

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

**BERNARDO LOPES PONCETTI**

**CONFINAMENTO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO COM  
CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO REFORÇADO  
COM FIBRAS DE AÇO**

MARINGÁ  
2020

**BERNARDO LOPES PONCETTI**

**CONFINAMENTO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO COM  
CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO REFORÇADO  
COM FIBRAS DE AÇO**

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 - PR  
2020

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

P794c

Poncetti, Bernardo Lopes

Confinamento de pilares por encamisamento com concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras de aço / Bernardo Lopes Poncetti. -- Maringá, PR, 2021.

171 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.

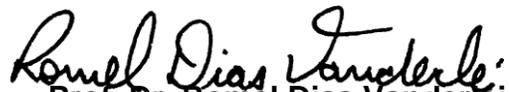
CDD 23.ed. 624.1834

BERNARDO LOPES PONCETTI

**CONFINAMENTO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO COM CONCRETO  
DE ULTRA ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 25/02/2021. 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 Vanderléi

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



Prof. Dr. Rafael Alves de Souza  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Ricardo Carrazedo  
Escola de Engenharia de São Carlos  
Universidade de São Paulo

Dedico este trabalho a todos que de alguma forma se dispuseram a ajudar, seja presencialmente ou a distancia. Entre esses estão minha familia e muitos amigos.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus não apenas por essa conquista, mas também por todas outras que vieram até aqui e que virão após essa importante etapa.

Aos meus pais, José Calos Poncetti e Cilmara Rozane Lopes Poncetti, meu irmão Guilherme Lopes Poncetti e minha irmã Gabriela Lopes Poncetti que sempre me incentivam e apoiam incondicionalmente. Agradeço também ao meu irmão Bruno Lopes Poncetti que apesar de não estar presente nessa nova conquista, sempre esteve ao meu lado enquanto pode.

Ao Professor Romel Dias Vanderlei pela orientação, disposição e toda orientação feita durante a pesquisa, e os conhecimentos a mim passados durante a graduação e o mestrado. Agradeço também professor José Wilson Assunção por todo o auxílio e conselho durante a execução do experimento.

Aos funcionários do programa de pós graduação em engenharia civil e do departamento de engenharia civil, em especial à secretária do PCV, Joseane Finoti, e aos coordenadores do PCV, professores Carlos Humberto Martins e Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001

E por último, mas com certeza não menos importante, a todos amigos e pessoas que conheci nesse período que de alguma forma ajudaram na execução deste trabalho, como Aline Zito, Ana Paula Silva, Carolina Coelho, Fernanda Valim, Simone Gallette, Alexandre Rossi, Eduardo Leslão, Fernando Sala, Lucas Tiene, Maicon Arcine, Rodrigo Godoi, Sandra Suzuki, Gabriel. Felizmente foram muitos que ajudaram, no entanto, infelizmente não será possível citar todos nesse parágrafo, peço desculpas aos que não foram citados, mas de fato foram muitos. No entanto, fica um sincero agradecimento a todos, afinal, durante um período de pandemia essa pesquisa só foi possível devido à disposição de vocês em momentos em que o mundo inteiro estava indisponível.

Tudo que está no plano da realidade foi um  
sonho um dia

Da Vinc

## RESUMO

Um método tradicional de reforço para pilar, conhecido por encamisamento, consiste em reforçar o mesmo utilizando uma nova camada de material resistente ao seu redor. Diversas pesquisas têm mostrado que uma alternativa promissora como método de encamisamento é a utilização de concretos de ultra alto desempenho reforçados com fibra de aço (UHPFRC). Uma das formas que o reforço por encamisamento ajuda no reforço do pilar é através do efeito do confinamento do concreto, que gera um aumento da resistência do pilar e promove melhora na ductilidade e durabilidade. Esse acréscimo de resistência pode ser estimado utilizando modelos de confinamento. No entanto, por se tratar de um material novo, ainda não existem modelos adequados para a previsão da resistência do pilar confinado pelo UHPFRC. Portanto, o objetivo principal desse trabalho é analisar e sugerir modelos de confinamento adequados para a previsão do ganho de resistência do concreto confinado por uma camisa de UHPFRC. A proposta estudada consiste em um método de reforço onde o cobrimento da armadura do pilar possa ser substituído por uma camada de UHPFRC. Assim sendo, foi feito estudo experimental com concretos de resistências à compressão com aproximadamente 25, 40 e 60 MPa, encamisados com UHPFRC com espessuras de 2,5cm e 3,5cm, ambas espessuras condizentes com coberturas usuais de cobrimento da armadura. O UHPFRC utilizado possuía 102 MPa de resistência à compressão, com 2% de fibra de aço. Esta pesquisa investigou o ganho de resistência gerado exclusivamente pelo efeito do confinamento. Os resultados encontrados comprovam a eficácia da utilização desse material como meio confinante, mostrando que essa técnica serve tanto para aumento da resistência como para controle de deformação do elemento estrutural. Os modelos estudados tiveram acréscimos de resistências de até 45,55% para o concreto de 25 MPa, de até 36,65% para o concreto de 40 MPa e de 26,58% para 60 MPa. Os resultados mostraram que os concretos de alto desempenho (CAD) também podem ser reforçados por esse método, mas que a relação entre a resistência do concreto confinado e a pressão de confinamento deve ser considerada para evitar o subdimensionamento do reforço. O trabalho apresenta quatro métodos capazes de estimar a resistência do concreto confinado de forma precisa e segura.

**Palavras-chave:** Reforço estrutural. Ensaio de tração. Confinamento do concreto.

## ABSTRACT

A traditional method of pillar strengthening, known as jacketing, consists of use a new layer of resistant material around it. Several researches have shown that a promising alternative as a jacketing method is the use of ultra high performance concrete reinforced with steel fiber (UHPFRC). Research has shown that the use of UHPFRC as strengthening makes it possible to increase the strength of the column and improve its ductility and durability. One of the ways that strengthening by jacketing helps in reinforcing the column is through the effect of the confinement of the concrete that generates an increase in its strength. This increase in resistance can be estimated using confinement models. However, as this is a new method, there are still no adequate models for predicting the strength of concrete confined by UHPFRC. Therefore, the main objective of this work is to test and suggest suitable confinement models for predicting the strength gain of concrete confined by a UHPFRC jacket. The studied proposal consists of a strengthening method where the cover of the column reinforcement can be replaced by a layer of UHPFRC. Therefore, an experimental study was carried out with concretes of approximately 25, 40 and 60 MPa jacketed with thicknesses of 2,5 cm and 3,5 cm of UHPFRC, both thicknesses consistent with the usual coverings of the reinforcement cover. The UHPFRC used had 102 MPa of compressive strength and 2% of steel fiber. This research investigated the resistance increased exclusively by the effect of confinement. The results found prove the effectiveness of using this material as a confining material, showing that this technique serves both to increase the strength and to control the deformation of the structural element. The studied models had increased strengths of up to 45.55% for 25 MPa concrete, up to 36.65% for 40 MPa concrete and 26.58% for 60 MPa. The results showed that high-performance concretes (CAD) can also be reinforced by this method, but that the relationship between the strength of the confined concrete and the confinement pressure must be considered to avoid undersizing the reinforcement. The work presents four methods capable of estimating the strength of the confined concrete in a precise and safe way.

**Key-words:** Structural Strengthening. Tension testing. Concrete confinement.

# LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1 – COMPARAÇÃO UHPC E UHPFRC SUBMETIDO A COMPRESSÃO .....	28
FIGURA 2.2 – EXEMPLOS DE LEIS CONSTITUTIVAS PARA A TRAÇÃO DO UHPFRC ( $\Sigma$ - $\epsilon$ ).....	29
FIGURA 2.3 – TENSÃO NA TRAÇÃO POR DEFORMAÇÃO ( $\Sigma$ - $\epsilon$ ) .....	30
FIGURA 2.4 – INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FIBRA.....	32
FIGURA 3.1 – ENSAIOS DE FLEXÃO EM 3 E 4 PONTOS .....	38
FIGURA 3.2 – EXECUÇÃO DO ENSAIO DE QIAN E LI (A) E DA JCI (B) .....	39
FIGURA 3.3 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES CONSIDERADAS POR QIAN E LI.....	40
FIGURA 3.4 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES CONSIDERADA POR RIGAUD ET AL. (2012).....	41
FIGURA 3.5 – EFEITO DA FISSURAÇÃO NO ENSAIO DE FLEXÃO POR 4 PONTOS.....	43
FIGURA 3.6 – COMPARAÇÃO ENTRE A CURVATURA REAL A E OBTIDA PELA EQUAÇÃO LINEAR .....	44
FIGURA 3.7 – ENSAIO DE FLEXÃO DE BABY ET AL. (2012) .....	45
FIGURA 3.8 – PROCEDIMENTO ITERATIVO PARA OBTER O VALOR DA CURVATURA ( $\emptyset$ ).....	46
FIGURA 4.1 – COMPORTAMENTO DO CONCRETO CONFINADO.....	53
FIGURA 4.2 – INFLUÊNCIA DO TIPO DE CONFINAMENTO NO DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO .....	54
FIGURA 4.3 – PILAR CIRCULAR ENVOLVIDO POR PAREDE FINA.....	56
FIGURA 4.4 – TENSÃO ATUANTE NA PAREDE DO TUBO.....	57
FIGURA 4.5 – DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE PILARES REFORÇADOS COM CAR COM FIBRAS, PRF E ARMADURA LONGITUDINAL .....	59
FIGURA 4.6 - EFEITO DO ARQUEAMENTO EM PILARES NA DIREÇÃO LONGITUDINAL .....	62
FIGURA 4.7 - CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO CONFINADO COM ARMADURAS.....	64
FIGURA 4.8 – REGRESSÃO NÃO LINEAR CUSSON E PAULTRE (1995) .....	66
FIGURA 4.9 – FORÇA POR DESLOCAMENTO DE PILARES COM UHPFRC DE ENAMI (2017) .....	69
FIGURA 4.10 – TENSÃO DE COMPRESSÃO REFERENTE À FORÇA ÚLTIMA .....	70
FIGURA 4.11 – TENSÃO DE TRAÇÃO NA CAMISA DE UHPFRC REFERENTE À FORÇA ÚLTIMA .....	71
FIGURA 4.12 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR PARA A CAMISA DE UHPFRC.....	71
FIGURA 4.13 – CURVAS NUMÉRICAS PARA O AUMENTO DA ESPESSURA DE UHPFRC .....	72

FIGURA 4.14 – COLUNAS DE XIE, FU E YAN .....	74
FIGURA 4.15 – INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA CAMISA DE REFORÇO NO CARREGAMENTO ÚLTIMO PU.....	75
FIGURA 4.16 – DEFORMAÇÃO LATERAL POR COMPRESSÃO AXIAL .....	75
FIGURA 4.17 – TRAÇÃO NO MATERIAL CONFINANTE.....	76
FIGURA 4.18 – MODELO DE CONFINAMENTO DE XIE, FU E YAN (2019).....	77
FIGURA 4.19 – CURVAS DO MODELO DE CONFINAMENTO DE XIE, FU E YAN (2019) .....	79
FIGURA 5.1 – MODELO DE ESTUDO .....	80
FIGURA 5.2 – INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO.....	82
FIGURA 5.3 – NOMENCLATURA ADOTADA PARA OS MODELOS .....	83
FIGURA 5.4 – EQUIPAMENTOS USADOS PARA MISTURA .....	84
FIGURA 5.5 – MATERIAIS USADOS NO UHPFRC.....	88
FIGURA 5.6 – ESTUDO DO TRAÇO DO UHPFRC .....	89
FIGURA 5.7 – ESTUDO DOS MÉTODOS DE MOLDAGEM .....	90
FIGURA 5.8 - CORPOS DE PROVA PREPARADOS PARA CURA .....	90
FIGURA 5.9 - MATERIAIS PRÉ-MISTURADOS PARA 1 CONCRETAGEM .....	92
FIGURA 5.10 – NÚCLEO PREPARADO PARA CONCRETAGEM.....	96
FIGURA 5.11 – FORMA DE MOLDAGEM.....	96
FIGURA 5.12 - CONCRETAGEM DO REFORÇO .....	97
FIGURA 5.13 – CONCRETAGEM CORPOS DE PROVA PARA COMPRESSÃO E FLEXÃO .....	98
FIGURA 5.14 – MODELOS REFORÇADOS.....	98
FIGURA 5.15 – ENSAIO DE FLEXÃO POR 4 PONTOS PARA ELEMENTOS FINOS.....	99
FIGURA 5.16 – ENSAIO DE FLEXÃO POR 4 PONTOS.....	100
FIGURA 5.17 – CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO .....	100
FIGURA 5.18 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DAS PLACAS DO ENSAIO DE FLEXÃO EM 4 PONTOS .....	101
FIGURA 5.19 – GRÁFICO DE MOMENTO X DEFLEXÃO PARA PLACAS DE 25MM DE ESPESSURA .....	102
FIGURA 5.20 - GRÁFICO DE MOMENTO X DEFLEXÃO PARA PLACAS DE 35MM DE ESPESSURA .....	103
FIGURA 5.21 – PLANILHA DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO UHPFRC.....	104
FIGURA 5.22 – DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	104
FIGURA 5.23 – INTEGRAÇÃO DUPLA DA CURVATURA.....	106

FIGURA 5.24 – RESULTADO DO PROCESSO ITERATIVO.....	108
FIGURA 5.25 – EXEMPLO DE OBTENÇÃO DA CURVA DE TRAÇÃO POR DEFORMAÇÃO .....	109
FIGURA 5.26 – VALIDAÇÃO DO PROCEDIMENTO ITERATIVO.....	110
FIGURA 5.27 - CURVA MÉDIA PARA PLACAS COM 25MM DE ESPESSURA.....	111
FIGURA 5.28 - CURVA MÉDIA PARA PLACAS COM 35MM DE ESPESSURA.....	111
FIGURA 5.29 – TENSÃO POR DEFORMAÇÃO À TRAÇÃO .....	112
FIGURA 5.30 – CONFIGURAÇÃO DE ENSAIO DOS MODELOS DE ESTUDO .....	113
FIGURA 5.31 – PRENSA INSTRON .....	114
FIGURA 6.1 – PADRÃO DE FISSURA DA CAMISA DE UHPFRC.....	115
FIGURA 6.2 – ADERÊNCIA ENTRE O UHPFRC E O CONCRETO DO NÚCLEO .....	116
FIGURA 6.3 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS DE AÇO .....	117
FIGURA 6.4 – GANHO DE RESISTÊNCIA DOS MODELOS ESTUDADOS .....	120
FIGURA 6.5 - GANHO PORCENTUAL DE RESISTÊNCIA DOS MODELOS ESTUDADOS .....	120
FIGURA 6.6 – FORÇA POR DESLOCAMENTO MODELOS COM CONCRETO C25 .....	121
FIGURA 6.7 - FORÇA POR DESLOCAMENTO MODELOS COM CONCRETO C40.....	122
FIGURA 6.8 - FORÇA POR DESLOCAMENTO MODELOS COM CONCRETO C60.....	122
FIGURA 6.9 – CURVAS MÉDIAS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS MODELOS COM CONCRETO C25	123
FIGURA 6.10 - CURVAS MÉDIAS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS MODELOS COM CONCRETO C40	124
.....	
FIGURA 6.11 - CURVAS MÉDIAS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS MODELOS COM CONCRETO C60	124
.....	
FIGURA 6.12 – LOCALIZAÇÃO DAS FISSURAS EM RELAÇÃO AOS EXTENSÔMETROS.....	126
FIGURA 6.13 - LEITURA DA DEFORMAÇÃO EXTENSÔMETROS HORIZONTAIS DO MODELO T3-25-2,5	126
.....	
FIGURA 6.14 – DEFORMAÇÃO TRANSVERSAL DOS MODELOS DE ESTUDO COM CONCRETO C40....	127
FIGURA 6.15 - DEFORMAÇÃO TRANSVERSAL DOS MODELOS DE ESTUDO COM CONCRETO C25 ....	128
FIGURA 6.16 - DEFORMAÇÃO TRANSVERSAL DOS MODELOS DE ESTUDO COM CONCRETO C60 ....	129
FIGURA 6.17 – DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL MODELOS COM C25 E REFORÇO DE	
2,5 CM .....	130

FIGURA 6.18 – DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL MODELOS COM C25 E REFORÇO DE 3,5 CM .....	130
FIGURA 7.1 – COMPARAÇÃO ENTRE AS EQUAÇÕES 7.2 E 7.3 .....	133
FIGURA 7.2 – CALIBRAÇÃO DA PROPOSTA A DE MODELO DE CONFINAMENTO.....	134
FIGURA 7.3 – CURVAS GERADAS PELA EQUAÇÃO 7.7 .....	137
FIGURA 7.4 – PROCEDIMENTO USADO PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO CONFINADO USANDO O MODELO DE XIE, FU E YAN (2019).....	140
FIGURA 8.1 – ANÁLISE DO CONTROLE DE DEFORMAÇÃO .....	149
FIGURA 8.2 – COMPARAÇÃO ENTRE AS EQUAÇÕES DE CONFINAMENTO TESTADAS .....	151
FIGURA B.0.1 – MODELOS COM C25 E 2,5CM DE REFORÇO .....	167
FIGURA B.0.2 – MODELOS COM C40 E 2,5 CM DE REFORÇO .....	168
FIGURA B.0.3 – MODELOS COM C60 E 2,5 CM DE REFORÇO .....	169
FIGURA B.0.4 – MODELO COM C25 E 3,5 CM DE REFORÇO.....	170
FIGURA B.0.5 – MODELO COM C40 E 3,5 CM DE REFORÇO.....	171
FIGURA B.0.6 – MODELO COM C60 E 3,5 CM DE REFORÇO.....	172

# LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – DOSAGEM TÍPICA PARA UHPFRC .....	33
TABELA 3.1 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE FLEXÃO POR 4 PONTOS E RESULTADOS DE TRAÇÃO DIRETA .....	47
TABELA 3.2 – CLASSIFICAÇÃO À TRAÇÃO DO UHPFRC SEGUNDO A AFGC (2013) .....	49
TABELA 3.3 – RESUMO DOS GRUPOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS E SEUS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	52
TABELA 4.1 – COMPARAÇÃO ENTRE MODELO EXPERIMENTAL, NUMÉRICO E TEÓRICO, ENAMI (2017) .....	73
TABELA 5.1 – TOTAL DE MODELOS DE CONCRETADOS .....	82
TABELA 5.2 – DEFINIÇÃO DOS MODELOS .....	83
TABELA 5.3 – CONSUMO (KG/M <sup>3</sup> ), TRAÇO E SLUMP PARA CONCRETO C25, C40 E C60.....	85
TABELA 5.4 – RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DO NÚCLEO .....	86
TABELA 5.5 – MÓDULO DE ELASTICIDADE CONCRETO DO NÚCLEO .....	86
TABELA 5.6 – TRAÇO PARA UHPFRC, EM MASSA, SUGERIDO POR VANDERLEI (2004) .....	87
TABELA 5.7 – ESTUDO DE TRAÇOS UHPFRC E SUAS RESISTÊNCIAS .....	91
TABELA 5.8 – TRAÇO USADO PARA O REFORÇO .....	92
TABELA 5.9 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO CONCRETO USADO COMO REFORÇO.....	94
TABELA 5.10 – RESULTADO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO UHPFRC PARA PLACAS DE 25 E 35MM .....	112
TABELA 6.1 – RESISTÊNCIA DOS MODELOS COM CONCRETO C25 .....	118
TABELA 6.2 – RESISTÊNCIA DOS MODELOS COM CONCRETO C40.....	118
TABELA 6.3 – RESISTÊNCIA DOS MODELOS COM CONCRETO C60.....	119
TABELA 7.1 – CALIBRAÇÃO DAS EQUAÇÕES PARA PREVER A RESISTÊNCIA DO CONCRETO CONFINADO.....	135
TABELA 7.2 – EQUAÇÕES TESTADAS NO CAPITULO 7.2 .....	138
TABELA 7.3 – RESULTADOS PARA A CAMISA COM 2,5CM DE ESPESSURA .....	142
TABELA 7.4 – RESULTADOS PARA A CAMISA COM 3,5CM DE ESPESSURA .....	143

TABELA 7.5 – RESULTADOS COM OS VALORES DE XIE, FU E YAN (2019) PARA  $f_{CO}=34,95\text{MPa}$ . 144

TABELA 7.6 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA ..... 145

# SUMARIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	Erro! Indicador não definido.
1.1	JUSTIFICATIVA .....	21
1.2	OBJETIVOS .....	22
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivo geral</b> .....	<b>22</b>
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos específicos</b> .....	<b>22</b>
<b>2</b>	<b>CONCRETOS DE ULTRA ALTO DESEMPENHO</b> .....	<b>24</b>
2.1	PRINCÍPIOS BÁSICOS DO UHPFRC .....	26
2.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO UHPFRC .....	27
<b>2.2.1</b>	<b>Resistência à Compressão</b> .....	<b>27</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Resistência à tração</b> .....	<b>28</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson do UHPFRC</b> .....	<b>31</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Efeito das Fibras no UHPFRC</b> .....	<b>31</b>
2.3	DOSAGEM DO UHPFRC .....	33
<b>2.3.1</b>	<b>Métodos de empacotamento</b> .....	<b>34</b>
2.3.1.1	Modelo de Andreassen Modificado .....	34
<b>3</b>	<b>RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO UHPFRC PELO ENSAIO DE FLEXÃO</b> .....	<b>37</b>
3.1	OBTENÇÃO DA TRAÇÃO PELA FLEXÃO .....	38
3.2	TRAÇÃO DO UHPFRC SEGUNDO A AFCG (2013) .....	48
<b>4</b>	<b>CONFINAMENTO DE PILARES</b> .....	<b>53</b>
4.1	REFORÇO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO .....	58
4.2	MODELOS DE CONFINAMENTO .....	60
<b>4.2.1</b>	<b>Confinamento no Concreto Armado por Mander et al. (1988)</b> .....	<b>61</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Modelo de confinamento de Cusson e Paultre (1995)</b> .....	<b>65</b>

4.2.3	Reforço de Pilares com SIFCON por Abdollahi et al. (2012).....	66
4.2.4	Reforço de Pilares com UHPFRC e PRF por Enami (2017) .....	68
4.2.5	Confinamento do concreto com UHPFRC por Xie, Fu e Yan (2019) .....	73
5	<b>PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....</b>	<b>80</b>
5.1	MODELOS DE ESTUDO.....	80
5.1.1	<b>Instrumentação dos modelos de estudo.....</b>	<b>81</b>
5.1.2	<b>Programa experimental .....</b>	<b>82</b>
5.2	DETERMINAÇÃO DOS TRAÇOS PARA OS CONCRETOS .....	84
5.2.1	<b>Traços para os concretos do núcleo.....</b>	<b>84</b>
5.2.2	<b>Traço do UHPFRC.....</b>	<b>87</b>
5.2.2.1	Estudo de traço para o UHPFRC.....	87
5.2.2.2	Produção do UHPFRC para o reforço .....	92
5.3	PRODUÇÃO DOS MODELOS DE ENSAIO .....	94
5.3.1	<b>Produção dos Núcleos de C25, C40 e C60.....</b>	<b>94</b>
5.3.2	<b>Procedimento de reforço dos modelos de estudo.....</b>	<b>95</b>
5.4	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO E OBTENÇÃO DE DADOS.....	98
5.4.1	<b>Ensaio de flexão para obtenção da tração do UHPFRC .....</b>	<b>99</b>
5.4.1.1	Resultados Ensaio de Flexão por 4 pontos.....	101
5.4.1.2	Procedimento Para Obtenção da Resistência Média à Tração .....	103
5.4.1.3	Resistência à Tração do UHPFRC.....	110
5.4.2	<b>Ensaio dos modelos de pilares .....</b>	<b>112</b>
6	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>115</b>
6.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS MODELOS DE ESTUDO .....	117
6.2	DEFORMAÇÕES DOS MODELOS DE ESTUDO.....	125
7	<b>ANÁLISE DOS MODELO DE CONFINAMENTO .....</b>	<b>132</b>

7.1	PROPOSTAS DE MODELO DE CONFINAMENTO.....	132
7.2	ANÁLISE DO MODELO DE CONFINAMENTO DE XIE, FU E YAN (2019) .....	137
7.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DE CONFINAMENTO.....	141
<b>8</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>147</b>
8.1	PESQUISAS FUTURAS.....	153
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>156</b>
	<b>ANEXO A – Resultados do ensaio de compressão dos corpos de prova de UHPFRC.....</b>	<b>166</b>
	<b>ANEXO B – IMAGENS DOS MODELOS DE ESTUDO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO .....</b>	<b>167</b>

## 1 INTRODUÇÃO

É natural que, com o passar dos anos, seja necessário a realização de reformas e reforços estruturais nas edificações por causa do envelhecimento da estrutura ou devido a mudanças na utilização causada pela evolução das cidades e da sociedade.

O reforço estrutural em edificações de concreto armado costuma ser necessário devido a avarias na estrutura gerada por alguma patologia, onde há a necessidade de reforma, ou por causa de mudanças na utilização ou disposição da construção. Além de que, ainda na fase executiva de uma obra, o reforço pode ser uma opção para a correção de eventuais erros de projeto ou execução. Esses reforços podem ser utilizados para controle de deformação, controle de fissuração, aumento de resistência e capacidade de carga, de forma a melhorar o desempenho da estrutura e aumentar sua vida útil.

Diante da necessidade de restaurar as edificações, os métodos de reforço e recuperação de estruturas são constantemente estudados e desenvolvidos. Segundo Ferreira et al. (2016), existem inúmeros materiais e procedimentos de recuperação e reforço estrutural na construção civil, como exemplo pode-se citar: concreto auto adensável, o uso de grautes, fibra de carbono, protensão exterior, uso de concreto projetado, aumento da taxa de armadura, chapas ou perfis metálicos e aumento da seção transversal existente.

Para pilares, um método de reforço bastante utilizado, conhecido como encamisamento, consiste em revestir o mesmo com uma camada de um material resistente como concreto armado, chapas de aço ou polímeros reforçados com fibras. Esse método gera um aumento na resistência do elemento estrutural por meio do aumento da sua seção transversal ou pelo efeito do confinamento do material original do pilar. Segundo Gomes, e Appleton apud Ferreira (2016) esta técnica de aumento da seção transversal é naturalmente mais adequada quando há a necessidade de aumentar a resistência das zonas comprimidas, de incrementar as dimensões da seção ou de adicionar armaduras ficando essas no interior da seção.

O reforço estrutural por encamisamento do pilar pode ser feito de forma que se desconsidera a resistência do concreto original do pilar reforçado, ou de forma a considerar esse material. O primeiro caso normalmente acontece em situações em que o pilar original se encontra muito avariado, geralmente devido a alguma patologia. Em situações envolvendo o segundo caso, o pilar reforçado pode trabalhar de duas formas distintas, sendo uma delas quando, tanto o pilar

quanto o reforço, resistem diretamente às solicitações de compressão da estrutura. E outra situação quando a resistência do concreto do pilar é aumentada exclusivamente devido ao efeito do confinamento gerado pelo encamisamento do pilar, como o que acontece nos reforços utilizando FRP (*fiber reinforced polymer*), como a fibra de carbono por exemplo.

Para reforço de pilares por encamisamento a utilização de concretos é interessante quando a estrutura não suporta aumento na deformação. Outros métodos de reforço permitem uma deformação limite do pilar sem que haja dano no concreto do mesmo. Como exemplo, o polímero reforçado com fibras (FRP – *Fiber Reinforced Polymer*), onde segundo a ACI 440.2R (2008), é permitido deformação limite de 1% do elemento estrutural. Ou seja, a estrutura deverá suportar um grande acréscimo na deformação do pilar reforçado para o caso da utilização de FRP, algo que não acontece utilizando reforço com concreto (ENAMI, 2017).

No entanto, a utilização de concretos convencionais para o reforço de pilares faz com que seja necessário um aumento significativo em suas dimensões. O que torna o concreto convencional limitado a algumas aplicações em razão de questões estéticas e devido à redução na área útil da edificação. Para resolver o problema, uma alternativa que tem se demonstrado viável é a utilização do concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibra.

Os concretos de ultra alto desempenho reforçado com fibras (UHPFRC – *Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete*) são compósitos cimentícios que possuem a capacidade de alcançar altas resistências em relação ao concreto convencional (tanto em compressão quanto em tração), e elevada durabilidade (METHA E MONTEIRO, 2006). Segundo Wu et al. (2018) além de possuir alta impermeabilidade, elevada resistência mecânica à corrosão e abrasão, e alta resistência física ao impacto, o UHPFRC apresenta também uma baixa probabilidade de fissuras, elevado módulo de elasticidade, grande capacidade de carga e absorção de energia.

Portanto, além de melhorar a capacidade de carga do pilar devido às suas características mecânicas, a utilização desse compósito também funciona como uma camada de proteção devido à sua durabilidade e impermeabilidade.

Ainda para reforçar o potencial da utilização do UHPFRC, Wu et al. (2018) alegam ser estruturalmente eficiente utilizar concretos de diferentes resistências em pilares, sendo um para a camada de cobertura e um para o núcleo. Os autores ressaltam também que o custo da aplicação do UHPFRC apenas no perímetro de uma seção transversal é relativamente baixo, sendo comum

sua aplicação em elementos verticais de edifícios altos por permitir que as colunas tenham uma seção transversal menor.

