifestaram grande alteração em relação a força e deslocamento último, diferentemente para os elementos de tamanho médio de 10 mm ocorreu um ganho de resistência de modo que é verificado a melhor aproximação entre a força última do modelo experimental

e numérica.

Figura 4.30 – Comparação da curva Força versus Deslocamento com diferentes tamanhos de malha para o modelo circular



Embora a malha de 10 mm tenha mostrado o maior tempo de processamento, decorrente da menor diferença em comparação ao resultado experimental, o tamanho de elementos foi adotado para tal modelo. A armadura longitudinal e transversal assumiu uma malha de 8 mm e 30 mm, respectivamente. A placa de apoio e de aplicação do deslocamento admitiu um tamanho global dos elementos de 10 mm e o PRFC adotou-se uma malha de 12 mm. A Tabela 4.13 expõe a quantidade de elementos e nós para cada material do pilar. As malhas para as armaduras, placas e fibras de carbono estão expressas a quantidade total, visto que existe mais de um elemento no modelo numérico.

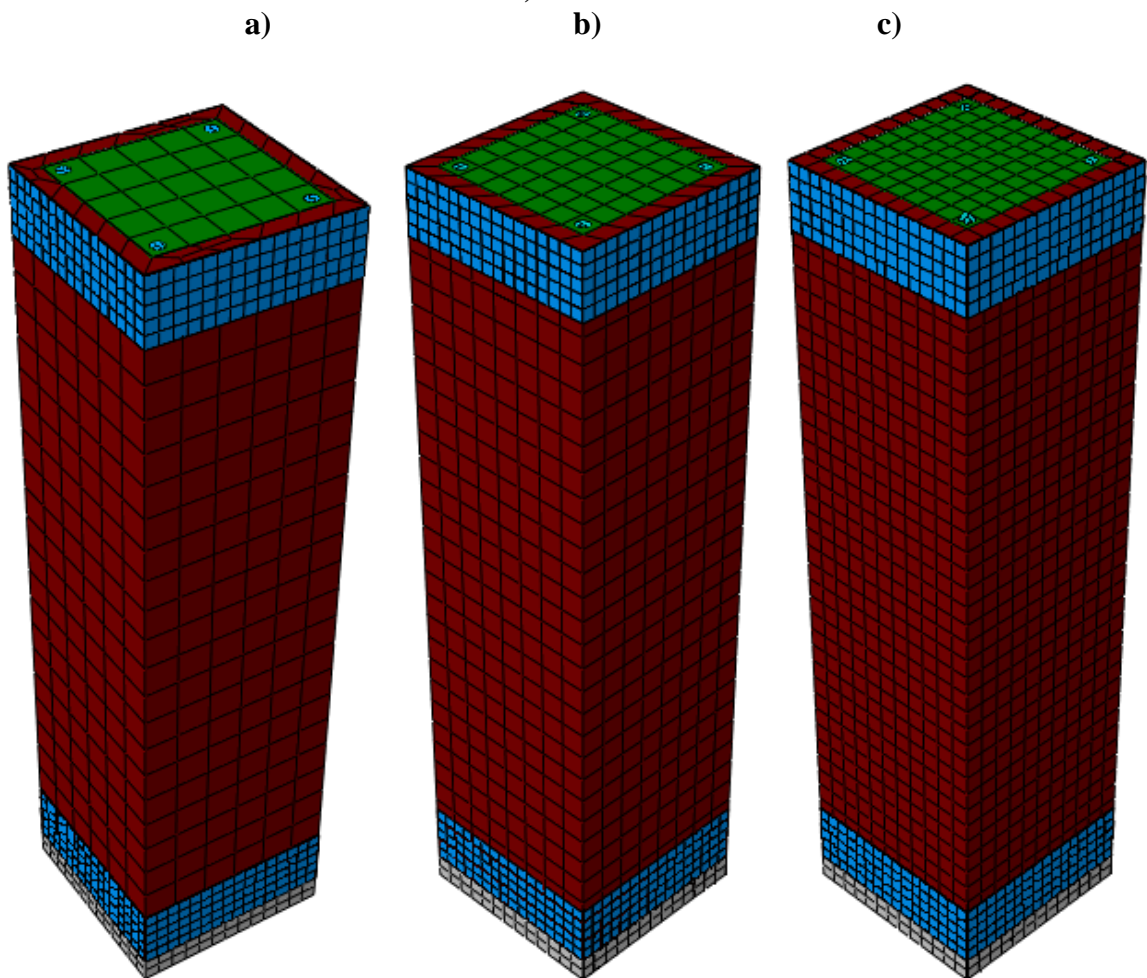
Tabela 4.13 – Elementos finitos utilizados em cada componente do modelo

Componentes	Quantidade de elementos	Quantidade de nós	Largura da malha (mm)
Núcleo de concreto	14460	16165	10
Camada de UHPFRC	5880	8906	10
Placas	1312	2136	10
PRFC	900	900	12
Armadura longitudinal	1800	4104	8
Armadura transversal	33000	9900	3
Total	57352	42111	

4.2.2.7 Definição da malha de elementos finitos para o modelo quadrado

O processo de determinação da malha de elementos finitos para o modelo de pilar de seção transversal quadrada é análogo ao efetuado no item anterior. Os materiais foram implementados seguindo os mesmos elementos determinados para o modelo circular. O teste de malha procedeu com os tamanhos médios de elementos finitos de 25, 20 e 15 mm, como mostra a Figura 4.31.

Figura 4.31 – Discretização em elementos finitos com tamanho de a) 25 mm, b) 20 mm e c) 15 mm



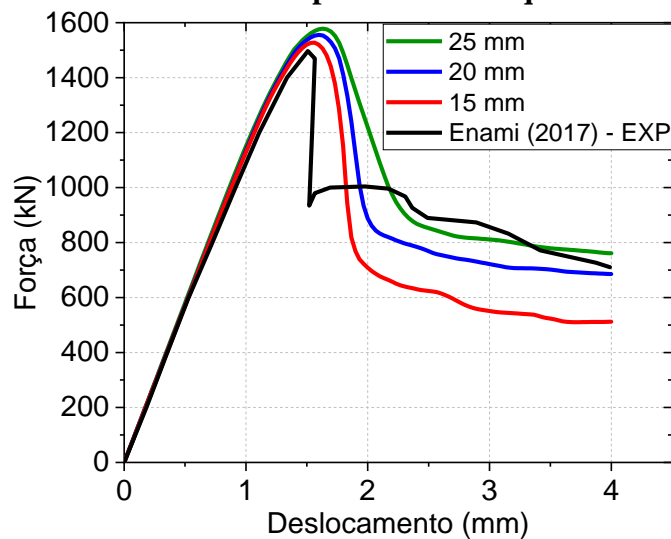
A Tabela 4.14 mostra a diferença entre a carga e o deslocamento último encontrados nas simulações e do estudo experimental. A malha de tamanho médio dos elementos de 10 mm foi desconsiderada devido à dificuldade de convergência da solução, impossibilitando a comparação com as demais.

Tabela 4.14 – Comparação entre as simulações com diferentes tamanhos de malha

Tamanho dos elementos (mm)	Número de elementos	Tempo (h)	Carga última (kN)	Deslocamento último (mm)	Fu/Fe*	du/de*	Diferença	
							F	d
25	5684	0,167	1578,22	1,632	1,0544	1,0818	5,44%	8,18%
20	6686	0,25	1555,69	1,5986	1,0394	1,0596	3,94%	5,96%
15	9156	0,833	1527,55	1,5631	1,0206	1,0361	2,06%	3,61%

* $F_e = 1496,77 \text{ kN}$, $d_e = 1,508 \text{ mm}$.

A confrontação entre as curvas força *versus* deslocamento dos modelos é exibida na Figura 4.32. O menor tamanho dos elementos proporcionou a melhor aproximação com o resultado experimental de modo que a malha de 15 mm foi empregado para o modelo de seção transversal quadrada.

Figura 4.32 – Comparação da curva Força *versus* Deslocamento com diferentes tamanhos de malha para o modelo quadrado

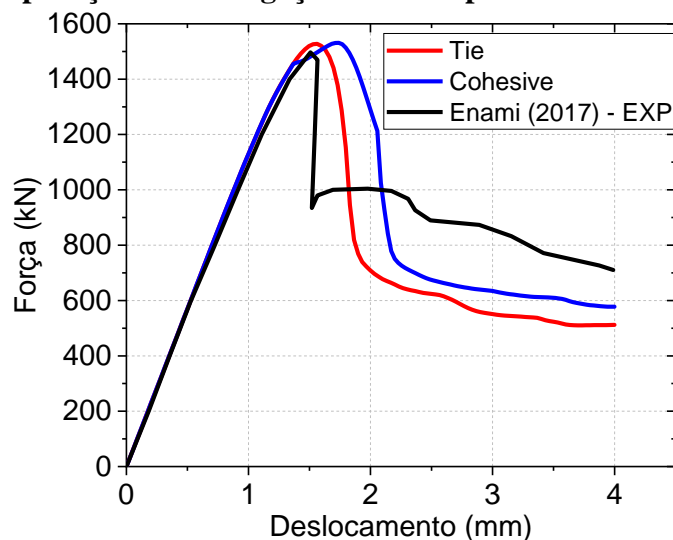
As características das malhas para os elementos que compõem o pilar estão demonstradas na Tabela 4.15. Os tamanhos aplicados refletem semelhança com os utilizados no modelo de seção circular, onde a armadura transversal e longitudinal tem uma malha de tamanho global 4,0 e 10 mm, respectivamente. Os elementos finitos das placas assumiram uma largura de 12 mm e a camada de PFRC possui um tamanho médio de 10 mm.

Tabela 4.15 – Elementos finitos utilizados em cada componente do modelo

Componentes	Quantidade de elementos	Quantidade de nós	Largura da malha (mm)
Núcleo de concreto	3240	4100	15
Camada de UHPFRC	1600	3280	15
Placas PRFC	676	1176	10
Armadura longitudinal	960	2196	10
Armadura transversal	1400	5170	4
Total	9156	17458	

Subsequente a definição do tamanho da malha de elementos finitos é verificada a influência do tipo de ligação entre o núcleo de concreto e o reforço de UHPFRC, por efeito do formato da seção transversal afetar diretamente o comportamento do confinamento. Portanto, foram delimitados os modos *Tie* e *Cohesive Behavior* uma vez que ambos retratam boa concordância com os resultados experimentais. A Figura 4.33 exprime as curvas força *versus* deslocamento de acordo com a interação adotada.

Figura 4.33 – Comparação entre a ligação adotada para o modelo de seção quadrada



O desempenho das técnicas de interação entre o núcleo e a camisa de reforço são similares até o pico da curva, a distinção pode ser observada principalmente quanto ao deslocamento último, onde no modelo com a ligação tipo *Tie* encontra-se um valor de 1,563

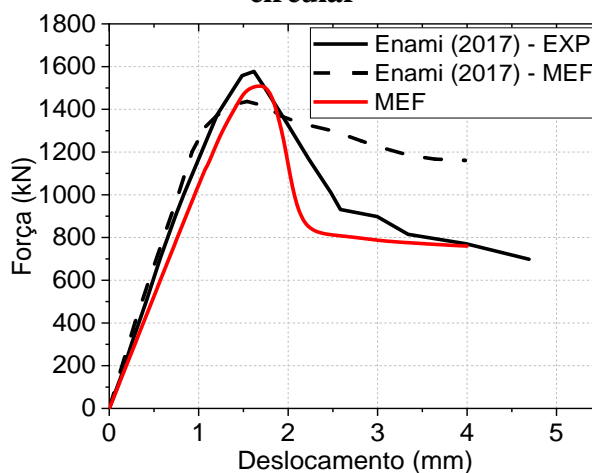
mm e para o modelo com o comportamento *Cohesive* obtém 1,739 mm. Em contrapartida, os valores de força última registrados para a ligação *Tie* e *Cohesive* foram 1527,55 e 1531,33 kN, respectivamente. De acordo com os resultados expressos é adotado um comportamento do tipo *Tie* para pilares encamisados de seção transversal quadrada.

4.2.2.8 Validação dos modelos numéricos

A validação dos modelos de pilares desenvolvidos no Abaqus é respaldada nos resultados experimentais e numéricos de Enami (2017). Em ambos os pilares reforçados foram os deslocamentos verticais são registrados no centro da superfície superior do núcleo de concreto, aplicando um deslocamento total de 4,00 mm em função do tempo para obter os pontos das curvas.

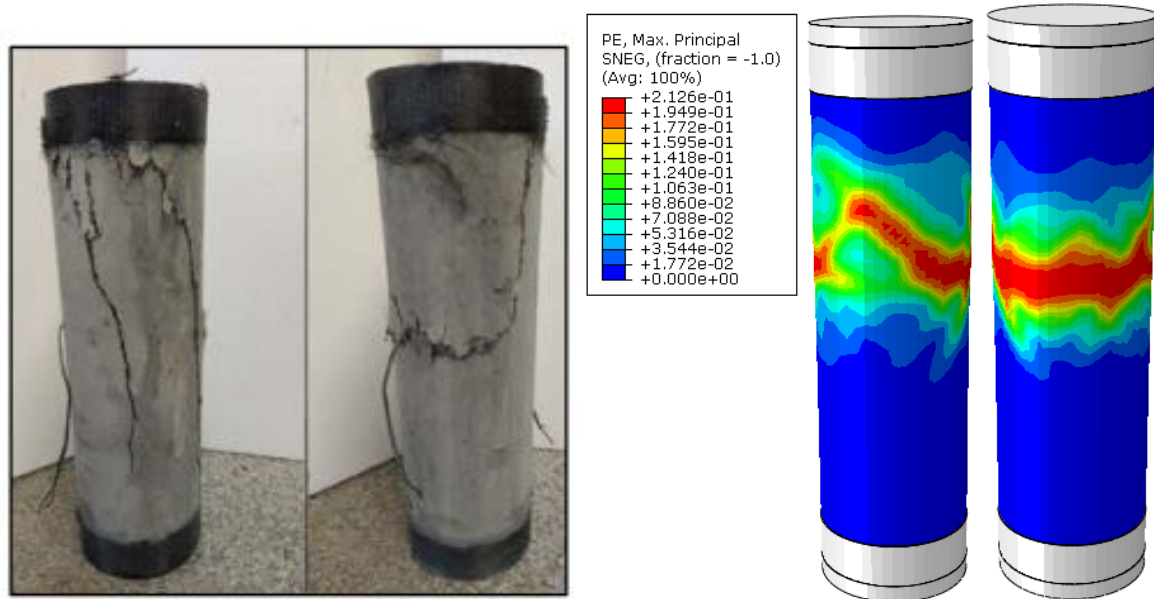
Inicialmente a trajetória obtida para o pilar de seção transversal circular é comparado com as curvas experimental e numérica do autor, como mostra a Figura 4.34. A proximidade dos diagramas sugere a correta adoção dos parâmetros na simulação do modelo numérico no software.

Figura 4.34 – Comparação entre o resultado experimental e numérico para o pilar circular



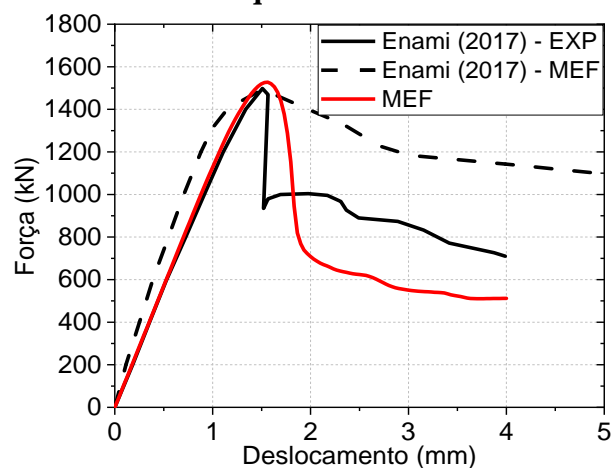
A força última atingida na simulação neste trabalho foi de 1508,69 kN, experimentalmente Enami (2017) obteve uma força máxima de 1577,34 kN, mostrando assim uma diferença relativa de 4,35% entre os valores. A Figura 4.35 exibe a formação de fissuras no modelo numérico em comparação com o pilar experimental, a fissura vertical apresentou menor manifestação sendo mais evidente a fissura horizontal no modelo.

Figura 4.35 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico para o pilar circular



O resultado para o pilar reforçado de seção transversal quadrada é retratado na Figura 4.36. A curva força *versus* deslocamento do modelo numérico desenvolvido traz semelhanças na fase elástico linear e até a força de pico, posteriormente no comportamento pós pico tanto a simulação numérica realizada neste trabalho quanto a de Enami (2017) denotam diferença com o resultado experimental.

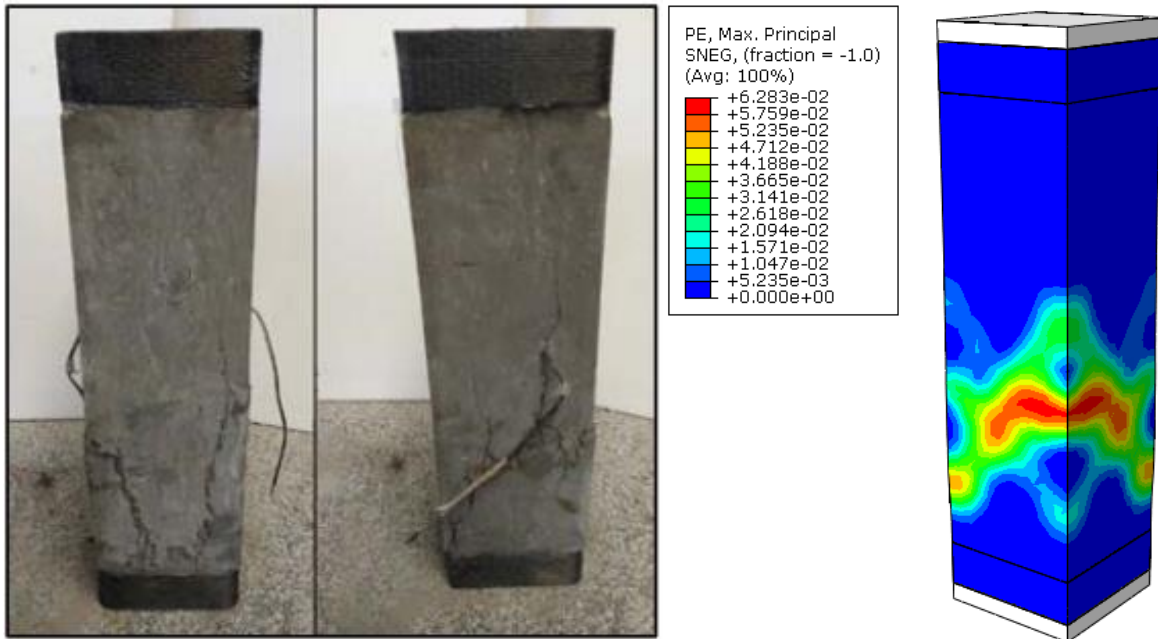
Figura 4.36 – Comparação entre o resultado experimental e numérico para o pilar quadrado



A força última obtida na simulação foi de 1527,55 kN, o resultado experimental atingiu a força de 1496,77 kN, manifestando uma diferença de 2,06%. A Figura 4.37 compara a formação de fissuras no modelo de Enami (2017) e o desenvolvido nesta pesquisa,

demonstrando correspondência no processo dado que a região inferior dos pilares está situada as fissuras em ambos os modelos.