Contudo, considerando as características da utilização do UHPFRC e suas vantagens, o presente trabalho desenvolveu um estudo sobre a utilização do concreto de ultra auto desempenho com fibras de aço para o confinamento de pilares curtos por encamisamento. Será avaliado o ganho de resistência do concreto devido ao confinamento por meio de ensaios em laboratório, submetendo-os a ensaios de compressão axial. As camadas de UHPFRC usadas para o confinamento terão espessuras condizentes com a espessura de cobrimento de armadura de um pilar. Ou seja, o método testado propõe uma técnica de reforço por confinamento com um compósito cimentício que possa substituir a camada de cobertura dos pilares. Assim, sua aplicação não acarretaria em um aumento de sua seção transversal afinal o reforço substituirá a camada de recobrimento das armaduras.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Devido às técnicas de reforço possuírem limitações como o aumento da seção transversal ou a possibilidade de descolamento da fibra de carbono por exemplo, o reforço de elementos estruturais é um assunto constantemente estudado pela comunidade científica. Assim, novas técnicas surgem para suprir as necessidades atuais ou para otimizar as técnicas já consagradas. Alguns avanços recentes vêm ocorrendo com utilização de fibras para o reforço de estruturas visando a obtenção de maiores resistências, ductilidade e durabilidade aos elementos estruturais. Alguns exemplos do emprego de fibras para reforço estrutural são a utilização de polímeros reforçados com fibras (FRP) e o concreto com fibras de aço, de polipropileno ou de vidro.

Dentro dessa gama de opções de materiais para reforço, considera-se nesta pesquisa que a utilização do UHPFRC como material para encamisamento de pilares é promissora, pois além de aumentar a resistência do elemento estrutural, também contribui para a durabilidade da estrutura, devido ao compósito ser classificado como de altíssima durabilidade.

Em razão da adição de fibras na composição do concreto, o UHPFRC possui a capacidade de aumentar a resistência do pilar reforçado tanto por causa da resistência direta à solicitação de compressão da estrutura, devido a sua elevada resistência e módulo de elasticidade. Como também

pode somar à resistência do pilar com o efeito de confinamento gerado no concreto uma vez que o material, quando composto com fibras de aço, apresenta melhoras no comportamento à tração. Sendo assim, a estimativa do acréscimo de resistência de pilares encamisados por UHPFRC depende não apenas da resistência à compressão do compósito, mas também de sua resistência à tração e da resistência do concreto confinado por esse material, que impacta no percentual de resistência ganho devido ao confinamento.

Para estimar a resistência do concreto confinado existem modelos de confinamento capazes de prever o acréscimo na capacidade resistente do concreto após o confinamento. Nota-se na literatura atual uma ampla diversidade de estudos e modelos de confinamento para concretos utilizando outros materiais, como o aço e a fibra de carbono. No entanto, devido a utilização do UHPFRC ser um assunto recente quanto a sua utilização para encamisamento de pilares, percebe-se uma carência de estudos e resultados para a calibração de modelos de confinamento utilizando esse material.

Diante disso, este trabalho estudou, por meio de uma análise experimental em laboratório, o reforço de pilares por encamisamento com concreto de ultra alto desempenho com fibras de aço, desenvolvendo um reforço que não altere as características do pilar original.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar diferentes modelos de confinamento de concreto, para sua aplicação em pilares curtos com seções circulares, reforçados por encamisamento com concreto de ultra alto desempenho com fibras de aço, submetidos à solicitação de compressão axial.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- a) Adaptar um traço de concreto de ultra alto desempenho com fibras (UHPFRC) para ser fluido o suficiente para a concretagem da camada de reforço;

- b) Avaliar a interação entre o concreto original e a camisa de UHPFRC, bem como a possibilidade de destacamento prematuro do reforço;
- c) Avaliar as melhorias no pilar devido à aplicação do reforço de UHPFRC;
- d) Avaliar o comportamento da camisa de UHPFRC
- e) Avaliar a forma de ruptura da camisa de UHPFRC.
- f) Avaliar a aplicação de modelos de confinamento para concretos para estimar o confinamento gerado pela camisa de UHPFRC;

## 2 CONCRETOS DE ULTRA ALTO DESEMPENHO

Nos últimos anos três grandes avanços têm sido alcançados em relação aos compósitos cimentícios, o aumento da resistência à compressão, a melhoria da ductilidade do material, e uma melhor trabalhabilidade. Essas evoluções são resultadas de uma otimização dos componentes granulares e de um melhor entendimento da reologia dos materiais (DENARIÉ e BRÜHWILER, 2011).

A resistência à compressão das misturas compostas por cimentos vem aumentando consideravelmente com o passar dos anos. Muito desse avanço é gerado por um melhor entendimento da estrutura interna do material, e da possibilidade de redução do volume de vazios internos. As melhorias na estrutura interna ocorreram por causa de uma melhora na graduação dos agregados, gerando uma mistura mais homogênea, bem como também devido à utilização de diferentes métodos de produção e cura do composto, como a cura térmica, e a utilização de pressão.

Segundo Yoo e Banthia (2016), na década de 1970, Yudenfreund et al. (1972) e Roy et al. (1972) foram os primeiros a desenvolver uma pasta de cimento com baixa porosidade e uma alta resistência. Yudenfreund et al. (1972) produziram uma pasta de cimento com resistência a compressão de 240 MPa, a 25 °C após 180 dias. Enquanto que Roy et al. (1972) obtiveram uma pasta de cimento com resistência a compressão de 510 MPa e uma porosidade quase nula, fazendo a cura a 250°C com uma pressão de 50 MPa.

No início dos anos de 1980, com o desenvolvimento das misturas pozolânicas e dos agentes superplastificantes, dois tipos de concretos com baixa porosidade foram desenvolvidos por Bache (1985) apud Yoo e Banthia (2016) e por Birchall et al. (1981), o concreto DSP (*densified with small particles*) e as pastas MDF (*macro-defect free*). Bache (1985) apud Yoo e Banthia (2016), desenvolveram o concreto DSP otimizando a densidade da mistura de agregados preenchendo os vazios com partículas ultra finas e usando pouco volume de água. O DSP atingiu resistências à compressão entre 120 a 270 MPa. Birchall et al. (1981) desenvolveram a pasta de cimento MDF, cuja ideia era eliminar as falhas macroscópicas durante a preparação da pasta. Dessa forma, conseguiram resistências à compressão maiores que 200 MPa e à flexão entre 60 e 70 MPa.

Nos anos de 1990, surgiram os concretos de pós reativos (*reactive powder concrete*, RPC), desenvolvidos por Richard e Cheyrezy (1995). Para obter o RPC, os pesquisadores utilizaram

componentes com maior finura e reatividade. Desenvolveram uma mistura de concreto com alto teor de aglutinantes e com pequena relação água/cimento. Usaram na mistura cimento, sílica ativa, pó de quartzo fino e superplastificante, podendo o concreto conter ou não fibras de aço. Este concreto apresentou elevada resistência mecânica, com uma resistência à compressão superior a 150 MPa. Segundo Yoo e Banthia (2016), o *Reactive Powder Concrete* é o precursor do que hoje é conhecido como *Ultra High Performance Concrete* (UHPC), ou quando houver adição de fibras o *Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete* (UHPFRC). No entanto, segundo Shi et al. (2015), o termo *Ultra High Performance Concrete* foi utilizado pela primeira vez por Larrad e Sedran (1994).

Atualmente, a definição de ultra alto desempenho ainda não está definida. Porém, existe um consenso de que este material possui resistência característica à compressão superior a 150 MPa. No entanto, o termo “ultra alto desempenho” depende de diversas outras características, o que faria com que concretos com resistências inferiores a 150 MPa aos 28 dias também sejam classificados como de alto desempenho, como por exemplo o SIFCON (*Slurry Infiltrated Fibered Concrete*) e o ECC (*Engineered cementious composites*), que não necessariamente alcançam resistência de 150 MPa à compressão, no entanto, apresentam elevada ductilidade (EIDE e HISDAL, 2012).

Segundo Alkaysi et al. (2015), a alta resistência do UHPC é decorrente de uma otimização da densidade das partículas que compõem a mistura do concreto. A alta densidade do material faz com que ele tenha uma excepcional durabilidade e proporcione uma melhor proteção à ataques patológicos como ataques de cloretos às estruturas.

O concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) consiste na utilização da mistura otimizada do UHPC com a adição de fibras em sua mistura. É um dos avanços do século XXI no campo de estudo da tecnologia do concreto agregando importantes melhorias à resistência, trabalhabilidade, ductilidade e durabilidade quando comparado com o concreto convencional (TAYEH et al., 2013).

Por conta do seu comportamento mecânico, e sua elevada durabilidade, o UHPFRC é um material com potencial não apenas para dimensionamento de elementos estruturais, mas também para o reforço dos mesmos. Para destacar seu grande potencial para reforço estrutural, Tayeh et al. (2013), demonstra que o UHPFRC apresenta uma boa ligação com concretos mais antigos,

ressaltando a necessidade da preparação da superfície para uma correta ligação entre os materiais. Os autores concluíram que a combinação da boa ligação mecânica e da boa impermeabilidade que o material possui resulta em um meio de reparo eficiente e durável para o concreto.

## 2.1 PRINCÍPIOS BÁSICOS DO UHPFRC

O RPC (*reactive powder concrete*) é o precursor do que atualmente é conhecido como UHPC e UHPFRC, conforme visto o capítulo anterior. Sendo assim, esse tópico cita as considerações feitas por Richard e Cheyrezy (1995), bem como complementações feitas por Vanderlei (2004) sobre o RPC.

Segundo Vanderlei (2004) para a obtenção do RPC é conveniente seguir os seguintes princípios detalhados por Richard e Cheyrezy (1995):

- Aumentar a homogeneidade da mistura eliminando os agregados graúdos;
- Aumentar a densidade a partir da otimização da distribuição granulométrica dos grãos, podendo ou não ser feita aplicação de pressão no preparo;
- Melhorar a microestrutura utilizando tratamento térmico durante a cura;
- Aumentar a ductilidade pela incorporação de fibras de aço;
- Realizar a mistura e a moldagem de tal modo que se gaste o menor tempo possível entre as operações.

Segundo Richard e Cheyrezy (1995) e Vanderlei (2004), os três primeiros princípios levam a um concreto de alta resistência à compressão, mas com baixa ductilidade. Já o acréscimo de fibras acrescenta ductilidade e melhora o desempenho à tração. As medidas relacionadas a composição da mistura (a homogeneidade e a densidade granular) são a base para a obtenção do concreto de ultra alto desempenho. Essas medidas são essenciais e são aplicadas em todos os casos. Já as medidas referentes à cura (cura térmica e aplicação de pressão), que são utilizadas para melhorar a estrutura molecular da pasta, são opcionais.

Wang et al. (2012) complementam como fatores importantes para produção do UHPC a utilização de superplastificante de alta qualidade para reduzir a relação água/cimento, e adição de grandes quantidades de sílica ativa e pó de quartzo. Assim, possibilita a obtenção de uma baixa relação água/cimento. Com isso a porosidade é reduzida e a resistência é melhorada.

## 2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO UHPFRC

O UHPFRC possui características mecânicas elevadas quando comparadas as dos concretos convencionas e do CAD (concreto de alto desempenho), além de possuir um comportamento muito mais dúctil com a adição de fibras em sua composição.

Os compósitos cimentícios com fibras possuem uma melhor ductilidade devido à participação das fibras na distribuição das tensões quando o compósito começa a sofrer fissuras. Segundo Buttignol, Sousa e Bittencourt (2017) a incorporação de fibras melhora significativamente a resistência à tração, o que leva a otimização na deformabilidade e proporciona ao material a capacidade de resistir a tração após a fissuração do concreto. Além disso, possui uma fase em seu diagrama de tensão por deformação que os autores chamam de fase pseudo-plástica. Ferrari et al. (2014), em um estudo sobre a utilização de fibras de aço em compósitos de cimento, verificaram o surgimento do que os autores chamaram de pseudo-encruamento, que ocorreu em vigas submetidas a flexão. Tais fases relacionadas à plasticidade, escoamento do aço e o encruamento demonstram a melhoria na ductilidade do material gerado pelas fibras de aço.

### 2.2.1 Resistência à Compressão

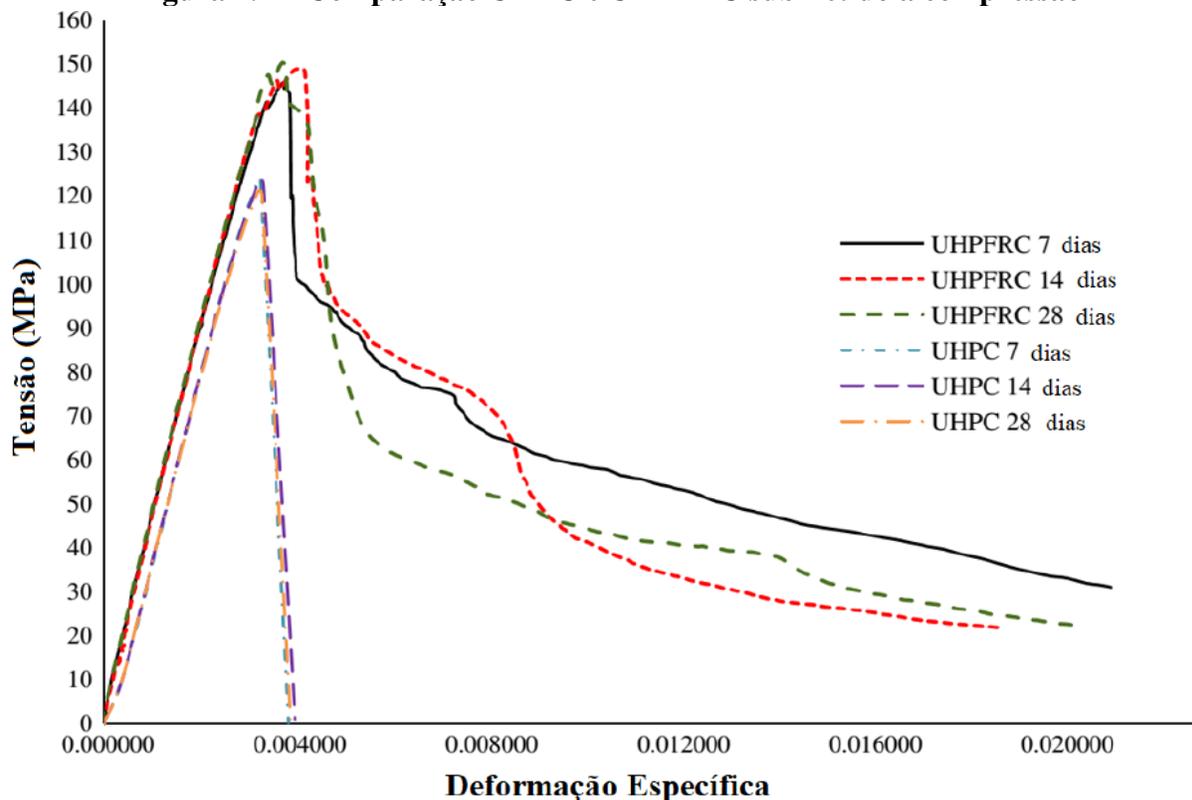
A resistência à compressão é uma característica mecânica importante para avaliar as propriedades dos concretos em geral. Por meio desse valor é feita a caracterização do concreto, bem como é a referência para classificá-lo.

Nota-se que, apesar da resistência à compressão ser um parâmetro importante para a classificação do concreto, ainda não existe um consenso sobre sua classificação para o UHPFRC. No entanto, apesar de o material ainda não estar bem definido, tem-se aceitado valores superiores a 150 MPa. Por exemplo, a Associação Francesa de Engenharia Civil, em suas recomendações para construção com UHPFRC (AFCEG, 2013), considera que concretos de ultra alto desempenho são materiais de matrizes de cimento que possuem de 150 MPa a 250 MPa de resistência à compressão.

A Figura 2.1 apresenta uma comparação entre o comportamento do concreto de ultra alto desempenho com fibras (UHPFRC) e um sem a utilização de fibras (UHPC). Nota-se uma

diferença no comportamento pós-pico do material, em que o UHPFRC apresenta uma melhora considerável na ductilidade. Segundo Graybeal (2007), a deformação referente à resistência máxima a compressão uniaxial para concretos de ultra alto desempenho pode ser estimada em uma deformação de 3,75%.

**Figura 2.1 – Comparação UHPC e UHPFRC submetido a compressão**



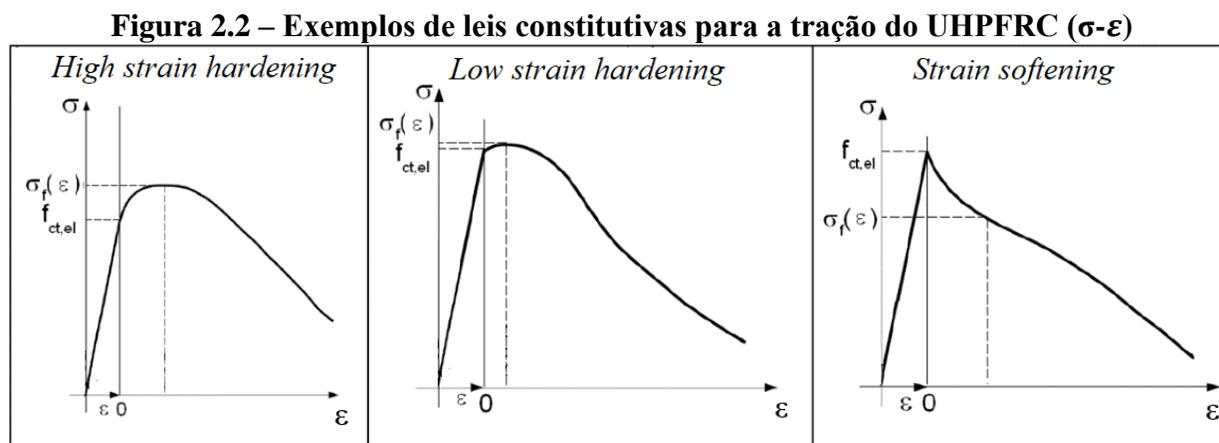
Fonte: Hassan et al. (2012)

### 2.2.2 Resistência à tração

O UHPFRC é um material que é caracterizado por possuir elevadas propriedades de tração, compressão e absorção de energia após a fissuração. Seu comportamento, principalmente na tração, depende da efetividade e da orientação das fibras na matriz do concreto (Paschalis e Lampropoulos, 2017). Não apenas de sua efetividade, mas também da quantidade, do tipo e do comprimento das fibras de aço utilizado na mistura. Além de também depender da matriz do concreto e sua resistência à compressão.

São admitidos três comportamentos diferentes para o UHPFRC submetido à tração, os comportamentos de *strain softening*, *low strain hardening* e *high strain hardening*. Segundo a RILEM TC 162 (2002), quando a resistência posterior ao início da fissuração é menor do que a resistência da matriz do concreto ocorre a redução na tensão de tração, esse comportamento é chamado de *strain softening*. Quando a resistência pós-fissuração do UHPFRC é maior do que a resistência da matriz cimentícia, ou seja, quando as fibras são capazes de sustentar uma parcela maior de carga provocando o aparecimento de múltiplas fissuras, tem-se o comportamento chamado *strain hardening*.

As recomendações da AFGC (2013), apresentam três diferentes tipos de comportamento para o UHPFRC sujeito a tração, conforme a Figura 2.2. A primeira imagem representa o um material com comportamento de *high strain hardening*. A segunda imagem representa o que foi chamado de *low strain hardening*. E a última imagem é um concreto com comportamento chamado *strain softening*.



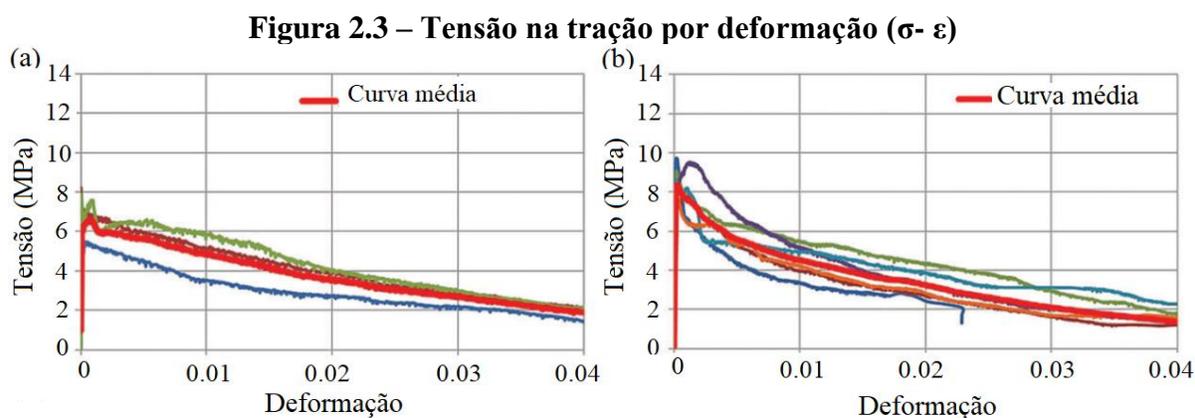
Fonte: Adaptado AFGC (2013)

Segundo a AFGC (2013), a quantidade e o posicionamento das fibras influenciam no comportamento a tração do material. As fibras próximas à forma de concretagem tendem a estarem alinhadas paralelas à forma. Portanto, elementos mais finos possuem fibras distribuídas em uma orientação mais próxima a uma configuração 2D, gerando uma maior efetividade na resistência à tração.

Em razão da influência da espessura na distribuição das fibras, a Associação Francesa de Engenharia Civil (AFGC) sugere diferentes ensaios de caracterização de acordo com o tipo de

peça a ser concretada e o teor de fibras utilizado. Também sugere qual modelo de lei constitutiva deve ser utilizada para cada caso. O comportamento *strain softening* é indicado para casos com baixo teor de fibra ou quando o posicionamento das mesmas não é muito eficiente. O comportamento de *low strain-hardening* é válido para a maioria dos UHPFRC, consiste em um volume médio de fibras dispersas. O comportamento de *high strain-hardening* é obtido apenas em concretos com grandes quantidades de fibras ou em casos de elementos finos onde as fibras possuem uma tendência a ficarem alinhadas.

Paschalis e Lampropoulos (2017) estudaram o efeito da quantidade de fibras e do regime de cura do UHPFRC no desempenho à tração do material. Os gráficos da Figura 2.3 mostram corpos de prova submetidos ao ensaio de tração direta, com diferentes porcentagens de fibras. Ao observar os gráficos nota-se o comportamento diferente do material conforme a quantidade de fibras. Dessa forma confirma-se a sugestão da AFGC (2013) sobre os diferentes tipos de leis constitutivas para a tração do UHPFRC.



Fonte: adaptado Paschalis e Lampropoulos (2017)

A AFGC (2013) especifica três tipos diferentes de ensaios experimentais para a caracterização do UHPFRC, sendo eles o ensaio de tração direta, ensaio de flexão por três pontos e ensaio de flexão por quatro pontos. Cada ensaio é considerado adequado para situações específicas levando em consideração o tipo de UHPFRC e o tipo de objeto a ser concretado. As considerações da AFGC (2013) e a caracterização do UHPFRC à tração será melhor detalhada no capítulo 3.

### **2.2.3 Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson do UHPFRC**

Segundo Eide e Hisdal (2012), o módulo de elasticidade do UHPFRC varia de 45 a 55 MPa. Caso não tenha dados para obter o valor correto do módulo de elasticidade, a AFCG (2013) recomenda utilizar 50 MPa. Da mesma forma o coeficiente de Poisson pode ser adotado como 0,2 na ausência de outros valores.

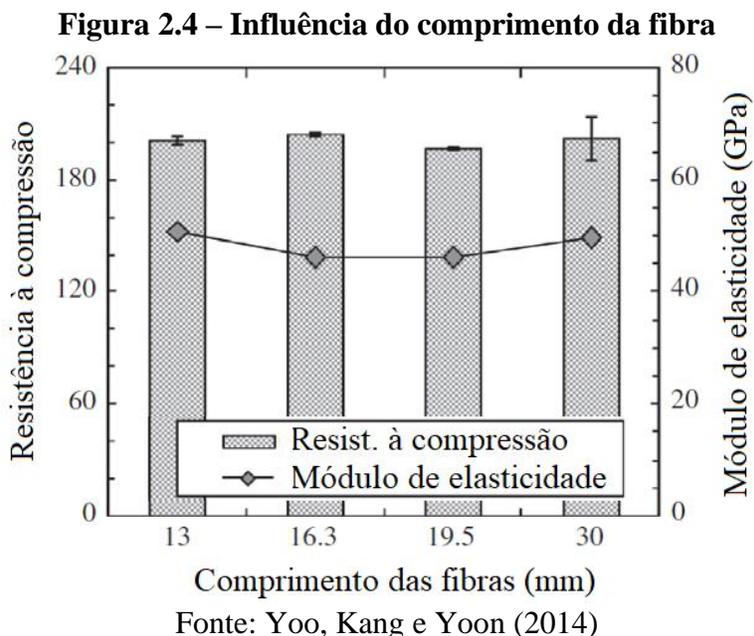
### **2.2.4 Efeito das Fibras no UHPFRC**

Os concretos convencionais possuem baixa resistência à tração e baixa capacidade de deformação, de forma que perdem a resistência logo após o surgimento de fissuras. As fibras de aço possuem a função de agregar ductilidade ao concreto, auxiliando na distribuição das tensões no início da fissuração da matriz do concreto.

Abbas, Soliman e Nehdi (2015) testaram diferentes proporções e tamanhos de fibras na composição do UHPFRC. Seus resultados mostram que o comprimento das fibras não influencia significativamente na resistência à compressão. No entanto, os autores reportaram que a porcentagem de fibra confere um pequeno aumento em sua resistência à compressão, entretanto, não muito significativa. Da mesma forma, o módulo de elasticidade não sofreu influência por nenhum dos dois parâmetros (comprimento e quantidade de fibras). Os valores encontrados por Abbas, Soliman e Nehdi (2015) estão de acordo com os de Yoo, Kang e Yoon (2014), conforme mostra a Figura 2.4, onde tanto a porcentagem, quanto o comprimento das fibras não influenciam na resistência a compressão e no módulo de elasticidade do UHPFRC.

Wu et al. (2015), estudam o comportamento da adição de diferentes tipos de fibra de aço no UHPC. Os resultados encontrados indicaram que o aumento do teor de fibra e o uso de fibras deformadas poderiam diminuir de forma gradual a fluidez do UHPC. Eles também tiveram efeitos significativos no comportamento de compressão e flexão. Com a incorporação de 3% de fibras de aço reto, suas resistências à compressão e à flexão alcançaram mais de 150 MPa e 35 MPa, respectivamente, para o ensaio em 28 dias. Para o concreto com 3% de fibras em forma de ganchos e corrugados, as resistências à compressão em 28 dias aumentaram em 48% e 59% em comparação

àquelas com a mesma quantidade de fibras retas. A fibra de aço teve efeito limitado sobre a resistência à primeira fissura, mas mostrou efeitos consideráveis no pico de carga.



Para Vanderlei (2004), quanto maior o acréscimo de fibras maior a melhoria mecânica do material exceto a resistência à compressão. O autor ressalta que quantidades maiores do que 3% de fibra podem prejudicar a resistência à compressão do concreto, mas que, no entanto, quantidades superiores a 2% melhoram a ductilidade.

Segundo Ferrari et al. (2014), a ductilidade do concreto é melhorada pois quando ocorre a fissura no concreto a fibra de aço atua facilitando a transferência de tensão pelo elemento. Dessa forma, faz com que as tensões sejam dispersas em maiores quantidades e condicione uma distribuição na propagação das trincas com o aumento do carregamento.

O incremento das fibras de aço melhora a tenacidade do concreto. Sendo a tenacidade a medida da capacidade de absorção de energia. O concreto convencional é um material com baixa resistência à tração, baixa capacidade de deformação e com comportamento frágil, no entanto, a adição de fibras melhora essas incapacidades do concreto e ainda ajuda a controlar sua abertura de fissuras. Segundo Zollo (1997), quando o carregamento age no concreto, as fibras não suportam as cargas diretamente, mas sim o conjunto da matriz do concreto com fibras. As cargas são transferidas para as fibras através da sua interação com a matriz. Esse comportamento melhora não

apenas a condição de abertura de fissuras no concreto, mas também sua capacidade de absorção de energia.

### 2.3 DOSAGEM DO UHPFRC

Diversos são os traços encontrados na literatura para a composição de um UHPFRC, de forma que Voort (2008) agrupou as principais pesquisas até a época e elaborou uma tabela de faixas de componentes para a mistura do UHPFRC (Tabela 2.1) sendo considerada como uma dosagem típica por Tayel (2013) e Enami (2017).

<b>Tabela 2.1 – Dosagem típica para UHPFRC</b>	
<b>Componentes</b>	<b>Mistura típica por peso (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Areia	490 – 1390
Cimento	610 - 1081
Sílica Ativa	50 – 334
Pó de Quartzo	0 – 410
Fibras	40 – 250
Superplastificante*	9 – 71
Água	126 - 261

\*Superplastificante está expresso como peso da fração sólida.

Fonte: Voort (2008).

Em geral, o princípio básico para o UHPFRC baseia-se inicialmente em uma boa composição granular. Com misturas mais homogêneas e densas é possível a obtenção de concretos com melhores desempenhos.

A composição granulométrica do UHPFRC é estudada com o objetivo de obter um concreto com alta densidade, onde os vazios entre os grãos maiores são preenchidos por partículas com tamanhos imediatamente menores e assim sucessivamente, formando o que é conhecido por empacotamento de partículas (Vanderlei, 2003).

### 2.3.1 Métodos de empacotamento

Métodos de empacotamentos são assuntos que intrigam cientistas e engenheiros por vários anos. Pesquisadores de diversas áreas de conhecimento como matemática (estudo de geometria), ciências dos materiais (misturas granulares) e tecnologia de informação (memoria digital) estudam métodos de empacotamento (XU, GAO E WANG, 2013).

Para a tecnologia do concreto, os métodos de empacotamento têm como objetivo aumentar a densidade do mesmo. Isso ocorre, pois o método diminui os espaços vazios entre as partículas através do preenchimento com grão menores. No entanto, a água adicionada no concreto para obter a trabalhabilidade necessária e para que ocorram as reações químicas provoca o aparecimento de poros na mistura, reduzindo a densidade. Portanto, segundo Vanderlei (2004), a combinação de um empacotamento perfeito juntamente com a obtenção de uma boa trabalhabilidade é um paradoxo, sendo os fatores de redução da quantidade de água e o aumento da densidade um desafio no desenvolvimento tecnológico do concreto.

Diante de tais desafios para obtenção de um melhor preenchimento dos grãos, vários modelos de empacotamento foram desenvolvidos. Alguns exemplos de modelos de empacotamento são os modelos propostos por Furnas em 1931, Larrad e Sedran (1984), Larrard e Sedran (2002) e o modelo de Andreasassen Modificado.

Dentre vários modelos existentes, se destacam para a obtenção do UHPC o modelo propostos em Larrard e Sedran (1984), o Solid Suspension Model (SSM), que foi utilizado por Richard e Cheyrezy (1995) para a obtenção do RPC. E o modelo de Andreassen e Andersen (1930) modificado por Dinger e Funk (1992) apud Vanderlei (2004). Sendo o modelo de Andreassen modificado amplamente utilizado atualmente para o desenvolvimento de misturas para concretos de ultra alto desempenho.

#### 2.3.1.1 Modelo de Andreassen Modificado

O modelo de Andreassen e Andersen (1930) é considerado simples por não requerer nenhum fator de forma das partículas, apenas necessita que elas sejam parecidas. Entretanto, esse modelo não agrada pesquisadores pois admite partículas infinitamente pequenas. Segundo Ortega

et al. (1997), o modelo admite que existam partículas sucessivamente menores, sendo possível assumir partículas suficientemente pequenas para levar o valor de CPFT a zero (equação 2.4) sem alterar significativamente a densidade do empacotamento.

Para solucionar o problema, Dinger e Funk (1992) apud Vanderlei (2004) combinaram a distribuição de Furnas (1931) e o modelo de Andreassen e Andersen (1930), criando o que ficou conhecido como Andreassen Modificado (VANDERLEI, 2004). No novo modelo proposto existe uma limitação no tamanho da menor partícula e é muito bem aceito atualmente.

O modelo de Andreassen e Andersen (1930), Equação 2.1, foi desenvolvido sob uma condição de similaridade entre as partículas maiores com partículas menores ao seu redor (Ortega et al., 1997).

$$\frac{CPFT}{100} = \left( \frac{d}{D_{max}} \right)^q \quad 2.1$$

A equação 2.2 é o modelo de Andreassen Modificado, sugerido por Dinger e Funk em 1992.

$$\frac{CPFT}{100} = \frac{d^q - d_{min}^q}{D_{max}^q - d_{min}^q} \quad 2.2$$

onde:

CPFT é o percentual acumulado de finos menor do que “d” em volume;

d é o tamanho da partícula;

$d_{min}^q$  é o menor tamanho de partícula da distribuição;

$D_{max}^q$  é o maior tamanho de partícula da distribuição;

q é o coeficiente de distribuição.

Atualmente, o modelo modificado de Andreassen é bastante utilizado para determinar traços para o concreto de ultra alto desempenho. Muitas aplicações do modelo modificado de

Andreasen para o concreto é encontrado na literatura, cada um considerando um valor diferente de “q”.

Segundo Vanderlei (2004), pesquisas indicam que valores de “q” próximos a 0,3 prejudicam a fluidez, portanto se for usado valores próximos a 0,3 é necessário a utilização de vibração para o adensamento. Por outro lado, valores menores do que 0,25 geram uma mistura auto-adensável. Reduzir o valor da variável “q” leva a um aumento da quantidade de finos da mistura que influencia na interação entre as partículas e influência na fluidez.

### 3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO UHPFRC PELO ENSAIO DE FLEXÃO

A adição de fibra na composição dos concretos de ultra alto desempenho agrega a ele um comportamento peculiar quando submetido à tração e à flexão. Diferente dos concretos convencionais, o UHPFRC é capaz de continuar resistindo à tração mesmo após o aparecimento das primeiras fissuras na matriz cimentícia. A presença de fibras também melhora o problema de ruptura brusca apresentada em concretos de elevadas resistências. Portanto, a adição de fibras é extremamente vantajosa para segurança de estruturas com esse material visto que elas geram um comportamento mais dúctil.

No entanto, a caracterização à tração torna-se um problema devido à influência das fibras. As normas para concreto consideram basicamente 3 tipos de ensaios para obter a resistência a tração, são eles o ensaio de tração direta, ensaio de compressão diametral e os ensaios de flexão. No qual o primeiro fornece a resistência real à tração e os outros dois necessitam de uma conversão dos valores. Entretanto, o ensaio de tração direta é considerado de difícil execução e a conversão dos valores de compressão diametral e de flexão em tração pelos métodos normativos não levam em consideração a ação das fibras na matriz do concreto.

Da mesma forma, as equações normativas atuais que estimam a resistência à tração do concreto a partir do valor da resistência à compressão também não são aplicáveis para o UHPFRC. Essas equações, assim como as constantes de conversão dos valores do ensaio de flexão e de compressão diametral, foram determinadas por estudos com concretos sem fibra. Portanto, não são capazes de estimar a resistência do UHPFRC.

Com o intuito de oferecer mais alternativas além do ensaio de tração direta, diversas pesquisas sugerem métodos para obtenção da resistência à tração do UHPFRC. As alternativas mais adotadas empregam os ensaios de flexão ou sugerem equações para estimar a resistência à tração utilizando características das fibras e da matriz cimentícia.

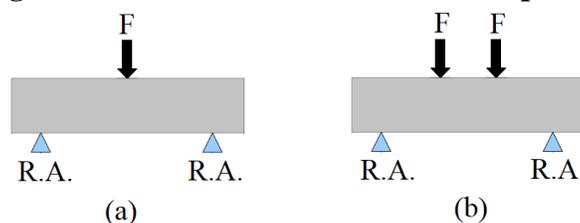
Em sua maioria, as equações propostas consideram o volume de fibras e a orientação delas no elemento estrutural. Como por exemplo a Equação 3.1 apresentada em Graybeal e Baby (2019) para estimar a tensão referente à perda de linearidade do UHPFRC. Onde  $\psi$ ,  $V_f$  e  $E_f$  são o coeficiente de orientação, volume e módulo de elasticidade das fibra,  $E_c$  é o módulo de elasticidade da matriz de concreto e  $f_{tcm}$  é a resistência à tração da matriz cimentícia sem fibras. O problema

desse tipo de equação é determinar o valor adequado para o coeficiente de orientação das fibras, também chamado de coeficiente de efetividade das fibras.

$$\text{Limite de Linearidade} = f_{tcm} \cdot \left(1 + \psi \cdot V_f \cdot \frac{E_c}{E_f}\right) \quad 3.1$$

Outras propostas encontradas na literatura, que não dependem da estimativa de parâmetros, são as análises feitas em ensaios de flexão de 3 ou 4 pontos. Sendo os ensaios de flexão em 3 pontos aqueles que possuem três solicitação de forças (1 pontos de aplicação de força e 2 pontos de reação de apoio), Figura 3.1(a) e o ensaio de flexão por 4 pontos com quatro pontos de solicitação de forças (2 pontos de aplicação e 2 reações de apoio), Figura 3.1(b).

**Figura 3.1 – Ensaios de Flexão em 3 e 4 pontos**



A conversão dos resultados obtidos nos ensaios de flexão em valores de tensão e deformação necessitam algumas análises que serão mais bem explicados no próximo capítulo. Diversos trabalhos como o de Graybeal e Baby (2019) mostram que a utilização de análises adequadas nos ensaios de flexão são capazes de determinar a resistência à tração do UHPFRC com boa precisão.

### 3.1 OBTENÇÃO DA TRAÇÃO PELA FLEXÃO

Com os ensaios de flexão é possível obter o valor da deflexão, da curvatura, da abertura de fissuras e da deformação da fibra mais tracionada do prisma de ensaio. Para cada um dos resultados possíveis, vários autores propuseram métodos para convertê-los em valores de tensão de tração

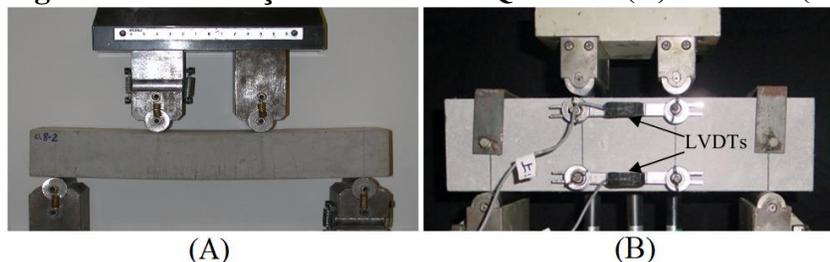
por deformação, como por exemplo tem-se as pesquisas de Chanvillard (1999, a-b), Qian e Li (2007), Rigaud (2011), Baby et al. (2012), Baby et al. (2013).

Os métodos que utilizam a flexão em 3 pontos usam a curva de tensão por abertura de fissura para determinar a resistência à tração do concreto com fibra. A AFGC (2013), por exemplo, aconselha que para a obtenção do comportamento pós pico para determinados tipos de UHPFRC solicitados à tração, seja usado o método de Chan (1999,a) e Chan (1999,b). Os ensaios que determinam a abertura de fissura no ensaio de flexão em 3 pontos, chamados de CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*), são mais aceitos para caracterizar a maioria dos UHPFRC, no entanto, este trabalho utiliza a flexão por 4 pontos, conforme será explicado no capítulo 3.2.

Os métodos que se valem da flexão em 4 pontos para obter valores de tração e deformação do UHPFRC utilizam os valores de deflexão, curvatura e tração na fibra mais tracionada. Como por exemplo os métodos de Qian e Li (2007, 2010), Rigaud (2011) e Baby et al. (2013) que utilizam a deflexão, o método sugerido por Baby et al. (2012) que usa a medida direta da fibra mais tracionada do prisma de ensaio e o método da JCI (*Japanese Concrete Institute*) que utiliza a medição direta da curvatura.

Para obter a curvatura de forma direta no ensaio de flexão a JCI-S-003-2007 sugere a utilização de extensômetros laterais em corpos de prova prismáticos, conforme a Figura 3.2(B). A determinação da resistência à tração do material usa o equilíbrio de forças da seção transversal usando os valores da curvatura e o momento máximo. O equilíbrio é feito considerando um diagrama de distribuição de tensões triangular na altura do prisma.

**Figura 3.2 – Execução do ensaio de Qian e Li (A) e da JCI (B)**



Fonte: Qian e Li (2010)

A fixação dos extensômetros na lateral do corpo de prova faz com que o método proposto pela *Japanese Concrete Institute* seja difícil de ser executado. Sendo assim, Qian e Li (2007) e

Qian e Li (2010) simplificam a utilização do ensaio de flexão por 4 pontos sugerindo usar a medição da deflexão no meio do vão para obter a resistência à tração. Os autores encontram a curvatura de forma indireta considerando a Equação 3.2 e a Equação 3.3 para relacionar a deflexão ( $\delta$ ) com a curvatura ( $\phi$ ), assim a curvatura pode ser calculada com a Equação 3.4. Onde  $a$  é a distância entre o apoio e o ponto de aplicação da força  $P$ ,  $L$  é o comprimento do vão,  $E_c$  é o módulo de elasticidade,  $I$  é o momento de inércia.

$$\phi = \frac{P \cdot a}{E \cdot I} \quad 3.2$$

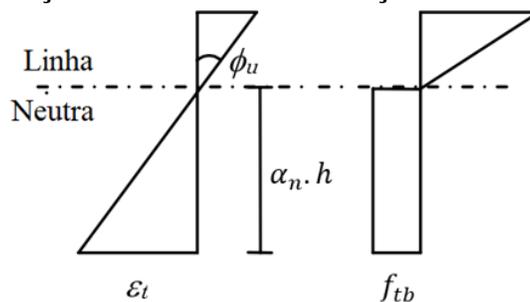
$$\delta = \frac{15 \cdot P \cdot a \cdot L^2}{162 \cdot E_c \cdot I} \quad 3.3$$

$$\delta = \frac{15 \cdot \phi \cdot L^2}{162} \quad 3.4$$

Com o valor da curvatura, a deformação gerada pela tração ( $\varepsilon_t$ ) é obtida considerando que a deformação ocorre de forma linear no decorrer da altura da seção transversal, conforme a Figura 3.3. Portanto a deformação à tração pode ser estimada usando a Equação 3.5. Sendo  $h$  a altura seção transversal e  $\alpha_n$  a relação da altura da linha neutra.

$$\phi = \frac{\varepsilon_t}{\alpha_n \cdot h} \quad 3.5$$

**Figura 3.3 – Distribuição de tensões e deformações consideradas por Qian e Li**



Fonte: Adaptado de Qian e Li (2010)

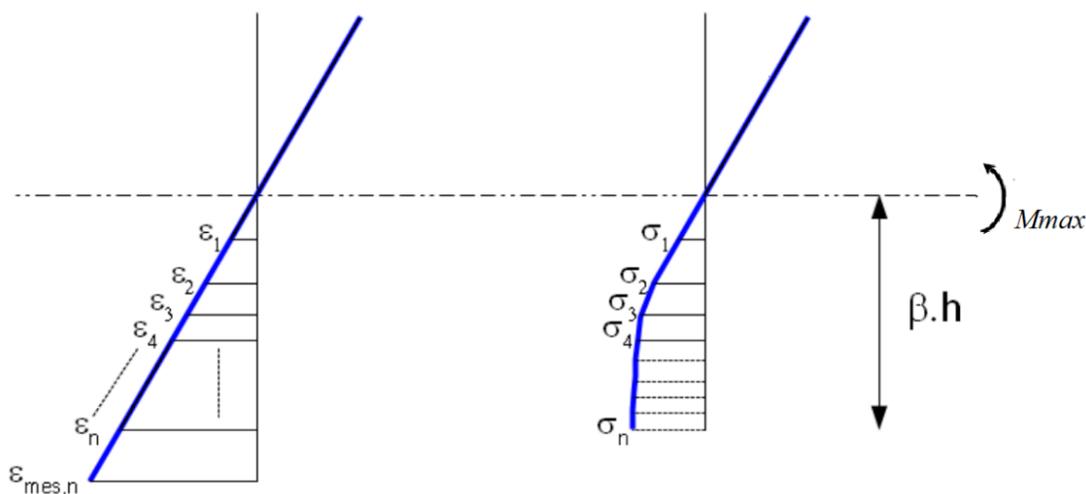
No método de Qian e Li (2010) a tensão é determinada usando o Módulo de Ruptura (MOR). O valor de MOR é obtido considerando a distribuição de tensões conforme a Figura 3.3, e portanto pode ser calculado pela Equação 3.6. O método pode ser simplificado fazendo uma relação entre MOR e a resistência à tração ( $f_{tb}$ ) de acordo com a Equação 3.7, ficando necessário determinar apenas com os valores de  $\alpha_n$  para a solução do problema.

$$\text{MOR} = \frac{6 \cdot M_{max}}{b \cdot h^2} = 2 \cdot E \cdot h \cdot \phi_u \cdot (1 - \alpha_n) + 3 \cdot f_{tb} \cdot \alpha_n^2 \quad 3.6$$

$$\frac{\text{MOR}}{f_{tb}} = 4 \cdot \alpha_n - \alpha_n^2 \quad 3.7$$

Rigaud et al (2012) sugeriram um método utilizando a curva de Momento por Deflexão do ensaio de flexão por 4 pontos similar ao de Qian e Li (2010). No entanto, a tensão da zona tracionada é considerada não linear, conforme a Figura 3.4, gerando um modelo que se aproxima mais do comportamento real do elemento flexionado, diferente de Qian e Li (2010) que considera a tensão constante. A deformação em Rigaud et al. (2012) é considerada linear igual ao considerado por Qian e Li (2010) na Figura 3.3.

**Figura 3.4 - Distribuição de tensões e deformações considerada por Rigaud et al. (2012)**



Fonte: Adaptado AFGC (2013)

Para transformação do resultado do ensaio de flexão em 4 pontos em valores de tensão por deformação, Rigaud et al. (2012), inicialmente transforma os valores de deflexão em curvatura. Para isso os autores assumem como válida a equação da linha elástica e desconsideraram o efeito da deflexão gerada pelo esforço cortante. Dessa forma, com a Equação 3.8 e considerando a Equação 3.2, ambas equações válidas para um comportamento elástico linear, obtém-se uma relação entre a curvatura e a deflexão, Equação 3.9.

$$\delta = \frac{P \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{L} - \frac{4 \cdot a^3}{L^3} \right) \quad 3.8$$

$$\phi_n = \frac{216 \cdot \delta_n}{23 \cdot L^2} \quad 3.9$$

Em Rigaud (2012), os valores da curvatura são obtidos para cada ponto da curva experimental Momento por Deflexão usando a Equação 3.9 e são transformados em tensão e deformação por um método iterativo que faz um equilíbrio de forças da seção transversal para cada ponto da curva Momento por Curvatura. A tração do concreto é calculada usando as Equações 3.10, 3.12 e 3.14. Para o processo iterativo sabe-se os valores da altura da seção ( $h$ ) e da curvatura ( $\phi_n$ ) para cada valor de momento da curva Momento por Curvatura obtida anteriormente, então estima-se o valor de  $\beta_n$  para determinar a posição da linha neutra, sendo  $\beta_n=0.5$  para o ponto inicial onde a força e o momento são nulos. O procedimento consiste em determinar um valor de  $\beta_n$  em que as equações 3.11 e 3.13 sejam satisfeitas. Dessa forma determina-se os valores da tensão de tração ( $\sigma_i$ ) para cada ponto e da respectiva deformação ( $\varepsilon_i$ ).

$$\varepsilon_n = -\phi_n \cdot \beta_n \cdot h \quad 3.10$$

$$N = N_c + N_t = 0 \quad 3.11$$

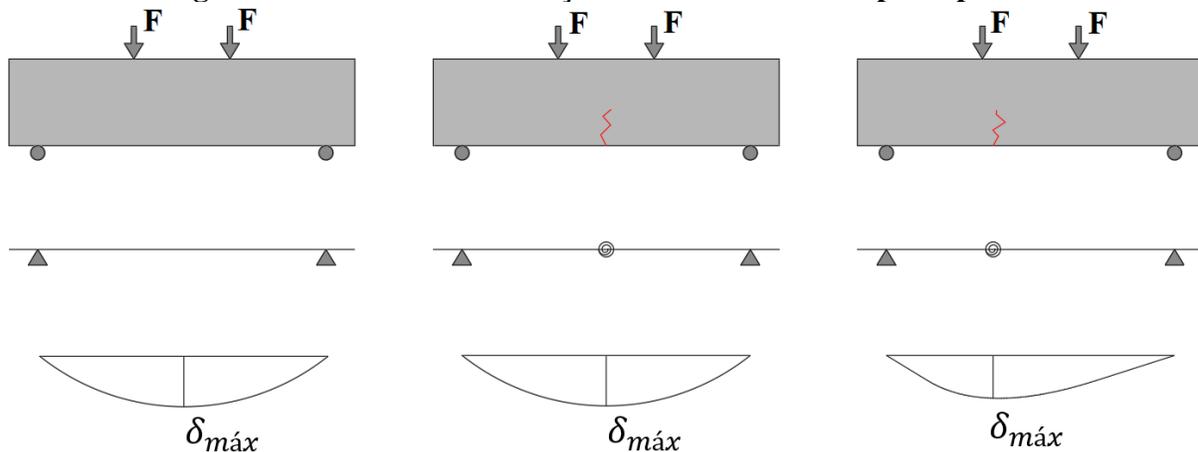
$$N = \frac{1}{2} \frac{(1 - \beta_n)^2}{\beta_n} (-\varepsilon_n) \cdot h \cdot b \cdot E + \left( -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right) \cdot \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \cdot \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} = 0 \quad 3.12$$

$$M = M_c + M_t \quad 3.13$$

$$M = \frac{(1 - \beta_n)^3 (-\varepsilon_n) h^2 b E}{3\beta_n} + \left( \frac{\beta_n h}{\varepsilon_n} \right)^2 \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i) \frac{(2\varepsilon_i + \varepsilon_{i-1})\sigma_i + (2\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i)\sigma_{i-1}}{6} b \quad 3.14$$

Os métodos de Qian e Li (2010) e de Rigaud et al. (2012) dependem da leitura da medida da deflexão da viga no meio do vão. Isso faz com que ambos os métodos sejam considerados válidos apenas até a abertura da primeira fissura, após esse ponto os métodos sugeridos aumentam consideravelmente o erro. Isso ocorre porque a redução da altura útil da seção transversal na região onde está localizada a fissura pode gerar um comportamento similar a uma rótula no corpo de prova, fazendo com que a deflexão máxima não ocorra necessariamente no meio do vão mas sim na região fissurada, conforme a Figura 3.5. Assumir os métodos que usam o valor da deflexão no meio do vão como válidos após a fissuração levaria a um erro na leitura da deflexão que, conseqüentemente, influenciaria no resultado da resistência à tração. Para os autores, Qian e Li (2010) e Rigaud et al. (2012), a tensão referente ao início da fissuração ocorre quando a curva experimental de momento por deflexão chega ao seu valor de momento máximo.

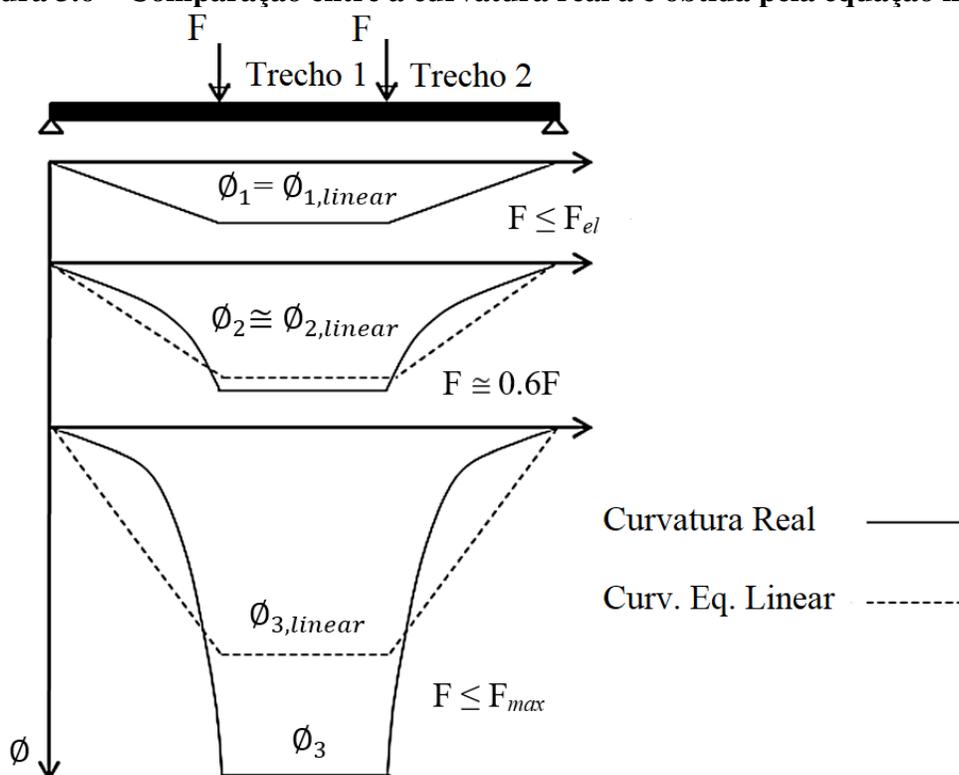
**Figura 3.5 – Efeito da fissuração no ensaio de flexão por 4 pontos**



Segundo Graybeal e Baby (2019) a fissuração pode iniciar antes de alcançar o valor de momento máximo devido ao efeito de distribuição dos esforços gerados pelas fibras de aço. Esse comportamento pode gerar erro na obtenção da resistência do UHPFRC nos métodos de Qian e Li (2010) e Rigaud et al. (2012). Ainda, as equações 3.4 e 3.9, usadas pelos autores para determinar a curvatura, são equações válidas para um comportamento elástico linear que apesar de apresentarem uma boa aproximação até o valor de momento máximo, a utilização delas após a perda de linearidade aumentam a imprecisão dos métodos.

A Figura 3.6 ilustra o comportamento da curvatura real e da curvatura obtida pela equação linear. A curvatura na região entre os 2 pontos de aplicação de força se mantém constante (trecho 1 da Figura 3.6). A curvatura entre o apoio e o ponto de aplicação de força (trecho 2) varia linearmente até chegar ao limite elástico, após passar o valor referente à perda do comportamento linear a curvatura deixa de aumentar de forma proporcional ao aumento do momento fletor e passa a aumentar mais rapidamente a cada acréscimo de força.

**Figura 3.6 – Comparação entre a curvatura real a e obtida pela equação linear**

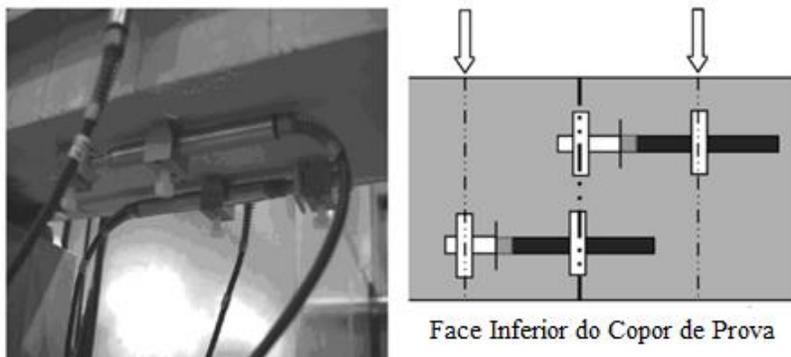


Fonte: Adaptado López et al. (2015)

Portanto, as propostas de Qian e Li (2010) e Rigaud et al. (2012) apresentam um erro ao aceitar uma aproximação linear para obter a curvatura da viga flexionada. Além de possuírem um possível erro na leitura da deflexão no meio do vão devido ao exato momento da localização da fissuração. Sendo assim, Baby et al. (2012) e (2013) propuseram métodos capazes de minimizar esses erros na utilização do ensaio de flexão por 4 pontos para caracterizar o material à tração.

Em Baby et al (2012) o método para determinar a resistência à tração do UHPFRC é feito usando a medida direta da deformação da fibra mais tracionada. O procedimento experimental consiste em posicionar 2 extensômetros na face inferior do corpo de prova conforme a Figura 3.7. Com essa disposição dos extensômetros os autores conseguiram obter a medida direta da deformação da fibra mais tracionada do prisma de ensaio. O posicionamento alternado dos extensômetros permite determinar o início e a localização da fissura.

**Figura 3.7 – Ensaio de flexão de Baby et al. (2012)**



Fonte: adaptado Baby et al. (2012)

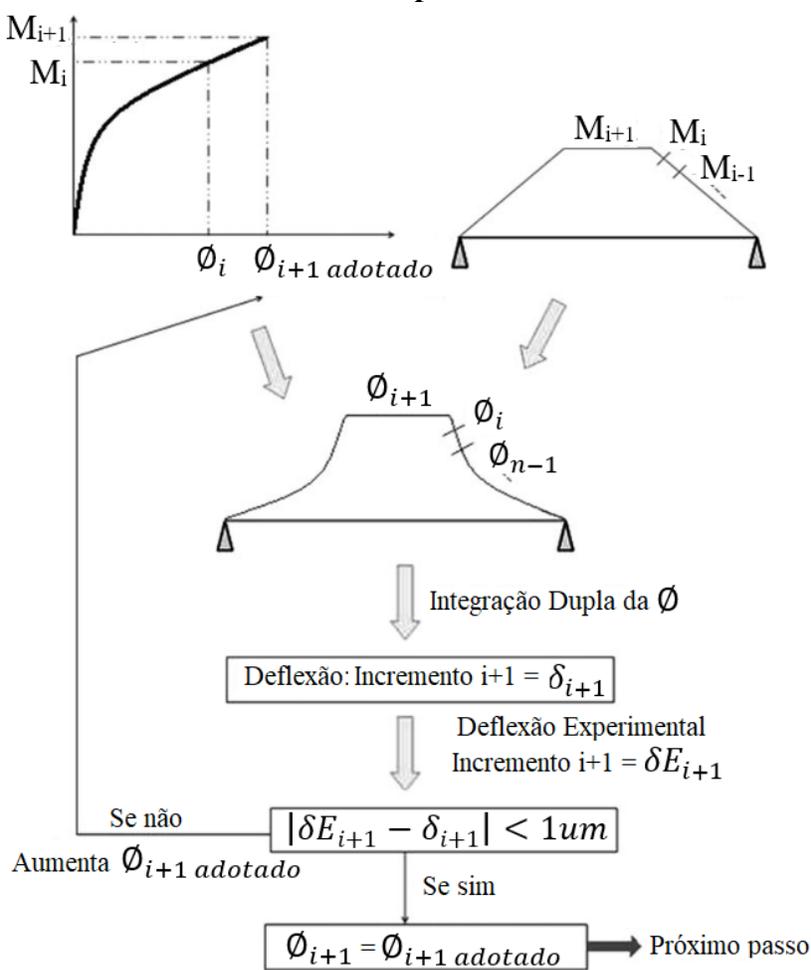
Em Baby et al. (2013) o método de Rigaud et al. (2012) é modificado para eliminar o erro referente ao resultado da curvatura. Os autores propuseram a obtenção da curvatura usando um procedimento iterativo que consiste na integração direta da curvatura aproveitando os valores experimentais da curva Momento por Deflexão. Dessa forma a solução que deriva da equação linha elástica sugerida por Rigaud et al (2012) é substituída por uma análise não linear.

O método de Baby et al (2013) consiste em um procedimento iterativo inverso, onde adota-se valores para curvatura no comprimento da viga e após uma integração dupla da curvatura adotada o valor obtido deve ser igual à deflexão medida experimentalmente. Caso o resultado da

integral não se aproxime do valor da deflexão outro valor para a curvatura deve ser usado. O método é resumido na Figura 3.8. O procedimento é repetido até obter todas as curvaturas para cada ponto da curva Momento por Deflexão. Assim obtém-se a curva Momento por Curvatura. Na sequência é aplicado o procedimento considerando o equilíbrio de forças da seção transversal sugerido por Rigaud et al. (2012) para determinar todos os pontos da curva tensão por deformação.