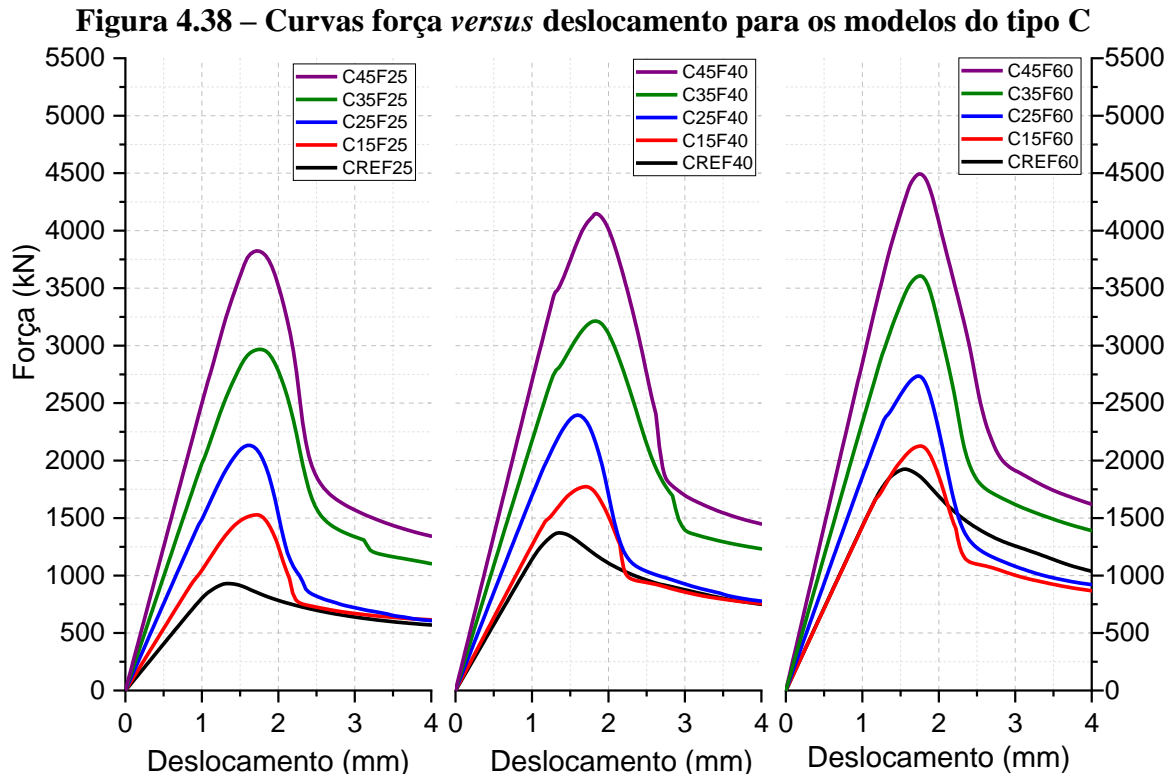
Figura 4.37 – Comparação entre o padrão de fissuração do modelo experimental e numérico para o pilar quadrado



4.3 COMPORTAMENTO DOS PILARES CIRCULARES DO TIPO C

Os modelos circulares do tipo C possuem um diâmetro de 150 mm e espessuras de reforço de 15 mm e 25 mm. Os resultados são expressos em diagramas força *versus* deslocamento organizados conforme a resistência à compressão do núcleo de concreto. As curvas são retratadas em conjunto com os pilares de referências permitindo observar diretamente o ganho de resistência propiciado pelo confinamento.

A Figura 4.38 exhibe os diagramas para os modelos encamisados cuja o concreto do núcleo tem resistência de 25, 40 e 60 MPa. A espessura da camada de UHPFRC e a resistência do núcleo influem diretamente no desempenho dos pilares como observado nas figuras abaixo.



A tendência de aproximação das curvas dos pilares de referência intervém na eficiência do reforço, aqueles com resistência de 25 MPa demonstram a maior disparidade entre o modelo de referência e o pilar reforçado com a espessura de 15 mm. À medida que é realizado o aumento da resistência à compressão do núcleo, percebe-se a menor diferença em relação a força máxima.

As curvas para os modelos de 40 e 60 MPa expressam maior proximidade para aquelas dos pilares que possuem uma camada de UHPFRC de menor espessura. Evidenciando um desempenho inferior quando comparados com um concreto de menor resistência. A Tabela 4.16 mostra a força última e a eficiência para cada modelo de pilar reforçado em relação aos modelos de referência. Os valores em ganho de resistência expressos em porcentagem, provém da divisão da força última do pilar reforçado por seu respectivo exemplar de referência.

Tabela 4.16 – Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo C

Modelos	Força última (kN)	Espessura de UHPFRC (mm)	Resistência do núcleo (MPa)	Ganho de resistência (%)
CREF25	930,42	0	25	-
CREF40	1371,27	0	40	-
CREF60	1925,26	0	60	-
C15F25	1529,18	15	25	64,35%
C15F40	1772,68	15	40	29,27%
C15F60	2125,81	15	60	10,42%
C25F25	2184,71	25	25	134,81%
C25F40	2450,98	25	40	78,74%
C25F60	2735,90	25	60	42,11%
C35F25	2967,92	35	25	218,99%
C35F40	3213,80	35	40	134,37%
C35F60	3607,45	35	60	87,37%
C45F25	3824,00	45	25	311,00%
C45F40	4148,46	45	40	202,53%
C45F60	4493,43	45	60	133,39%

Os pilares com reforço de 15 mm possuem uma seção transversal menor do que a do modelo de referência, entretanto foi registrado um acréscimo de resistência até 64,35% em relação ao modelo de referência (C15F25). Os demais pilares também apresentaram aumento da capacidade resistente advindo do encamisamento, sendo que o C15F60 retratou o menor incremento de resistência, cerca de 10,42%.

Os modelos com camada de UHPFRC de 25 mm possuem uma seção transversal igual do pilar de referência e demonstram um ganho substancial de capacidade resistente. Aqueles com reforço de 35 e 45 mm demonstraram um comportamento semelhante daqueles com uma espessura menor de reforço, ou seja, o maior acréscimo para os exemplares com núcleo de menor resistência característica à compressão.

Ao comparar os espécimes C15F60 com o C45F60 observa-se o ganho substancial em força última, de 10,42% para 133,39%. O mesmo comportamento ocorreu entre o C15F40 e o C45F40. Ou seja, a indicação mostra que quanto maior a resistência do concreto do pilar, exige-se camisas de UHPFRC de maiores espessuras para um reforço mais eficiente.

A apresentação da distribuição das tensões de compressão e tração no momento da força última na seção transversal é feito no Quadro 4.1. A obtenção dos valores foi realizada em uma seção intermediária, localizada na metade da altura em cada modelo. O padrão de distribuição

é modificado de acordo com a resistência à compressão e a espessura do reforço.

Quadro 4.1 – Distribuição de tensões nos pilares reforçados do tipo C (continua)

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
C15F25		
C15F40		
C15F60		
C25F25		
C25F40		
C25F60		

Quadro 4.1 – Distribuição de tensões nos pilares reforçados do tipo C (continuação)

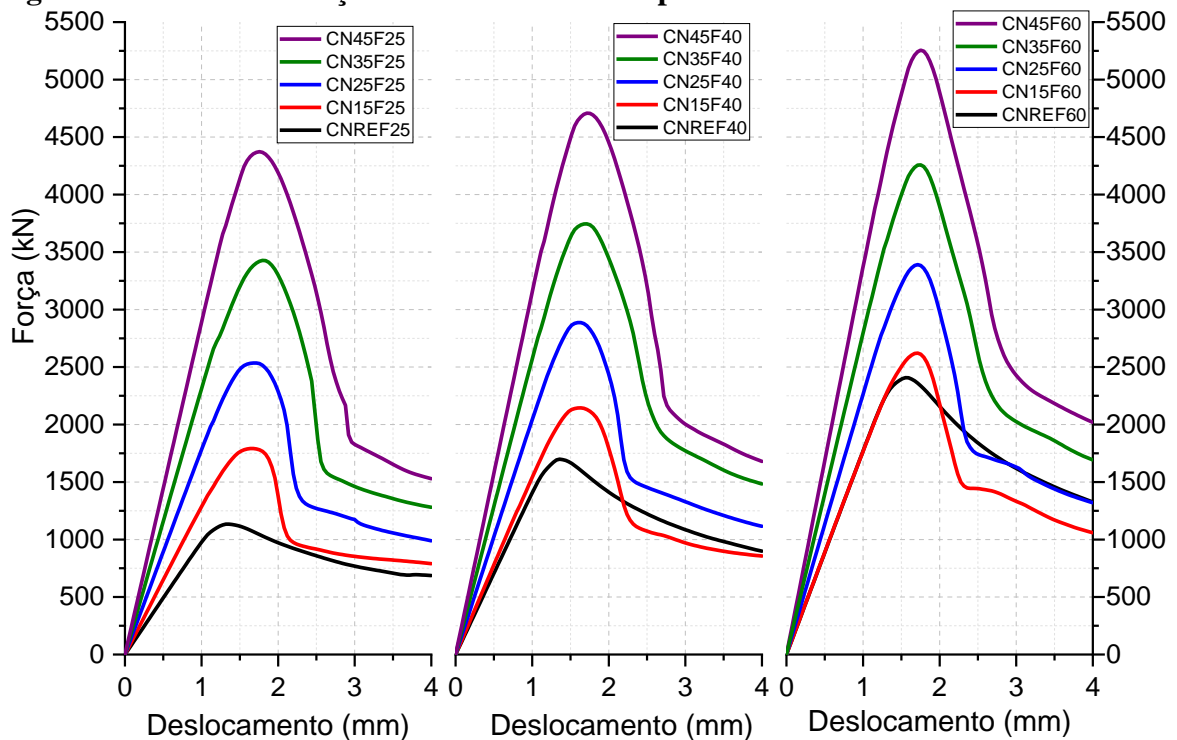
Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
C35F25		
C35F40		
C35F60		
C45F25		
C45F40		
C45F60		

4.4 COMPORTAMENTO DOS PILARES CIRCULARES DO TIPO CN

Os modelos reforçados do tipo CN possuem uma seção transversal maior equiparando com as dimensões das seções quadradas encamisadas, auxiliando a comparação de resultados. O núcleo de concreto armado tem um diâmetro de 175 mm, encamisado com uma camada de 15, 25, 35 e 45 mm. Os resultados são apresentados em diagramas força *versus* deslocamento organizados conforme a resistência à compressão do núcleo em conjunto com os pilares de referências.

A Figura 4.39 mostram as curvas para os modelos reforçados cuja o concreto do núcleo tem resistência de 25, 40 e 60 MPa. Nota-se que os pilares demonstram um comportamento semelhante aos modelos circulares do tipo C.

Figura 4.39 – Curvas força *versus* deslocamento para os modelos CN15F25 e CN25F25



A capacidade resistente registrada mostra-se superior aos modelos tipo C decorrente do aumento de seção transversal atribuído. A diferença expressa na figura manifesta de modo similar aos anteriores, onde a maior discrepância em relação a curva de referência ocorre para os pilares com o núcleo de concreto de menor resistência à compressão.

A Tabela 4.17 exhibe a força última para cada modelo, além do ganho de resistência propiciado de acordo com a resistência do concreto convencional e da espessura da camada de reforço. Assim como verificado nos gráficos, a tabela exprime o menor desempenho com a

espessura de 15 mm quando comparados aos modelos de referência.

Tabela 4.17 – Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo CN

Modelos	Força última (kN)	Espessura de UHPFRC (mm)	Resistência do núcleo (MPa)	Ganho de resistência (%)
CNREF25	1133,60	0	25	-
CNREF40	1698,40	0	40	-
CNREF60	2408,08	0	60	-
CN15F25	1791,85	15	25	58,07%
CN15F40	2144,89	15	40	26,29%
CN15F60	2620,82	15	60	8,83%
CN25F25	2535,59	25	25	123,68%
CN25F40	2886,76	25	40	69,97%
CN25F60	3390,35	25	60	40,79%
CN35F25	3427,28	35	25	202,34%
CN35F40	3745,20	35	40	120,51%
CN35F60	4257,88	35	60	76,82%
CN45F25	4372,48	45	25	285,72%
CN45F40	4707,76	45	40	177,19%
CN45F60	5255,58	45	60	118,25%

Os valores máximos de aumento de resistência são observados para os exemplares com reforço de 45 mm, onde o CN45F25 obteve um incremento de 285,72% na capacidade resistente à compressão. Para o pilar de concreto armado de mesma resistência e menor espessura de camisa (CN15F25) apresenta um desempenho de 58,07% superior ao modelo de referência.

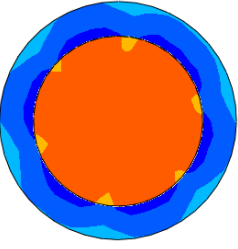
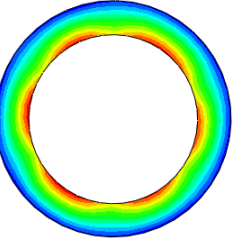
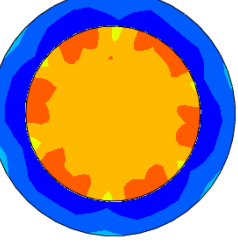
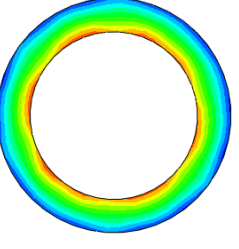
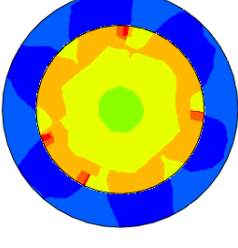
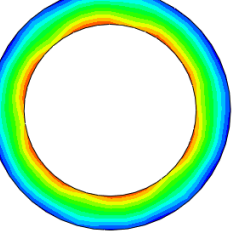
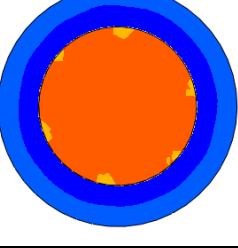
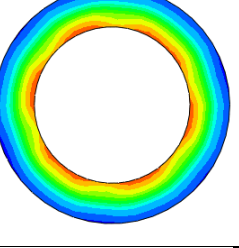
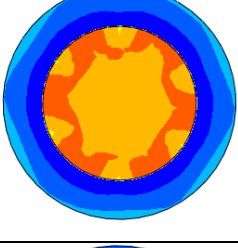
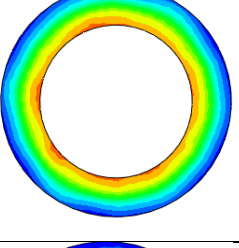
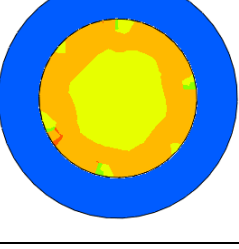
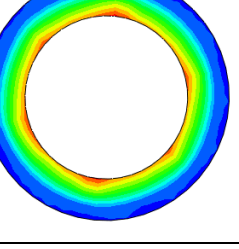
A menor eficácia do sistema é verificada para o modelo CN15F60 demonstrando um aumento de 8,83%, enquanto para a maior camada de reforço (CN45F60) o ganho de resistência foi de 118,25%. Retratando desta maneira o menor rendimento quando empregado um concreto de maior resistência à compressão e pequena camada de reforço. Já concretos de resistências à compressão menores, pode-se atingir ganhos satisfatórios de capacidade resistente com espessuras menores de reforço.

A distribuição de tensões proveniente das simulações é exibida no Quadro 4.2, considerando a representação dos pilares na força última e uma seção intermediária. As dimensões da seção transversal alteram disposição das tensões, embora seja possível verificar similaridades com os modelos do tipo C.

Quadro 4.2 – Distribuição de tensões nos modelos do tipo CN (continua)

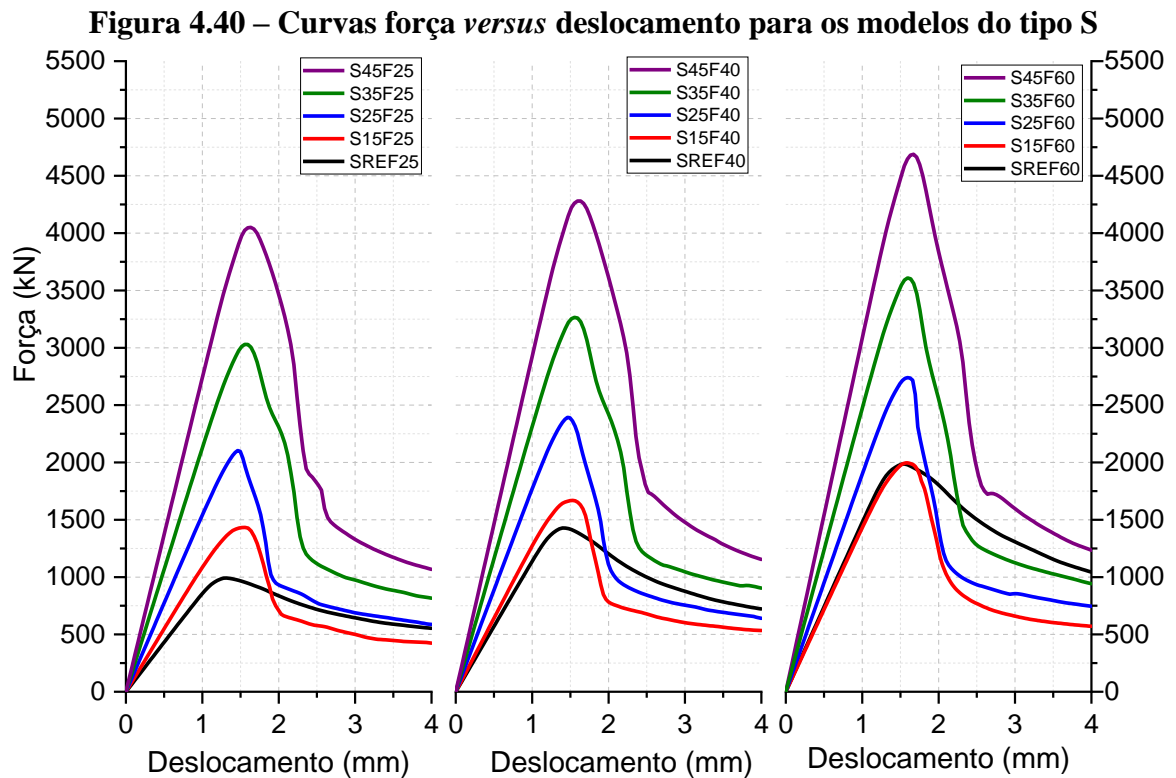
Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
CN15F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -4.238e+00 -1.377e+01 -2.331e+01 -3.284e+01 -4.238e+01 -5.191e+01 -6.145e+01 -7.098e+01 -8.052e+01 -9.005e+01 -9.959e+01 -1.091e+02 -1.187e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +9.007e+00 +6.330e+00 +7.653e+00 +6.976e+00 +6.299e+00 +5.622e+00 +4.945e+00 +4.268e+00 +3.591e+00 +2.914e+00 +2.237e+00 +1.560e+00 +8.834e-01
CN15F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -1.373e+01 -2.166e+01 -2.998e+01 -3.811e+01 -4.623e+01 -5.436e+01 -6.248e+01 -7.060e+01 -7.873e+01 -8.685e+01 -9.498e+01 -1.031e+02 -1.112e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +5.064e+00 +4.771e+00 +4.478e+00 +4.184e+00 +3.891e+00 +3.597e+00 +3.304e+00 +3.011e+00 +2.717e+00 +2.424e+00 +2.130e+00 +1.837e+00 +1.544e+00
CN15F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -1.344e+01 -2.240e+01 -3.137e+01 -4.034e+01 -4.931e+01 -5.828e+01 -6.724e+01 -7.621e+01 -8.518e+01 -9.415e+01 -1.031e+02 -1.121e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +5.186e+00 +4.861e+00 +4.536e+00 +4.211e+00 +3.886e+00 +3.561e+00 +3.236e+00 +2.911e+00 +2.586e+00 +2.261e+00 +1.936e+00 +1.611e+00 +1.286e+00
CN25F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -5.111e+00 -1.469e+01 -2.405e+01 -3.352e+01 -4.299e+01 -5.246e+01 -6.193e+01 -7.140e+01 -8.087e+01 -9.034e+01 -9.981e+01 -1.093e+02 -1.188e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +8.103e+00 +7.494e+00 +6.886e+00 +6.278e+00 +5.669e+00 +5.061e+00 +4.453e+00 +3.844e+00 +3.236e+00 +2.628e+00 +2.019e+00 +1.411e+00 +8.027e-01
CN25F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -1.154e+01 -2.031e+01 -2.908e+01 -3.785e+01 -4.662e+01 -5.539e+01 -6.416e+01 -7.293e+01 -8.170e+01 -9.047e+01 -9.924e+01 -1.080e+02 -1.168e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +4.077e+00 +3.865e+00 +3.653e+00 +3.441e+00 +3.229e+00 +3.017e+00 +2.805e+00 +2.593e+00 +2.381e+00 +2.169e+00 +1.956e+00 +1.744e+00 +1.532e+00
CN25F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -1.798e+01 -2.623e+01 -3.447e+01 -4.271e+01 -5.095e+01 -5.920e+01 -6.744e+01 -7.568e+01 -8.393e+01 -9.217e+01 -1.004e+02 -1.087e+02 -1.169e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +4.532e+00 +4.178e+00 +3.823e+00 +3.469e+00 +3.115e+00 +2.760e+00 +2.406e+00 +2.051e+00 +1.697e+00 +1.343e+00 +9.884e-01 +6.341e-01 +2.797e-01

Quadro 4.2 – Distribuição de tensões nos modelos do tipo CN (continuação)

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
CN35F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -6.636e+00 -1.587e+01 -2.510e+01 -3.434e+01 -4.357e+01 -5.280e+01 -6.204e+01 -7.127e+01 -8.051e+01 -8.974e+01 -9.897e+01 -1.082e+02 -1.174e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +6.367e+00 +5.905e+00 +5.442e+00 +4.980e+00 +4.518e+00 +4.056e+00 +3.593e+00 +3.131e+00 +2.669e+00 +2.207e+00 +1.745e+00 +1.282e+00 +8.201e-01 
CN35F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -1.126e+01 -2.001e+01 -2.876e+01 -3.752e+01 -4.627e+01 -5.502e+01 -6.378e+01 -7.253e+01 -8.128e+01 -9.004e+01 -9.879e+01 -1.075e+02 -1.163e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +4.513e+00 +4.235e+00 +3.958e+00 +3.680e+00 +3.402e+00 +3.124e+00 +2.847e+00 +2.569e+00 +2.291e+00 +2.014e+00 +1.736e+00 +1.458e+00 +1.181e+00 
CN35F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -2.199e+01 -3.014e+01 -3.829e+01 -4.645e+01 -5.460e+01 -6.275e+01 -7.090e+01 -7.905e+01 -8.720e+01 -9.535e+01 -1.035e+02 -1.117e+02 -1.198e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +4.418e+00 +4.167e+00 +3.917e+00 +3.666e+00 +3.415e+00 +3.164e+00 +2.913e+00 +2.663e+00 +2.412e+00 +2.161e+00 +1.910e+00 +1.659e+00 +1.409e+00 
CN45F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -7.453e+00 -1.699e+01 -2.652e+01 -3.606e+01 -4.559e+01 -5.513e+01 -6.466e+01 -7.420e+01 -8.373e+01 -9.326e+01 -1.028e+02 -1.123e+02 -1.219e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +5.286e+00 +4.951e+00 +4.617e+00 +4.282e+00 +3.947e+00 +3.613e+00 +3.278e+00 +2.943e+00 +2.609e+00 +2.274e+00 +1.940e+00 +1.605e+00 +1.270e+00 
CN45F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -1.435e+01 -2.322e+01 -3.209e+01 -4.096e+01 -4.983e+01 -5.870e+01 -6.757e+01 -7.644e+01 -8.531e+01 -9.418e+01 -1.031e+02 -1.117e+02 -1.208e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +3.918e+00 +3.677e+00 +3.436e+00 +3.194e+00 +2.953e+00 +2.712e+00 +2.471e+00 +2.230e+00 +1.989e+00 +1.748e+00 +1.507e+00 +1.266e+00 +1.025e+00 
CN45F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> -2.685e+01 -3.506e+01 -4.330e+01 -5.153e+01 -5.975e+01 -6.798e+01 -7.620e+01 -8.443e+01 -9.265e+01 -1.009e+02 -1.091e+02 -1.173e+02 -1.256e+02 	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p> <ul style="list-style-type: none"> +3.672e+00 +3.453e+00 +3.234e+00 +3.015e+00 +2.796e+00 +2.577e+00 +2.358e+00 +2.139e+00 +1.920e+00 +1.701e+00 +1.482e+00 +1.263e+00 +1.044e+00 

4.5 COMPORTAMENTO DOS PILARES QUADRADOS TIPO S

Os modelos do tipo S dispõem de seção transversal quadrada e núcleo de concreto armado com dimensões de 130 mm. A resposta à compressão dos pilares é exibida em forma de curvas força *versus* deslocamento conforme a resistência atribuída, expresso na Figura 4.40.



Tanto os pilares de seção circular reforçados quanto de seção quadrada manifestam comportamento semelhantes de acordo com a resistência do núcleo de concreto à compressão. Percebe-se que a maior diferença em relação ao pilar de referência decorre para os modelos com menor resistência do concreto convencional. Para os pilares reforçados com o núcleo de 40 e 60 MPa verifica-se a tendência de aproximação das curvas dos exemplares S15F40 e S15F60 com SREF40 e SREF60, respectivamente. A Tabela 4.18 exhibe os valores de ganho de resistência e força última em função da resistência à compressão do concreto e da espessura do reforço.

Tabela 4.18 - Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo S

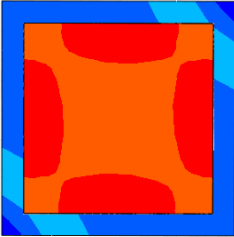
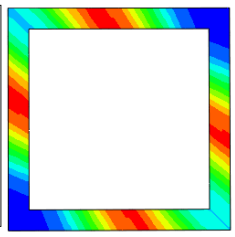
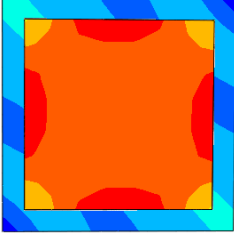
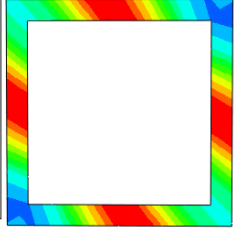
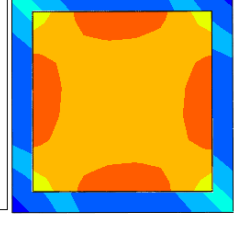
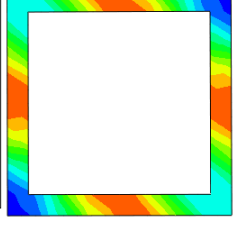
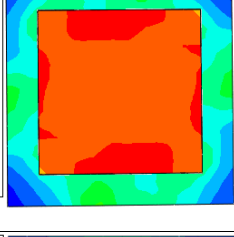
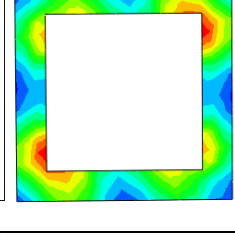
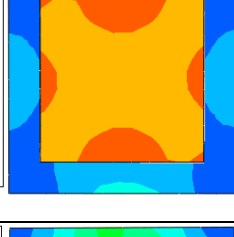
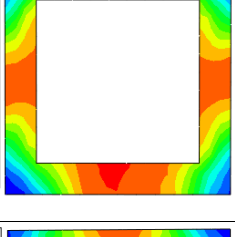
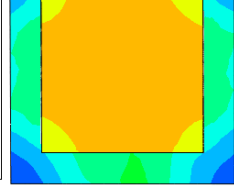
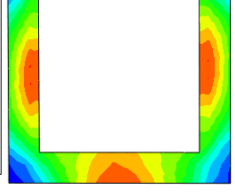
Modelos	Força última (kN)	Espessura de UHPFRC (mm)	Resistência do núcleo (MPa)	Ganho de resistência (%)
SREF25	992,22	0	25	-
SREF40	1427,91	0	40	-
SREF60	1986,16	0	60	-
S15F25	1433,18	15	25	44,44%
S15F40	1668,40	15	40	16,84%
S15F60	1996,01	15	60	0,50%
S25F25	2103,59	25	25	112,01%
S25F40	2393,53	25	40	67,62%
S25F60	2740,08	25	60	37,96%
S35F25	3029,36	35	25	205,31%
S35F40	3265,19	35	40	128,67%
S35F60	3608,57	35	60	81,69%
S45F25	4050,29	45	25	308,21%
S45F40	4280,60	45	40	199,78%
S45F60	4688,21	45	60	136,04%

A contribuição do encamisamento no acréscimo de resistência à compressão torna-se mais visível nos pilares S15F25, S25F25, S35F25 e S45F25, com o ganho máximo de 308,21% em relação ao modelo de referência. Em contrapartida, o espécime S15F60 exprime o menor incremento de resistência, com valor mínimo de 0,50%.

Análogo aos exemplares circulares os pilares com concreto do núcleo de maior resistência à compressão necessitam de espessuras maiores de reforço para viabilizar e gerar maiores ganhos de força mediante o uso da técnica de encamisamento.

A distribuição das tensões de compressão e tração no instante da força última é exibida no Quadro 4.3 para os modelos do tipo S. Diferentemente dos exemplares anteriores, o padrão de disposição das tensões na seção transversal é diferente, de maneira que em seções quadradas existem regiões onde a efetividade do confinamento é menor.

Quadro 4.3 – Distribuição de tensões nos modelos do tipo S (continua)

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
S15F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -1.104e+01 -2.038e+01 -2.972e+01 -3.906e+01 -4.840e+01 -5.775e+01 -6.709e+01 -7.643e+01 -8.577e+01 -9.511e+01 -1.045e+02 -1.139e+02 -1.231e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +6.320e+00 +5.864e+00 +5.407e+00 +4.951e+00 +4.495e+00 +4.038e+00 +3.582e+00 +3.126e+00 +2.669e+00 +2.213e+00 +1.757e+00 +1.300e+00 +8.438e-01 </p>
S15F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -1.869e+01 -2.761e+01 -3.653e+01 -4.545e+01 -5.437e+01 -6.329e+01 -7.221e+01 -8.113e+01 -9.005e+01 -9.897e+01 -1.079e+02 -1.168e+02 -1.257e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +5.190e+00 +4.733e+00 +4.276e+00 +3.819e+00 +3.362e+00 +2.905e+00 +2.448e+00 +1.991e+00 +1.534e+00 +1.076e+00 +6.194e-01 +1.623e-01 -2.947e-01 </p>
S15F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -2.975e+01 -3.775e+01 -4.575e+01 -5.374e+01 -6.174e+01 -6.973e+01 -7.773e+01 -8.572e+01 -9.372e+01 -1.017e+02 -1.097e+02 -1.177e+02 -1.257e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +4.439e+00 +4.091e+00 +3.742e+00 +3.394e+00 +3.046e+00 +2.698e+00 +2.350e+00 +2.002e+00 +1.654e+00 +1.306e+00 +9.574e-01 +6.093e-01 +2.611e-01 </p>
S25F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -9.038e-01 -1.115e+01 -2.140e+01 -3.165e+01 -4.189e+01 -5.214e+01 -6.239e+01 -7.264e+01 -8.288e+01 -9.313e+01 -1.034e+02 -1.136e+02 -1.239e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +8.156e+00 +7.481e+00 +6.806e+00 +6.131e+00 +5.457e+00 +4.782e+00 +4.107e+00 +3.432e+00 +2.757e+00 +2.083e+00 +1.408e+00 +7.330e-01 +5.822e-02 </p>
S25F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -2.192e+01 -3.037e+01 -3.881e+01 -4.725e+01 -5.569e+01 -6.413e+01 -7.257e+01 -8.101e+01 -8.945e+01 -9.790e+01 -1.063e+02 -1.148e+02 -1.232e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +4.428e+00 +3.921e+00 +3.562e+00 +3.203e+00 +2.844e+00 +2.485e+00 +2.126e+00 +1.767e+00 +1.408e+00 +1.049e+00 +6.905e-01 +3.315e-01 -2.743e-02 </p>
S25F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -3.698e+00 -1.371e+01 -2.372e+01 -3.374e+01 -4.375e+01 -5.376e+01 -6.377e+01 -7.379e+01 -8.380e+01 -9.381e+01 -1.038e+02 -1.138e+02 -1.239e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +4.532e+00 +4.167e+00 +3.801e+00 +3.436e+00 +3.071e+00 +2.705e+00 +2.340e+00 +1.975e+00 +1.609e+00 +1.244e+00 +8.787e-01 +5.134e-01 +1.480e-01 </p>

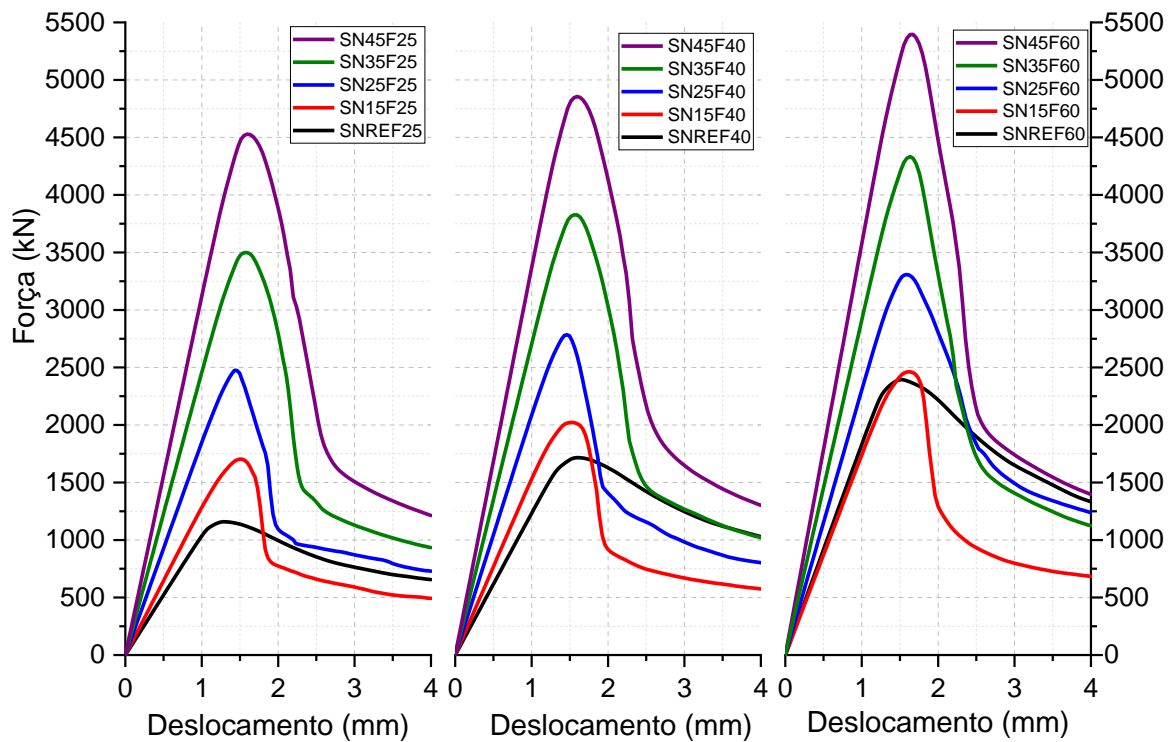
Quadro 4.3 – Distribuição de tensões nos modelos do tipo S (continuação)

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
S35F25		
S35F40		
S35F60		
S45F25		
S45F40		
S45F60		

4.6 COMPORTAMENTO DOS PILARES QUADRADOS TIPO SN

Os pilares de seção transversal quadrada possuem as mesmas espessuras de reforço estabelecido para os modelos de seção circular. Os resultados são retratados em gráficos força *versus* deslocamento agrupados de acordo com a resistência adotada para o núcleo de concreto armado. A Figura 4.41 exibe as curvas para os modelos reforçados cuja o concreto convencional tem resistência de 25, 40 e 60 MPa.

Figura 4.41 – Curvas força *versus* deslocamento para os modelos SN



Semelhante aos exemplares do tipo CN e decorrente do aumento da seção transversal, os pilares reforçados SN demonstram maior resistência em termos de força a compressão quando contrastado com os do tipo S.

A Figura 4.41 retrata ainda que o pilar com uma camada de 15 mm de UHPFRC tem eficiência inferior, conseqüente o formato e menor seção transversal que o modelo de referência. A Tabela 4.19 exibe os valores de ganho de resistência de acordo com a resistência à compressão do núcleo reforçado.

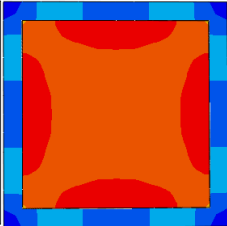
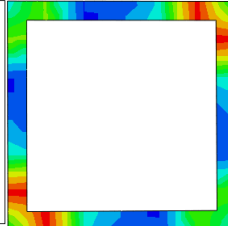
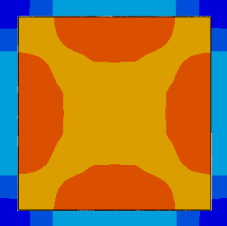
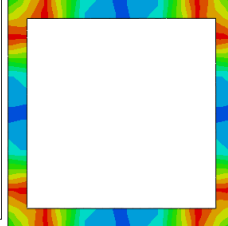
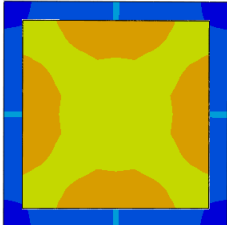
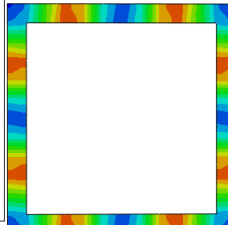
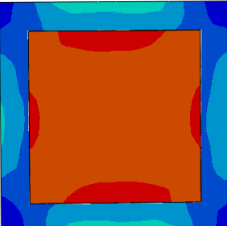
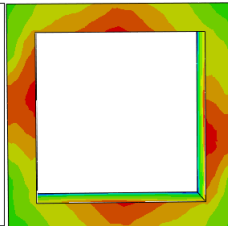
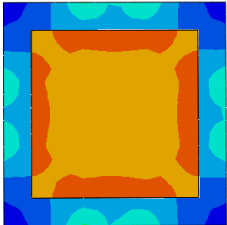
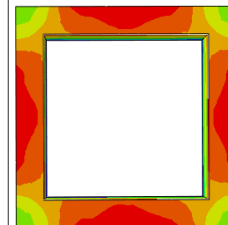
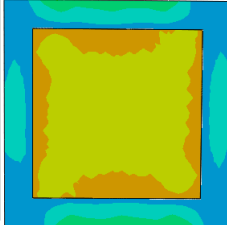
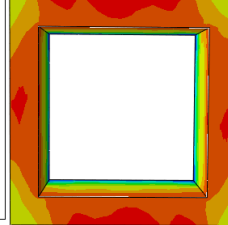
Tabela 4.19 – Ganho de resistência dos pilares reforçados do tipo SN

Modelos	Força última (kN)	Espessura de UHPFRC (mm)	Resistência do núcleo (MPa)	Ganho de resistência (%)
SNREF25	1158,54	0	25	-
SNREF40	1715,99	0	40	-
SNREF60	2393,93	0	60	-
SN15F25	1702,78	15	25	46,98%
SN15F40	2022,33	15	40	17,85%
SN15F60	2462,38	15	60	2,86%
SN25F25	2474,87	25	25	113,62%
SN25F40	2784,55	25	40	62,27%
SN25F60	3307,73	25	60	38,17%
SN35F25	3498,91	35	25	202,01%
SN35F40	3826,32	35	40	122,98%
SN35F60	4333,17	35	60	81,01%
SN45F25	4528,36	45	25	290,87%
SN45F40	4855,36	45	40	182,95%
SN45F60	5395,62	45	60	125,39%

Semelhante aos modelos do tipo S, em modelos encamisados com menor espessura de reforço e detentores de núcleos de concreto armado com maior resistência à compressão, tem resposta menos eficaz. Contudo, conforme o aumento da camada de UHPFRC observa-se o acréscimo na capacidade resistente, mas este se mostra inferior quando comparados aos pilares circulares reforçados.

O padrão de distribuição de tensões é mostrado no Quadro 4.4. Em seções do tipo quadrada, pode-se perceber regiões com concentração de tensões, como os cantos. Nos modelos da categoria SN15 fica visível dos esforços de compressão na seção, similar aos exemplares do tipo S.