Além da medida da deflexão no meio do vão durante o ensaio de flexão, Baby et al. (2013) também usou o sistema de instrumentação apresentado na Figura 3.7 usado por Baby et al. (2012). Assim é possível identificar o início exato da fissuração na face mais tracionada do corpo de prova. Dessa forma os autores reduziram a chance de erro devido à consideração errada do instante da fissuração.

**Figura 3.8 – Procedimento iterativo para obter o valor da curvatura ( $\phi$ )**



Adaptado: Baby et al. (2013)

O método de Rigaud et al. (2012) modificado, usando o procedimento de integração direta da curvatura, sugerido em Baby et al. (2013) e o método de Baby et al. (2012) são atualmente as propostas mais aceitas. A Tabela 3.1 apresenta os resultados de Graybeal e Baby (2019) onde é feita uma comparação entre os diferentes métodos com valores de ensaios de tração direta. Nota-se que todos os métodos superestimam o valor da resistência e a capacidade de deformação do concreto, no entanto, os métodos de Baby et al. (2012) e Baby et al. (2013) apresentam melhores resultados com erros inferiores a 10% para estimar a resistência à tração do UHPFRC.

**Tabela 3.1 – Comparação entre os métodos de flexão por 4 pontos e resultados de tração direta**

<b>Average Curve</b>	<b>Comparação</b>	<b>Resistência a tração (%)</b>	<b>Deformação (%)</b>
	Tendência	Superestimar	Superestimar
Baby et al. (2012)	Desvio médio	+3.5	+38
	Maior desvio	+7.8	+51
	Menor desvio	-0.5	+18
	Tendência	Superestimar	Superestimar
Rigaud et al. (2012)	Desvio médio	+6.4	+26
	Maior desvio	+10.8	+46
	Menor desvio	+2.7	0.0
	Tendência	Superestimar	Superestimar
Baby et al. (2013)	Desvio médio	+4.5	+41
	Maior desvio	+7.8	+55
	Menor desvio	0.0	+11
	Tendência	Superestimar	Superestimar
Qian e Li (2010)	Desvio médio	+10.7	+28
	Maior desvio	+14.5	+48
	Menor desvio	+7.3	+6

Fonte: Graybeal e Baby (2019)

Apesar de os resultados de Qian e Li (2010) e Rigaud et al. (2012) parecerem melhores para a deformação, a metodologia usada por Graybeal e Baby (2019) para aplicar esses dois

métodos difere da proposta original dos autores. Nesse estudo foi considerado a localização da fissuração considerando a leitura de extensômetros posicionados na face inferior do corpo de prova para determinar o fim do procedimento iterativo, enquanto que no método original Rigaud et al. (2012) e Qian e LI (2010) consideram que a abertura da fissura ocorre no valor de momento máximo. Apesar da correção do momento exato da fissuração a estimativa da deformação encontrada pelos métodos testados apresentaram erros superiores a 20%.

A AFGC (2013) apresenta diversos métodos para obtenção da resistência à tração, entre eles o método de Rigaud et al. (2012) usando a integração direta da curvatura sugerida por Baby et al. (2013) é sugerido para caracterização à tração de UHPFRCs que serão usados em elementos com pequenas espessuras. Devido aos reforços estudados neste trabalho possuem espessuras pequenas esse método será usado e portanto será melhor explicado no capítulo 3.2 e 5.4.1.2.

### 3.2 TRAÇÃO DO UHPFRC SEGUNDO A AFGC (2013)

A Associação Francesa de Engenharia Civil (*Association Francaise de Génie Civil* – AFGC) publicou em 2013 uma versão atualizada e adequada ao EUROCODE de suas recomendações para construção em UHPFRC de 2002. Na versão de 2013, uma das implementações é em relação aos métodos de caracterização à tração usando ensaios de flexão em 4 pontos.

Conforme explicado no item 2.2.2 o UHPFRC é separado em três tipos distintos pela AFGC (2013). Essa distinção é feita em relação ao seu comportamento à tração, sendo eles o *strain softning*, o *low strain-hardening* e o *hard strain-hardening*. Essa classificação é utilizada para a escolha do ensaio de caracterização mais adequado para cada situação. A definição de cada tipo está resumida na Tabela 3.2.

Ainda para auxiliar em uma caracterização mais adequada, a AFGC (2013) também distingue o tipo de elemento a ser concretado entre elementos finos e espessos. Sendo os finos aqueles cuja a espessura seja menor ou igual a 3 vezes o comprimento da fibra de aço, conforme a equação 3.15, onde  $e$  é a espessura e  $l_f$  é o comprimento das fibras de aço.

**Tabela 3.2 – Classificação à tração do UHPFRC segundo a AFGC (2013)**

Tipo	Características
Tipo 1 - <i>Strain Softning</i>	É caracterizado por apresentar uma única fissura localizada ao atingir a resistência máxima à tração. Ocorre em misturas com baixo teor de fibra ou com baixa eficiência na distribuição delas. Possui o pico de resistência similar ao ponto de perda de proporcionalidade da curva tensão por deformação.
Tipo 2 - <i>low strain-hardening</i>	A curva constitutiva média apresenta comportamento <i>Strain-Hardening</i> , ou seja, sua resistência aumenta mesmo após o início da fissuração. No entanto, quando considerado seu valor característico e considerando o fator K sugerido pela AFGC (2013) esse material apresenta um comportamento igual ao <i>Strain-Softening</i> . Segundo a AFGC (2013), a maioria dos UHPFRC são desse tipo.
Tipo 3 - <i>hard strain-hardening</i>	Apresenta múltiplas pequenas fissuras. Sua resistência continua aumentando após o aparecimento das primeiras fissuras. Mesmo considerando a correção com o coeficiente K sua curva constitutiva mantém um comportamento <i>strain-hardening</i> . Ocorre em materiais com elevado volume de fibras.

$$\begin{cases} \text{Elementos finos:} & e \leq 3.l_f \\ \text{Elementos espessos:} & e > 3.l_f \end{cases} \quad 3.15$$

Segundo a AFGC (2013), a espessura do objeto concretado influencia no comportamento do material devido às fibras próximas às paredes da forma de concretagem se alinharem a ela. Sendo assim, os elementos finos apresentam fibras com uma distribuição próxima de uma configuração 2D melhorando o comportamento da peça tracionada.

Considerando o tipo de UHPFRC e o tipo de objeto a ser concretado, a associação francesa separa a caracterização do UHPFRC em três grupos distintos. O primeiro grupo é composto por elementos espessos concretados com UHPFRC com características do Tipo 1 e 2 da Tabela 3.2.

Esse grupo costuma ter o momento resistente máximo coincidente com o valor do limite de proporcionalidade da curva de tração, além de apresentar apenas uma única fissura principal na superfície tracionada. Para esse caso a AFGC aconselha a utilização de ensaios de flexão em 4 pontos e de ensaio de tração direta para encontrar o valor de tração referente à perda de proporcionalidade da curva tensão e deformação ( $f_{ct,el}$ ). Para determinar o comportamento pós-pico desse material aconselham usar a curva de tensão na flexão por abertura de fissuras ( $\sigma_f \times w_f$ ) obtida pelo o ensaio de flexão por 3 pontos. O procedimento para encontrar a curva de tensão por deformação ( $\sigma \times \varepsilon$ ) utilizando a curva  $\sigma_f \times w_f$  consiste em um processo iterativo detalhado no anexo 3 da AFGC (2013).

Apesar de os materiais do tipo 2 possuírem um comportamento *strain hardening*, ou seja, resistirem a solicitações maiores do que o início da fissuração e a perda de linearidade, a AFGC (2013) considera adequado sua caracterização da mesma forma que os materiais do tipo 1. Isso por que o ganho de resistência durante o comportamento não linear dos materiais do tipo 2 é pequeno e por isso quando aplicado os coeficientes de segurança sugeridos pela AFGC (2013) o seu comportamento passa a ser similar ao UHPFRC do tipo 1.

O segundo grupo considerado pela AFGC (2013) é referente aos elementos espessos com o UHPFRC do Tipo 3. Os elementos desse grupo apresentam uma resistência à tração superior à tensão referente a perda de proporcionalidade e possuem a capacidade de apresentarem múltiplas fissuras. Como consequência ao seu comportamento a AFGC (2013) recomenda a utilização do ensaio de tração direta ou o de flexão por 4 pontos, tanto para determinar a trecho linear, quanto o não linear da curva tensão por deformação. A determinação do comportamento não linear usando o método de flexão por 4 pontos é feita pelo processo iterativo detalhado no anexo 4 da AFGC (2013), sendo para esse caso usado a curva Momento por Deflexão ( $M \times \delta$ ) ou pela curva Momento por deformação da fibra mais tracionada ( $M \times \varepsilon_{mes}$ ) seguindo o método proposto por Baby et al. (2012) e Baby et al. (2013).

Para os grupos 1 e 2 já explicados, a AFGC (2013) padronizou as dimensões dos corpos de prova prismáticos utilizados para os ensaios de flexão. As dimensões dependem do comprimento das fibras de aço ( $l_f$ ) usadas na mistura. Sendo as dimensões mostradas na equação 3.16, onde as dimensões são altura x largura x comprimento.

$$\left\{ \begin{array}{l} 7x7x28cm \text{ para } l_f \leq 15 \text{ mm} \\ 10x10x40cm \text{ para } 15mm < l_f \leq 20 \text{ mm} \\ 14x14x60mc \text{ para } 20mm < l_f \leq 25mm \end{array} \right. \quad 3.16$$

O terceiro grupo é composto pelos elementos finos (espessura  $\leq 3 \cdot l_f$ ) com qualquer tipo de UHPFRC. Nesse caso não é feita uma distinção entre UHPFRC com comportamento *strain softening* e *strain hardening* porque é considerado que as fibras estão distribuídas de forma mais efetiva na peça concretada. As fibras próximas à forma de concretagem possuem a tendência a se alinharem a ela formando uma distribuição próxima a uma configuração 2D. Dessa forma, a fibra gera um ganho maior de resistência fazendo com que o material resista a tensões superiores à referente a perda de linearidade do material, mesmo que o UHPFRC não possua uma elevada quantidade de fibra. Nesse caso é aconselhado que a caracterização seja feita pelo ensaio de tração direta ou pelo ensaio de flexão com 4 pontos. No entanto, na caracterização com ensaio de flexão para esse grupo, os prismas devem possuir dimensões de objetos finos, ou seja, com espessura menor do que 3 vezes o comprimento da fibra de aço, sendo considerado mais adequado pela AFGC (2013) a utilização da própria espessura da estrutura real que será concretada com esse material.

A obtenção da curva tensão por deformação do terceiro grupo, utilizando o ensaio de flexão por 4 pontos, pode ser feita com o método de Baby et al. (2012) medindo a deformação da fibra mais tracionada, ou utilizando a curva Momento por Deflexão ( $Mx\delta$ ) seguindo a proposta de Baby et al. (2013). O procedimento é detalhado no anexo 4 da AFGC (2013). O procedimento de Baby et al. (2013) é adotado nesse trabalho e está detalhado no Capítulo 5.4.1.2.

A Tabela 3.3 resume os grupos considerados pela AFGC e seus respectivos ensaios de caracterização. Onde  $\delta$  é a deflexão,  $w_f$  é a abertura de fissuras,  $\varepsilon_{mes}$  é a tração na fibra mais tracionada do corpo de prova,  $\sigma_f$  é a tensão na flexão e  $M$  é o momento.

Esse trabalho seguiu as recomendações da AFGC (2013) para caracterizar o UHPFRC à tração. O procedimento de ensaio e a análise das curvas experimentais de Momento por Deflexão para determinar o valor de tração está mais bem detalhado em 5.4.1. O capítulo 5.4.1 apresenta os procedimentos passo a passo do método utilizado, desde a confecção dos corpos de prova e obtenção das curvas de Momento por Deflexão, até o passo a passo para determinar a curva Momento por curvatura e o cálculo dos valores de tensão e deformação do UHPFRC.

**Tabela 3.3 – Resumo dos grupos de elementos estruturais e seus ensaios de caracterização**

<b>Grupo</b>	<b>Definição</b>	<b>Ensaio de caracterização.</b>
Grupo I	Elementos espessos com material do Tipo 1 e 2.	Limite de elasticidade: - Flexão por 4 pontos ( $Mx\delta$ ) ou tração direta. Pós-fissuração: - Flexão por 3 pontos ( $\sigma_f x w_f$ ) ou tração direta.
Grupo II	Elementos espessos com material do Tipo 3.	Limite de elasticidade: - Flexão por 4 pontos ( $Mx\delta$ ) ou tração direta. Pós-fissuração: - Flexão por 4 pontos ( $\sigma_f x \varepsilon_{mes}$ ou $Mx\delta$ ) ou tração direta.
Grupo III	Elementos finos	Limite de elasticidade: - Flexão por 4 pontos ( $\sigma_f x \varepsilon_{mes}$ ou $Mx\delta$ ) ou tração direta. Pós-fissuração: - Flexão por 4 pontos ( $\sigma_f x \varepsilon_{mes}$ ou $Mx\delta$ ) ou tração direta.

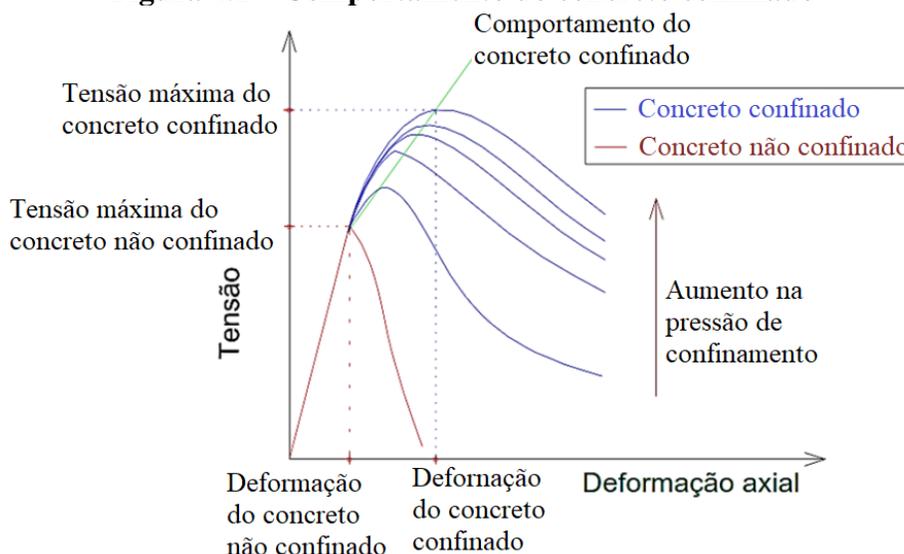
## 4 CONFINAMENTO DE PILARES

Trata-se por confinamento do concreto ou do pilar técnicas que produzem no material um estado tripla de tensões. O concreto confinado é submetido a solicitações de compressão em todas suas faces, podendo esse confinamento pode ser feito de forma ativa ou passiva.

No primeiro caso o estado tripla de tensões é gerado por uma tensão lateral confinante previamente aplicada, e posteriormente é aplicado a tensão de compressão axial. No caso do confinamento passivo, o concreto é submetido a uma compressão normal e o confinamento ocorre devido à restrição da deformação lateral do concreto. Essa restrição pode ser proporcionada por qualquer material que apresente resistência à tração suficiente para gerar tal restrição. Alguns materiais utilizados para essa finalidade são chapas ou barras de aço, fibra de carbono, fibra de vidro, ou os compósitos estudados nesse trabalho que são os concretos reforçados com fibra.

Pesquisas a respeito do confinamento são desenvolvidas a mais de um século, por exemplo Considère (1903) apud Richart et al. (1928) já realizavam estudos sobre a utilização de espirais como armadura transversal de pilares como meio de aumentar a resistência do elemento estrutural no início do século XIX. Em anos de estudos, diversos pesquisadores confirmaram que o concreto é beneficiado mecanicamente quando submetido a diferentes formas de confinamento, apresentando um acréscimo em sua resistência, conforme pode ser visto na Figura 4.1.

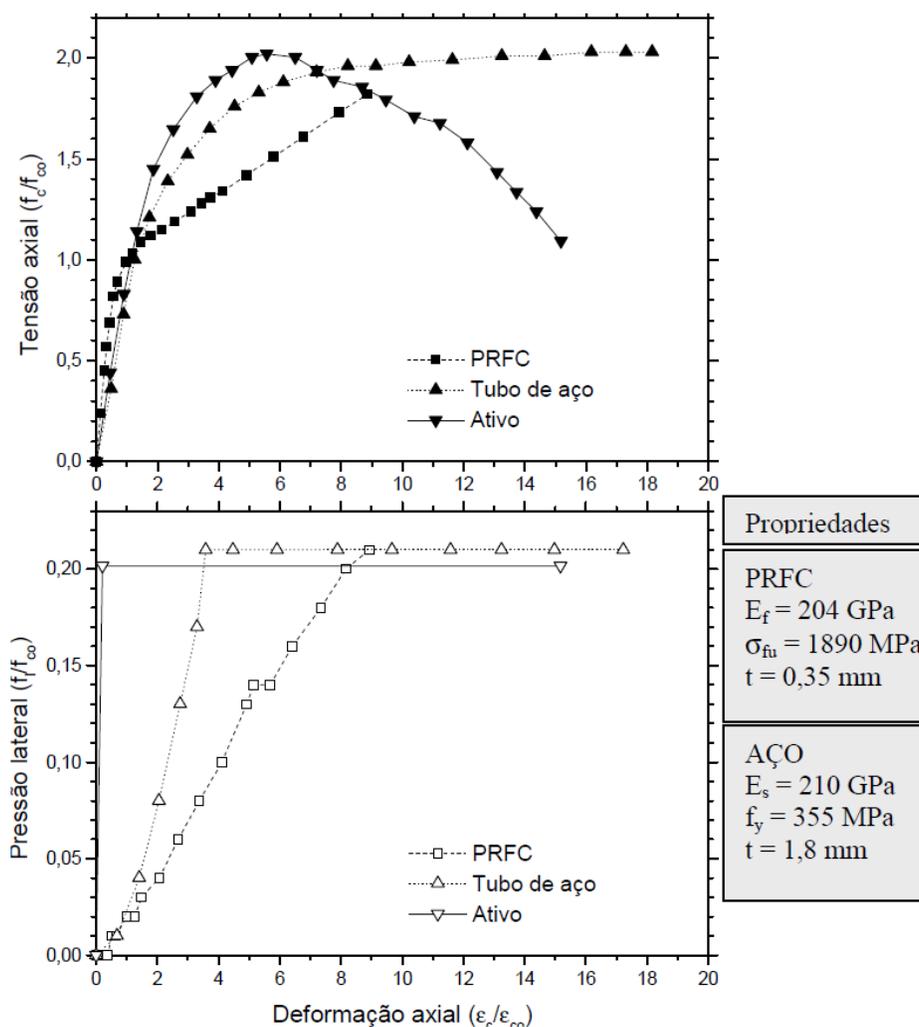
**Figura 4.1 – Comportamento do concreto confinado**



Fonte: adaptado Takeuti (1999)

Com mais de um século de pesquisa, diversos estudos foram desenvolvidos envolvendo o confinamento ativo e o confinamento passivo aplicado por diversos métodos diferentes. Percebe-se nesses estudos que o comportamento do concreto submetido à compressão varia de acordo com o tipo de confinamento, com as características do material confinado e com o tipo de material utilizado para fazer o confinamento. Carrazedo (2005) demonstra usando como exemplo os resultados de Untiveros (2002), Figura 4.2, que a forma que é feito o carregamento influencia no resultado do confinamento, bem como o tipo de material usado para proporcionar o confinamento passivo também influencia no comportamento do pilar reforçado.

**Figura 4.2 – Influência do tipo de confinamento no diagrama tensão x deformação do concreto**



Fonte: Carrazedo (2005)

A Figura 4.2 é construída com resultados encontrados por Untiveros (2002). No estudo foi aplicado uma pressão lateral máxima de aproximadamente 8 MPa utilizando 3 formas diferentes de aplicação da pressão, sendo elas, um confinamento ativo, um passivo com aço e outro confinamento passivo com 3 camadas de PFRC.

Segundo Carrazedo (2005), no concreto com confinamento ativo a pressão lateral atuante no início do ensaio pode ter inibido de forma mais efetiva a formação das primeiras microfissuras fazendo com que o trecho linear do diagrama tensão x deformação seja prolongado, conforme a Figura 4.2. O confinamento passivo com aço apresentou um comportamento semelhante ao confinamento ativo alcançando rapidamente pressões laterais elevadas, no entanto, o comportamento pós-pico nesse caso foi mais dúctil do que o confinamento ativo. Já o confinamento passivo provocado pelas 3 camadas de PFRC apresenta um comportamento bastante diferente. Nesse caso a pressão lateral cresce linearmente e apenas atinge valores consideráveis após certa micro fissuração do concreto.

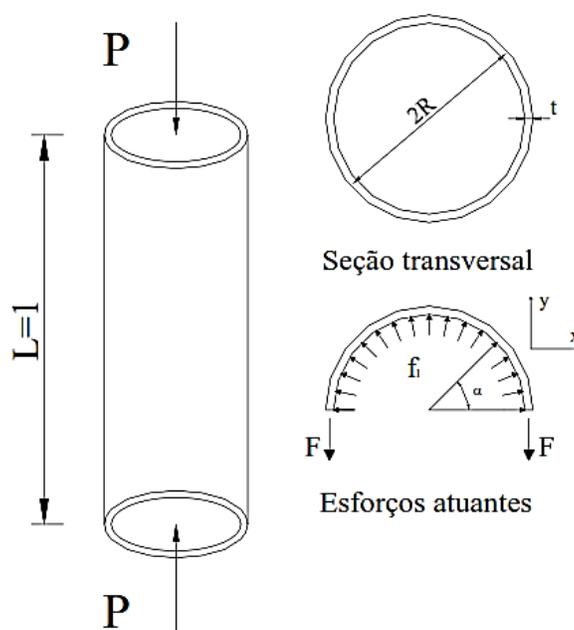
No caso do confinamento passivo, a diferença entre o confinamento com o aço e com o PFRC pode ser, em sua maioria, atribuída à diferença de rigidez das camisas confinantes. O módulo lateral da camisa de aço durante o regime elástico é 5 vezes maior do que o PFR. Portanto, durante o regime elástico a camisa de aço é mais rígida e gera um maior efeito de confinamento no início do diagrama tensão x deformação. No entanto, após o escoamento do aço sua rigidez é reduzida fazendo o ganho de resistência do concreto se estabilizar (CARRAZEDO, 2005).

O mecanismo de confinamento do concreto pode ser utilizado tanto para dimensionamento estrutural, quanto para reforço de estruturas. Um exemplo de dimensionamento é o aumento da taxa de armadura transversal de pilares com o objetivo de gerar um confinamento no concreto interno, e ainda outro exemplo é a utilização de pilares híbridos circulares com núcleos de concreto revestidos por tubos de aço, bem como também podem possuir uma camada externa de um concreto mais resistente com fibras.

Para reforço de pilares, o confinamento pode ser feito a partir de uma técnica chamada de encamisamento. Este consiste em revestir o pilar original com uma cama de material mais resistente. A camisa pode ser feita de concreto armado, sendo esta uma camada com elevada taxa de armadura transversal, bem como pode ser feito por chapas ou tubos de aço, ou ainda por polímeros reforçados com fibras ou compósitos cimentícios com fibras.

Tanto para o dimensionamento, quanto para o reforço estrutural, as técnicas utilizadas muitas vezes usam o mecanismo do confinamento passivo para aumentar a resistência do pilar. Este mecanismo ocorre por causa da restrição da expansão transversal que acontece devido ao efeito do coeficiente de Poisson quando o pilar é submetido a um carregamento axial. Essa restrição da expansão do concreto gera uma pressão lateral no material confinante, que é resistida pela camisa com sua resistência à tração, conforme a Figura 4.3.

**Figura 4.3 – Pilar circular envolvido por parede fina**



Fonte: Carrazedo (2002)

De forma simplificada, o aumento da resistência do concreto submetido ao confinamento acontece, pois, a pressão de confinamento ( $f_l$ ) exercida pelo tubo da Figura 4.3 inibi a deformação lateral do pilar, gerando dessa forma um maior controle sobre a abertura de fissuras no concreto. Sendo assim, a ruptura do pilar encamisado dependerá da quantidade de pressão ( $f_l$ ) o material de reforço consegue resistir. Portanto, estimar o valor da pressão lateral no material de confinamento é essencial para determinar a resistência do elemento estrutural confinado.

Para determinar o valor da pressão ( $f_l$ ) será considerado o equilíbrio de forças da situação da Figura 4.3, assim, tem-se que a relação entre a pressão lateral ( $f_l$ ) e a força  $F$  é dada pela Equação 4.1, resolvendo a integral tem-se a equação 4.2.

$$2F = R \int_0^\theta f_l(\theta) d\theta \quad 4.1$$

$$F = f_l \cdot R \quad 4.2$$

Onde,

$F$  é a força de tração atuante no comprimento do tubo;

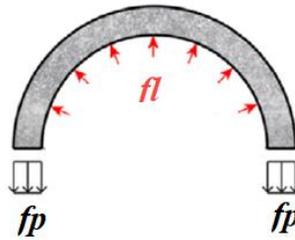
$R$  é o raio médio do tubo.

Considerando um tubo de seção delgada, pode-se admitir uma tensão constante ao longo da espessura ( $t$ ), conforme a Figura 4.4, assim tem-se a Equação 4.3.

$$f_p = \frac{F}{t} \quad 4.3$$

Onde,  $f_p$  é a tensão atuante no tubo na direção circunferencial;

**Figura 4.4 – Tensão atuante na parede do tubo**



Fonte: Adaptado Xie, Fu e Yan (2019)

Com a expressão 4.2 e 4.3 tem-se a relação entre a pressão lateral ( $fl$ ) e a tensão no tubo ( $fp$ ), apresentado na Equação 4.4.

$$f_p = \frac{f_l \cdot R}{t} \quad 4.4$$

Sendo a área da seção transversal do pilar da Figura 4.3 calculada por  $A_c = \pi \cdot R^2$  e a do tubo  $A_p = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot t$ . A taxa volumétrica do material do tubo é expressa pela equação 4.5.

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad 4.5$$

Portanto, a pressão lateral ( $f_l$ ) pode ser determinada pela tensão no tubo ( $f_p$ ) e pela taxa volumétrica do tubo ( $\rho_p$ ), conforme a equação 4.6.

$$f_l = \frac{\rho_p}{2} \cdot f_p \quad 4.6$$

Nota-se que a equação 4.6, para determinar a pressão lateral no tubo, não depende do material contido em seu interior, podendo ser um fluido, ou um sólido como o concreto. Considerando que o material confinado seja elástico, a relação entre a tensão do concreto confinado e a pressão lateral depende do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. No entanto, no caso do concreto, outros fatores devem ser considerados, principalmente os que induzem a deformação lateral, um exemplo é a microfissuração (CARRAZEDO, 2002).

#### 4.1 REFORÇO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO

O reforço de pilares é feito quando existe a necessidade de aumentar a capacidade resistente da estrutura. Essa necessidade pode ser devido a patologias na estrutura de concreto, erros de projeto, alteração do uso da edificação e reformas que modifiquem a estrutura da construção.

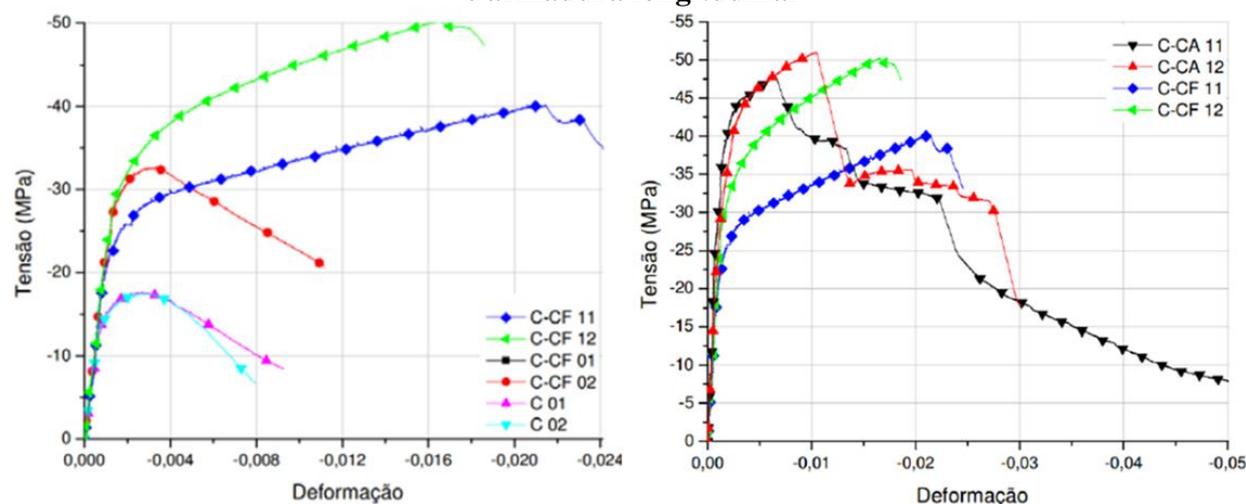
Uma das técnicas de reforço de pilares consiste em encamisá-lo com um novo material, podendo essa camisa resistir diretamente às solicitações de compressão da estrutura, como podendo atuar confinando o concreto do pilar original. Um exemplo onde pode ser utilizado as duas opções é o encamisamento utilizando concreto armado. Segundo Cánovas (1988) apud Takeuti (1999), no dimensionamento de reforço em concreto armado com aumento da seção transversal deve-se desprezar a resistência do núcleo na resistência do pilar e assumir que o reforço é capaz de suportar todo o carregamento. No entanto, outros autores citam também o método de

encamisamento por cintamento do pilar, que garante um aumento na resistência do pilar original devido a um comportamento triaxial. Assim, nessa condição pode-se considerar a colaboração do núcleo confinado.