Quadro 4.4 – Distribuição das tensões nos modelos do tipo SN (continua)

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
SN15F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -9,019e+00 -1,848e+01 -2,794e+01 -3,740e+01 -4,686e+01 -5,632e+01 -6,578e+01 -7,524e+01 -8,470e+01 -9,416e+01 -1,036e+02 -1,131e+02 -1,225e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +6,552e+00 +6,022e+00 +5,491e+00 +4,961e+00 +4,430e+00 +3,900e+00 +3,369e+00 +2,839e+00 +2,308e+00 +1,778e+00 +1,247e+00 +7,166e-01 +1,861e-01 </p>
SN15F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -1,997e+01 -2,836e+01 -3,674e+01 -4,512e+01 -5,351e+01 -6,189e+01 -7,027e+01 -7,866e+01 -8,704e+01 -9,542e+01 -1,038e+02 -1,122e+02 -1,206e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +5,498e+00 +4,912e+00 +4,327e+00 +3,741e+00 +3,156e+00 +2,570e+00 +1,985e+00 +1,399e+00 +8,140e-01 +2,285e-01 -3,570e-01 -9,425e-01 -1,528e+00 </p>
SN15F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -2,792e+01 -3,590e+01 -4,388e+01 -5,186e+01 -5,984e+01 -6,782e+01 -7,580e+01 -8,378e+01 -9,176e+01 -9,974e+01 -1,077e+02 -1,157e+02 -1,237e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +5,039e+00 +4,688e+00 +4,338e+00 +3,987e+00 +3,636e+00 +3,286e+00 +2,935e+00 +2,584e+00 +2,234e+00 +1,883e+00 +1,532e+00 +1,182e+00 +8,310e-01 </p>
SN25F25	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -1,290e+01 -2,226e+01 -3,161e+01 -4,096e+01 -5,031e+01 -5,967e+01 -6,902e+01 -7,837e+01 -8,772e+01 -9,708e+01 -1,064e+02 -1,158e+02 -1,251e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +6,934e+00 +5,713e+00 +4,492e+00 +3,272e+00 +2,051e+00 +8,300e-01 -3,908e-01 -1,612e+00 -2,832e+00 -4,053e+00 -5,274e+00 -6,495e+00 -7,716e+00 </p>
SN25F40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -1,707e+01 -2,573e+01 -3,440e+01 -4,306e+01 -5,173e+01 -6,040e+01 -6,906e+01 -7,773e+01 -8,639e+01 -9,506e+01 -1,037e+02 -1,124e+02 -1,211e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +5,069e+00 +3,976e+00 +2,883e+00 +1,790e+00 +6,968e-01 -3,961e-01 -1,489e+00 -2,582e+00 -3,675e+00 -4,768e+00 -5,861e+00 -6,954e+00 -8,047e+00 </p>
SN25F60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  <p> -3,155e+01 -3,950e+01 -4,746e+01 -5,541e+01 -6,337e+01 -7,132e+01 -7,927e+01 -8,723e+01 -9,518e+01 -1,031e+02 -1,111e+02 -1,190e+02 -1,270e+02 </p>	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  <p> +4,825e+00 +3,606e+00 +2,388e+00 +1,170e+00 -4,804e-02 -1,266e+00 -2,484e+00 -3,703e+00 -4,921e+00 -6,139e+00 -7,357e+00 -8,575e+00 -9,793e+00 </p>

Quadro 4.4 – Distribuição das tensões nos modelos do tipo SN (continuação)

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
SN35F25		
SN35F40		
SN35F60		
SN45F25		
SN45F40		
SN45F60		

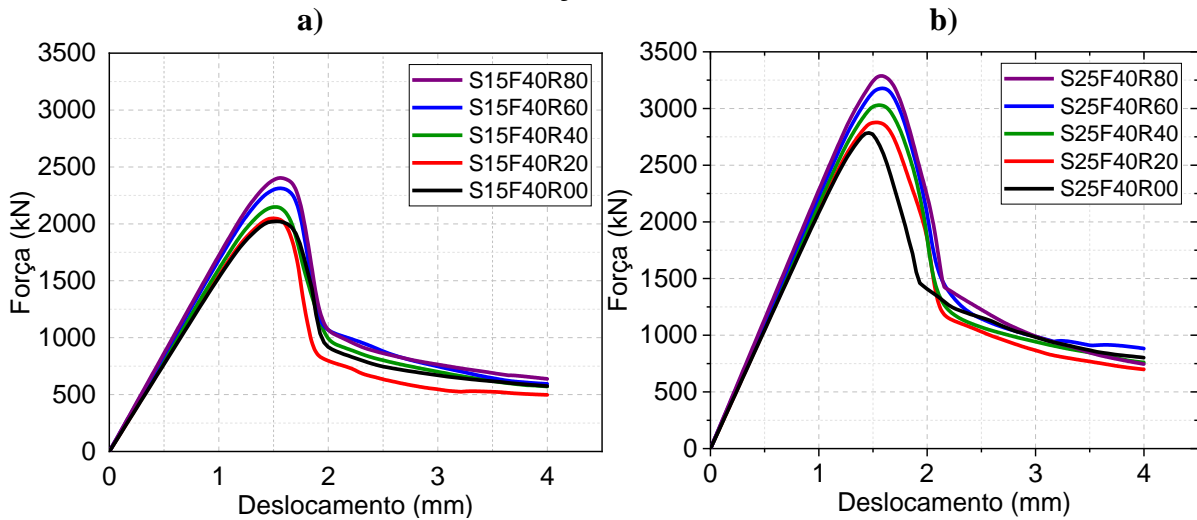
4.7 COMPORTAMENTO DOS PILARES COM ARREDONDAMENTO DOS CANTOS

Os pilares reforçados são agrupados em duas categorias conforme a espessura da camisa de UHPFRC. Todos os exemplares dispõem de uma seção transversal inicial quadrada com lado 150 mm, de modo que é considerado um arredondamento dos cantos tanto na camada de reforço externo quanto no núcleo de concreto armado.

Foi adotado um intervalo de 20 a 80 mm para o arredondamento, seguindo a tendência de modificação de seção inicialmente quadrada para uma seção transversal circular. Permitindo ainda avaliar o acréscimo de capacidade resistente à compressão de acordo com o raio atribuído em comparação com o modelo quadrado.

Para investigar a influência do arredondamento foi estipulado um concreto de resistência à compressão igual 40 MPa em todos os exemplares. Assim, não promove interferência por conta da variação da capacidade à compressão. A Figura 4.42 exibem os diagramas força *versus* deslocamento para os pilares reforçados com uma camada de 15 mm e 25 mm, respectivamente.

Figura 4.42 – Comportamento considerando o arredondamento dos cantos para os modelos com reforço de a) 15 mm e b) 25 mm



As simulações exprimem que independente da espessura do encamisamento ocorre o acréscimo de resistência, distinguindo no tocante a eficiência promovida pela modificação da seção. A Tabela 4.20 mostra a contribuição acarretada conforme o raio designado para os pilares reforçados com uma camada de 15 mm, além disso é retratado a relação entre a dimensão da seção e o raio atribuído. Subsequente a Tabela 4.21 exhibe o acréscimo proporcionado para os modelos com um reforço de 25 mm.

Tabela 4.20 – Acréscimo de resistência dos pilares reforçados S15 de acordo com o raio

	S15F40R00	S15F40R20	S15F40R40	S15F40R60	S15F40R80
Resistência máxima (kN)	2022,33	2048,3	2148,58	2312,27	2403,34
Espessura de UHPFRC (mm)	15	15,5	17	19,5	22,5
Raio (mm)	0	20	40	60	80
r/D	0	0,110	0,217	0,317	0,410
$2r/D$	0	0,221	0,435	0,635	0,821
Ganho de resistência (%)	0	1,28	6,24	14,34	18,84

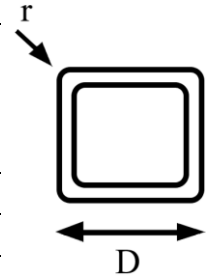
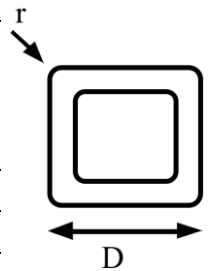


Tabela 4.21 – Acréscimo de resistência dos pilares reforçados S25 de acordo com o raio

	S25F40R00	S25F40R20	S25F40R40	S25F40R60	S25F40R80
Resistência máxima (kN)	2784,55	2876,89	3029,32	3177,93	3287,45
Espessura de UHPFRC (mm)	25	25,5	27	29	32
Raio (mm)	0	20	40	60	80
r/D	0	0,100	0,196	0,288	0,374
$2r/D$	0	0,199	0,392	0,577	0,748
Ganho de resistência (%)	0	3,32	8,79	14,13	18,06



À medida que decorre o arredondamento dos cantos percebe-se o conseqüente ganho de resistência. A influência da espessura do reforço observa-se que os exemplares com arredondamento de 20 mm não demonstraram grande efetividade, registrando uma diferença de 1,28% e 3,32% para os pilares S15F40R20 e S25F40R20 em relação ao modelo de referência, respectivamente.

Os pilares que possuem arredondamento de 80 mm exibiram os maiores acréscimos principalmente devido ao aumento da relação entre o raio e a dimensão da seção transversal. Onde o exemplar S15F40R80 retratou um valor de 18,84%, enquanto o S25F40R80 obteve um aumento de 18,06%.

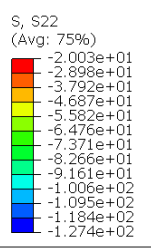
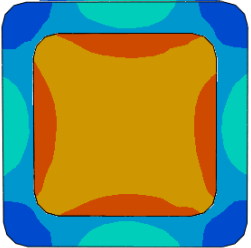
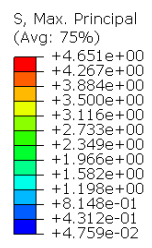
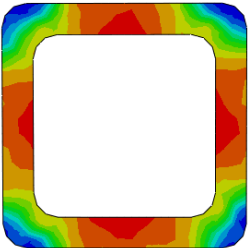
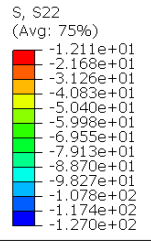
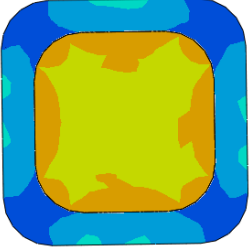
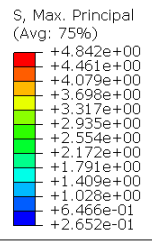
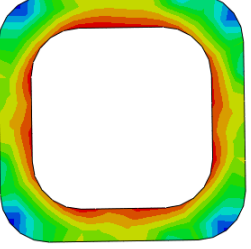
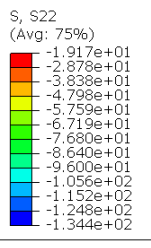
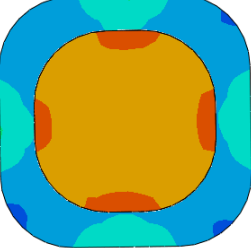
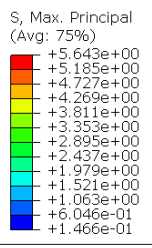
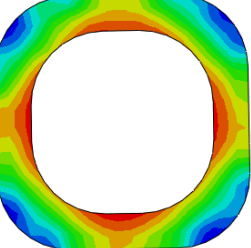
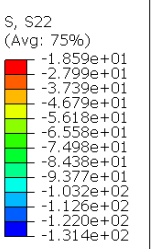
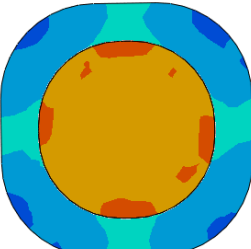
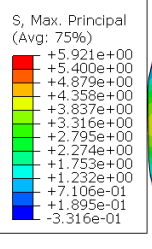
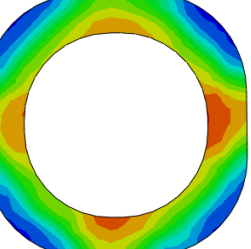
A configuração da distribuição das tensões em seções com arredondamentos dos cantos varia conforme o raio de arredondamento estabelecido, assim, principalmente nos pilares que

possuem 20 mm de arredondamento percebe-se um comportamento análogo aos exemplares de seção transversal quadrada. A distribuição de tensões de compressão e tração em uma seção intermediária nos pilares são exibidas nos Quadros 4.5 e 4.6 para os modelos com camisa de reforço de 15 e 25 mm, respectivamente.

Quadro 4.5 – Distribuição de tensões nos modelos do tipo S15F40R

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
S15F40R20		
S15F40R40		
S15F40R60		
S15F40R80		

Quadro 4.6 – Distribuição de tensões nos modelos S25F40R

Modelos	Compressão (MPa)	Tração (MPa)
S25F40R20	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  
S25F40R40	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  
S25F40R60	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  
S25F40R80	<p>S, S22 (Avg: 75%)</p>  	<p>S, Max. Principal (Avg: 75%)</p>  

4.8 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM MÉTODOS ANALÍTICOS

Foram delimitados dois modelos teóricos que retratam o comportamento do concreto confinado. Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) e Cusson e Paultre (1995), onde os autores desenvolveram formulações analíticas respaldadas em análises experimentais de pilares confinados com armadura transversal, sendo estas teorias predecessoras das demais existentes e adotadas como objeto de comparação nesta pesquisa.

A formulação elaborada por Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) advindo da análise experimental de pilares confinados com armaduras em formato helicoidal e carregamento por pressão hidrostática de fluidos, permite a determinação da resistência última e deformação última para o concreto confinado, conforme as Equações 4.1 e 4.2, respectivamente.

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 f_l \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (4.2)$$

onde, os coeficientes k_1 e k_2 adotado pelos autores tem valores de 4,10 e 20,5, respectivamente. Sendo k_2 igual o produto da expressão $k_2 = 5k_1$.

O modelo desenvolvido por Cusson e Paultre (1995) advém do estudo de pilares de concreto de alta resistência encamisados com diferentes arranjos de armadura transversal e graus de confinamento. Além disso, a formulação considera a penalização da área de concreto do núcleo, eliminando áreas de não confinadas, formadas nos encontros das barras longitudinais ou transversais. O efeito do arqueamento proveniente das armaduras progride a delimitação da área de concreto efetivamente confinada. As Equações 4.3 e 4.4 determinam a resistência e deformação última do concreto confinado, respectivamente.

$$f_{cc}/f_{c0} = 1,0 + 2,1 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{0,7} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0,21 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{1,7} \quad (4.4)$$

A pressão lateral foi calculada por meio da Equação 2.12 de Grassl (2004) que engloba a rigidez, espessura e deformação do material confinante para a formulação de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) e Cusson e Paultre (1995). Além disso, é adotada a deformação radial proveniente simulação numérica.

A Tabela 4.22 e 4.23 exibem a comparação entre os valores de deformação e tensão últimas obtidas por meio da análise numérica com os modelos analíticos abordados neste estudo, para os pilares do tipo C e S, e com arredondamentos, respectivamente.

Tabela 4.22 – Comparação entre os valores obtidos com os modelos analíticos do tipo circular e quadrado (continua)

Modelos	Autor	Richart, Brandtzaeg e Brown (1929)					Cusson e Paultre (1995)				
		$f_{cc,n}$	$\varepsilon_{cc,n}$	$f_{cc,a}$	$\varepsilon_{cc,a}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$	$f_{cc,a}$	$\varepsilon_{cc,a}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$
C15F25		60,09	0,00287	62,77	0,0175	0,96	0,16	51,10	0,0405	1,18	0,07
C15F40		69,66	0,00283	76,14	0,0119	0,91	0,24	69,14	0,0182	1,01	0,16
C15F60		83,54	0,00291	94,42	0,0097	0,88	0,30	91,80	0,0099	0,91	0,29
C25F25		67,87	0,00266	45,44	0,0104	1,49	0,26	41,98	0,0156	1,62	0,17
C25F40		76,27	0,00266	60,47	0,0077	1,26	0,35	59,57	0,0083	1,28	0,32
C25F60		87,09	0,00289	105,95	0,0121	0,82	0,24	98,93	0,0146	0,88	0,20
C35F25		78,08	0,00293	60,37	0,0166	1,29	0,18	49,93	0,0365	1,56	0,08
C35F40		84,54	0,00306	80,65	0,0131	1,05	0,23	71,64	0,0218	1,18	0,14
C35F60		94,90	0,00293	92,52	0,0093	1,03	0,32	90,56	0,0092	1,05	0,32
C45F25		84,53	0,00286	85,93	0,0270	0,98	0,11	61,48	0,0888	1,37	0,03
C45F40		91,70	0,00307	114,44	0,0222	0,80	0,14	88,32	0,0570	1,04	0,05
C45F60		99,33	0,00291	119,19	0,0148	0,83	0,20	106,48	0,0211	0,93	0,14
CN15F25		54,29	0,00280	50,95	0,0127	1,07	0,22	45,07	0,0224	1,20	0,12
CN15F40		64,98	0,00273	63,73	0,0085	1,02	0,32	61,70	0,0100	1,05	0,27
CN15F60		79,40	0,00286	83,72	0,0074	0,95	0,38	84,51	0,0064	0,94	0,44
CN25F25		63,77	0,00286	68,91	0,0201	0,93	0,14	54,00	0,0518	1,18	0,06
CN25F40		72,60	0,00273	77,65	0,0123	0,93	0,22	69,99	0,0194	1,04	0,14
CN25F60		85,27	0,00286	98,46	0,0105	0,87	0,27	94,37	0,0115	0,90	0,25
CN35F25		72,70	0,00299	65,22	0,0185	1,11	0,16	52,28	0,0449	1,39	0,07
CN35F40		79,44	0,00286	75,97	0,0118	1,05	0,24	69,04	0,0181	1,15	0,16
CN35F60		90,32	0,00292	94,72	0,0097	0,95	0,30	92,00	0,0100	0,98	0,29
CN45F25		79,28	0,00293	70,19	0,0206	1,13	0,14	54,59	0,0542	1,45	0,05
CN45F40		85,36	0,00286	81,62	0,0133	1,05	0,21	72,17	0,0226	1,18	0,13
CN45F60		95,29	0,00292	100,93	0,0110	0,94	0,26	95,91	0,0125	0,99	0,23
S15F25		55,98	0,00255	40,50	0,0084	1,38	0,30	38,99	0,0105	1,44	0,24
S15F40		65,17	0,00255	56,19	0,0065	1,16	0,39	56,61	0,0063	1,15	0,41
S15F60		77,97	0,00262	75,78	0,0058	1,03	0,45	78,42	0,0045	0,99	0,59
S25F25		64,93	0,00244	52,46	0,0133	1,24	0,18	45,88	0,0244	1,42	0,10
S25F40		73,87	0,00244	67,40	0,0095	1,10	0,26	64,00	0,0122	1,15	0,20
S25F60		84,57	0,00266	86,43	0,0080	0,98	0,33	86,44	0,0072	0,98	0,37
S35F25		75,73	0,00259	59,31	0,0161	1,28	0,16	49,40	0,0347	1,53	0,07
S35F40		81,63	0,00259	74,70	0,0115	1,09	0,23	68,32	0,0171	1,19	0,15
S35F60		90,21	0,00266	94,84	0,0098	0,95	0,27	92,08	0,0101	0,98	0,26
S45F25		83,68	0,00273	75,86	0,0229	1,10	0,12	57,14	0,0658	1,46	0,04
S45F40		88,44	0,00272	91,59	0,0160	0,97	0,17	77,39	0,0316	1,14	0,09

Tabela 4.22 – Comparação entre os valores obtidos com os modelos analíticos do tipo circular e quadrado (continuação)

Modelos	Autor		Richart, Brandtzaeg e Brown (1929)				Cusson e Paultre (1995)			
	$f_{cc,n}$	$\varepsilon_{cc,n}$	$f_{cc,a}$	$\varepsilon_{cc,a}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$	$f_{cc,a}$	$\varepsilon_{cc,a}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$
S45F60	96,86	0,00279	111,03	0,0131	0,87	0,21	101,90	0,0170	0,95	0,16
SN15F25	52,55	0,00255	40,60	0,0084	1,29	0,30	39,06	0,0106	1,35	0,24
SN15F40	62,42	0,00254	55,40	0,0063	1,13	0,40	56,04	0,0059	1,11	0,43
SN15F60	76,00	0,00272	76,70	0,0060	0,99	0,45	79,17	0,0047	0,96	0,58
SN25F25	61,87	0,00238	51,99	0,0131	1,19	0,18	45,63	0,0238	1,36	0,10
SN25F40	69,61	0,00244	64,76	0,0088	1,07	0,28	62,36	0,0106	1,12	0,23
SN25F60	82,69	0,00265	85,22	0,0078	0,97	0,34	85,58	0,0069	0,97	0,39
SN35F25	72,29	0,00262	62,32	0,0174	1,16	0,15	50,88	0,0397	1,42	0,07
SN35F40	79,06	0,00259	75,81	0,0118	1,04	0,22	68,95	0,0180	1,15	0,14
SN35F60	89,53	0,00272	98,03	0,0104	0,91	0,26	94,10	0,0113	0,95	0,24
SN45F25	78,62	0,00266	72,45	0,0215	1,09	0,12	55,62	0,0588	1,41	0,05
SN45F40	84,29	0,00266	87,64	0,0150	0,96	0,18	75,36	0,0278	1,12	0,10
SN45F60	93,67	0,00279	111,07	0,0131	0,84	0,21	101,92	0,0170	0,92	0,16
Média					1,04	0,25			1,16	0,20
Desvio padrão					0,15	0,09			0,20	0,14
C.V.					0,14	0,35			0,17	0,68

Tabela 4.23 – Comparação entre os valores obtidos dos pilares com arredondamentos com os modelos analíticos

Modelos	Autor		Richart, Brandtzaeg e Brown (1929)				Cusson e Paultre (1995)			
	$f_{cc,n}$	$\varepsilon_{cc,n}$	$f_{cc,n}$	$\varepsilon_{cc,n}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$	$f_{cc,n}$	$\varepsilon_{cc,n}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$
S15F40R20	63,18	0,00249	66,02	0,00914	0,957	0,273	63,15	0,01133	1,000	0,220
S15F40R40	66,15	0,00253	67,71	0,00960	0,977	0,263	64,19	0,01237	0,970	0,204
S15F40R60	70,86	0,00260	72,07	0,01077	0,983	0,241	66,80	0,01525	0,943	0,170
S15F40R80	73,88	0,00260	71,96	0,01074	1,027	0,242	66,74	0,01518	0,903	0,171
S25F40R20	71,82	0,00255	81,84	0,01339	0,878	0,191	72,28	0,02274	1,006	0,112
S25F40R40	75,28	0,00260	81,50	0,01330	0,924	0,196	72,10	0,02245	0,958	0,116
S25F40R60	79,10	0,00264	84,49	0,01411	0,936	0,187	73,70	0,02500	0,932	0,106
S25F40R80	81,57	0,00263	86,52	0,01465	0,943	0,180	74,77	0,02681	0,917	0,098
Média					0,95	0,22			0,95	0,15
Desvio padrão					0,04	0,04			0,04	0,05
C.V.					0,05	0,17			0,04	0,32

onde $f_{cc,n}$ denota a resistência máxima do concreto confinado obtido na análise numérica e $\varepsilon_{cc,n}$ a deformação correspondente; $f_{cc,a}$ denota a resistência máxima do concreto confinado obtido por meio do modelo analítico e $\varepsilon_{cc,a}$ a deformação correspondente.

O modelo analítico de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) demonstra menor variabilidade para determinação da tensão última, resultando tanto em valores inferiores quanto superiores daqueles encontrados nas simulações numéricas. O comportamento é semelhante para a formulação de Cusson e Paultre (1995). Nos pilares que possuem arredondamentos dos cantos, os modelos analíticos resultaram em um desempenho semelhante. As Figuras 4.43 e 4.44 permitem visualizar os resultados expressos nas tabelas.

Figura 4.43 – Comparação entre os valores das formulações analíticas para os pilares do tipo C, CN, S e SN

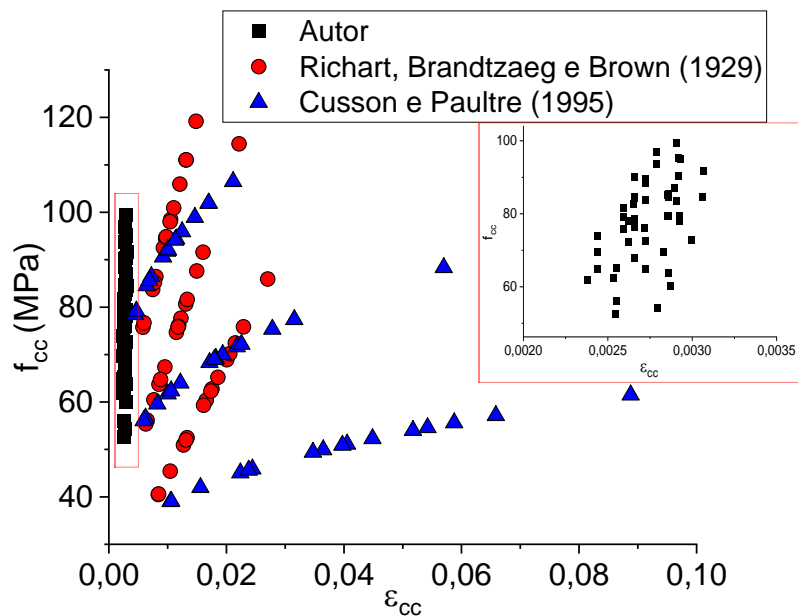
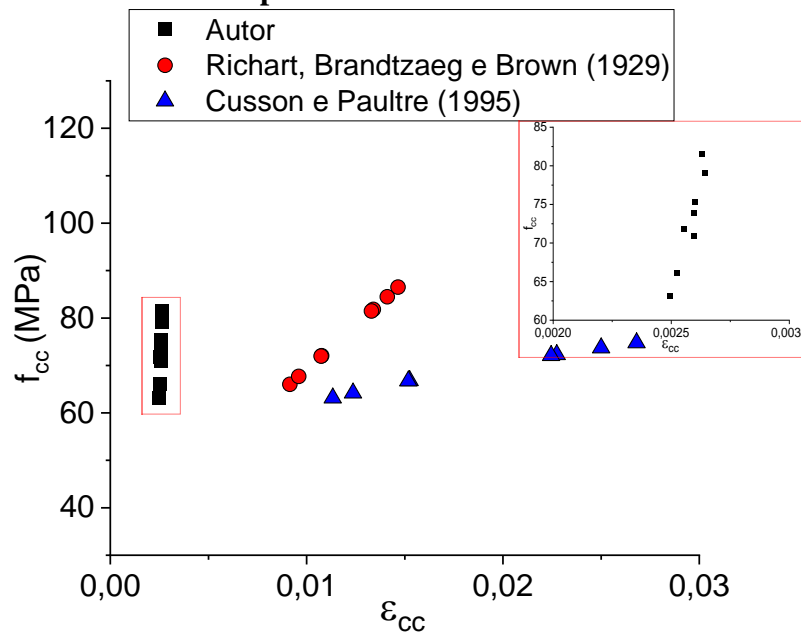


Figura 4.44 – Comparação entre os valores das formulações analíticas para os pilares do tipo S15F40R e S25F40R



Em ambas as formulações a deformação correspondente retrata valores consideravelmente superiores aos registrados nas simulações. Discrepância esta observada em todos os modelos analisados, independentemente do tipo de seção transversal e espessura da camada de reforço.

4.9 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

A boa representatividade do modelo numérico, como visto nos tópicos iniciais deste capítulo, assegura proceder análises paramétricas para avaliar aspectos que colaboram no entendimento do sistema de reforço. São delimitadas as seguintes características: a resistência à compressão do concreto não confinado; a espessura de encamisamento e o raio de arredondamento dos cantos.

4.9.1 Influência da resistência à compressão do concreto não confinado

O mecanismo de confinamento passivo é afetado pela resistência à compressão axial do concreto não confinado de modo que a expansão volumétrica do material pode influenciar a eficiência do encamisamento. O comportamento pode variar significativamente dependendo da mobilização proporcionada ao sistema de reforço.

As Figuras 4.45, 4.46, 4.47 e 4.48 mostram a correspondência entre a força máxima

resultante do reforço dos pilares com a eficiência demonstrada por cada classe de concreto para os modelos tipo C, CN, S e SN, respectivamente. Inicialmente foi observado que a força máxima de compressão resistidas para cada tipo de modelo de pilar encamisado aumenta em função da resistência do concreto não confinado, de modo que a eficiência do sistema é inversamente proporcional a esta propriedade.

Figura 4.45 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo C com os pilares de referência

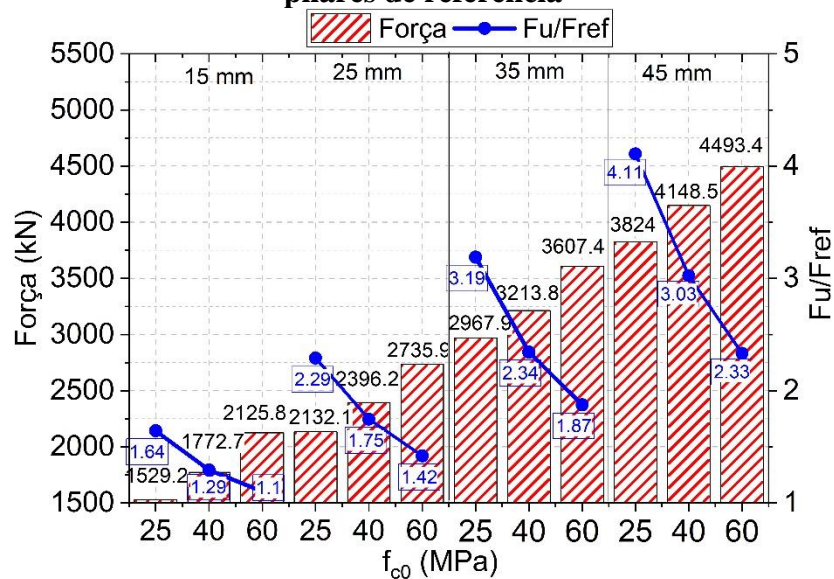


Figura 4.46 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo CN com os pilares de referência

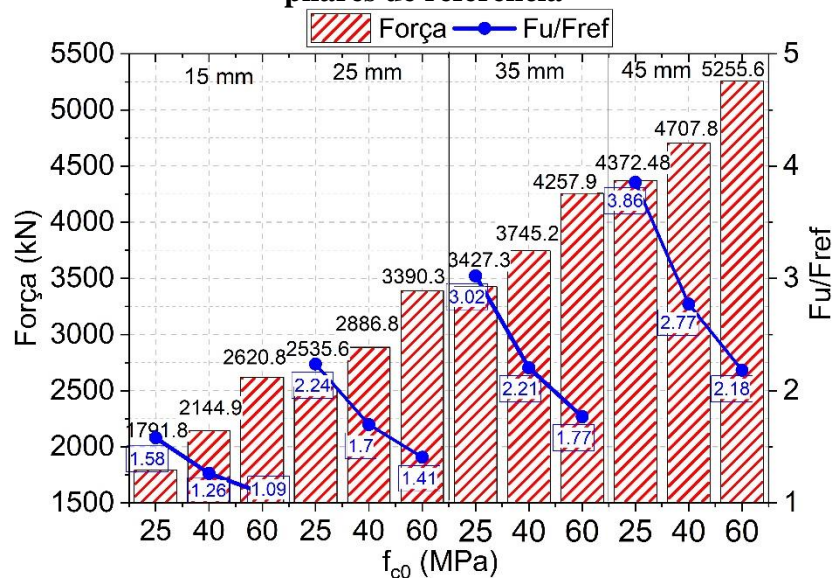


Figura 4.47 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo S com os pilares de referência

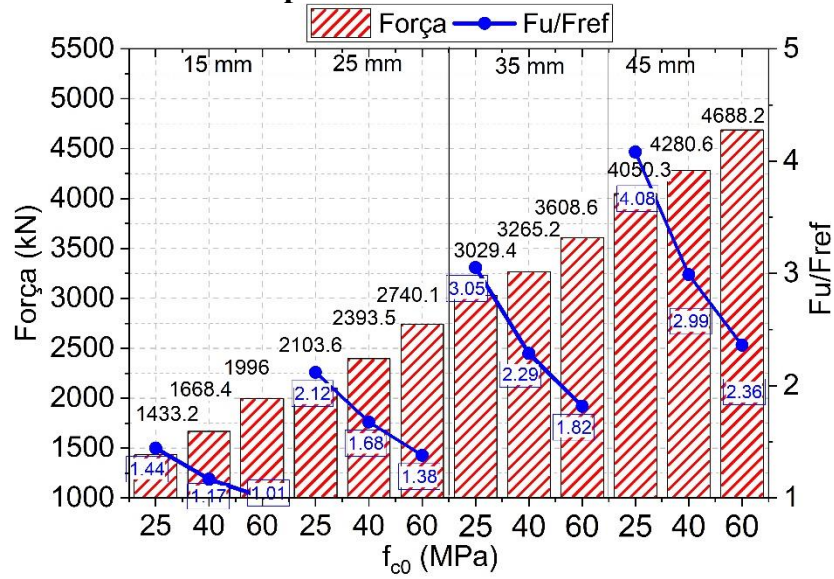
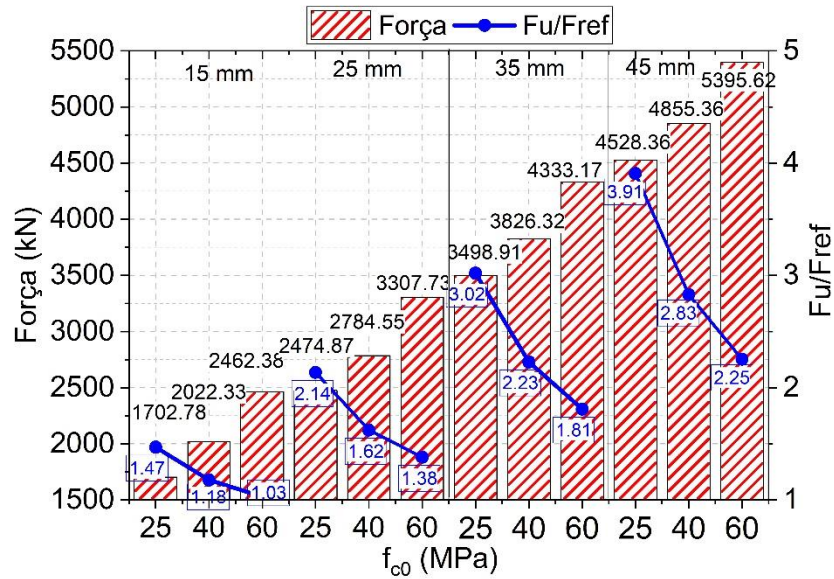


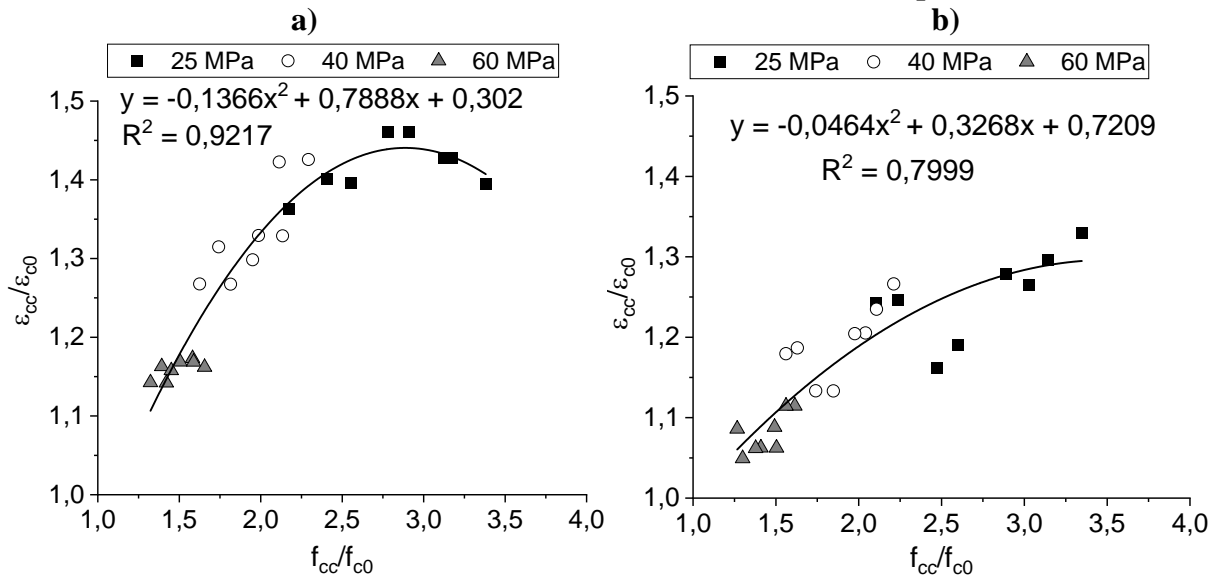
Figura 4.48 – Relação entre a força máxima dos pilares reforçados do tipo SN com os modelos de referência



Subsequente mediante análises comparativas realizadas baseadas nas variáveis $\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$ e f_{cc}/f_{c0} , que representam a relação entre a deformação e resistência do pilar reforçado e a do concreto não confinado, respectivamente. Torna-se perceptível uma correlação não linear por regressão entre os parâmetros mencionados.

Foi possível observar nas figuras que o maior ganho de capacidade resistente por meio do confinamento ocorreu nos exemplares que possuem concreto C25, posteriormente o C40 e C60.

Figura 4.49 – Relação do acréscimo da capacidade resistente em função da resistência do concreto confinado: a) Pilares circulares, b) Pilares quadrados



Os gráficos demonstram que independente da seção transversal e espessura do reforço é visto um comportamento semelhante entre os modelos encamisados, os quais à medida que a resistência à compressão do concreto não confinado diminui percebe-se o aumento de eficiência do sistema de reforço. Ademais, observa-se a propensão dos pilares quadrados apresentarem menor deformação.

4.9.2 Influência da espessura do reforço

A camisa de UHPFRC atua mobilizando a expansão do pilar de concreto armado promovendo pressões laterais que acarretam o confinamento. Estudos de Enami (2017) e Xie, Fu e Yan (2019) apontam que o aumento da capacidade resistente é diretamente proporcional a espessura do reforço, indicando uma relação quase linear.

A relação entre a resistência, deformação e a camada de confinamento é feito nas Figuras 4.50, 4.51, 4.52 e 4.53 para os modelos encamisados do tipo C, CN, S e SN, respectivamente. Neste trabalho foram adotados o encamisamento com camadas de 15, 25, 35 e 45 mm, nota-se um acréscimo linear de resistência nos exemplares consoante ao aumento da espessura do reforço.