Algumas técnicas de reforço são feitas exclusivamente através do confinamento do pilar, um exemplo é a utilização de polímeros reforçados com fibras, como a fibra de carbono. Nesse caso, as fibras não suportam nenhuma solicitação axial sofrida pelo pilar, sendo sua contribuição feita exclusivamente pelo confinamento do elemento estrutural.

Diversas são as técnicas para reforço de pilares, além das citadas (concreto armado e fibra de carbono) pode-se também utilizar chapas de aço, ou ainda uma solução conjunta entre mais de um método de confinamento, conforme feito por Sudano (2010). O autor realizou um extenso estudo sobre o comportamento de pilares circulares, quadrados e retangulares reforçados com concreto de alta resistência (CAR) com e sem adição de fibras, e com polímeros reforçados com fibras (PRF). Os resultados referentes aos ensaios de pilares circulares podem ser vistos na Figura 4.5, onde C01 e C02 correspondem aos pilares de concreto simples, C-CA11 e C-CA12 são pilares reforçados com concreto de alta resistência (CAD) com armaduras e camada de PRF, C-CF 01 e C-CF 02 são pilares encamisados com concreto de alta resistência com fibras, C-CF 11 e C-CF12 são pilares encamisados com concreto de alta resistência e com uma camada de fibra de carbono.

**Figura 4.5 – Diagrama tensão-deformação de pilares reforçados com CAR com fibras, PRF e armadura longitudinal**



Fonte: Sudano (2010)

Observando a Figura 4.5 percebe-se que o uso de polímero reforçado com fibras melhorou a ductilidade do pilar. Nela observa-se também um maior acréscimo de resistência em pilares que continham armaduras no reforço. Isso ocorre devido à resistência do aço ser muito superior ao concreto utilizado na pesquisa.

Apesar de, a resistência do pilar utilizando armaduras de aço juntamente com o concreto com fibras ter sido superior, Sudano (2010) relata uma ruína prematura nos modelos com armadura de reforço causada pelo efeito “*cover spalling*” (descolamento do cobrimento). Tal efeito ocorreu devido ao arqueamento das pressões de confinamento na direção longitudinal da armadura. A utilização de fibras de aço no lugar das armaduras de reforço eliminou o problema de arqueamento longitudinal. Ainda, Enami (2017), em um estudo sobre a utilização do UHPFRC como reforço, relata a dificuldade da concretagem quando utilizado armaduras em conjunto com o concreto com fibras. Ou seja, conforme citado na introdução deste trabalho, cada método de confinamento possui a sua limitação e por isso é interessante o desenvolvimento de novas soluções ou de melhorias das já existentes.

O reforço estudado nessa pesquisa trata-se da utilização de concretos de ultra alto desempenho reforçados com fibra de aço. Conforme pesquisas encontradas na literatura, como Enami (2017), Xie, Fu e Yan (2019) e Dadvar et al. (2020), esse material pode ser utilizado tanto para suportar diretamente a solicitação de compressão, como pode servir como meio confinante do pilar.

Para situações onde o aumento da resistência do elemento estrutural reforçado acontece devido ao efeito do confinamento a estimativa de capacidade de carga do pilar reforçado é dependente da resistência do concreto confinado ( $f_{cc}$ ). Com o intuito de estimar a resistência do concreto confinado diversas propostas de modelos de confinamento são encontradas na literatura.

## 4.2 MODELOS DE CONFINAMENTO

Um dos modelos de confinamento mais utilizados como referência, segundo Abdullahi et al. (2012), para a proposição de novos métodos de cálculo de confinamento do concreto é o modelo de Richart et al. (1929).

Richart et al. (1929) propuseram um modelo de confinamento a partir de um estudo experimental de concreto confinado por pressões hidrostáticas e pilares com armaduras transversais. Os autores verificaram que a existência de pressões laterais gerava um acréscimo da resistência à compressão e na deformação última do concreto. Dessa forma, sugeriram as equações 4.7 e 4.8 para calcular esse acréscimo de resistência, sendo a primeira equação para estimar a resistência do pilar reforçado, e a segunda para estimar sua deformação.

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 \cdot f_l \quad 4.7$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left( 1 + k_2 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad 4.8$$

Onde,

$f_{cc}$  é a resistência do concreto confinado;

$f_{c0}$  é a resistência do concreto não confinado;

$f_l$  é a pressão lateral

$k_1$  e  $k_2$  são os coeficientes que depende do concreto e da pressão lateral.

Richart et al. (1929) adotaram  $k_1 = 4,1$ , e  $k_2 = 5 \cdot k_1$ .

Muitos modelos seguem a proposta de Richart et al (1928), no entanto, o valor adotado para o coeficiente  $k_1$  é frequentemente modificado, bem como o cálculo da pressão lateral ( $f_l$ ) também é modificada, um exemplo é o modelo de Cusson e Paultre (1995) para confinamento por barras de aço que modifica tanto o valor da constante  $k$ , quanto da pressão lateral.

Outro modelo de confinamento gerado por barras de aço laterais que, tornou-se referência para o surgimento de mais modelos, é o de Mander et al. (1988) que será explicado a seguir no item 4.2.1.

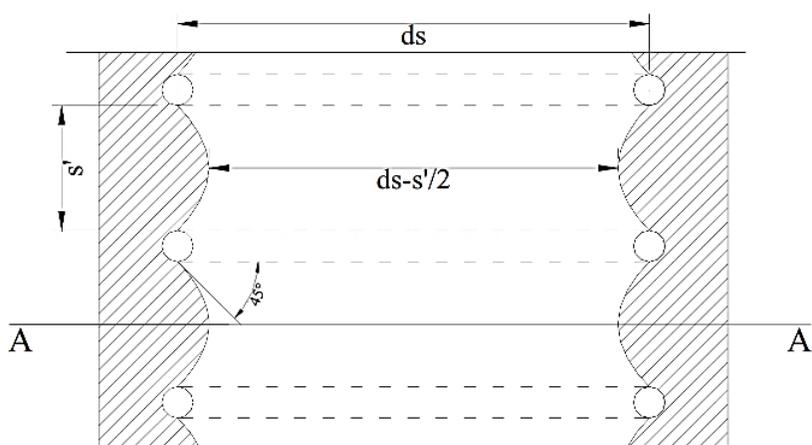
#### **4.2.1 Confinamento no Concreto Armado por Mander et al. (1988)**

O modelo de Mander et al. (1988) propõe a eliminação das áreas inefetivas devido ao efeito do arqueamento entre as armaduras do pilar, conforme apresentado na Figura 4.6. O efeito de arqueamento faz com que haja uma redução da região confinada de concreto entre as armaduras

transversais. Nos pilares de seção retangular esse efeito ocorre na direção longitudinal e transversal, no entanto, para pilares de circulares, o efeito de arqueamento acontece apenas no sentido longitudinal.

Apesar de o modelo de Mander et al. (1988) contemplar pilares de seção retangular e circular, por esse trabalho estudar apenas pilares de seção circular, não será apresentado a formulação para seções retangulares.

**Figura 4.6 - Efeito do arqueamento em pilares na direção longitudinal**



Fonte: Carrazedo (2002)

Para considerar a redução da área efetiva devido ao efeito do arqueamento, Mander et al (1988) utilizam um coeficiente de efetividade ( $k_e$ ). Assim a pressão efetiva é dada pela equação 4.9, sendo o coeficiente de efetividade ( $k_e$ ) obtido pela Equação 4.10.

$$f_{le} = f_l \cdot k_e \quad 4.9$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad 4.10$$

Onde,

$$A_{cc} = A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) \quad 4.11$$

Sendo,

$A_e$  é a área efetivamente confinada;

$A_{cc}$  é a área de concreto comprimido;

$\rho_{cc}$  é a taxa de armadura longitudinal;

$A_c$  é a área de concreto envolvido pelos estribos.

Mander et al. (1988) assumem que o efeito do arqueamento ocorre na forma de uma parábola de segundo grau, com uma inclinação de 45°, conforme a Figura 3.6. Portanto, a área de concreto efetivamente confinado por estribos circulares é expressa pela Equação 4.12.

$$A_e = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2 \quad 4.12$$

Onde,

$d_s$  é o diâmetro entre os centros das barras transversais;

$s'$  é o espaçamento interno dos estribos.

Portanto, o coeficiente de efetividade  $k_e$  pode ser obtido pela Equação 4.13.

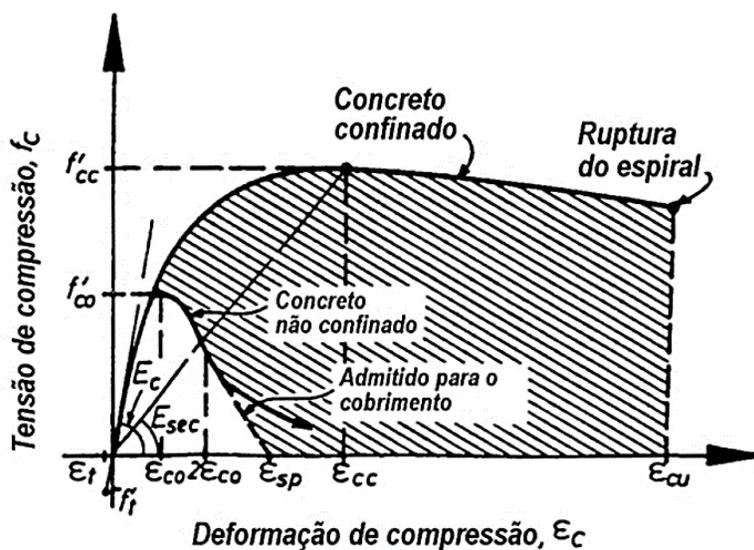
$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad 4.13$$

Para a determinação da resistência do concreto confinado ( $f_{cc}$ ) para o caso de estribos circulares, Mander et al. (1988) sugerem uma solução baseada em um modelo constitutivo que relaciona as tensões de compressão multiaxiais dado por Willian e Warnke *apud* Mander et al (1988). A determinação do valor de  $f_{cc}$  no modelo de Mander et al. (1988) é calculado pela Equação 4.14.

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left( -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_{le}}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_{le}}{f_{co}} \right) \quad 4.14$$

Mander et al. (1988) propõem a curva tensão por deformação conforme a Figura 4.7, sendo a curva determinada pela Equação 4.15 proposta por Popovics (1973). O cálculo da deformação do concreto confinado é feito com a equação 4.17.

Figura 4.7 - Curva tensão-deformação do concreto confinado com armaduras



Fonte: Mander et al. (1988)

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad 4.15$$

onde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad 4.16$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad 4.17$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad 4.18$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{c0}} \quad 4.19$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad 4.20$$

sendo,

$f_{c0}$  a resistência a compressão última do concreto não confinado;

$\varepsilon_c$  a deformação do concreto;

$\varepsilon_{cc}$  a deformação referente a tensão de pico do concreto confinado;

$\varepsilon_{c0}$  a deformação última do concreto não confinado ( $\varepsilon_{c0} = 2\text{‰}$ );

$E_c$  o módulo de elasticidade tangente do concreto confinado;

$E_{sec}$  o módulo de elasticidade secante do concreto confinado.

#### 4.2.2 Modelo de confinamento de Cusson e Paultre (1995)

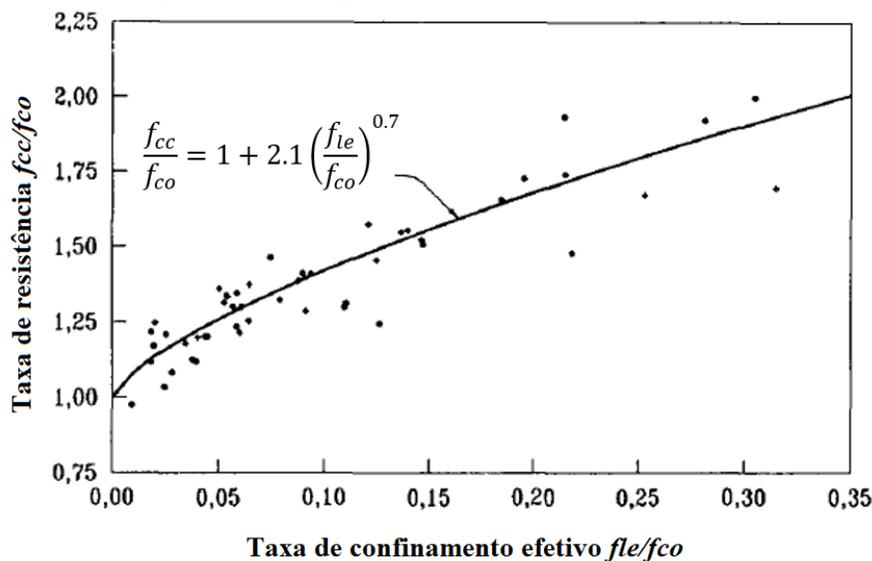
O modelo de Cusson e Paultre (1995) foi desenvolvido para ser utilizado em pilares com concretos de alto desempenho, suas análises foram feitas com resultados de 50 pilares de concretos de 60 a 120 MPa reforçados com estribos de aço. Em seu modelo os autores consideram o efeito de arqueamento similar ao sugerido por Mander et al. (1988). No entanto, os autores adotaram uma equação que varia da equação de Richart et al. (1929).

O modelo proposto pelos autores foi determinado fazendo uma regressão não linear dos resultados experimentais dos 50 pilares. O resultado obtido foi de uma equação similar à sugerida por Richart et al. (1928), no entanto, com a implementação de uma potência conforme a Equação 4.21. Para a estimativa da deformação os autores sugerem usar a Equação 4.22. A Figura 4.8 mostra a regressão dos resultados experimentais.

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2.1 \left( \frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0.7} \quad 4.21$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.21 \left( \frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{1.7} \quad 4.22$$

**Figura 4.8 – Regressão não linear Cusson e Paultre (1995)**



Fonte: adaptado Cusson e Paultre (1995)

A Equação 4.17 sugerida por Richart et al. (1928), e equações similares a de Cusson e Paultre (1995) com uma potência conforme a Equação 4.21 e a Equação 4.14 sugerida por Mander et al (1988) são hoje referências para a maioria dos modelos de confinamento. Juntamente com os três modelos de equações para prever a resistência do concreto confinado, o método para obtenção da curva constitutiva de tensão por deformação sugerido por Popovics (1973), Equação 4.15, formulam a maioria dos métodos para obtenção da resistência à compressão do concreto confinado disponíveis atualmente.

#### **4.2.3 Reforço de Pilares com SIFCON por Abdollahi et al. (2012)**

O *Slurry Infiltrated Fiber Concrete* (SIFCON) é um dos vários tipos de compósitos cimentícios com fibras que vem sendo estudado atualmente. O SIFCON se diferencia dos demais compósitos devido à alta porcentagem de fibras de aço em sua composição, variando de 4 a 25% de fibras. Seu processo de produção consiste em encher a forma a ser concretada com fibras e na sequência preencher os vazios com a injeção de um compósito cimentício fluido de alto desempenho produzido com agregados muito finos (ABDOLLAHI et al., 2012).

Abdollahi et al. (2012) estudaram o reforço de cilindros de concreto convencional por encamisamento utilizando o SIFCON e comparam os resultados com reforço utilizando fibra de vidro (GRFP). Foram ensaiados cilindros de 150 mm x 300 mm com diferentes resistências à compressão (15, 25 e 40 MPa), reforçados com SIFCON. Testaram modelos com fibras de diferentes comprimentos (30 e 50 mm) e com diferentes espessuras de reforço (10, 15 e 20 mm), além de variar a resistência à compressão do reforço de SIFCON.

Com a utilização do SIFCON, Abdollahi et al. (2012), obtiveram um aumento na resistência a compressão de 104%, 127% e 54% para cada uma das respectivas classes de resistência do núcleo do cilindro. Também obtiveram um acréscimo de 219%, 667% e 319% na ductilidade e 19.29, 27.00 e 19.51 vezes na capacidade de absorção de energia. Enquanto com a utilização de GRFP (reforço com fibra de vidro), os pesquisadores obtiveram um resultado de 1.87, 1.47 e 1.24 de taxa de acréscimo na resistência para os cilindros com concreto de 15, 25 e 40 MPa respectivamente.

Quanto à variação no comprimento das fibras, as fibras de 30 mm e de 50 mm obtiveram acréscimo de resistência de 127% e 100%, respectivamente. Abdollahi et al. (2012) concluiu que a variação no comprimento da fibra não teve uma influência muito significativa no acréscimo de resistência. Já a variação da espessura do reforço demonstrou uma grande variação no valor da resistência do concreto. Foi registrado um acréscimo de 69%, 127% e 195% de resistência à compressão e de 294%, 667% e 917% na ductilidade para as espessuras de 10, 15 e 20 mm respectivamente. A variação da espessura da camisa foi feita apenas para o concreto de 25 MPa.

Abdollahi et al. (2012) propuseram um modelo de confinamento para o concreto encamisado com SIFCON. A proposta baseia-se no modelo de confinamento do concreto de Richart et al. (1928), Equação 3.6. A determinação da pressão de confinamento ( $f_l$ ) é feita pela Equação 4.23, onde  $t_{sifcon}$  é a espessura do reforço de SIFCON,  $f_{ot}$  é a resistência a tração e  $R$  é o raio da coluna de concreto.

$$f_l = \frac{f_{ot} \cdot t_{sifcon}}{R} \quad 4.23$$

Diferente de Richart et al. (1928) que adotaram  $k_1 = 4,1$ , Abdollahi et al. (2012) consideram o valor da constante  $k_1$  como sendo variável. O valor depende de características do concreto não

confinado, e da quantidade de pressão de confinamento que é gerada. A sugestão é a utilização da Equação 4.24. Assim a Equação de Richart et al. (1929) pode ser reescrita como a Equação 4.25, similar à proposta de Cusson e Paultre (1995).

$$k_1 = 1,91 \cdot \left( \frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{-0,46} \quad 4.24$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left[ 1 + 1,91 \left( \frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0,54} \right] \quad 4.25$$

Devido às suas elevadas características mecânicas o SIFCON vem sendo objeto de pesquisa para sua aplicação em reforços estruturais em geral. No entanto a utilização de outros concretos de ultra alto desempenho tende a ser de mais fácil execução, apesar de possuírem características mecânicas inferiores devido ao elevado teor de fibras do SIFCON.

#### 4.2.4 Reforço de Pilares com UHPFRC e PRF por Enami (2017)

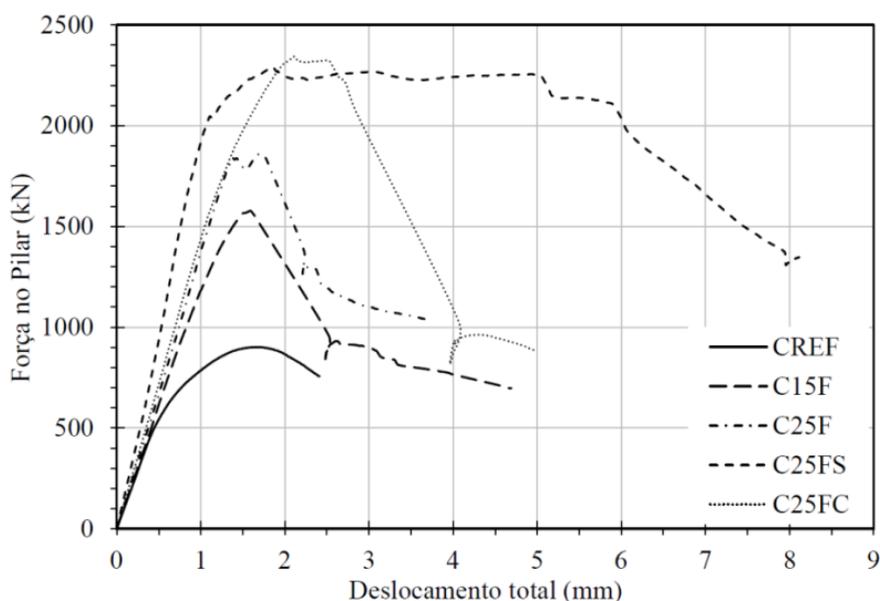
Enami (2017) estudou o comportamento de pilares com seções quadradas e circulares reforçado com encamisamento com UHPC, UHPFRC, ambos com e sem armadura, e ambos com e sem uma camada de PRFC, obtendo resultados satisfatórios. Sua proposta de reforço estrutural consiste na substituição do cobrimento da armadura dos pilares por uma camada de UHPFRC. A utilização de UHPFRC se mostrou extremamente eficaz, pois com a substituição do cobrimento do pilar de 2,5 cm com concreto convencional por uma camada de reforço com apenas 1,5 cm, o elemento estrutural apresentou uma resistência 75% maior. Ou seja, não apenas reforçou o pilar como reduziu sua seção transversal. Os modelos com seção circulares ensaiados possuíam diâmetro total (pilar mais reforço) de 19,2 e 17,2, todos com 60 cm de altura e com reforço cobrindo toda a lateral do pilar.

Para a produção do UHPFRC foi utilizado como referência a mesma composição utilizada por Sobuz et al (2016), cujo traço é 1:1:0,266:0,233 (cimento, areia, sílica ativa e fibras metálicas). A quantidade de plastificante de 9% da massa de cimento e relação água/cimento de 0,2. Foram utilizados processos de produção e cura convencionais, ou seja, sem a utilização de pressão e cura

térmica. O UHPFRC alcançou uma resistência média à compressão de 111,37 MPa aos 28 dias e de 125,9 MPa aos 80 dias. A resistência à tração média e o módulo de elasticidade médio aos 80 dias foi de 17,09 MPa e 41,69 GPa, respectivamente.

A Figura 4.9 mostra o comportamento dos pilares reforçados com UHPFRC submetidos a um ensaio de compressão axial. Os modelos C15F e C25F representam os modelos circulares reforçados apenas com UHPFRC, sendo um com 1,5 cm de reforço e o outro com 2,5 cm. Os modelos C25FS e C25FC representam os modelos reforçados com UHPFRC com acréscimo de barras de aço (sigla S) e com acréscimo de fibra de carbono (sigla C). O modelo do tipo C15F apresentou 75% de ganho de resistência, o C25F obteve 106,4% de ganho, os modelos C25FS e C25FC chegaram a 154,3% e 160% no aumento da resistência, respectivamente.

**Figura 4.9 – Força por Deslocamento de Pilares com UHPFRC de Enami (2017)**



Fonte: Enami (2017)

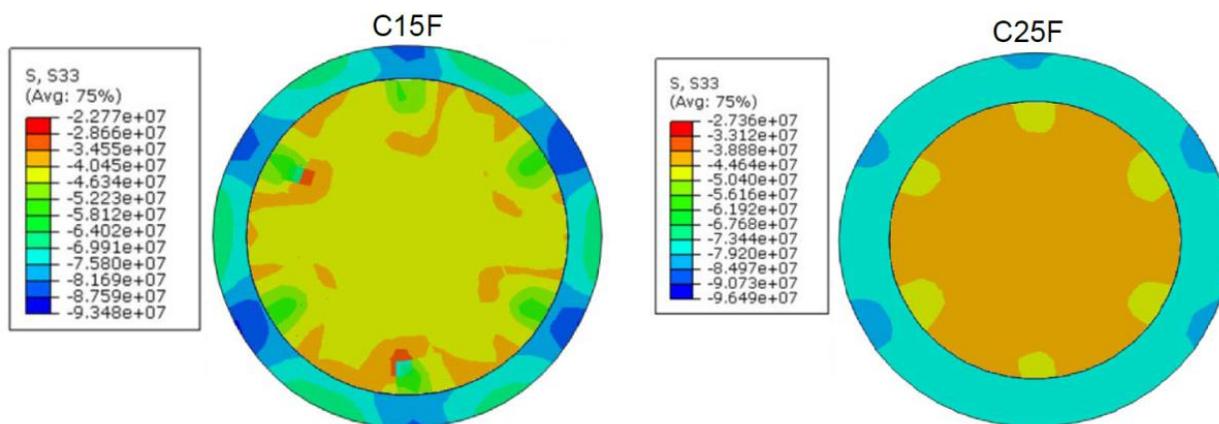
Enami (2017) observa que a deformação referente à resistência última dos pilares reforçados apenas com UHPFRC é muito semelhante à deformação do pilar de referência (CREF). O que demonstra que o reforço com esse material ajuda no controle de deformação do pilar, diferente do reforço feito com fibras de carbono. Outra questão é o fato de o modelo C15F possuir uma seção transversal menor do que o pilar de referência CREF, tendo o modelo C15F um

diâmetro de 17,2 cm e o CREF possuindo 19,2 cm, e mesmo assim apresentar um aumento de resistência de 75%.

É importante lembrar que o reforço dos modelos testados encamisou toda a altura do pilar. Ou seja, o reforço de UHPFRC não apenas auxiliou na resistência à compressão e deformação do pilar pelo confinamento, mas uma parcela representativa da contribuição é referente à resistência direta da camisa à compressão aplicada.

Para um melhor entendimento das tensões atuantes no pilar reforçado, Enami (2017) realizou simulações numéricas com o Software Abaqus. Conforme a Figura 4.10, o autor considera que a resistência à compressão última no concreto do núcleo do modelo numérico foi de aproximadamente 40 MPa para 1,5 cm de reforço e de aproximadamente 45 MPa para o reforço de 2,5 cm. Devido ao efeito de confinamento, ambos valores foram muito superiores à resistência original do concreto que era de 29,3 MPa. Nota-se também a resistência à compressão das camisas de reforço de UHPFRC, sendo considerado pelo autor como 76 MPa e 79 MPa para o reforço de 1,5cm e 2,5 cm respectivamente. Ambos os valores muito inferiores aos 125,9 MPa referentes à caracterização do material. Segundo Enami (2017), essa redução ocorre devido a camisa de UHPFRC estar submetida a um estado plano de tensão.

**Figura 4.10 – Tensão de Compressão referente à força última**

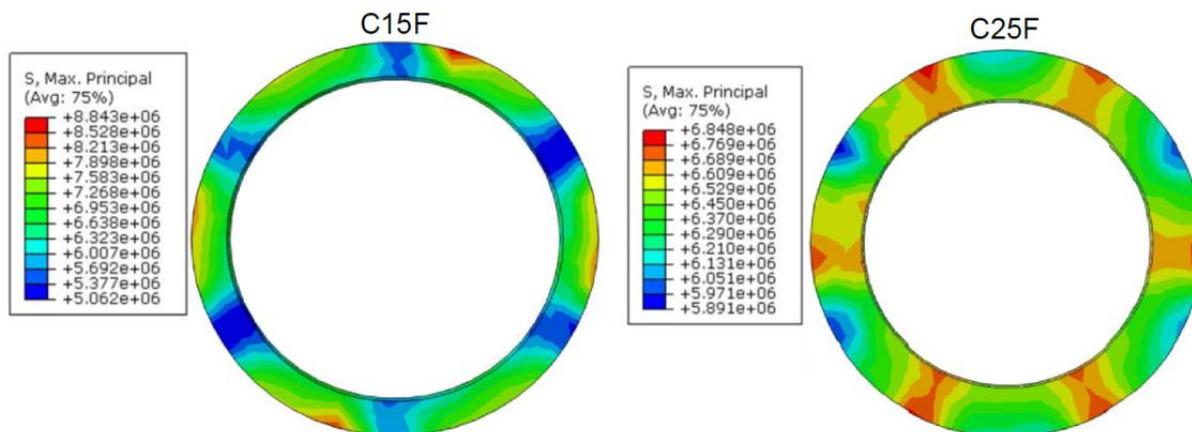


Fonte: Adaptado de Enami (2017)

A Figura 4.11 mostra que a resistência última à tração do UHPFRC também foi inferior ao valor encontrado nos ensaios de tração (17,9 MPa). Segundo Enami (2017) essa redução também

é justificada pelo estado plano de tensão ao qual o reforço está submetido. Os valores assumidos pelo autor são de uma resistência a tração média de 7 MPa para o C15F e de 6,4 MPa para o C25F.

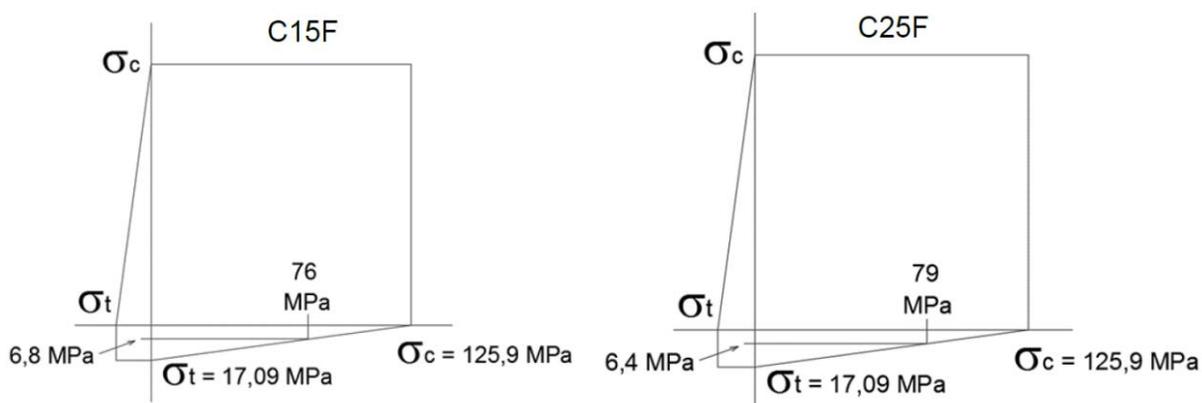
**Figura 4.11 – Tensão de Tração na camisa de UHPFRC referente à força última**



Fonte: Adaptado de Enami (2017)

Com esses valores Enami (2017) conclui que o modelo de ruptura de Mohr representa satisfatoriamente o comportamento da camisa de UHPFRC submetida ao estado plano de tensões, conforme mostra a Figura 4.12.

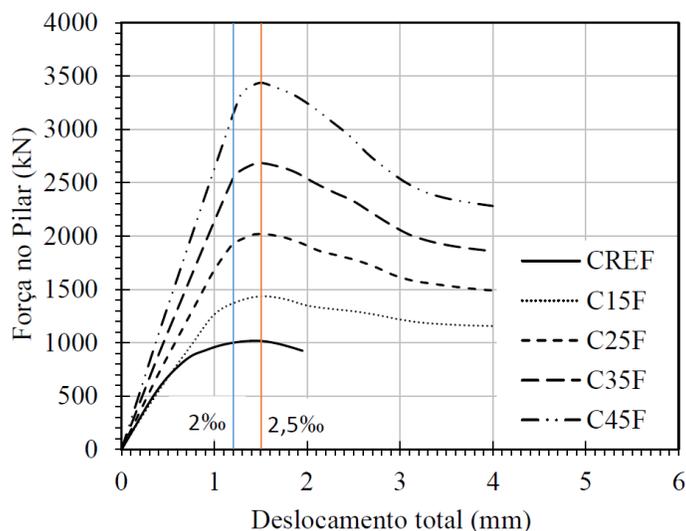
**Figura 4.12 – Critério de Ruptura de Mohr para a camisa de UHPFRC**



Fonte: Adaptado de Enami (2017)

Com a utilização do *Software Abaqus*, Enami (2017), simulou a influência do aumento da espessura da camada de reforço, acrescentando um modelo com 3,5 cm e um com 4,5 cm de reforço, os resultados da análise numérica estão apresentados na Figura 4.13.

**Figura 4.13 – Curvas numéricas para o aumento da espessura de UHPFRC**



O autor destaca que apesar de as deformações últimas dos pilares estarem em 2,5‰, a deformação última do concreto convencional não confinado foi de aproximadamente 2,0‰ no ensaio de caracterização, e que nas curvas da Figura 4.13 os pilares reforçados com espessuras maiores do que 2,5 cm mantiveram a mesma rigidez até a deformação de 1,2 cm, que corresponde ao valor de 2,0‰.

Como proposta para estimar a resistência do pilar reforçado com UHPFRC, Enami (2017), propôs limitar a deformação em 2,0‰. O método consiste em utilizar a curva força por deslocamento na compressão do UHPFRC para obter a tensão de compressão referente à deformação 2,0‰. Na posse desse valor, utilizar o critério de ruptura de Mohr para estimar a tensão de tração na camisa de reforço. Em seguida, calcula-se a pressão lateral provocada pelo reforço usando a Equação 4.23 do modelo de Abdollahi et. al (2012). Na sequência, calcula-se a pressão lateral efetiva provocada pelos estribos e somam-se ambas as parcelas de confinamento. Com o valor total de pressão lateral de confinamento, utiliza-se a Equação 4.25 para determinar a resistência do concreto confinado. Para finalizar, soma-se a resistência à compressão da camisa de UHPFRC, a parcela resistente das armaduras longitudinais e a resistência do concreto confinado (fcc). Os valores encontrados por Enami (2017) podem ser vistos na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1 – Comparação entre modelo experimental, numérico e teórico, Enami (2017)**

	C15 F	C25F	CCF35	CCF45
Força experimental última	1577,34	1860,43	-	-
Força numérica última	1434,99	2019,28	2685,36	3435,59
Força numérica referente a 0,2%	1362,05	1930,85	2540,34	3138,39
Força teórica referente a 0,2%	1383,63	1888,24	2441,78	3045,33
Relação entre a força teórica e a força numérica, referentes a 0,2%	101,58%	97,79%	96,12%	97,03%
Relação entre a força teórica (0,2%) e a força numérica última	96,42%	93,51%	90,93%	88,64%

Fonte: Enami (2017)

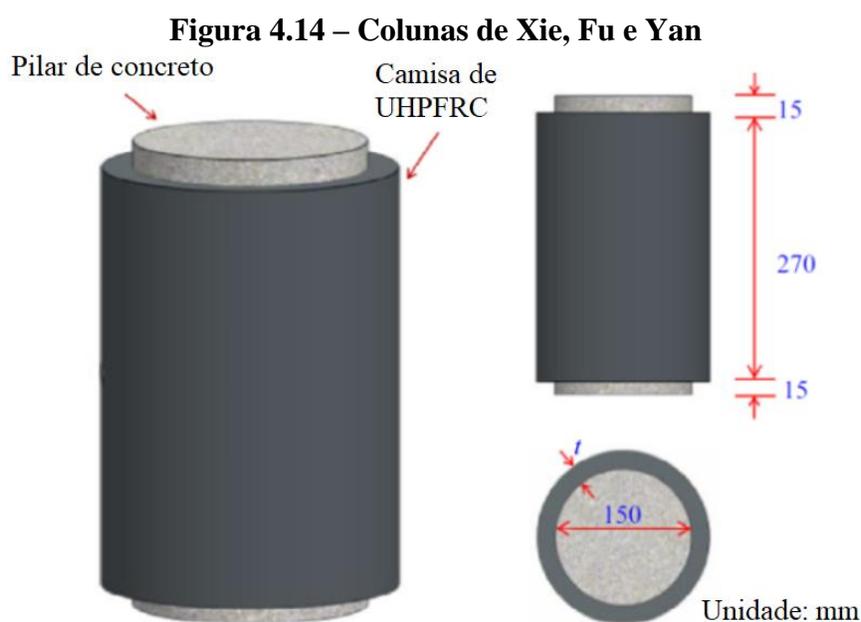
#### 4.2.5 Confinamento do concreto com UHPFRC por Xie, Fu e Yan (2019)

Xie, Fu e Yan (2019) testaram 18 colunas de concreto simples reforçadas com encamisamento de UHPC com fibras de aço. Fizeram 3 modelos cilíndricos com 15 cm de diâmetro utilizando um concreto com resistência a compressão de 41,3 MPa aos 28 dias. Usaram diferentes espessuras de reforço, sendo um modelo com 2 cm, um com 3 cm e outro com 4 cm de espessura. O UHPC utilizado no reforço alcançou uma resistência à compressão de 125 MPa e módulo de elasticidade de 48,9 GPa. Além dos modelos cilíndricos, também testaram um modelo quadrado de 15 cm de lado com reforço de 2 cm de espessura.

Com o objetivo de estudar o confinamento da coluna de concreto gerado pelo encamisamento de UHPFRC, os autores deixaram um espaçamento de 15 mm do topo e 15 mm da base da coluna. Dessa forma, a camisa não foi diretamente comprimida pela prensa, possibilitando o estudo do confinamento. Além do estudo experimental, também fizeram uma análise numérica utilizando o software Abaqus. A Figura 4.14 apresenta o modelo cilíndrico estudado.

Os pesquisadores concluíram que a cobertura de UHPFRC melhora o desempenho do pilar, aumentando a resistência última, a deformação última e a ductilidade do cilindro de concreto. Constataram que as tensões máximas aplicadas, bem como suas respectivas deformações,

aumentam com o aumento da espessura do reforço. Para os reforços de 20, 30 e 40 cm as colunas de concreto tiveram uma média de aumento na resistência de 14,9%, 27,5% e 46,4%, respectivamente. As deformações também aumentaram em 20,3%, 45,4% e 68,0%, conforme o Figura 4.15. Nota-se também, nos resultados de Xie, Fu e Yan (2019), que o acréscimo da resistência tem uma relação quase linear em relação ao aumento da espessura da camada de UHPFRC.

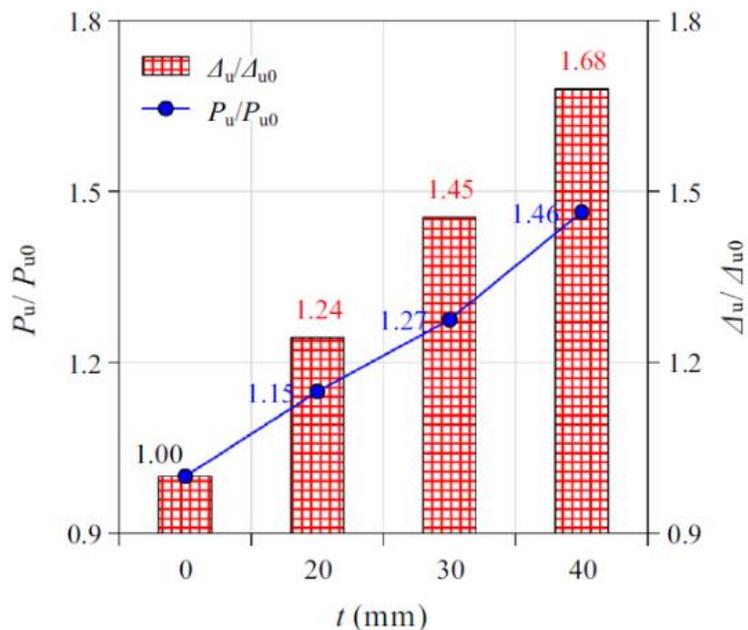


Fonte: Xie, Fu e Yan (2019)

A Figura 4.16 apresenta as curvas da deformação lateral dos cilindros na direção radial (*hoop strain*). As medidas foram feitas por extensômetros posicionados horizontalmente na face externa do reforço (curvas “a” da figura) e extensômetros posicionados na face do cilindro interno de concreto comum (curvas “b”). O Gráfico mostra que quando chega a 60% da resistência última o comportamento da deformação transversal muda de linear para não linear, nesse ponto a deformação radial da jaqueta de UHPFRC equivale à tensão do limite elástico do material obtido nos testes de tração direta. Portanto, a partir desse ponto o confinamento do UHPFRC começa a se comportar de forma não linear. Nota-se também que a curva do extensômetro posicionado na coluna de concreto é semelhante à do revestimento de UHPFRC. Outra característica é o fato de a deformação lateral da coluna de concreto ser maior do que a da face externa da camisa de

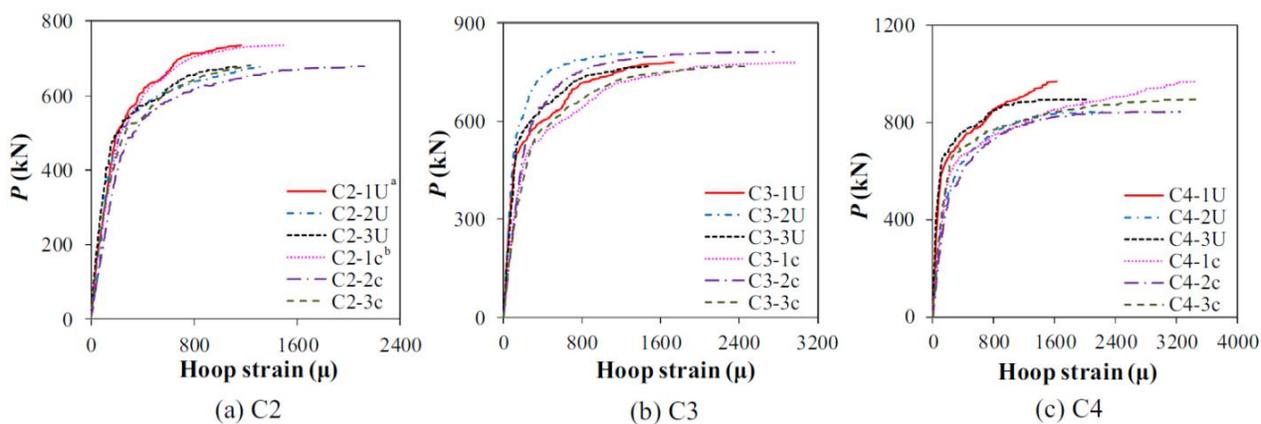
UHPFRC, ou seja, o extensômetro interno se deformou mais do que o externo, sendo mais visível esse comportamento quando aumenta a espessura do reforço. Portanto, pode-se concluir que a espessura do reforço influencia no comportamento da tensão na camisa de UHPFRC (XIE, FU E YAN, 2019).

**Figura 4.15 – Influência da espessura da camisa de reforço no carregamento último  $P_u$**



Fonte: Xie, Fu e Yan (2019)

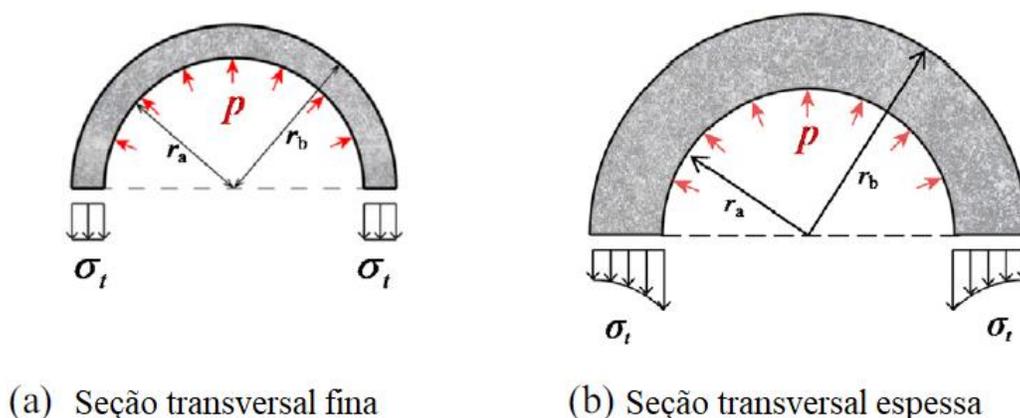
**Figura 4.16 – Deformação lateral por compressão axial**



Fonte: Xie, Fu, Yan (2019)

Conforme apresentado na Figura 4.16, a espessura da camada de reforço é importante para o confinamento. Assim, Xie, Fu e Yan (2019) propõem um modelo para o confinamento usando uma camisa de concreto de UHPFRC considerando uma distribuição de tensão variável na espessura da camisa, conforme a Figura 4.17.

**Figura 4.17 – Tração no material confinante**



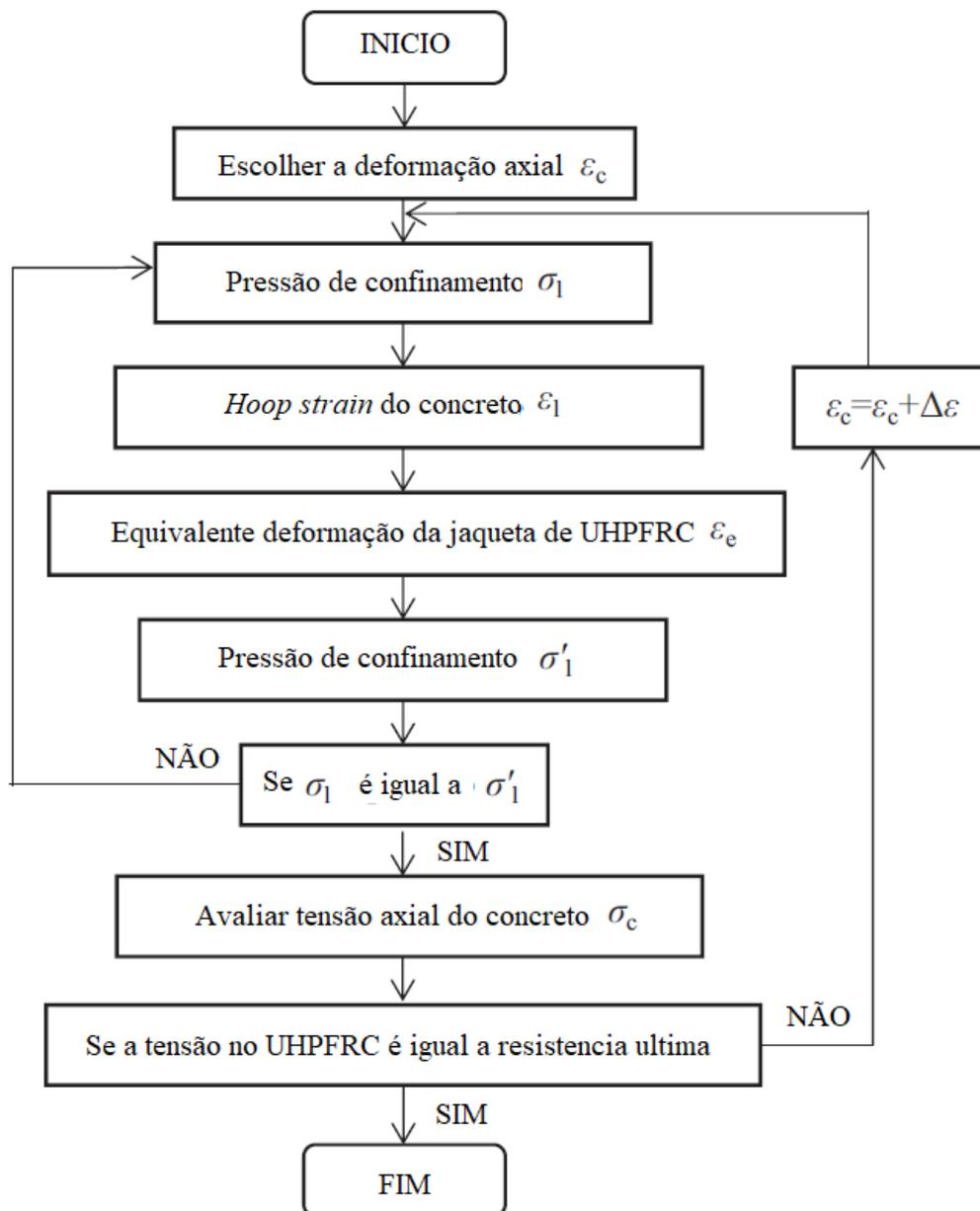
Fonte: Adaptado de Xie, Fu e Yan (2019)

Para considerar a distribuição variável da tensão na camisa de UHPFRC os autores calculam uma deformação efetiva na camisa de reforço usando a Equação 4.26. Com o valor da deformação efetiva ( $\varepsilon_e$ ) usam a curva de tensão na tração por deformação para determinar qual a tensão de tração referente à essa deformação calculada. E assim, calculam a tensão de confinamento.

$$\varepsilon_e = \frac{\int_{r_a}^{r_b} \varepsilon_0 dr}{r_b - r_a} = \varepsilon_l \left[ \frac{(1 - 2\mu) + \frac{r_b}{r_a}}{(1 - 2\mu) - \frac{r_b^2}{r_a^2}} \right] \quad 4.26$$

O modelo proposto por Xie, Fu e Yan (2019) trata-se de um modelo iterativo, conforme apresentado no fluxograma da Figura 4.18. A sequência apresentada é um procedimento para a obtenção de uma previsão da curva tensão por deformação do concreto confinado.

**Figura 4.18 – Modelo de confinamento de Xie, Fu e Yan (2019)**



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

No modelo proposto por Xie, Fu e Yan (2019) inicialmente adota-se uma tensão axial para uma pressão de confinamento e determina a deformação radial (*hoop strain*) usando a Equação 4.27. Trata-se da equação sugerida por Teng et al. (2007) para relacionar as deformações transversais e longitudinais do concreto confinado com FRP. Teng et al. (2007) sugeriram a

utilização de  $\alpha=1$  e  $\beta=8$ . No entanto, para a utilização com camisas de UHPFRC, Xie, Fu e Yan (2019) concluíram que a utilização de  $\alpha=1$  e  $\beta=2$  se adequa mais aos resultados encontrados experimentalmente.

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} = 0,85 \cdot \left( \alpha + \beta \cdot \frac{\sigma_l}{f'_{co}} \right) \cdot \left\{ \left[ 1 + 0,75 \cdot \left( \frac{-\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}} \right) \right]^{0,7} - \exp \left[ -7 \cdot \left( \frac{-\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}} \right) \right] \right\} \quad 4.27$$

Na sequência, sabendo o valor da deformação lateral do concreto confinado ( $\varepsilon_l$ ), calcula-se a deformação efetiva ( $\varepsilon_e$ ) da camisa usando a equação 4.26. Assim é possível encontrar o valor da tensão efetiva ( $\sigma_e$ ) da camisa de UHPFRC que é a tensão equivalente ao valor de  $\varepsilon_e$  na curva de tensão por deformação à tração do material. Com o valor da tensão efetiva é possível o cálculo da tensão de confinamento ( $\sigma_l$ ) com a Equação 4.28. O valor obtido deve ser igual ao valor adotado inicialmente. Caso os valores não sejam semelhantes, deve-se retornar ao passo inicial, conforme mostrado na Figura 4.18. Caso sejam semelhantes, então a pressão de confinamento que a camisa consegue gerar foi encontrada.

$$2 \cdot \sigma_e \cdot (r_b + r_a) = r_a \cdot \int_0^\pi \sigma_l \cdot \text{sen}\theta \cdot d\theta \quad 4.28$$

Para determinar o valor da resistência à compressão ( $f'_{cc}^*$ ) utiliza-se a Equação 4.29 proposta por Teng et al. (2007), onde sua respectiva deformação  $\varepsilon_{cc}^*$  é determinada pela Equação 4.17 fornecida por Mander et al. (1998). No entanto, essa tensão e essa deformação não representam o valor gerado pelo confinamento causado pela camisa de UHPFRC.

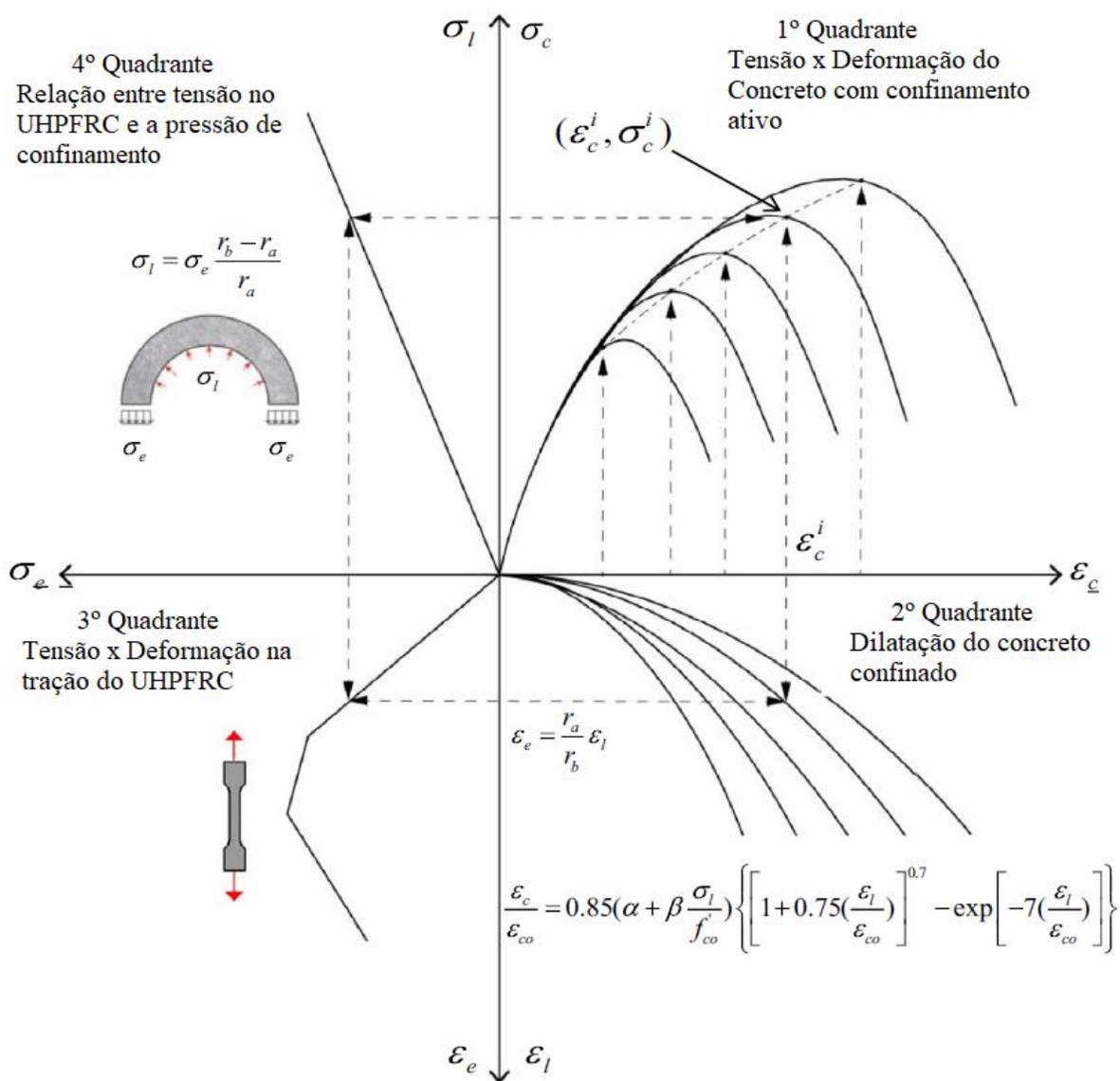
$$\frac{f'_{cc}^*}{f'_{co}} = 1 + 3,5 \cdot \frac{\sigma_l}{f'_{co}} \quad 4.29$$

Com o valor de  $f'_{cc}^*$  e  $\varepsilon_{cc}^*$  traça-se uma curva de tensão por deformação do concreto confinado usando a equação 4.15, definida por Popovics (1973). Durante o processo iterativo usando a equação 4.27 foi determinado um valor de deformação  $\varepsilon_c$  no início da iteração conforme a Figura 4.18. Esse valor representa a deformação referente à tensão máxima resistida pelo concreto confinado. Portanto a resistência à compressão do concreto confinado ( $f_{cc}$ ) é o valor

correspondente à deformação  $\varepsilon_c$  na curva gerada com os valores de  $f_{cc}^*$  e  $\varepsilon_{cc}^*$  usando a equação de Popovics (1973).

Em resumo, o modelo de confinamento proposto baseia-se na iteração entre 4 curvas, a curva tensão por deformação do concreto confinado, a expansão lateral em relação à compressão axial, a tensão de tração por deformação do material confinante, e a relação entre a tração na camisa de UHPFRC e a pressão lateral. Essa iteração pode ser vista na Figura 4.19.

**Figura 4.19 – Curvas do modelo de confinamento de Xie, Fu e Yan (2019)**



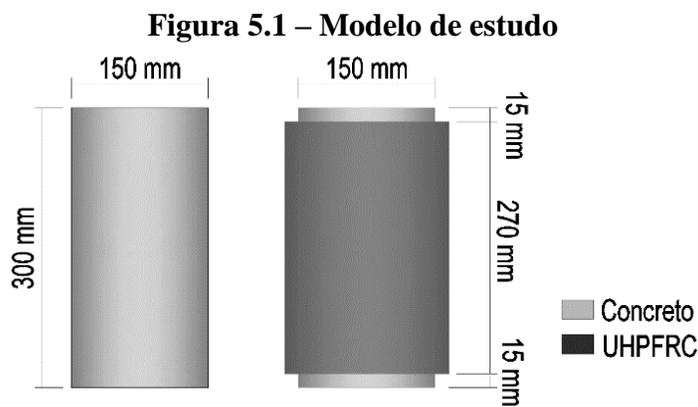
## 5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Para possibilitar o estudo do comportamento da camisa de reforço e verificar quais modelos de confinamento são adequados para prever a resistência do concreto confinado por uma camisa de UHPFRC, os seguintes procedimentos foram realizados no trabalho:

1. Definição do modelo de estudo (item 5.1) e programa experimental (item 5.1.2)
2. Determinação do traço do concreto convencional e do UHPFRC (item 5.2);
3. Produção dos modelos de estudo e amostragem para caracterização. (Item 5.3);
4. Procedimentos de ensaio e aquisição de resultados. (item 5.4).

### 5.1 MODELOS DE ESTUDO

Foi estudado o confinamento do concreto e o comportamento da camisa de UHPFRC utilizando ensaios de compressão axial realizados em modelos de estudo conforme a Figura 5.1. Os modelos adotados consistem em núcleos cilíndricos de concreto com diferentes classes de resistências, sendo eles da classe C25, C40 e C60, com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura reforçados com UHPFRC. Para cada uma das resistências do concreto do núcleo foram utilizadas 3 diferentes configurações com relação ao reforço, sendo um modelo sem reforço (chamado de modelos de referência, MR), um modelo com 2,5 cm de reforço de UHPFRC e outro modelo com 3,5 cm de espessura de UHPFRC. A camisa de reforço possuía apenas 27cm de altura, ficando assim 1,5cm de distância da base e do topo do corpo cilíndrico do núcleo.



O modelo adotado tem como objetivo estudar o ganho de resistência gerado apenas pelo confinamento causado pela camisa de UHPFRC. Por isso optou-se por um reforço que não recebesse diretamente a solicitação de compressão da prensa de ensaio. Foi executado um reforço com uma folga de 1,5cm nas duas extremidades. A variação na resistência do núcleo tem como objetivo verificar se a resistência de concreto influencia na eficiência do confinamento, ou se o acréscimo de resistência depende apenas da tensão de confinamento gerado pela camisa.

Com os resultados obtidos experimentalmente foram avaliados modelos de confinamento quanto a sua capacidade de prever a resistência do concreto confinado. Os modelos de confinamento testados foram o modelo de Richart et al. (1928), Mander et al. (1998), Cusson e Paultre (1993) e e Abdulahi et al. (2012), além de mais duas equações propostas neste trabalho. O estudo referente aos modelos de confinamento está detalhado no capítulo 7.

### **5.1.1 Instrumentação dos modelos de estudo**

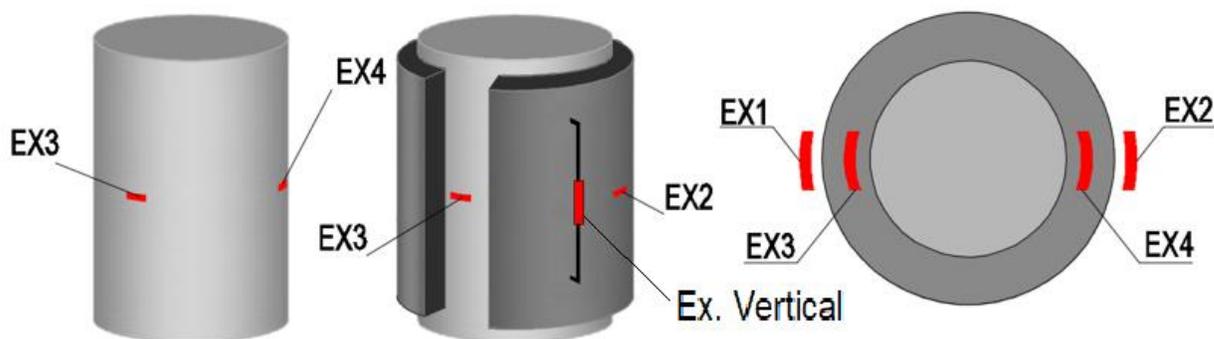
Para um melhor entendimento do comportamento da camisa feita de UHPFRC foram colocados extensômetros unidirecionais em alguns modelos ensaiados. Os extensômetros foram posicionados perpendicularmente ao sentido de aplicação de força, na metade da altura do cilindro de concreto, para medir a deformação transversal. Foram utilizados extensômetros unidirecionais do modelo KC-70-120-A1-11 da empresa Kyowa conectados a terminais T-F7 da Kyowa.