Figura 4.50 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo C

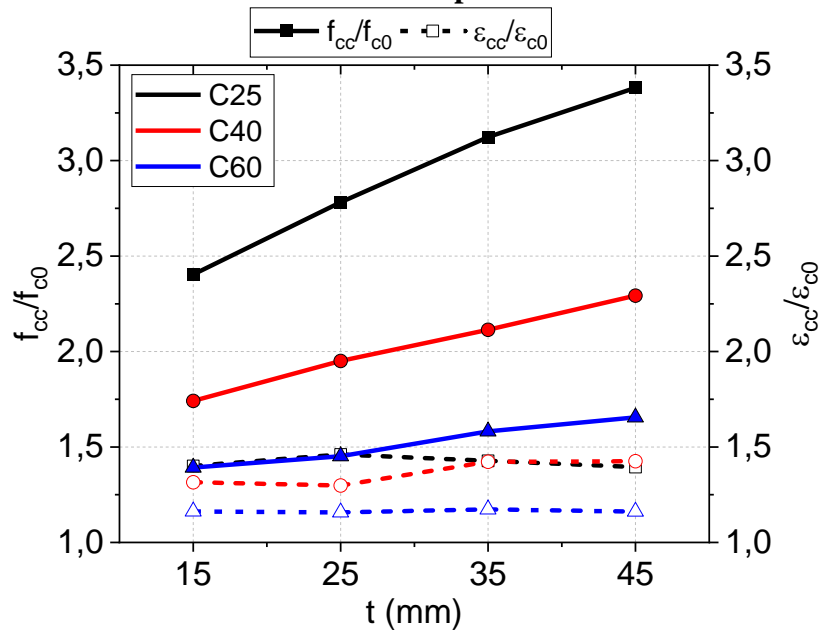
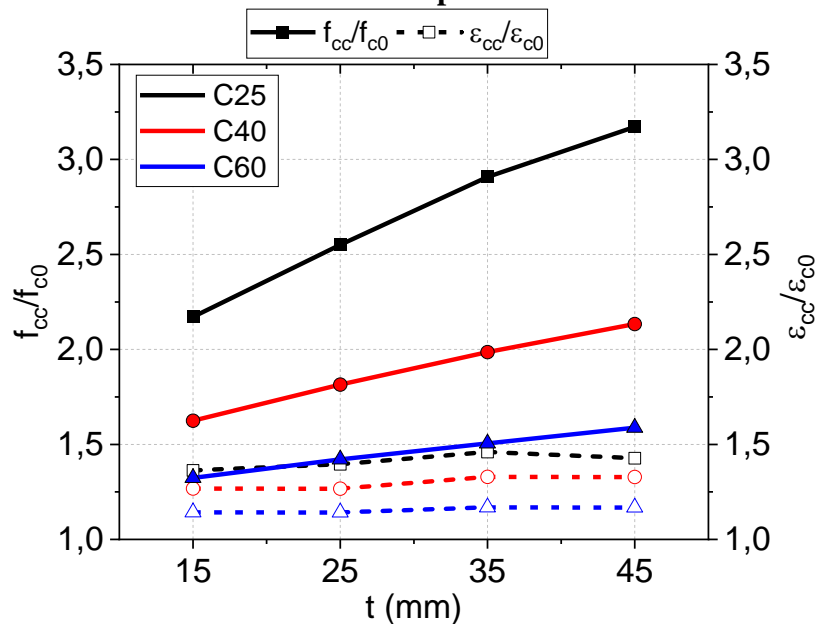


Figura 4.51 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo CN



Referente aos pilares confinados do tipo C e CN destaca-se o acréscimo de capacidade resistente em relação à resistência característica do concreto, com ganho máximo de 338% e 317% respectivamente, para a camisa de 45 mm. Embora todos os modelos evidenciam o ganho de deformação mediante aumento do reforço, esse não demonstra grande variabilidade, atingindo valor máximo de 146% para os modelos C25F25 e CN35F25.

Figura 4.52 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo S

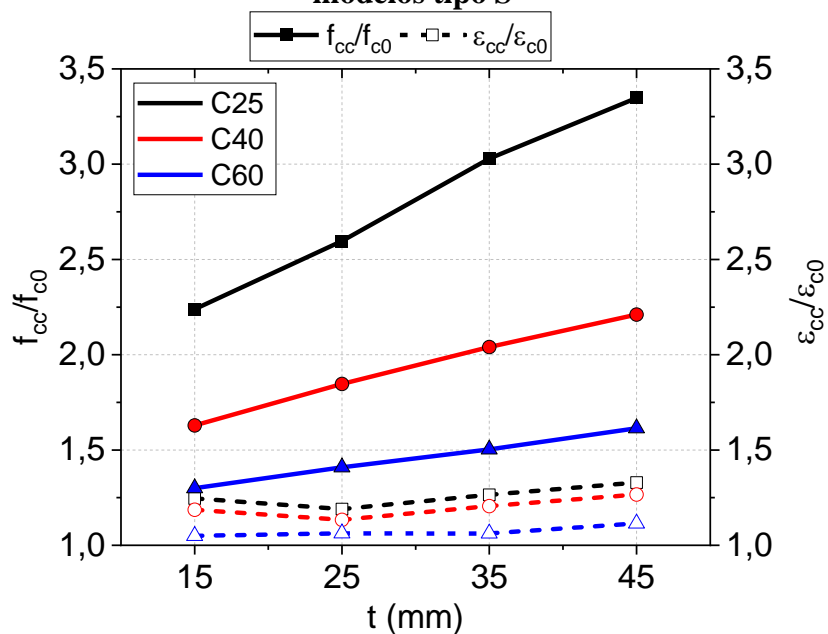
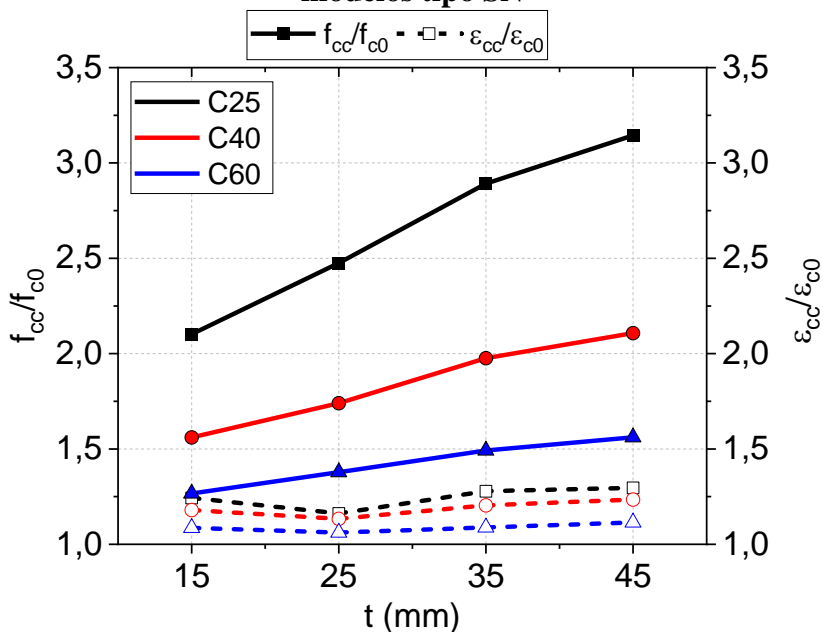


Figura 4.53 – Influência da camada de reforço na relação tensão e deformação dos modelos tipo SN



Os pilares reforçados do tipo S e SN, registraram um acréscimo máximo de 335% e 314% para a maior camada de UHPFRC. Quanto a deformação, o maior ganho foi para os modelos com núcleo de concreto de 25 MPa e reforço de 45 mm, com ampliação de deformação máximo de 133% para o S45F45.

Em todos exemplares o efeito do aumento de espessura da camisa de UHPFRC ocasionou acréscimo de resistência. Em relação a deformação os modelos reforçados do tipo S

e SN denotam uma redução para maior camada de 25 mm e concreto de 40 MPa, enquanto os do tipo CN não retratam variação significativa independente da resistência do núcleo de concreto.

Além de que, observa-se que em seções transversais de menores dimensões proporcionam maior desempenho do sistema de reforço, o comportamento descrito é registrado tanto em pilares circulares quanto em modelos quadrados.

4.9.3 Influência do raio de arredondamento dos cantos

A geometria da seção transversal tem impacto substancial no comportamento de pilares encamisado afetando a distribuição de tensões nos modelos e eficiência do método de reforço. Resultados experimentais mostram que pilares com seção circular apresentam melhor desempenho – maior resistência e deformação axial – quando comparados aos pilares quadrados.

Há uma interferência evidente da relação de arredondamento dos cantos nos modelos quadrados, se considerado que quanto maior for este parâmetro maior será a resistência axial. As Figuras 4.54 e 4.55 exibem a influência do raio de arredondamento para diferentes espessuras de reforço de UHPFRC.

Figura 4.54 – Ganho de resistência e deformação em função do $2r/D$ para os pilares S15F40R

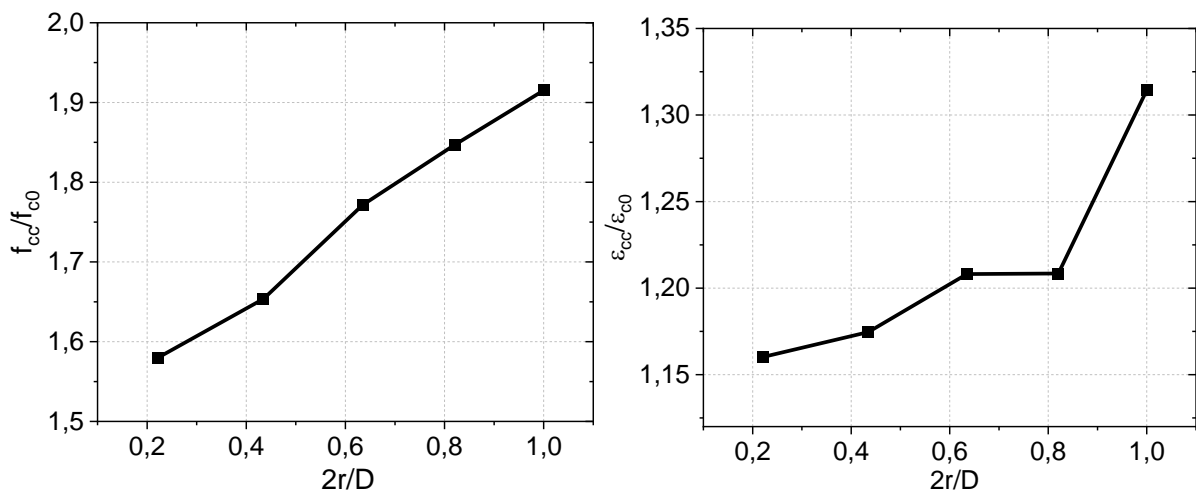
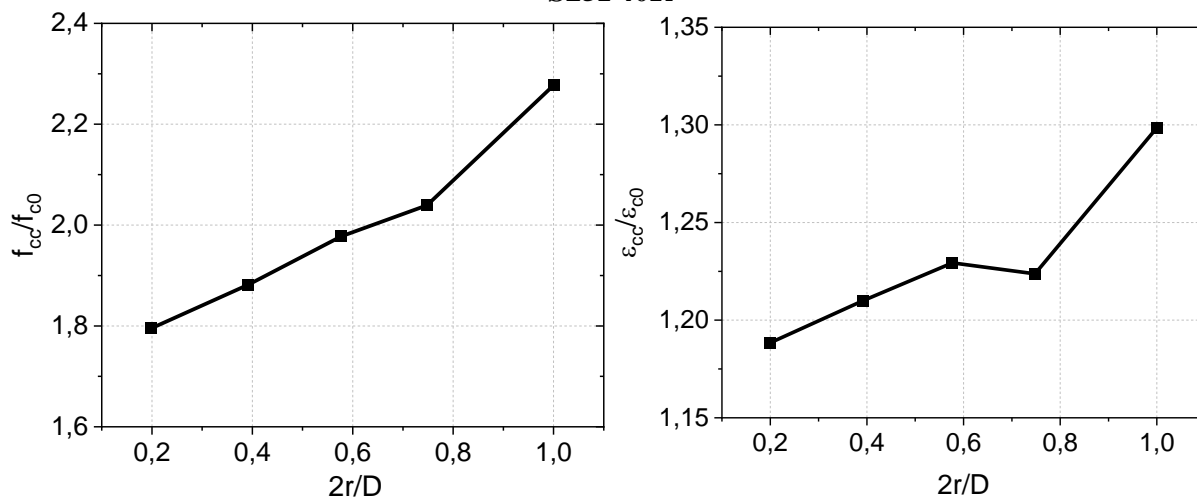
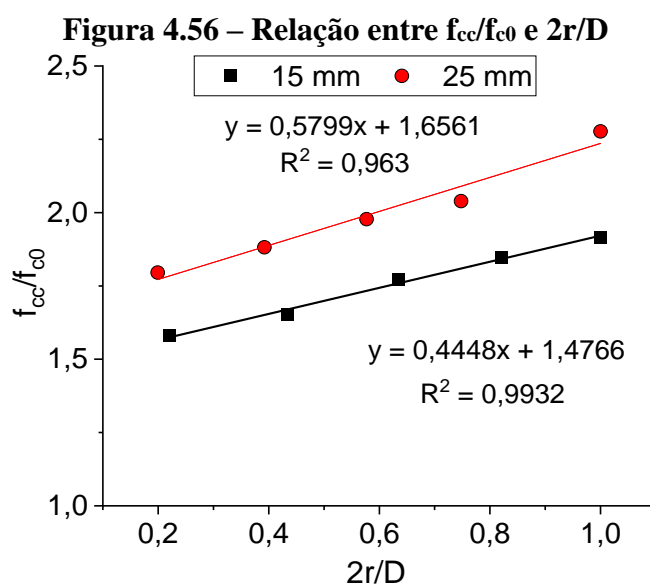


Figura 4.55 – Ganho de resistência e deformação em função do $2r/D$ para os pilares S25F40R



O acréscimo significativo demonstrado naqueles pilares reforçados de seção transversal integralmente circular, contribuído mediante as características geométricas e melhor distribuição das tensões laterais. Contudo, destaca-se que os mesmos dispõem do quantitativo de 6 barras longitudinais, enquanto os pilares com arredondamentos possuem 4 barras longitudinais.

Percebe-se que, independentemente da camada de reforço utilizado, o acréscimo de resistência do concreto confinado está diretamente relacionado à variável $2r/D$, que é um fator de forma. De modo que a correlação entre os parâmetros pode ser representada por uma interpolação linear.

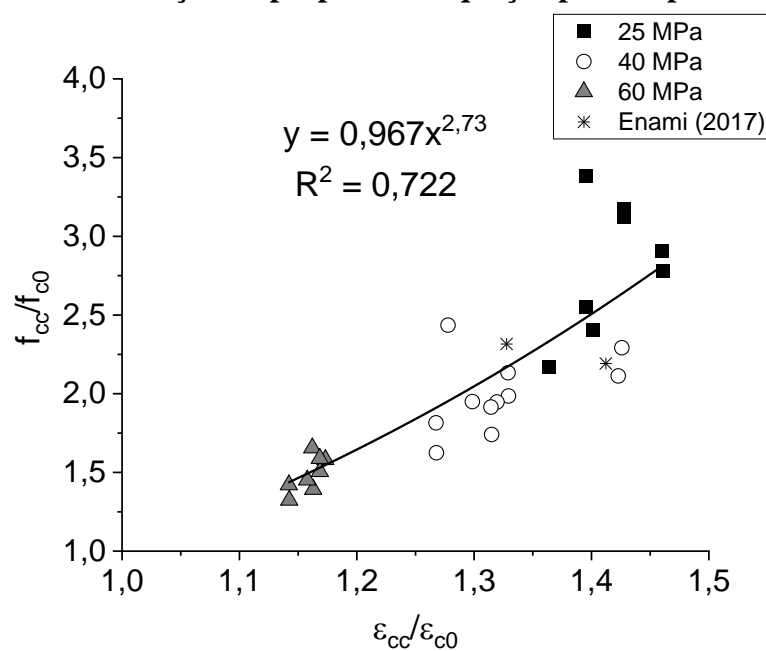


4.10 CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS DOS MODELOS ANALÍTICOS

A proposta de adequação do procedimento analítico para a determinação da tensão e deformação do concreto confinado com UHPFRC foi obtida por meio da comparação entre os valores encontrados mediante análise numérica. A correção das equações leva em consideração os seguintes aspectos: a resistência do concreto não confinado, a espessura do reforço e o formato da seção.

Foram delimitadas decorrente da simplicidade e aproximação registradas com os resultados numéricos, as equações do modelo de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) para a determinar a tensão e deformação. A correção dos valores do concreto confinado, para a tensão é feito por meio da regressão não linear dos resultados dos dados obtidos neste trabalho e no estudo de Enami (2017), no caso da deformação é realizada por intermédio do ajuste do coeficiente k_1 , seguindo o mesmo procedimento. Optou-se em utilizar a formulação elaborada por Grassl (2004) para obtenção da pressão lateral.

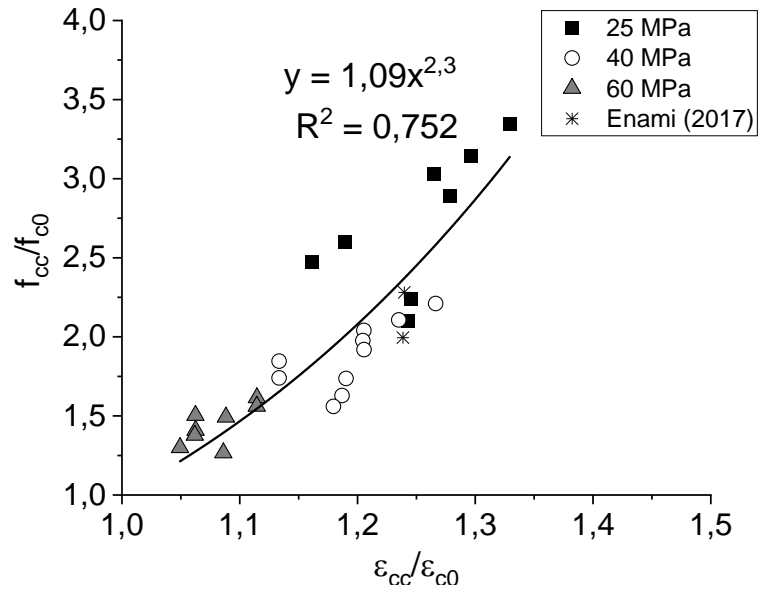
Figura 4.57 – Calibração da proposta de equação para os pilares circulares



Portanto tem-se que:

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 0,967 \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} \right)^{2,73} \quad (4.5)$$

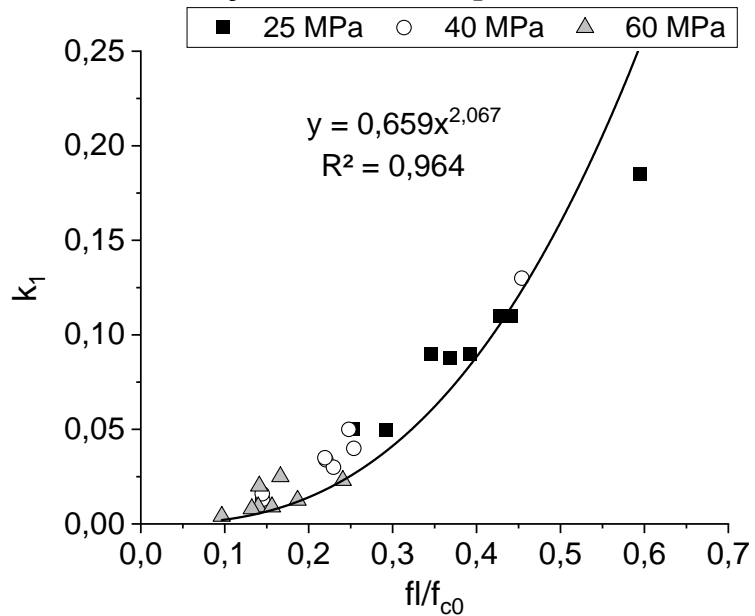
Figura 4.58 – Calibração da proposta de equação para os pilares quadrados



Portanto tem-se que:

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1,09 \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} \right)^{2,3} \tag{4.6}$$

Figura 4.59 – Calibração do coeficiente para os modelos circulares



Portanto tem-se que:

$$k_1 = 0,659 \left(\frac{fl}{f_{c0}} \right)^{2,067} \tag{4.7}$$

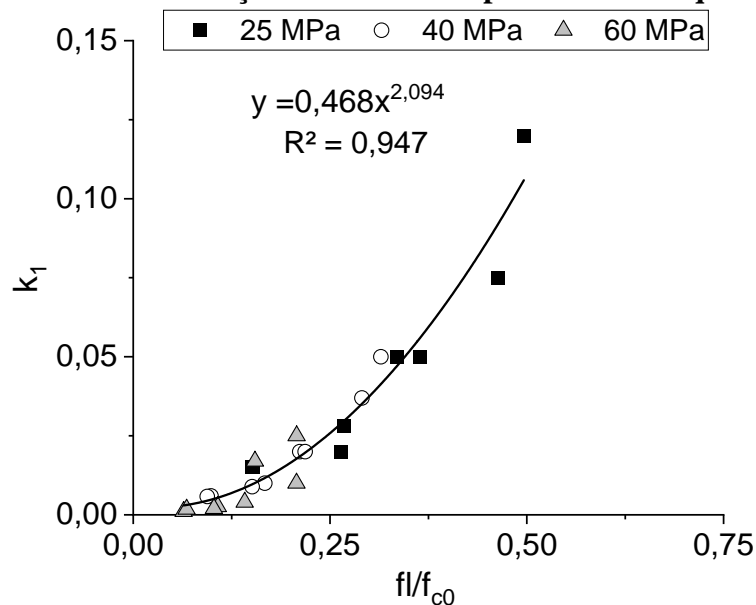
$$0 \leq k_1 \leq 0,25$$

Conseqüentemente, os pilares reforçados de seção circular segue adaptação da formulação de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) associado ao parâmetro k_1 de modo que a deformação é expressa pela Equação 4.8.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + \left(k_1 \left(\frac{fl}{f_{c0}} \right)^{-1,5} \right) \right] \quad (4.8)$$

No caso de pilares encamisados de seção transversal quadrada, o coeficiente k_1 é ajustado conforme a Figura 4.60. De maneira similar, os parâmetros são obtidos por meio de regressões que melhor se adaptam aos resultados.