Foram instrumentados 12 exemplares de modelos reforçados. Cada exemplar possuía 4 extensômetros instalados dois a dois, um na face do concreto do núcleo e um na face externa do reforço de UHPFRC, conforme a Figura 5.2. Posicionados cada dupla à face oposta à qual foi posicionada a outra dupla de extensômetros.

Os extensômetros posicionados internamente têm como objetivo comparar a deformação na interface entre o núcleo e o UHPFRC com a deformação externa do reforço. Assim é possível verificar a distribuição de deformação na camisa de reforço para uma melhor interpretação do comportamento da camisa de UHPFRC.

No momento do ensaio foram adicionados 2 extensômetros verticais aos modelos. Além dos extensômetros, 2 transdutores de deslocamento foram acoplados à prensa para verificação do deslocamento, conforme será explicado em 5.4.2.

**Figura 5.2 – Instrumentação dos modelos de estudo**



### 5.1.2 Programa experimental

O desenvolvimento do trabalho experimental envolveu inicialmente o estudo do traço para o concreto do núcleo, estudo de traço para o concreto da camisa de reforço e um estudo de moldagem e compactação para o material do reforço. Esses resultados preliminares estão apresentados no capítulo 5.2.

Após a definição dos traços, foram confeccionados 45 núcleos cilíndricos de concreto, sendo 15 para cada uma das três classes de resistência adotadas (C25, C40 e C60). Desses 45 cilindros de concreto, 8 exemplares de cada resistência (24 exemplares ao todo) foram encamisados com UHPFRC, sendo 4 deles reforçados com 2,5cm de UHPFRC e 4 reforçados com 3,5cm de UHPFRC, conforme a Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 – Total de modelos de concretados**

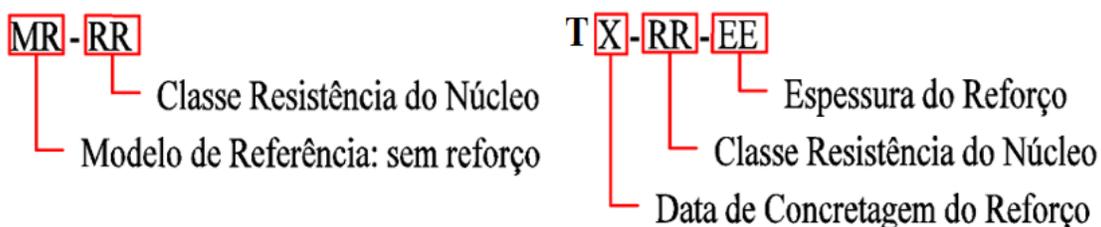
Classe	Sem reforço	Reforço de 25mm	Reforço de 35mm	Total
C25	7	4	4	15
C40	7	4	4	15
C60	7	4	4	15
Total	21	12	12	45

A concretagem das camisas dos modelos estudados foi feita em 4 dias distintos. Para simplificar a interpretação dos dados foi adotado uma nomenclatura para os modelos onde é considerada a data da concretagem (1<sup>a</sup>, 2<sup>a</sup>, 3<sup>a</sup> ou 4<sup>a</sup> traço), a classe do concreto do núcleo e a

espessura da camisa de UHPFRC, conforme a Figura 5.3 e a Tabela 5.2. Os modelos de referência são chamados de MR-25, MR-40 e MR-60, para a classe C25, C40 e C60 respectivamente.

Os 12 modelos reforçados que foram instrumentados são os referentes à terceira e quarta concretagem. Portanto, todos os modelos T3 e T4 possuem extensômetros instalados conforme apresentado no item 5.1.1.

**Figura 5.3 – Nomenclatura adotada para os modelos**



**Tabela 5.2 – Definição dos modelos**

Concretagem 1- 29/24/2020			Concretagem 2 - 01/05/2020		
Reforço	Núcleo	Nomenclatura	Reforço	Núcleo	Nomenclatura
25 mm	C25	T1-25-25	25 mm	C25	T2-25-25
	C40	T1-40-25		C40	T2-40-25
	C60	T1-60-25		C60	T2-60-25
35 mm	C25	T1-25-35	35 mm	C25	T2-25-35
	C40	T1-40-35		C40	T2-40-35
	C60	T1-60-35		C60	T2-60-35
Concretagem 3 - 03/05/2020			Concretagem 4 - 05/05/2020		
Reforço	Núcleo	Nomenclatura	Reforço	Núcleo	Nomenclatura
25 mm	C25	T3-25-25	25 mm	C25	T4-25-25
	C40	T3-40-25		C40	T4-40-25
	C60	T3-60-25		C60	T4-60-25
35 mm	C25	T3-25-35	35 mm	C25	T4-25-35
	C40	T3-40-35		C40	T4-40-35
	C60	T3-60-35		C60	T4-60-35

## 5.2 DETERMINAÇÃO DOS TRAÇOS PARA OS CONCRETOS

A determinação dos traços dos concretos utilizados é separada em dois estudos, o estudo para o concreto do núcleo feito utilizando uma betoneira de 320 litros e o estudo de traços para o UHPFRC utilizando uma argamassadeira (Figura 5.4). É importante observar que, apesar da verificação do traço para o concreto de ultra alto desempenho ser feito em uma argamassadeira, o reforço dos pilares foi executado utilizando a betoneira de 320 litros.

**Figura 5.4 – Equipamentos usados para mistura**



### 5.2.1 Traços para os concretos do núcleo

Foram desenvolvidos três traços com diferentes resistências, sendo elas aproximadamente 25, 40 e 60 MPa. Os traços foram elaborados com cimento CP V – ARI da marca Cauê, brita 01 e areia coletada na região de Maringá-PR, com massa específica de  $2,66\text{g/cm}^3$ . Para os concretos C25 e C40 foi utilizado o plastificante CEMIX da marca Vedacit com densidade de  $1,22\text{g/cm}^3$ , composto por Lignosulfanatos e isento de cloretos. Para o concreto de 60 MPa foi utilizado o superplastificante ADVA CAST 585 (o mesmo usado para o concreto de ultra alto desempenho).

Os traços foram determinados utilizando os Ábacos de dosagem para concretos com materiais da região Noroeste do Paraná determinados por Assunção (2002). O trabalho de

Assunção (2002) possui diversos ábacos de dosagem para diferentes composições de agregado e diferentes valores de Slump Test. Para essa pesquisa foram usadas as curvas para concreto convencional com brita 01 e areia fina considerando um Slump de  $60\pm 10$ mm. Os valores obtidos nas curvas foram adaptados para se adequarem aos agregados, ao cimento CP V – ARI, ao plastificante e ao superplastificante que diferem dos materiais utilizados por Assunção (2002). Além de que, o Slump também difere das curvas de Assunção (2002), sendo para esse trabalho utilizado um Slump de  $80\pm 10$ mm para os concretos com 25 e 40 MPa, e  $150\pm 10$ mm para o concreto de 60 MPa com superplastificante.

A execução do Slump test seguiu a NBR NM 67:1998, a cura foi feita em câmara úmida conforme especificado pela NBR 5738:2015. Para o ensaio de caracterização à compressão foram seguidas as diretrizes da NBR 5739:2018.

Os traços para os concretos C25, C40 e C60 bem como o valor do Slump test para cada uma das misturas estão resumidas na Tabela 5.3.

**Tabela 5.3 – Consumo ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ), traço e Slump para concreto C25, C40 e C60**

	Cimento	Areia	Brita 01	Água	Aditivo	Slump(cm)
C25	290,13	830,59	1076,78	185,68	0,87	8.5
	Traço em massa: 1 : 2,861 : 3,71 : 0,68 : 0,003					
C40	401,43	733,67	1090,58	172,62	1,20	8.5
	Traço em massa: 1 : 1,825 : 2,715 : 0,43 : 0,003					
C60	470,14	696,23	1076,68	164,546	2,82	-
	Traço em massa: 1 : 1,48 : 2,29 : 0,35 : 0,006					

Os traços apresentados na Tabela 5.3 referem-se aos mesmos traços utilizados na execução dos modelos de estudo. Observa-se que, antes da concretagem dos núcleos dos pilares as misturas foram testadas. A composição do C25 e C40 tiveram a mesma resistência e Slump na etapa de testes e na concretagem dos modelos de estudo. O traço C60 obteve Slump de 150 cm durante a fase de teste, no entanto, apresentou um comportamento fluido na concretagem dos cilindros que seriam usados no estudo, não apresentando Slump. Apesar disso a resistência do C60 foi similar à obtida durante os testes. Os valores das resistências à compressão aos 14, 28 e 110 dias e o módulo de elasticidade aos 28 e 110 dias estão resumidos na Tabela 5.4 e Tabela 5.5.

Os concretos foram caracterizados aos 110 dias por ser a data logo após o ensaio dos modelos de estudo. É importante observar que os três traços foram concretados em dias diferentes e, portanto, a idade de 110 dias é referente à idade do traço C25 e a idade real do C40 e C60 na caracterização após o ensaio dos modelos reforçados é de 108 e 106 dias, respectivamente. A idade do concreto C25 foi adotada para as 3 resistências para simplificar a apresentação de dados.

**Tabela 5.4 – Resistência a compressão do concreto do núcleo**

Idade	C25		C40		C60	
	Exemplares	Média	Exemplares	Média	Exemplares	Média
14 Dias	24,00	24,85	45,70	42,75	60,10	59,05
	25,70		39,80		58,00	
28 Dias	25,80	26,20	42,50	43,36	61,80	64,64
	25,81		41,40		65,20	
	26,10		43,80		69,90	
	25,71		47,87		60,84	
	27,58		41,21		65,47	
	28,13*		49,03*		37,03*	
110 Dias <sup>1</sup>	28,83	29,24	46,17	48,00	66,24	65,31
	28,67		48,74		61,62	
	29,23		47,03		63,70	
	29,65		47,15		70,43	
	29,81		50,92		64,54	
	26,30*		52,58*		47,62*	

\* - Valores não utilizados para o cálculo da resistência média. Desconsiderado o valor com maior erro em relação à média de todos os valores.

<sup>1</sup> – A idade de 110 dias é apenas a idade do C25, o C40 e C60 foram ensaiados com 108 e 106 dias, respectivamente.

**Tabela 5.5 – Módulo de elasticidade concreto do núcleo**

Idade	C25		C40		C60	
	Exemplares	Média	Exemplares	Média	Exemplares	Média
28 dias	27,67	27,92	39,20	38,04	40,25	40,81
	24,81		37,07		39,40	
	31,28		37,87		42,78	
110 dias <sup>1</sup>	24,75	23,97	36,83	35,57	36,76	35,35
	24,35		30,73		34,21	
	22,68		39,15		35,09	

<sup>1</sup> – A idade de 110 dias é apenas a idade do C25. O C40 e C60 foram ensaiados com 108 e 106 dias, respectivamente.

## 5.2.2 Traço do UHPFRC

Para a definição da mistura do UHPFRC utilizado na camisa de reforço foi feito um estudo prévio com objetivo de adaptar um traço já existente de forma a deixá-lo mais trabalhável sem prejudicar muito sua resistência. Como ponto inicial foi escolhido o traço sugerido por Vanderlei (2004) detalhado na Tabela 5.6. Vanderlei (2004) obteve resistência à compressão superior a 160 MPa aos 28 dias sem utilizar cura térmica seguindo as recomendações de Richard et al (1996) e utilizando a equação de empacotamento de Andreassen Modificado, apresentados nos itens 2.1 e 2.3.1.1.

**Tabela 5.6 – Traço para UHPFRC, em massa, sugerido por Vanderlei (2004)**

Cimento	1
Areia Fina	1,101
Pó de Quartzo	0,235
Sílica Ativa	0,246
Super Plastificante	0,030
água	0,20

Fonte: Vanderlei (2004).

### 5.2.2.1 Estudo de traço para o UHPFRC

O estudo para o traço do UHPFRC consistiu na variação da quantidade de pó de quartzo e de água da mistura e na avaliação de métodos de moldagem dos corpos de prova. Em relação ao pó de quartzo foram testados traços com 0,5%, 0,33% e 0,25% da quantidade utilizada na composição original de Vanderlei (2004). Optou-se por reduzir o pó de quartzo visando atingir maior fluidez, devido a necessidade de preencher a camisa de reforço de 2,5cm de espessura. Para a água verificou a sensibilidade da resistência e da trabalhabilidade obtida pelo concreto para o acréscimo de 0,02 e 0,04 no fator água/cimento. Em relação à moldagem foram feitos corpos de prova com vibração, utilizando mesa vibratória e vibrador de imersão, e sem vibração. Ainda foram testadas concretagens com aplicação de pressão e sem aplicação de pressão na moldagem do corpo de prova.

Os testes ocorreram inicialmente sem fibras de aço, e posteriormente com adição de fibras nas misturas mais trabalháveis. Para a produção do UHPFRC foi utilizado o Cimento CP V-ARI da marca Cauê, areia fina da mineração Jundu com diâmetro médio de 0,28mm, e diâmetro máximo de 0,6mm, extraída na região de Descalvo-SP. O pó de quartzo utilizado, também fornecido pela empresa Mineração Jundu, possui grãos com diâmetros menores do que 0,045mm. A Figura 5.5 apresenta os materiais usados no UHPFRC.

Para possibilitar a redução do fator água/cimento foi usado o superplastificante ADVA CAST 585. A linha ADVA trata-se de uma linha de aditivos superplastificantes à base de policarboxilatos e livre de cloretos da empresa GRACE.

**Figura 5.5 – Materiais usados no UHPFRC**



A fibra de aço usada possuía 13mm de comprimento, com diâmetro de 0,2 mm e resistência à tração de 2850 MPa produzido pela empresa Ganzhou Daye Metallic Fibers Co. Ltda. A porcentagem de fibra adotada para a mistura é de 2% do volume. Esse volume é suficiente para a obtenção de um comportamento à tração satisfatório, sem comprometer muito a fluidez da mistura, conforme apresentado no Capítulo 2.2.4.

O processo de produção do UHPFRC seguiu os procedimentos apresentados por Vandelei (2004) para a obtenção de uma mistura com melhor eficiência:

1. Efetuar a mistura de todo o material seco utilizando um misturador eficiente até que fique disperso e aparentando estar homogêneo. O tempo de mistura varia de acordo com a eficiência do misturador. Na falta de um misturador eficiente, utilizar um saco plástico para homogeneizar a mistura manualmente antes de adicioná-la ao misturador.

2. Diluir o superplastificante em água e adicionar em pequenas doses na mistura homogeneizada, na sequência, manter o misturador em velocidade máxima por 2 minutos. Devido à eficiência do misturador usado neste trabalho, o tempo de mistura rápida foi de 4 minutos.
3. Após 4 minutos de mistura em velocidade alta com água e superplastificante, deve-se manter o misturador em velocidade baixa até atingir a consistência esperada. Essa etapa deve durar aproximadamente 5 minutos. Neste trabalho esse tempo variou entre 2 e 5 minutos.

Portanto, conforme sugerido por Vanderlei (2004), inicialmente fez-se uma homogeneização manual dos componentes. Essa homogeneização era feita agitando um saco plástico com o material da mistura por 2 minutos. Na sequência utilizou-se um misturador mecânico realizando a mistura do material seco em velocidade lenta por 2 minutos e depois em velocidade alta por mais 2 minutos. Para não perder parte da matéria fina a argamassadeira foi envolvida com um plástico conforme a Figura 5.6.

**Figura 5.6 – Estudo do traço do UHPFRC**



Após a mistura dos componentes (cimento, areia, pó de quartzo e sílica ativa), adicionou-se a parcela de água referente a um fator de água/cimento ( $a/c$ ) de 0,20 com o superplastificante diluído, a adição da água ocorreu com o misturador em velocidade lenta. Na sequência, deixou o misturador em velocidade alta por 5 minutos. Nessa etapa, conforme a mistura ganhava consistência era feito acréscimo de água levando a mistura para um fator  $a/c$  de 0,22 ou 0,24.

Após 5 minutos mudou-se a velocidade do misturador de alta para lenta e misturou por no mínimo 2 minutos ou até a mistura chegar à consistência esperada. Para os traços com fibra de aço

a adição ocorreu após a obtenção de uma boa consistência. As fibras eram colocadas aos poucos com a argamassadeira em velocidade lenta.

Na sequência, moldou-se os corpos de prova para o ensaio de compressão. Diferentes métodos foram testados para a moldagem, sendo eles a aplicação ou não de pressão utilizando sacos plásticos de confeitaria e a utilização ou não de vibração. A Figura 5.7 apresenta o método aplicando vibração com uma mesa vibratória e o método com aplicação de pressão. Após a moldagem os corpos de prova foram protegidos com uma cobertura de plástico (Figura 5.8) e levados à câmara úmida, sendo desformado após dois dias de cura. Para cada teste eram confeccionados 6 corpos de prova.

**Figura 5.7 – Estudo dos métodos de moldagem**



**Figura 5.8 - Corpos de prova preparados para cura**



A Tabela 5.7 resume os resultados obtidos durante os testes dos traços. Nota-se que a resistência do traço inicial adotado ficou muito abaixo do valor encontrado por Vanderlei (2004). Os 3 três possíveis motivos são a diferença nos materiais, a eficiência do misturador utilizado e os equipamentos usados para moldagem dos corpos de prova. A influência do misturador na resistência do UHPFRC será percebida comparando o resultado da mistura feita na betoneira de 320 litros para a execução do reforço com os valores obtidos nos testes feitos na argamassadeira.

Os métodos de vibração testados não apresentaram resultados satisfatórios. A utilização da mesa vibratória e a utilização de vibrador de imersão resultaram em valores de resistência superiores ao traço sem nenhum método de moldagem, no entanto apresentaram muita variação nos resultados. A aplicação de pressão para a moldagem dos corpos de prova foi feita usando sacos de confeitaria. O método de aplicação de pressão produziu resultados mais consistentes, no entanto não demonstrou acréscimo na resistência quando comparado aos corpos de prova apenas vibrados.

**Tabela 5.7 – Estudo de traços UHPFRC e suas resistências**

	Início	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Teste 4	Teste 5	Teste 6	Teste 7	Teste 8
Cimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Areia	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Pó de Quartzo	0,235	0,118	0,078	0,059	0,059	0,118	0,078	0,078	0,059
Sílica Ativa	0,246	0,246	0,246	0,246	0,246	0,246	0,246	0,246	0,246
SP*	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Água	0,2	0,24	0,24	0,24	0,22	0,24	0,22	0,024	0,22
Fibra	0%	0%	0%	0%	0%	2%	2%	2%	2%
Resistência (MPa)	107,4	124,4	123,2	104,1	109,4	128,9	122,8	115,9	120,8

Considerando que os diferentes testes não obtiveram uma grande variação na resistência entre eles aos 28 dias, foi escolhido o traço com 1/3 de pó de quartzo do traço original por possuir uma boa trabalhabilidade. Sendo adotado inicialmente a composição referente ao Teste 6 da Tabela 5.7 com 0,22 de fator água/cimento. No entanto, durante a mistura do UHPFRC para a concretagem do reforço feito na betoneira foi necessário modificar o fator a/c para 0,23 e o superplastificante para 0.046. Portanto, o traço (em massa) utilizado na confecção do reforço dos modelos de estudo é 1:1.1:0.078:0.246:0.046:0.23:0.183, conforme mostrado na Tabela 5.8.

### 5.2.2.2 Produção do UHPFRC para o reforço

O concreto de ultra alto desempenho utilizado no reforço foi produzido em uma betoneira de 320 litros, o traço usado está detalhado na Tabela 5.8. O procedimento de mistura segue as mesmas etapas adotadas no estudo de traços para o UHPFRC.

Inicialmente fez-se uma pré-mistura dos materiais de forma manual usando 35 sacos plásticos (Figura 5.9). Cada saco era misturado por 2 minutos. Após a pré-mistura manual, o material seco era misturado na betoneira por mais 4 minutos, sem acrescentar água. Para não perder o material fino a boca da betoneira foi tampada. Antes de adicionar o material seco a betoneira foi imprimada com uma pasta de cimento com a mesma relação água/cimento usada no traço de UHPFRC.

**Tabela 5.8 – Traço usado para o reforço**

Componentes	Traço	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento	1	850,76
Areia	1,1	935,84
Pó de Quartzo	0,078	66,64
Sílica	0,246	209,29
Superplastificante	0,046	39,14
Água	0,23	195,68
Fibra	0,183	156,00

**Figura 5.9 - Materiais pré-misturados para 1 concretagem**



A adição de água após a homogeneização dos componentes aconteceu em 3 etapas. Inicialmente, adicionou-se uma quantidade de água referente à 0,20 de fator água/cimento misturado com superplastificante. Após 2 minutos de mistura, foi acrescentado mais água levando o fator a/c a 0,22. Após mais 5 minutos de mistura, adicionou-se mais água obtendo um fator a/c de 0,23 e manteve a betoneira ligada até alcançar a consistência desejada. Essa etapa demorava aproximadamente 10 minutos, com a betoneira posicionada na maior inclinação possível. Em seguida eram adicionadas as fibras de aço aos poucos na mistura. O procedimento total era concluído em aproximadamente 25 minutos.

Foram moldados corpos de prova para o ensaio de compressão usando vibração com vibrador por imersão e corpos de prova sem vibração, nos dois usando aplicação de pressão. Ambos apresentaram resistências similares demonstrando que o método de vibração não influenciou na resistência à compressão. No entanto, todos os modelos do ensaio de tração foram vibrados e notou-se uma influência da vibração por imersão nas placas submetidas à flexão. Portanto, considera-se inadequada a utilização de vibradores de imersão para concretagem de elementos feitos de UHPFRC sujeitos à tração ou flexão. A influência da vibração no corpo de prova do ensaio de flexão será mostrada no capítulo 5.4.1.1 juntamente com os resultados dos ensaios.

A resistência média à compressão obtida com esse procedimento foi de 102 MPa, e módulo de elasticidade de 41,85 GPa, os valores dos ensaios de compressão dos corpos de prova estão apresentados no Anexo A. Nota-se que a resistência obtida foi inferior à resistência do Teste 6 e Teste 7 que são traços similares ao que foi feito na betoneira. A diferença entre os traços é a quantidade de água, sendo um fator água/cimento de 0,22 e 0,24 para os traços do Teste 6 e 7, respectivamente, e 0,23 para o traço feito na betoneira. Os Testes 6 e 7 alcançaram uma resistência de 122 MPa e 115 MPa. A resistência de 102 MPa, inferior à do traço com 0,24 de fator água cimento, mostra a influência do método de mistura para a resistência desse tipo de concreto.

A determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade foi feita conforme as normas da ABNT. Para a obtenção da resistência à tração média foi utilizado o ensaio de flexão com 4 pontos conforme as recomendações da AFCG (2013), sendo realizado dois processos iterativos inversos conforme explicados nos capítulos 3.1 e 3.2. O procedimento usado para determinar a resistência à tração está mais bem detalhado no Capítulo 5.4.1. A Tabela 5.9 resume

os valores de resistência do UHPFRC usado para o reforço. A resistência à tração possui dois valores, sendo um para cada espessura de reforço testado. Essa distinção se dá devido ao método usado para caracterizar o material à tração explicado no Capítulo 5.4.1.

**Tabela 5.9 – Características mecânicas do concreto usado como reforço**

Resistência à Compressão (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
102,0	7,75 para espessura de 2,5 cm	41,85
	9,15 para espessura de 3,5 cm	

### 5.3 PRODUÇÃO DOS MODELOS DE ENSAIO

Foram produzidos 45 corpos de prova de 15cm de diâmetro por 30 cm de altura, sendo 15 para cada classe de concreto adotado (C25, C40 e C60). Desses 45 corpos de prova, 4 exemplares de cada resistência foram reforçados com uma camisa de 2,5cm de espessura e 4 exemplares com 3,5cm de espessura, totalizando 24 modelos reforçados. Os reforços ocorreram em 4 dias diferentes conforme mostrado na Tabela 5.2. Os modelos reforçados na 3ª e 4ª concretagem foram instrumentados com extensômetros conforme explicado em 5.1.1.

#### 5.3.1 Produção dos Núcleos de C25, C40 e C60

Os núcleos foram feitos com formas cilíndricas de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura usando os traços descritos no capítulo 5.2.1. Após a concretagem eles passaram por processo de cura em câmara úmida por 28 dias. Na sequência, 4 modelos de cada classe de concreto foram instrumentados. Desses 4, dois foram reforçados com 2,5cm de camisa de UHPFRC e dois foram reforçados com 3,5cm de espessura.

A instrumentação dos núcleos consistiu em 2 extensômetros unidirecionais posicionados na metade da altura do modelo e diametralmente opostos. Esses extensômetros estavam posicionados na direção transversal ao sentido de aplicação do carregamento, para medir a deformação transversal do concreto (Figura 5.10). Para o procedimento de instrumentação a

superfície do concreto foi preparada com aplicação de massa plástica. Os extensômetros que foram encobertos pelo reforço receberam duas camadas de proteção, sendo elas a aplicação de silicone neutro e a fixação de fita de auto fusão sobre a camada de silicone.

Juntamente com a concretagem dos núcleos também foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm para a obtenção da resistência à compressão e do módulo de elasticidade aos 28 dias e aos 110 dias. Os valores de resistência e de módulo obtidos estão apresentados na Tabela 5.4 e Tabela 5.5 do capítulo 5.2.1.

### **5.3.2 Procedimento de reforço dos modelos de estudo**

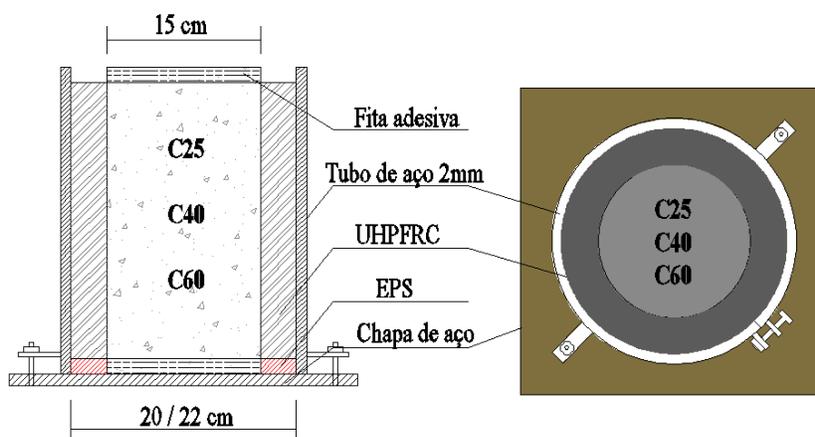
Para fazer o reforço de 2,5 cm e de 3,5 cm foram confeccionadas formas cilíndricas com 20cm e 22cm de diâmetro interno com chapas metálicas de 2mm de espessura, conforme a Figura 5.10 e Figura 5.11. Foram colocadas placas de EPS com 1,5cm de espessura na base da forma para deixar uma folga entre a base do corpo de prova e o início do reforço. A 1,5cm do topo e da base foram coladas fitas adesivas antes da execução do reforço e colados sacos plásticos no topo e na base dos cilindros de concreto para facilitar a limpeza dessa região após a concretagem. Para manter o núcleo fixo no centro da forma, durante a concretagem, foram usados pontaletes de madeira com a espessura igual à do reforço. Esses pontaletes eram fixados apenas até a altura de 1,5cm livre de reforço. Antes da execução do reforço, a superfície do núcleo de concreto foi escarificada usando uma escova de aço. A escarificação foi feita no sentido longitudinal do corpo de prova, ou seja, a superfície foi tratada movimentando a escova de aço no sentido da base para o topo e vice versa.

O programa experimental possuiu um total de 24 corpos de prova reforçados, sendo 12 modelos com 2,5 cm de espessura e 12 com 3,5cm. A execução dos reforços ocorreu em 4 concretagens. Em cada concretagem foram reforçados 2 núcleos de cada classe de resistência, sendo um com 2,5cm de reforço e outro de 3,5cm. Portanto, para fazer o reforço foram necessários um total 3 formas de 20x30cm e 3 formas de 22x30cm.