Figura 4.60 – Calibração do coeficiente para o modelo quadrado



Portanto, para os modelos quadrados tem-se:

$$k_1 = 0,468 \left(\frac{fl}{f_{c0}} \right)^{2,094} \quad (4.9)$$

$$0 \leq k_1 \leq 0,15$$

Considerando as equações propostas para correção dos valores de tensão e deformação, são retratados os resultados obtidos por meio do procedimento analítico comparados com os resultados numéricos encontrados nas simulações com auxílio do software ABAQUS.

A Tabela 4.24 exibe a tensão máxima aferida nas simulações numéricas e a deformação correspondente. Os valores referentes a tensão e deformação atingidos com a formulação

proposta neste trabalho são confrontados com os resultados numéricos. A média, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) são usados como indicadores para a efetividade do modelo analítico.

Tabela 4.24 – Comparação entre os resultados numéricos e o modelo analítico proposto (continua)

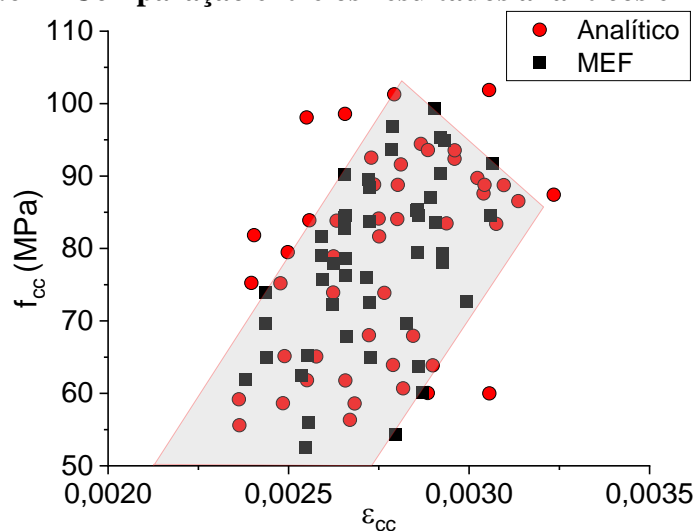
Modelos	$f_{cc,n}$ (MPa)	$\varepsilon_{cc,n}$	$f_{cc,a}$ (MPa)	$\varepsilon_{cc,a}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$
C15F25	60,09	0,00287	60,71	0,00282	0,99	1,02
C15F40	69,66	0,00283	81,67	0,00275	0,85	1,03
C15F60	83,54	0,00291	87,60	0,00304	0,95	0,96
C25F25	67,87	0,00266	68,03	0,00272	1,00	0,98
C25F40	76,27	0,00266	78,92	0,00262	0,97	1,01
C25F60	87,09	0,00289	86,55	0,00314	1,01	0,92
C35F25	78,08	0,00293	63,92	0,00279	1,22	1,05
C35F40	84,54	0,00306	101,28	0,00279	0,83	1,10
C35F60	94,90	0,00293	89,74	0,00302	1,06	0,97
C45F25	84,53	0,00286	60,01	0,00306	1,41	0,94
C45F40	91,70	0,00307	101,88	0,00306	0,90	1,00
C45F60	99,33	0,00291	87,43	0,00323	1,14	0,90
CN15F25	54,29	0,00280	56,36	0,00267	0,96	1,05
CN15F40	64,98	0,00273	73,93	0,00262	0,88	1,04
CN15F60	79,40	0,00286	83,47	0,00294	0,95	0,97
CN25F25	63,77	0,00286	60,05	0,00289	1,06	0,99
CN25F40	72,60	0,00273	73,88	0,00277	0,98	0,99
CN25F60	85,27	0,00286	83,40	0,00308	1,02	0,93
CN35F25	72,70	0,00299	67,96	0,00284	1,07	1,05
CN35F40	79,44	0,00286	84,13	0,00275	0,94	1,04
CN35F60	90,32	0,00292	88,79	0,00304	1,02	0,96
CN45F25	79,28	0,00293	63,88	0,00290	1,24	1,01
CN45F40	85,36	0,00286	84,07	0,00280	1,02	1,02
CN45F60	95,29	0,00292	88,76	0,00310	1,07	0,94
S15F25	55,98	0,00255	59,19	0,00236	0,95	1,08
S15F40	65,17	0,00255	81,84	0,00240	0,80	1,06
S15F60	77,97	0,00262	92,54	0,00273	0,84	0,96
S25F25	64,93	0,00244	65,15	0,00249	1,00	0,98
S25F40	73,87	0,00244	79,51	0,00250	0,93	0,98
S25F60	84,57	0,00266	91,61	0,00281	0,92	0,95
S35F25	75,73	0,00259	61,82	0,00255	1,23	1,02
S35F40	81,63	0,00259	98,10	0,00255	0,83	1,02
S35F60	90,21	0,00266	94,44	0,00287	0,96	0,93

Tabela 4.24 – Comparação entre os resultados numéricos e o modelo analítico proposto (continuação)

Modelos	$f_{cc,n}$ (MPa)	$\varepsilon_{cc,n}$	$f_{cc,a}$ (MPa)	$\varepsilon_{cc,a}$	$\frac{f_{cc,n}}{f_{cc,a}}$	$\frac{\varepsilon_{cc,n}}{\varepsilon_{cc,a}}$
S45F25	83,68	0,00273	58,62	0,00268	1,43	1,02
S45F40	88,44	0,00272	98,59	0,00266	0,90	1,03
S45F60	96,86	0,00279	92,39	0,00296	1,05	0,94
SN15F25	52,55	0,00255	55,60	0,00236	0,95	1,08
SN15F40	62,42	0,00254	75,25	0,00240	0,83	1,06
SN15F60	76,00	0,00272	88,84	0,00274	0,86	0,99
SN25F25	61,87	0,00238	58,65	0,00248	1,05	0,96
SN25F40	69,61	0,00244	75,21	0,00248	0,93	0,98
SN25F60	82,69	0,00265	88,79	0,00280	0,93	0,95
SN35F25	72,29	0,00262	65,09	0,00258	1,11	1,02
SN35F40	79,06	0,00259	83,90	0,00256	0,94	1,01
SN35F60	89,53	0,00272	93,59	0,00289	0,96	0,94
SN45F25	78,62	0,00266	61,79	0,00266	1,27	1,00
SN45F40	84,29	0,00266	83,85	0,00263	1,01	1,01
SN45F60	93,67	0,00279	93,57	0,00296	1,00	0,94
Média					1,00	0,99
Desvio padrão					0,14	0,05
C.V.					0,14	0,05

As formulações analíticas advinda das regressões promoveram resultados pertinentes e próximos daqueles obtidos nas simulações numéricas. Tanto a tensão quanto deformação atestaram valores contundentes, conforme os parâmetros de média, desvio padrão e coeficiente de variação. O gráfico da Figura 4.61 ilustra a comparação das soluções.

Figura 4.61 – Comparação entre os resultados analíticos e numéricos



A grande parte dos resultados analíticos encontram-se dentro da área dos valores obtidos por simulação numérica. Assegurando o adequado desempenho das formulações tanto em pilares reforçados de seção circular quanto naqueles de seção quadrada.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as considerações e conclusões a respeito dos resultados e do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com UHPFRC. Esta pesquisa reforça a viabilidade desta técnica e os resultados obtidos contribuem para o entendimento do desempenho do material em simulações numéricas.

São apresentadas também proposições para trabalhos futuros, afim de gerar uma maior disseminação da técnica de reforço e continuidade das pesquisas.

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES

A concretização deste trabalho foi respaldada no desenvolvimento de modelos numéricos por meio do MEF e estes calibrados por comparação a resultados experimentais das pesquisas de Enami (2017), Xie; Fu e Yan (2019) e Li et al. (2020) para pilares de seção circular e quadrada. As ações metodológicas demonstram validade permitindo a extrapolação dos modelos a fim de verificar o comportamento em função da resistência do concreto não confinado, o formato da seção e a espessura de encamisamento.

A modelagem em elementos finitos 3D viabilizou o entendimento do comportamento dos pilares reforçados, os resultados condizem com os estudos experimentais. Ademais, a metodologia oportuniza a visualização da distribuição de tensões na seção transversal e a degradação nos modelos. No entanto, promove um maior consumo de tempo de processamento quando comparadas com análises 2D.

As simulações mostraram que a técnica de reforço de pilares por confinamento com UHPFRC mostra-se promissora, constatando que tanto em seções transversais circulares quanto quadradas sujeitos a compressão centrada, propiciam ganhos de resistência e rigidez, comportamento este condizente com os resultados experimentais da pesquisa de Enami (2017).

Em todas as simulações realizadas o confinamento com UHPFR possibilitou aumentos de resistência axial dos pilares. Estes ganhos em relação aos modelos de referência foram de 0,50% a 311% dependendo da espessura de reforço, da forma da seção transversal e da classe de resistência do concreto não confinado.

Conforme as análises paramétricas efetuadas pode-se concluir que a capacidade resistente é afetada diretamente pela resistência à compressão do núcleo de concreto. Observou-se que, os pilares constituídos da classe de concreto 25 MPa possuem o melhor desempenho comparados aos modelos de referência. Subsequente, o menor ganho de resistência à

compressão foi observado nos pilares com núcleo de 60 MPa, a necessidade de uma camada de reforço maior para viabilizar o sistema. De modo que a eficiência do sistema de reforço é inversamente proporcional a resistência à compressão do núcleo de concreto.

As análises perante diferentes taxas de encamisamento mostrou o acréscimo de resistência em função do aumento da camada de UHPFRC empregada. Contudo, esses ganhos diminuem à proporção que a classe de concreto progride e o eventual aumento da camisa de reforço pode promover a ruptura por flambagem das armaduras. A deformação não apresentou variabilidade significativa para os modelos do tipo CN, S e SN, mas no caso dos pilares do tipo C ocorreu o decréscimo na deformação máxima para os exemplares de 25 e 40 MPa decorrente do aumento do reforço.

Perante a tipologia da seção transversal, constata-se que na maioria dos casos os pilares circulares atestam melhor rendimento em comparação aos de seção quadrada. Nos pilares com arredondamentos é perceptível que a modificação da seção contribui para o desempenho superior. O menor raio de arredondamento não manifestou relevância considerável para a resistência axial do conjunto, independente da camisa de reforço aplicado.

As equações adaptadas das teorias analíticas de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) por meio de regressões mostram resultados próximos aos advindos da análise numérica, possibilitando assim validar a formulação para a situação de estudo e expressar o quão amplo é o âmbito de aplicação do modelo proposto. As equações propostas retrataram uma oscilação menor do que os modelos analíticos de Richart, Brandtzaeg e Brown (1929) e Cusson e Paultre (1995), principalmente para a determinação da deformação última.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho avaliou-se a influência da resistência do concreto não confinado em conjunto com a forma de seção transversal no comportamento de pilares encamisados com UHPFRC submetidos a compressão centrada. Após o desenvolvimento desta pesquisa verificou-se a possibilidade da realização de trabalhos futuros a fim de dar continuidade ao tema estudado, na abordagem dos seguintes itens:

- i. Realização de análises experimentais visando verificar a confiabilidade dos resultados numéricos presentes neste trabalho;
- ii. Desenvolvimento de análises experimentais e numéricas de pilares esbeltos reforçado com UHPFRC;
- iii. Estender o estudo de reforço com UHPFRC para pilares com seção transversal

retangular;

- iv. Avaliar o comportamento de pilares encamisados com UHPFRC submetidos à flexão composta.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. Software Documentation. **SIMULIA**. Version 2020 by Simulia. 2020.
- ABBAS, S.; NEHDI, M. L.; SALEEM, M. A.. Ultra-High Performance Concrete: Mechanical Performance, Durability, Sustainability and Implementation Challenges. **International Journal Of Concrete Structures And Materials**, [s.l.], v. 10, n. 3, p.271-295, 28 jun. 2016. Springer Nature.
- ABDOLLAHI, B.; BAKHSHI, M.; MIRZAEI, Z.; SHEKARCHI, M.; MOTAVALLI, M.. SIFCON strengthening of concrete cylinders in comparison with conventional GFRP confinement method. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 36, p. 765-778, nov. 2012. Elsevier BV.
- AFROUGHSABET, V; BIOLZI, L; OZBAKKALOGLU, T. High-performance fiber-reinforced concrete: a review. **Journal Of Materials Science**, [s.l.], v. 51, n. 14, p.6517-6551, 30 mar. 2016. Springer Science and Business Media LLC.
- AHMAD, S. H.; SHAH, S. P. Structural properties of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete. **PCI Journal**, v. 30, n. 6, p. 92-119, 1985.
- AL-OSTA, M. A.. Exploitation of Ultrahigh-Performance Fibre-Reinforced Concrete for the Strengthening of Concrete Structural Members. **Advances In Civil Engineering**, [s.l.], v. 2018, p.1-12, 2018. Hindawi Limited.
- ALI DADVAR, S; MOSTOFINEJAD, D; BAHMANI, H.. Strengthening of RC columns by ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) jacketing. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 235, p.117485-117500, fev. 2020. Elsevier BV.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-08**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. S.l.: Farmington Hills, 2017.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-1996**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete.: Farmington Hills, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE GÉNIE CIVIL (AFGC). **Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes**: Recommendations. 2. ed. Paris: 2013. 332 p.
- ASRAN, G.; EL-ESNAWI, H.; FAYED, S.; Numerical Investigation of RC Exterior Beam Colum Connections under Monotonic Loads. **J Mech Civ Eng** 13 (1) (2016) 60–67
- BAZANT, Z. P.; TSUBAKI, T. (1980). Total strain theory and path-dependence of concrete. **ASCE J Eng Mech Div**, 106(6), 1151-1173.
- BENTUR, A.; MINDESS, S.. **Fibre reinforced cementitious composites**. 2. ed. New York: Taylor & Francis, 2007.

BERTHET, J.f.; FERRIER, E.; HAMELIN, P.. Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets. Part A: experimental study. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 19, n. 3, p.223-232, abr. 2005. Elsevier BV.

BING, L.; PARK, R.; TANAKA, H.. Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcements. **Aci Structural Journal**, [s.l.], v. 98, n. 3, p.395-406, 2001. American Concrete Institute.

BUTTIGNOL, T. E. T.; SOUSA, J. L. A. O.; BITTENCOURT, T. N.. Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [s.l.], v. 10, n. 4, p.957-971, ago. 2017. FapUNIFESP (SciELO).

BRÜHWILER, E.; DENARIÉ, E.. Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. **Structural Engineering International**, [s.l.], v. 23, n. 4, p.450-457, nov. 2013. Informa UK Limited.

CAMANHO, P. P.; DAVILA, C. G.; MOURA, M. F. de. Numerical Simulation of Mixed-Mode Progressive Delamination in Composite Materials. **Journal Of Composite Materials**, [s.l.], v. 37, n. 16, p. 1415-1438, ago. 2003. SAGE Publications.

CANDAPPA, D. C.; SANJAYAN, J. G.; SETUNGE, S.. Complete Triaxial Stress-Strain Curves of High-Strength Concrete. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 13, n. 3, p.209-215, jun. 2001. American Society of Civil Engineers (ASCE).

CARRAZEDO, R.. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. 2002. 172 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CARRAZEDO, R.. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexocompressão**. 2005. 243 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H.. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. In: **Journal Proceedings**. 1985. p. 797-804.

CONTE, S. D.; BOOR, C.. **Elementary Numerical Analysis: An Algorithmic Approach**: McGraw-hill Education, 1980. 408 p.

CUSSON, D.; PAULTRE, P.. High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 120, n. 3, p.783-804, mar. 1994. American Society of Civil Engineers (ASCE).

CUSSON, D.; PAULTRE, P.. Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete. **Journal Of Structural Engineering**, [S.L.], v. 121, n. 3, p. 468-477, mar. 1995.

American Society of Civil Engineers (ASCE).

CUSSON, D.; PAULTRE, P. Prediction of effective confinement pressure in high-strength concrete columns. In: **CSCE 2008 Annual Conference Structural Specialty, Quebec City, QC**. 2008. p. 10.

CHAUDHARI, S. V.; CHAKRABARTI, M. A. Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS. **International Journal of Computer Applications**, v. 44, n. 7, p. 14-18, 2012.

CHI, Y.; YU, M.; HUANG, L.; XU, L.. Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 148, p. 23-35, out. 2017. Elsevier BV.

DENG, Z. C.; QU, J. L.. The Experimental Studies on Behavior of Ultrahigh-Performance Concrete Confined by Hybrid Fiber-Reinforced Polymer Tubes. **Advances In Materials Science And Engineering**, [s.l.], v. 2015, p.1-18, 2015. Hindawi Limited.

DEMIN, W.; FUKANG, H.. Investigation for plastic damage constitutive models of the concrete material. **Procedia Engineering**, [s.l.], v. 210, p.71-78, 2017. Elsevier BV.

DUGAT, J.; ROUX, N.; BERNIER, G.. Mechanical properties of reactive powder concretes. **Materials And Structures**, S.l., v. 29, n. 4, p.233-240, maio 1996.

EL-HELOU, R.; LALE, E.; CUSATIS, G.; MOEN, C.. Ultra-High Performance Concrete Compression and Fracture Response Parameters for Lattice Discrete Particle Model Simulations. **Proceedings Of The First International Interactive Symposium On Uhpc**, [s.l.], p. 1-11, 2016. Iowa State University.

ENAMI, R. M. **Reforço de pilares curtos de concreto armado por encamisamento com concreto de ultra-alto desempenho**. 2017. 133 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

FAUSTINO, P; CHASTRE, C; PAULA, R. Design model for square RC columns under compression confined with CFRP. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 57, p.187-198, fev. 2014. Elsevier BV.

FEHLING, E; SCHMIDT, M; WALRAVEN, J; LEUTBECHER, T; FRÖHLICH, S.. **Ultra-High Performance Concrete UHPC: fundamentals, design, examples**. Berlim: Wilhelm Ernst & Sohn, 2014.

GILBERT, R. I; WARNER, R. F. Tension stiffening in reinforced concrete slabs. **Journal of the structural division**, v. 104, n. 12, p. 1885-1900, 1978.

GU, C; YE, G; SUN, W.. Ultrahigh performance concrete-properties, applications and perspectives. **Science China Technological Sciences**, [s.l.], v. 58, n. 4, p.587-599, 30 jan. 2015. Springer Science and Business Media LLC.

GUO, Y. H.; WANG, Z. Q.. Research on Constitutive Law of UHPFRC Used in Numerical

Simulation. **Advanced Materials Research**, [s.l.], v. 368-373, p.1547-1550, out. 2011. Trans Tech Publications.

GHAFFARI, E; COSTA, H; JÚLIO, E.. Critical review on eco-efficient ultra high performance concrete enhanced with nano-materials. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 101, p.201-208, dez. 2015. Elsevier BV.

GHERNOUTI, Y; RABEHI, B.. FRP-confined short concrete columns under compressive loading: experimental and modeling investigation. **Journal Of Reinforced Plastics And Composites**, [s.l.], v. 30, n. 3, p.241-255, 16 dez. 2010. SAGE Publications.

GRASSL, P. Modelling of dilation of concrete and its effect in triaxial compression. **Finite Elements In Analysis And Design**, [s.l.], v. 40, n. 9-10, p.1021-1033, jun. 2004. Elsevier BV.

GRAYBEAL, B. A.. Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. **Aci Materials Journal**, [s.l.], v. 104, n. 2, p.146-152, jan. 2007.

HASSAN, A. M. T; JONES, S. W; MAHMUD, G. H.. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 37, p.874-882, dez. 2012. Elsevier BV.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P.-e.. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement And Concrete Research**, [s.l.], v. 6, n. 6, p.773-781, nov. 1976. Elsevier BV.

HOANG, A. L; FEHLING, E.. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra high performance concrete. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 153, p.790-806, out. 2017. Elsevier BV.

HOGNESTAD, E.; HANSON, N. W.; MCHENRY, D.. Concrete stress distribution in ultimate strength design. In: **Journal Proceedings**. 1955. p. 455-480.

HORII, H.; NEMAT-NASSER, S.. Brittle Failure in Compression: Splitting, Faulting and Brittle-Ductile Transition. **Philosophical Transactions Of The Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, [s.l.], v. 319, n. 1549, p.337-374, 16 set. 1986. The Royal Society.

ILKI, A.; PEKER, O.; KARAMUK, E.; DEMIR, C.; KUMBASAR, N.. FRP Retrofit of Low and Medium Strength Circular and Rectangular Reinforced Concrete Columns. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 20, n. 2, p. 169-188, fev. 2008. American Society of Civil Engineers (ASCE).

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (CEB-FIB). **MODEL CODE 2010**: Final draft. Bulletin 65. Lausanne, Switzerland. 2012. v. 1.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundation of Civil an Environmental Engineering**, 6, p. 53–69, 2005.

KUPFER, H B; HILSDORF, H. K.; RÜSCH, H.. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. **Aci Journal Proceedings**, [s.l.], v. 66, n. 8, p.656-666, 1969. American Concrete Institute.

KHAN, M. I.; ABBAS, Y. M.; FARES, G.. Review of high and ultrahigh performance cementitious composites incorporating various combinations of fibers and ultrafines. **Journal Of King Saud University - Engineering Sciences**, [s.l.], v. 29, n. 4, p.339-347, out. 2017. Elsevier BV.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M.. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives Of Civil And Mechanical Engineering**, [s.l.], v. 11, n. 3, p.623-636, jan. 2011. Elsevier BV.

KRAHL, P. A.. **Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases**. 2018. 200 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

KRAHL, P. A.; CARRAZEDO, R.; DEBS, Mounir Khalil El. Mechanical damage evolution in UHPFRC: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 170, p.63-77, set. 2018. Elsevier BV.

LAM, L.; TENG, J.G.. Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 17, n. 6-7, p.471-489, set. 2003a. Elsevier BV.

LAM, L.; TENG, J. G.. Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns. **Journal Of Reinforced Plastics And Composites**, [s.l.], v. 22, n. 13, p.1149-1186, set. 2003b. SAGE Publications.

LAZZARI, P. M.; CAMPOS FILHO, A.; GASTAL, F. P. S. L.; BARBIERI, R. A.; SCHWINGEL, R. C.. Automation of the evaluation of bonded and unbonded prestressed concrete beams, according to brazilian and french code specifications. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [s.l.], v. 6, n. 1, p. 13-54, fev. 2013. FapUNIFESP (SciELO).

LE, A. H.; EKKEHARD, F.; THAI, D. K., NGUYEN, C. V.. Simplified stress-strain model for circular steel tube confined UHPC and UHPFRC columns. **Steel And Composite Structures**, [s.l.], v. 29, n. 1, p.125-138, out. 2018.

LEE, J.; FENVES, G. L.. A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, [s.l.], v. 27, n. 9, p.937-956, set. 1998. Wiley.

LI, Z.; KULKARNI, S. M.; SHAH, S. P.. New test method for obtaining softening response of unnotched concrete specimen under uniaxial tension. **Experimental Mechanics**, [s.l.], v. 33, n. 3, p.181-188, set. 1993. Springer Science and Business Media LLC.

LI, F; HEXIAO, Y; GAO, H; DENG, K; JIANG, Y.. Axial Behavior of Reinforced UHPC-NSC Composite Column under Compression. **Materials**, [s.l.], v. 2905, n. 13, p. 1-14, 28 jun.

2020. MDPI AG.

LIM, J. C.; OZBAKKLOGLU, T.. Comparison of Stress-Strain Relationships of FRP and Actively Confined High-Strength Concrete: Experimental Observations. **Advanced Materials Research**, [s.l.], v. 919-921, p.29-34, abr. 2014. Trans Tech Publications.

LIM, J. C.; OZBAKKALOGLU, T.. Lateral Strain-to-Axial Strain Relationship of Confined Concrete. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 141, n. 5, p. 04014141-1, maio 2015. American Society of Civil Engineers (ASCE).

LIN, F.; DONG, Y.; KUANG, X.; LU, L.. Strain Rate Behavior in Tension of Reinforcing Steels HPB235, HRB335, HRB400, and HRB500. **Materials**, [s.l.], v. 9, n. 12, p. 1-10, 15 dez. 2016. MDPI AG.

LMRAN, I.; PANTAZOPOULOU, S. J.. Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress. **Aci Structural Journal**. Farmington Hills, v. 93, n. 6, p. 589-601. Nov-Dec. 1996.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E.. A plastic-damage model for concrete. **International Journal Of Solids And Structures**, [s.l.], v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989. Elsevier BV.

MAALEJ, M; TANWONGSVAL, S; PARAMASIVAM, P. Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP. **Cement And Concrete Composites**, [s.l.], v. 25, n. 2, p.263-276, fev. 2003. Elsevier BV.

MACHADO, K. L.. **Análise teórica e experimental de pilares reforçados por encamisamento com concreto de ultra alto desempenho**. 2019. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2019.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Seismic Design of Bridge Piers: Research Report No. 84-2. **University of Canterbury, Christchurch, New Zealand**, 1984.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R.. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 114, n. 8, p.1804-1826, set. 1988. American Society of Civil Engineers (ASCE).

MANSUR, M. A.; CHIN, M. S.; WEE, T. H.. Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 11, n. 1, p. 21-29, fev. 1999. American Society of Civil Engineers (ASCE).

MARTIN-SANZ, H; CHATZI, E; BRÜHWILER, E.. The use of Ultra High Performance Fibre Reinforced cement-based composites in rehabilitation projects: a review. **Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures**, [s. l.], 2016. Disponível em: <http://framcos.org/FraMCoS-9/Full-Papers/219.pdf>. Acesso em 27.01.2020.

MENDES, H. O.. **Dutibilidade de elementos de concreto de alta resistência**. 1993. 149 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Civil,

Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

MERTOL, H. C; RIZKALLA, S; ZIA, P; MIRMIRAN, A.. Creep and shrinkage behavior of high-strength concrete and minimum reinforcement ratio for bridge columns. **Pci Journal**, [s.l.], v. 55, n. 3, p. 138-154, 1 jun. 2010. Precast/Prestressed Concrete Institute.

MICELLI, F; MODARELLI, R. Experimental and analytical study on properties affecting the behaviour of FRP-confined concrete. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 45, n. 1, p.1420-1431, fev. 2013. Elsevier BV.

NAYAL, R; RASHEED, H. A.. Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 18, n. 6, p. 831-841, dez. 2006. American Society of Civil Engineers (ASCE).

NISTICÒ, N.. R.C. square sections confined by FRP: A numerical procedure for predicting stress-strain relationships. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 59, p.238-247, mar. 2014. Elsevier BV.

NGUYEN, H. T.; KIM, S. E.. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. **Journal Of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 65, n. 10-11, p. 1909-1920, out. 2009. Elsevier BV.

OLIVEIRA, D. S. de. **Reforço de pilares de concreto armado de seção transversal retangular mobilizando efeitos de confinamento**. 2017. 179 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Civil (engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

OZBAKKALOGLU, T.. Concrete-Filled FRP Tubes: Manufacture and Testing of New Forms Designed for Improved Performance. **Journal Of Composites For Construction**, [s.l.], v. 17, n. 2, p.280-291, abr. 2013a. American Society of Civil Engineers (ASCE).

OZBAKKALOGLU, Togay. Behavior of square and rectangular ultra high-strength concrete-filled FRP tubes under axial compression. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 54, p. 97-111, nov. 2013b. Elsevier BV.

OZBAKKALOGLU, T; LIM, J. C.; VINCENT, T.. FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress-strain models. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 49, p.1068-1088, abr. 2013. Elsevier BV.

PONCETTI, Bernardo Lopes. **Confinamento de pilares por encamisamento com concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras de aço**. 2021. 167 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2021.

POPOVICS, S.. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. **Cement And Concrete Research**, [s.l.], v. 3, n. 5, p.583-599, set. 1973. Elsevier BV.

QIN, R.; ZHOU, A.; LAU, D.. Effect of reinforcement ratio on the flexural performance of hybrid FRP reinforced concrete beams. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 108, p.200-

209, jan. 2017. Elsevier BV.

RABEHI, B.; GHERNOUTI, Y.; LI, Alex; BOUMCHEDDA, K.. Comparative behavior under compression of concrete columns repaired by fiber reinforced polymer (FRP) jacketing and ultra high-performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). **Journal Of Adhesion Science And Technology**, [s.l.], v. 28, n. 22-23, p. 2327-2346, 7 out. 2014. Informa UK Limited.

REN, G.M.; WU, H.; FANG, Q.; LIU, J.Z.; GONG, Z.M.. Triaxial compressive behavior of UHPCC and applications in the projectile impact analyses. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 113, p. 1-14, jun. 2016. Elsevier BV.

RICHARD, P; CHEYREZY, M. Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength, in Mehta, P.K. (Ed.), **Concrete Technology: Past, Present and Future**, Proceedings of the V. Mohan Malhotra Symposium, Detroit: Victoria Wieczorek, ACI SP 144-24, 1994, pp. 507-518.

RICHARD, P; CHEYREZY, M. Composition of reactive powder concretes. **Cement And Concrete Research**, [s.l.], v. 25, n. 7, p.1501-1511, out. 1995. Elsevier BV.

RICHART, F. E., BRANDTZAEG, A., BROWN, R. L.. The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression. **Bulletin No. 190**, Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois, Urbana, Ill. 1929.

ROCCA, S.; GALATI, N.; NANNI, A.. Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections. **Journal Of Composites For Construction**, [s.l.], v. 12, n. 1, p.80-92, fev. 2008. American Society of Civil Engineers (ASCE).

ROLIM, C. P. M.. **Análise numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça para vigas mistas aço-concreto com lajes alveolares**. 2019. 192 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2019.

ROSSI, P.; CHARRON, J. P.; BASTIEN-MASSE, M.; TAILHAN, J.-L.; MAOU, F. L.; RAMANICH, S.. Tensile basic creep versus compressive basic creep at early ages: comparison between normal strength concrete and a very high strength fibre reinforced concrete. **Materials And Structures**, [s.l.], v. 47, n. 10, p. 1773-1785, 24 jul. 2013. Springer Science and Business Media LLC.

RUSSELL, H. G.; GRAYBEAL, B. A.. **Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community**. Mclean: Federal Highway Administration, 2013. 176 p.

SAMAAN, M; MIRMIRAN, A; SHAHAWY, M.. Model of Concrete Confined by Fiber Composites. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 124, n. 9, p.1025-1031, set. 1998. American Society of Civil Engineers (ASCE).

SAKR, M. A.; KORANY, T. M. El; OSAMA, B.. Analysis of RC columns strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete jackets under eccentric loading. **Engineering**

Structures, [s.l.], v. 220, p. 111016-1, out. 2020. Elsevier BV.

SANTOS, F. de O.. **Modelo constitutivo incremental explícito para o concreto confinado baseado na teoria da plasticidade e dano**. 2018. 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

SFER, D; CAROL, I; GETTU, R; ETSE, G. Study of the Behavior of Concrete under Triaxial Compression. **Journal Of Engineering Mechanics**, [s.l.], v. 128, n. 2, p.156-163, fev. 2002. American Society of Civil Engineers (ASCE).

SPECK, K.. **Beton unter mehraxialer Beanspruchung Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung**. 2008. 234 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, University Of Dresden, S.l, 2008.

SHI, C; WU, Z; XIAO, J; WANG, D; HUANG, Z; FANG, Z.. A review on ultra high performance concrete: part i. raw materials and mixture design. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 101, p. 741-751, dez. 2015. Elsevier BV.

SOBUZ, H.R.; VISINTIN, P.; ALI, M.s. M; SINGH, M.; GRIFFITH, M.C.; SHEIKH, A.H.. Manufacturing ultra-high performance concrete utilising conventional materials and production methods. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 111, p. 251-261, maio 2016. Elsevier BV.

SOHAIL, M. G; WANG, B; JAIN, A; KAHRAMAN, R; OZERKAN, N. G; GENCTURK, B; DAWOOD, M; BELARBI, A.. Advancements in Concrete Mix Designs: high-performance and ultrahigh-performance concretes from 1970 to 2016. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 30, n. 3, p. 1-20, mar. 2018. American Society of Civil Engineers (ASCE).

SUDANO, A. L.. **Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho**. 2010. 243 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SHEHATA, I. A. E. M.; CARNEIRO, L. A. V.; SHEHATA, L. C. D.. Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. **Materials And Structures**, [s.l.], v. 35, n. 1, p. 50-58, jan. 2002. Springer Science and Business Media LLC.

TAMUZS, V.; TEPFERS, R.; SPARNINS, E.. Behavior of concrete cylinders confined by carbon composite. Prediction of strength. **Mechanics Of Composite Materials**, [s.l.], v. 42, n. 2, p.109-118, mar. 2006. Springer Science and Business Media LLC.

TAN, K.H.; BHOWMIK, T.; BALENDRA, T.. Confinement model for FRP-bonded capsule-shaped concrete columns. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 51, p.51-59, jun. 2013. Elsevier BV.

TASNIMI, A. A.. Mathematical model for complete stress–strain curve prediction of normal, light-weight and high-strength concretes. **Magazine Of Concrete Research**, [s.l.], v. 56, n. 1, p. 23-34, fev. 2004. Thomas Telford Ltd..

TAYEH, B. A.; BAKAR, B. H. A.; JOHARI, M. A. M.; VOO, Y. L.. Utilization of Ultra-high Performance Fibre Concrete (UHPC) for Rehabilitation – A Review. **Procedia Engineering**, [s.l.], v. 54, p. 525-538, 2013. Elsevier BV.

TENG, J. G.; HUANG, Y. L.; LAM, L.; YE, L. P.. Theoretical Model for Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete. **Journal Of Composites For Construction**, [s.l.], v. 11, n. 2, p. 201-210, abr. 2007. American Society of Civil Engineers (ASCE).

TORRICO, F. A.. **Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade**. 2010. 311 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

THOMAS, R. J.; SORENSEN, A. D.. Review of strain rate effects for UHPC in tension. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 153, p.846-856, out. 2017. Elsevier BV.

UGURAL, Ansel C.. **Stresses in Beams, Plates, and Shells: theory and analysis**. Crc Press, 2009.

UNTIVEROS, C. A.. **Estudo experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión**. 2002. 145 f. Tese (Doutorado) - Curso de Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

VANDERLEI, Romel Dias. **Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas**. 2004. 166 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

VAN MIER, J. G. M.. **Concrete Fracture A Multiscale Approach**. New York: Taylor & Francis Group, 2012.

VIAPIANA, L. G.. **Influência do confinamento na resistência e ductilidade de pilares curtos de concreto de ultra alta resistência submetidos à compressão centrada**. 2016. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

VITAL, F. T.. **Métodos de Resolução de Sistemas Lineares e Custo Computacional**. 2014. 70 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação de Mestrado Profissional em Matemática, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

VOORT, T. L. V.. **Design and field testing of tapered H-shaped Ultra High Performance Concrete piles**. 2008. 218 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Iowa State University, Ames, Iowa, 2008.

XIAO, Y.; WU, H.. Compressive Behavior of Concrete Confined by Various Types of FRP Composite Jackets. **Journal Of Reinforced Plastics And Composites**, [s.l.], v. 22, n. 13, p.1187-1201, set. 2003. SAGE Publications.

- XIE, J; FU, Q; YAN, J. Compressive behaviour of stub concrete column strengthened with ultra-high performance concrete jacket. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 204, p.643-658, abr. 2019. Elsevier BV.
- WAHALATHANTRI, B.L.; THAMBIRATNAM, D.P.; CHAN, T.H.T.; FAWZIA, S.. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. In: **Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing**. Queensland University of Technology, 2011. p. 260-264.
- WANG, D; SHI, C; WU, Z; XIAO, J; HUANG, Z; FANG, Z.. A review on ultra high performance concrete: part ii. hydration, microstructure and properties. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 96, p. 368-377, out. 2015. Elsevier BV.
- WANG, W; LIU, J; AGOSTINI, F; DAVY, C. A.; SKOCZYLAS, F.; CORVEZ, D.. Durability of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under progressive aging. **Cement And Concrete Research**, [s.l.], v. 55, p. 1-13, jan. 2014. Elsevier BV.
- WANG, W.; WU, C.; LIU, Z.; SI, H. Compressive behavior of ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) confined with FRP. **Composite Structures**, [s.l.], v. 204, p. 419-437, nov. 2018. Elsevier BV.
- WILLE, K.; EL-TAWIL, S.; NAAMAN, A. E.. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. **Cement And Concrete Composites**, [s.l.], v. 48, p.53-66, abr. 2014. Elsevier BV.
- WU, Y. F; LIU, T; OEHLERS, D. J.. Fundamental Principles That Govern Retrofitting of Reinforced Concrete Columns by Steel and FRP Jacketing. **Advances In Structural Engineering**, [S.L.], v. 9, n. 4, p. 507-533, ago. 2006. SAGE Publications.
- WANG, L.; SU, R.K.L.; CHENG, B.; LI, L.Z.; WAN, L.; SHAN, Z.W.. Seismic behavior of preloaded rectangular RC columns strengthened with precambered steel plates under high axial load ratios. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 152, p. 683-697, dez. 2017. Elsevier BV.
- WU, Z.; SHI, C.; KHAYAT, K. H.. Influence of silica fume content on microstructure development and bond to steel fiber in ultra-high strength cement-based materials (UHSC). **Cement And Concrete Composites**, [s.l.], v. 71, p.97-109, ago. 2016. Elsevier BV.
- WU, Y. F.; WEI, Y. V.. Effect of cross-sectional aspect ratio on the strength of CFRP-confined rectangular concrete columns. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 32, n. 1, p.32-45, jan. 2010. Elsevier BV.
- YANG, X.; ZOHREVAND, P.; MIRMIRAN, A.. Behavior of Ultrahigh-Performance Concrete Confined by Steel. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 28, n. 10, p.1-8, out. 2016. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- YOO, D. Y; BANTHIA, N.. Mechanical properties of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete: A review. **Cement And Concrete Composites**, [s.l.], v. 73, p.267-280, out. 2016. Elsevier BV.

YOO, D. Y.; BANTHIA, N.. Mechanical and structural behaviors of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete subjected to impact and blast. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 149, p.416-431, set. 2017. Elsevier BV.

YOO, D. Y; YOON, Y. S.. A Review on Structural Behavior, Design, and Application of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. **International Journal Of Concrete Structures And Materials**, [s.l.], v. 10, n. 2, p.125-142, 3 maio 2016. Springer Nature.

YOUSSEF, M. N.; FENG, M. Q.; MOSALLAM, A. S.. Stress–strain model for concrete confined by FRP composites. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 38, n. 5-6, p.614-628, jul. 2007. Elsevier BV.

ZOHREVAND, P.; MIRMIRAN, A.. Behavior of Ultrahigh-Performance Concrete Confined by Fiber-Reinforced Polymers. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 23, n. 12, p.1727-1734, dez. 2011. American Society of Civil Engineers (ASCE).

ZHANG, J.; LI, J.. Investigation into Lubliner yield criterion of concrete for 3D simulation. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 44, p.122-127, nov. 2012. Elsevier BV.

ZHANG, B.; YU, T.; TENG, J. G.. Behavior of Concrete-Filled FRP Tubes under Cyclic Axial Compression. **Journal Of Composites For Construction**, [S.L.], v. 19, n. 3, p. 04014060, jun. 2015. American Society of Civil Engineers (ASCE).