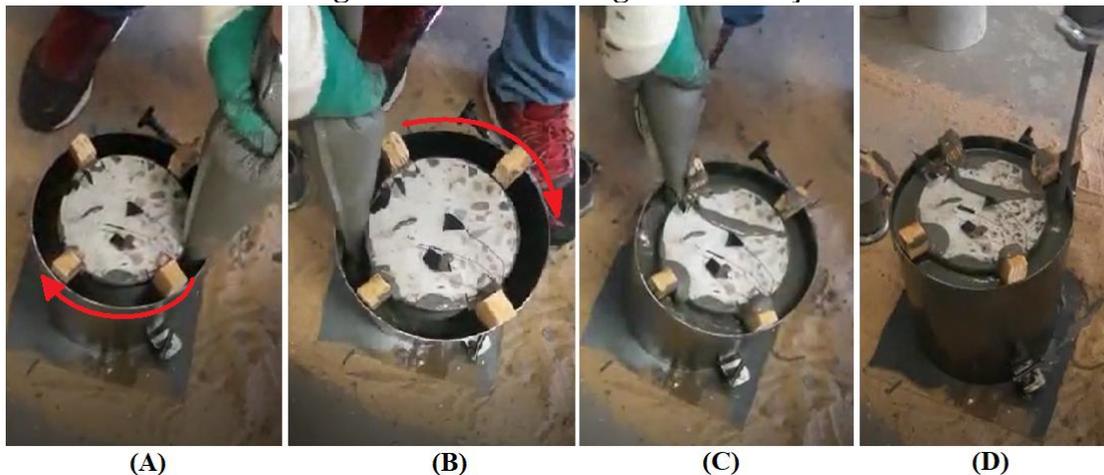
**Figura 5.10 – Núcleo preparado para concretagem**



**Figura 5.11 – Forma de moldagem**



A produção do concreto de ultra alto desempenho, usado no reforço, está detalhada no capítulo 5.2.2.2. A concretagem da camisa foi feita utilizando sacos plásticos de confeitaria. Os sacos eram comprimidos fazendo o UHPFRC sair por um furo na ponta, assim reduzia-se os vazios da mistura e gerava uma melhora no alinhamento das fibras. Para manter as fibras na direção mais favorável à solicitação de tração da camisa a concretagem foi executada de forma circular. Durante a concretagem, conforme o saco plástico era pressionado, a posição da ponta onde saía o concreto era movimentada em um único sentido, conforme a Figura 5.12. Com esse procedimento, as fibras adotaram uma distribuição mais favorável para auxiliar na resistência à tração. Logo após a concretagem de cada modelo foi utilizado um vibrador de imersão para eliminar falhas de concretagem da camisa, conforme a Figura 5.12 (D).

**Figura 5.12 - Concretagem do reforço**

Durante a concretagem dos reforços, foram moldados corpos de prova para caracterização do concreto. A moldagem dos corpos de prova para ensaio de tração e compressão seguiram metodologias similares à usada para o encamisamento para manter a distribuição das fibras similar à do reforço. Portanto, para ambos os corpos de prova (cilíndrico para compressão e a placa prismática para a obtenção tração) foi utilizado o saco plástico de confeitaria para a concretagem. No caso das placas usadas para a tração, a concretagem foi feita movimentando a saída do concreto do saco plástico de uma extremidade até a outra, assim foi gerado uma distribuição similar à obtida nos modelos de estudo. Os corpos de prova para caracterização do concreto também foram vibrados com o mesmo método utilizado para o reforço.

As formas para a caracterização do UHPFRC à tração foram feitas de madeira com as dimensões aconselhadas pela AFGC (2013). As formas possuíam a mesma espessura da camisa de reforço, Figura 5.13, sendo dois modelos, um com 2,5cm de espessura e um com 3,5 cm de espessura.

Os modelos concretados e os corpos de prova para caracterização foram desformados e colocados em câmara úmida dois dias após a concretagem. Na sequência, foram instrumentados um dia antes do ensaio à compressão.

**Figura 5.13 – Concretagem corpos de prova para compressão e flexão**



**Figura 5.14 – Modelos Reforçados**



#### 5.4 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO E OBTENÇÃO DE DADOS

A etapa de aquisição de resultados consistiu nos ensaios dos modelos reforçados e na caracterização dos materiais. A caracterização foi feita com ensaio de compressão simples do concreto do núcleo e do concreto do reforço seguindo a NBR 5739:2018 e ensaio para obtenção do módulo de elasticidade seguindo a NBR 8522:2017. Para o UHPFRC do reforço também foi realizado o ensaio de flexão por 4 pontos seguindo a AFGC (2013) para obtenção da resistência à tração. Os modelos de estudo de 15x30 cm, com reforço e sem reforço, seguiram um procedimento de ensaio não normativo, conforme será descrito no decorrer desse capítulo.

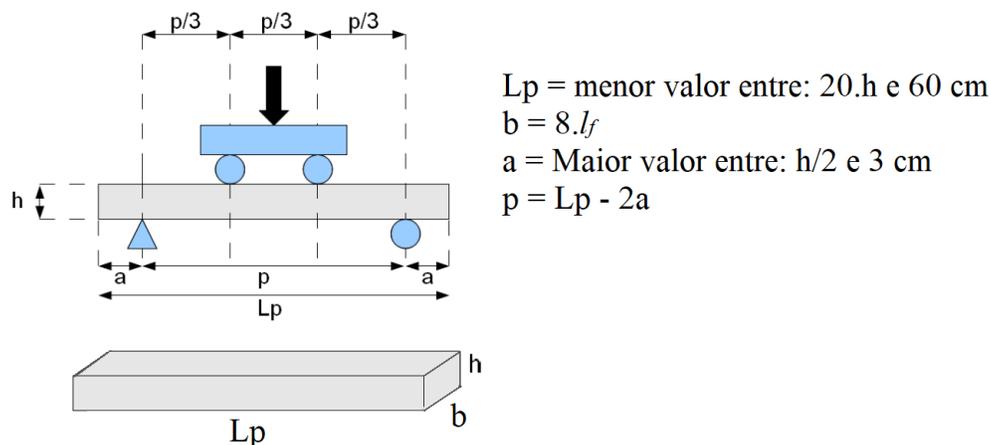
As resistências à compressão e os módulos de elasticidade dos concretos estão mostrados na Tabela 5.4, Tabela 5.5 e Tabela 5.9.

#### 5.4.1 Ensaio de flexão para obtenção da tração do UHPFRC

Para a obtenção da resistência à tração do concreto de ultra alto desempenho foram concretados 2 corpos de prova prismáticos de 2,5cm e 2 prismas de 3,5cm para cada um dos quatro dias de concretagem da camisa. Portanto, foram ensaiados 8 corpos de prova de 2,5 cm e 8 corpos de prova de 3,5 cm.

Foram adotadas placas de UHPFRC com diferentes espessuras para representar de forma mais próxima possível a distribuição das fibras na camisa e no corpo de prova. O anexo 4 da AFGC (2013) recomenda a utilização de placas de concreto cujas medidas do comprimento do prisma ( $L_p$ ) e da largura ( $b$ ) estão definidas na Figura 5.15, e a espessura ( $h$ ) deve ser igual à espessura da estrutura real ou igual a 3 vezes o comprimento das fibras. É recomendado pela associação francesa a espessura igual à do objeto a ser concretado, no caso de não ter especificado essa espessura deve-se usar  $h=3.l_f$ , onde  $l_f$  é o comprimento da fibra de aço usada.

**Figura 5.15 – Ensaio de flexão por 4 pontos para elementos finos**



Fonte: Adaptado AFGC (2013)

A Figura 5.15 apresenta a configuração de ensaio recomendado pela AFGC (2013), no entanto, devido às limitações do equipamento disponível, o ensaio executado nessa pesquisa possuía um vão ( $p$ ) de apenas de 45cm e a distância entre a aplicação das forças de 15 cm.

O ensaio de flexão em 4 pontos foi feito com um suporte Yoke, conforme a Figura 5.16 e Figura 5.17, em uma prensa Instron Modelo AC6.08 com aplicação de força controlada pelo

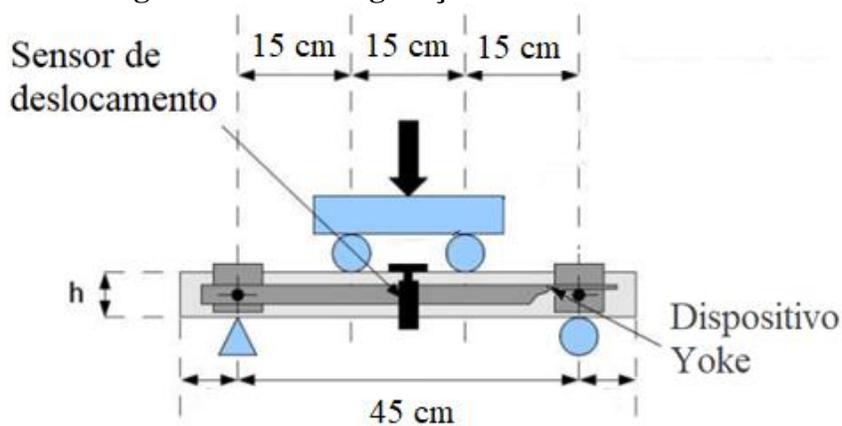
deslocamento do pistão, sendo o mesmo configurado a uma taxa de deslocamento de 0.25 mm/min. O ensaio foi executado até um deslocamento de 6mm.

Os dados coletados foram tempo, força, deslocamento e deflexão. A deflexão era medida no meio do vão, a uma frequência de 5Hz, por um transdutor de deslocamento fixado no suporte Yoke, conforme mostrado na Figura 5.16 e Figura 5.17.

**Figura 5.16 – Ensaio de flexão por 4 pontos**



**Figura 5.17 – Configuração do ensaio de flexão**

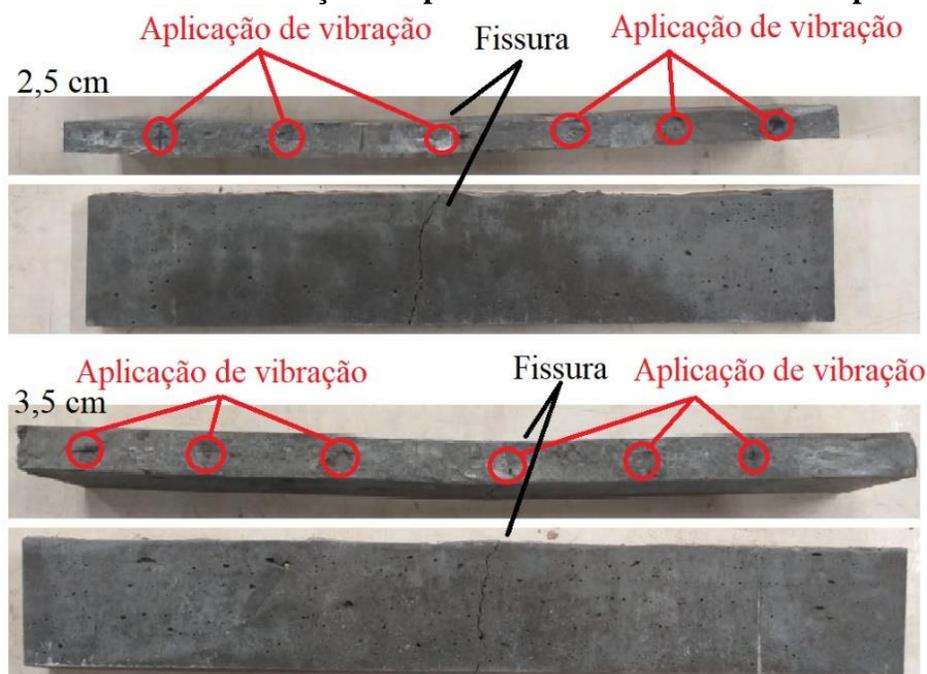


Fonte: Adaptado AFGC (2013)

#### 5.4.1.1 Resultados do Ensaio de Flexão por 4 pontos

As placas de UHPFRC apresentaram apenas uma fissura principal, ou seja, não possuíram um comportamento de fissuração de um UHPFRC com características *Hard strain-hardening*. A fissuração dos corpos de prova apareceu na região onde foi aplicada a vibração por imersão, isso mostra que a utilização desse método de moldagem não é aconselhado para elementos finos de UHPFRC submetidos à tração ou flexão. A Figura 5.18 mostra uma placa de 2,5cm e uma com 3,5 cm de espessura, as marcações em vermelho apontam a região onde foi inserido o vibrador. A maioria dos corpos de prova apresentaram a fissura na região onde foi efetuado a vibração igual mostrado na Figura 5.18. Apesar de a vibração ter influenciado no comportamento das placas, é considerado que o corpo de prova representa bem o comportamento da camisa de UHPFRC, pois ambos foram concretados e vibrados com os mesmos métodos de moldagem.

**Figura 5.18 – Padrão de fissuração das placas do ensaio de flexão em 4 pontos**



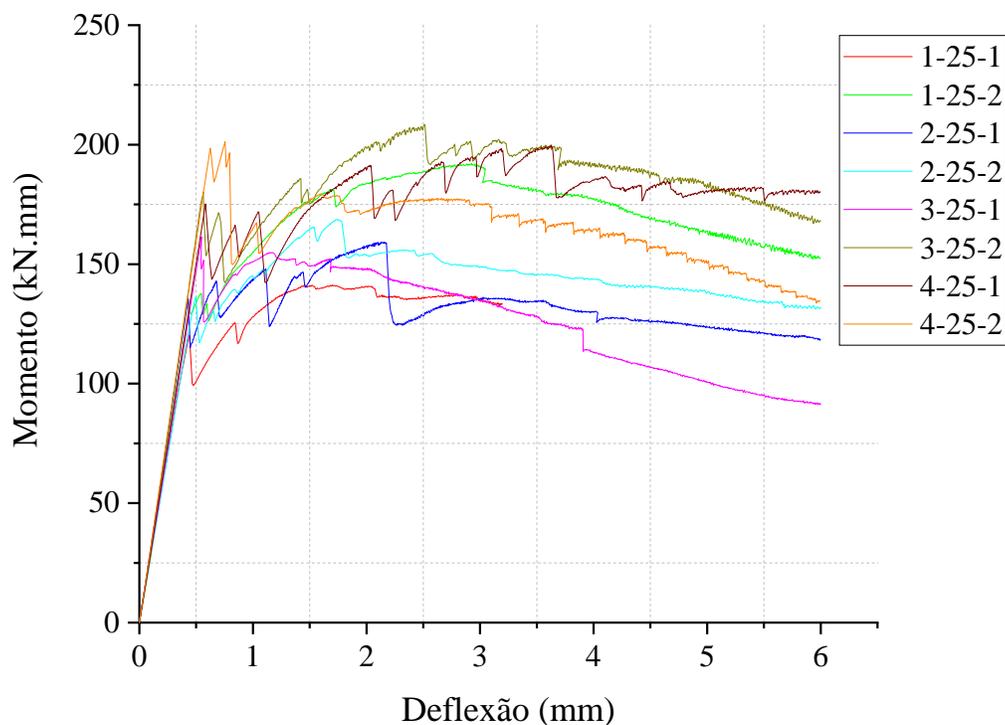
A Figura 5.19 e Figura 5.20 apresentam as curvas de Momento por Deflexão das placas com 2,5cm e 3,5cm, respectivamente. Conforme explicado, para cada uma das 4 concretagens foram retiradas duas amostras para cada espessura do corpo de prova. Portanto, a nomenclatura

adotada para apresentação dos dados resume as informações referentes à concretagem, à espessura da placa e o número do exemplar, por exemplo o corpo de prova 1-25-2 refere-se a um corpo de prova extraído da primeira concretagem, com 25 mm de espessura, onde o último número varia entre 1 e 2 por serem duas amostras para cada tipo.

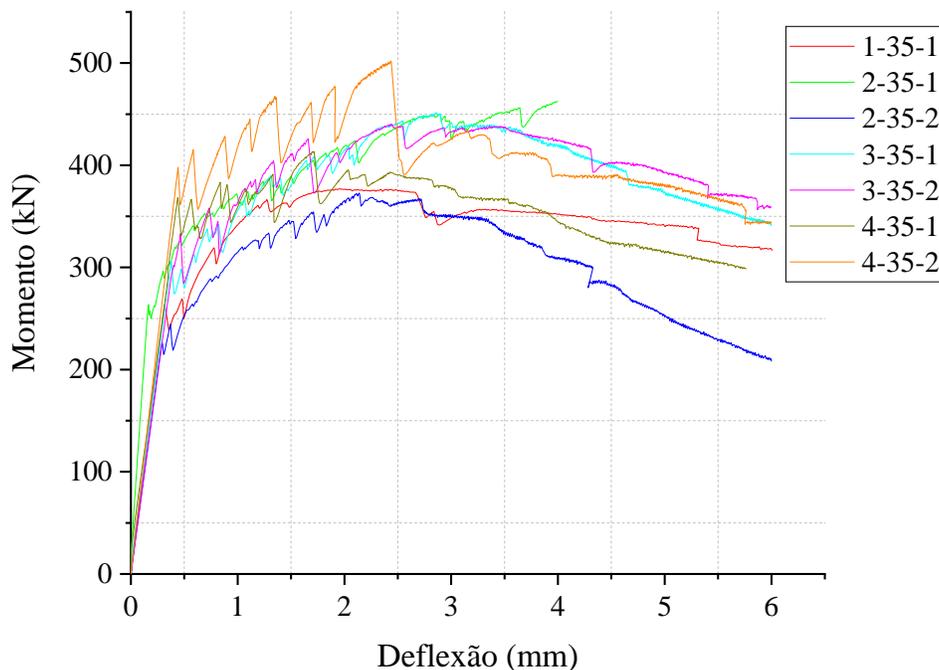
A espessura de 35 mm possui apenas 7 exemplares, pois perdeu-se os valores do corpo de prova 1-35-2 devido a uma falha no procedimento experimental.

O método para a obtenção da curva de tensão por deformação usando a curva momento-deflexão consiste em dois procedimentos iterativos sugeridos na AFGC (2013), conforme explicados no capítulo 3.1. Os procedimentos usados nesse trabalho serão mais bem detalhados no capítulo 5.4.1.2.

**Figura 5.19 – Gráfico de Momento x Deflexão para placas de 25mm de espessura**



**Figura 5.20 - Gráfico de Momento x Deflexão para placas de 35mm de espessura**



#### 5.4.1.2 Procedimento Para Obtenção da Resistência Média à Tração

Este capítulo detalha a metodologia usada para determinar a curva de tensão na tração por deformação do UHPFRC.

O método para obtenção da tração usado nesta pesquisa consiste em 2 procedimentos iterativos aplicados na curva Momento por Deflexão ( $Mx\delta$ ) resultante do ensaio de flexão em 4 pontos. O primeiro procedimento é feito para determinar a curvatura da placa submetida à flexão, e o segundo procedimento usa a curvatura para determinar a resistência à tração do UHPFRC.

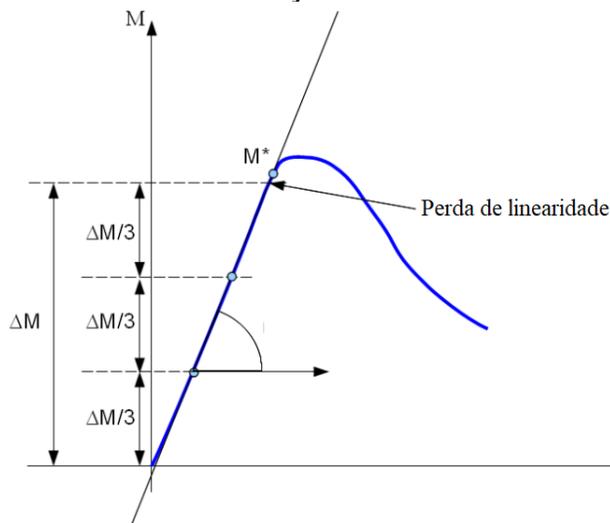
Para executar os dois procedimentos sugeridos pela AFGC (2013) foi criada uma planilha em Excel com uma rotina programada para fazer os cálculos iterativos. Os dados iniciais para a rotina de cálculo eram o vão entre os apoios, a distância entre os pontos de aplicação da força, a espessura e a largura da placa. Também é necessário fornecer os pontos da curva Momento por Deflexão. A Figura 5.21 mostra a interface da planilha desenvolvida, as regiões circuladas em azul mostram os dados de entrada.

Figura 5.21 – Planilha de cálculo da resistência à tração do UHPFRC

		Calculo iterativo Tensão x Deformação - NÃO MODIFICAR!											
		Momento	Curvatura	alfa	Tensão	Def	Soma N	Soma M	Normal	Momento	M-M		
Atualizar		-522893.2423	-0.00027064	0.851154	-2.0467957	0.011748272	-0.105523361	-0.000606457	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
Curvatura				0.851154	#DIV/0!	0	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
Tensão x Def.											0		
DADOS GRÁFICOS													
DADOS LABORATÓRIO						Gráfico Tensão x Def		VERIFICAÇÃO DOS VALORES					
Força (N)	deflexao (mm)	Momento (N.mm)	Curvatura Xn (-mm)	LN alfa	Tensão N/mm2	Deform. mm/mm	Soma N	Soma M	Normal kN	Momento kN.mm	Dif M-M		
d.Força (mm)	76	0	0	0	0.5	0E+00	0	0	0	0	0		
Vão (mm)	229	0	0	0	0.5	0E+00	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0		
espessura (mm)	51	0	0	0	0.5	0E+00	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0		
base (mm)	51	-54.1883	-0.001478975	-4145.404569	-2.9045E-07	0.644307	0.145433	9.544E-06	-6.94008E-07	-4.41574E-12	0	-4143.3	-2.10534
Informações													
Usar Shear?1-S	0	-700.129	-0.007066459	-53559.84572	-1.5033E-06	0.451135	3.334433	3.45868E-05	-4.42669E-05	-1.13253E-09	0	-53585.4	25.592
M. lim.el	340	-263.982	-0.002611159	-20194.61569	-4.7788E-07	0.493115	0.250308	1.20181E-05	-3.81536E-06	-5.90048E-11	-9.09495E-13	-20194.5	-0.0788
Def. M.lim.el	0.07	-1024.55	-0.013458847	-78378.06916	-2.7524E-06	0.502033	3.798602	7.04707E-05	-0.00012215	-5.94993E-09	0	-78377.3	-0.81787
DM/3	113.33333	-1368.78	-0.017828648	-104711.7491	-3.4064E-06	0.486216	7.206644	8.44678E-05	-0.000199171	-1.19723E-08	0	-104713	1.043374
2DM/3	226.66667	-1610.08	-0.021058368	-123171.2745	-3.7184E-06	0.470862	14.573564	8.92944E-05	-0.000251733	-1.65533E-08	0	-123172	0.666295
dDM/3	0.0233333	-1997.42	-0.030949219	-152802.3544	-5.8263E-06	0.499416	-4.374855	0.000148396	-0.000553113	-4.68552E-08	0	-152801	-1.72229
2dDM/3	0.0466667	-2366.42	-0.034689323	-181031.3124	-6.2355E-06	0.484954	44.740797	0.000154221	-0.000670687	-6.47842E-08	0	-181035	3.609284
Slope	4857.1429	-2882.08	-0.041785899	-220479.3712	-7.4731E-06	0.480604	-23.394988	0.000183172	-0.000979679	-1.12151E-07	0	-220483	3.83172
E (N/mm2)	48109	-2642.49	-0.038059855	-202150.1429	-6.4704E-06	0.472816	39.829530	0.000156024	-0.000756594	-7.81995E-08	0	-202153	2.933919
		-2169.55	-0.031667467	-165970.6137	-5.5107E-06	0.474284	-21.276526	0.000133297	-0.000545763	-4.50703E-08	0	-165971	-0.0004

Antes de iniciar o procedimento, primeiro é necessário determinar o módulo de elasticidade na própria curva  $Mx\delta$ . Para determinar o módulo de elasticidade a AFGC (2013) sugere determinar o ponto da perda de proporcionalidade ( $M^*$ ) na curva  $Mx\delta$  (Figura 5.22) e dividir a reta entre o ponto (0,0) e ( $M^*, \delta^*$ ) em 3 partes iguais. O módulo de elasticidade é tido como o resultado da multiplicação da inclinação da reta traçada entre  $\Delta M/3$  e  $2\Delta M/3$  multiplicado por  $(23.p^2)/(216.b.h^3/12)$ .

Figura 5.22 – Determinação do módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado AFGC (2013)

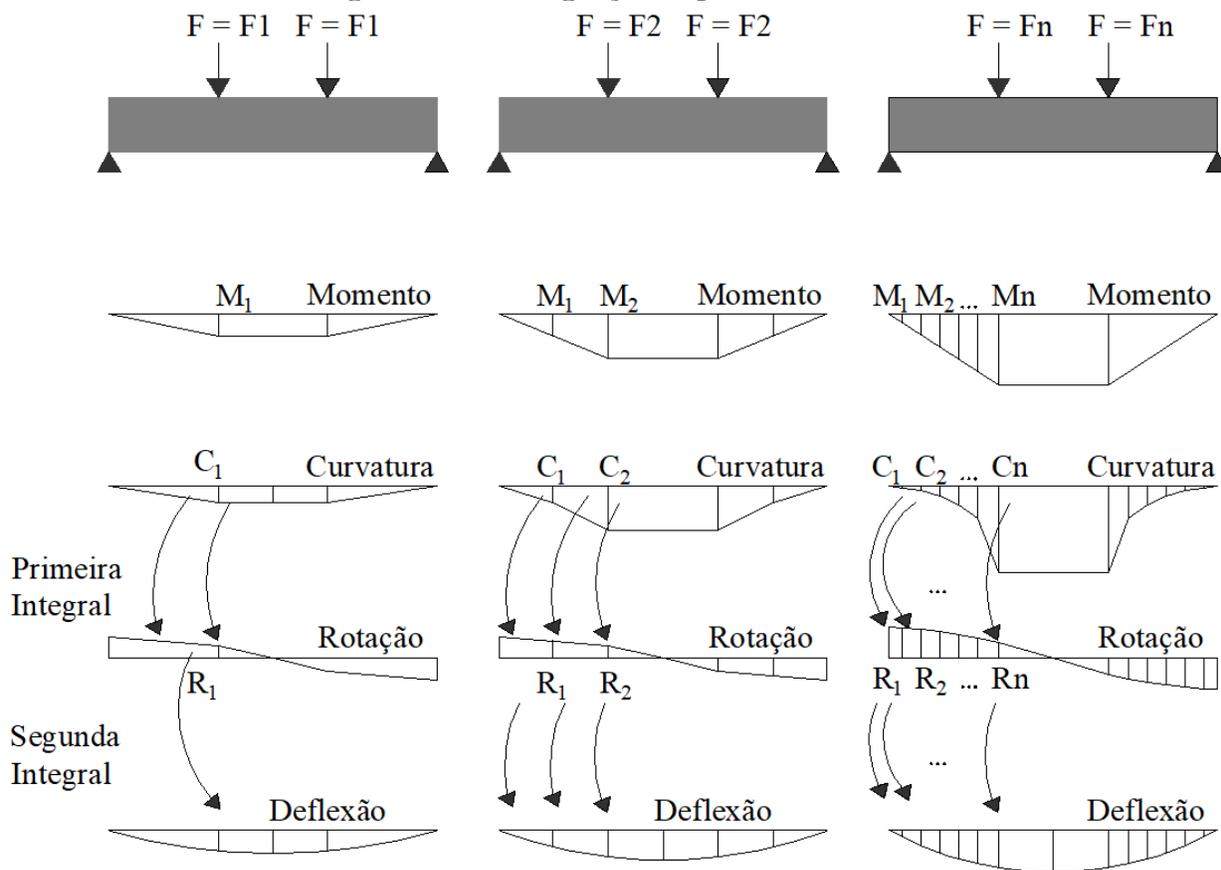
Com todos os dados necessários, o procedimento inicia-se determinando o valor da curvatura para cada ponto da curva ( $M \times \delta$ ). A recomendação da AFGC (2013), Baby et al. (2013) e de Graybeal e Baby (2019) é a utilização do processo iterativo mostrado na Figura 3.8 para o cálculo da curvatura. Esse procedimento é feito de forma inversa, ou seja, adota-se um valor arbitrário para a curvatura e após integrar duas vezes a curvatura adotada o resultado deve ser o valor da deflexão medida experimentalmente. Caso o valor encontrado não se aproxime ao valor da deflexão o processo deve ser repetido para outro valor de curvatura. A integração é feita em todo o comprimento ( $L$ ) da viga de ensaio. Como a viga é simétrica a integral é feita no intervalo de 0 a  $L/2$ .

$$\int \int \phi(x) = Y(L/2) = \delta_{experimental} \quad 5.1$$

No início da interação é considerado que o momento ( $M_0$ ) e a deflexão  $\delta_0$  são nulos portanto, o valor da curvatura é zero. Na sequência, os próximos pontos  $M_i$  e  $\delta_i$  não nulos possuem uma curvatura também não nula. Para esses pontos a integração dupla é feita usando o método de integração numérica da regra dos trapézios, conforme sugerido pela AFGC (2013) e por Graybeal e Baby (2019). Com a primeira integral da curvatura tem-se o valor da rotação da viga no ponto. Integrando da rotação, ou integrando duas vezes a curvatura, tem-se o resultado da deflexão que deve coincidir com o valor experimental, conforme a Figura 5.23. Caso o resultado não seja o valor da deflexão outro valor de curvatura deve ser testado.

Encontrado o primeiro valor da curvatura ( $C_1$ ) para o ponto ( $M_1, \delta_1$ ) a determinação da curvatura para o próximo ponto ( $M_2, \delta_2$ ) gerado por uma força  $F_2$  é feito considerando o valor das curvaturas já encontradas para valores de momento inferiores, conforme a Figura 5.23. Isso é feito localizando, no decorrer da viga, a posição onde ocorrem os valores referentes aos momentos fletores já usados na interação gerado pela força  $F_n$  e nesse ponto assume-se o valor da curvatura previamente calculada para cada curvatura. Esse posicionamento do valor da curvatura é feito usando a relação  $M=F.d$  (Momento = Força x distancia). O procedimento se repete para todos os pontos da curva. Quanto mais pontos são usados, mais preciso é o resultado da curvatura.

**Figura 5.23 – Integração dupla da curvatura**



Para executar o processo iterativo foi elaborada uma rotina de programação onde era usada a ferramenta Solver do software Excel para determinar o valor da curvatura que satisfizesse a igualdade da equação 5.1. Com o uso do Solver não foi necessário criar uma rotina para fazer acréscimos da curvatura até encontrar o valor correto, pois a ferramenta soluciona o problema automaticamente.

Determinado o valor da curvatura, tem-se então a curva Momento por Curvatura ( $M \times \phi$ ) o próximo passo é determinar o valor da tensão e da deformação. A resistência à tração e a deformação são calculadas pela planilha usando o equilíbrio de forças, sugerido por Rigaud (2013). Para essa etapa foram usadas as equações 5.2 e 5.3 sugeridas pela AFGC (2013) para determinar as colunas I, J e K, da planilha, mostrada na Figura 5.21, referentes a linha neutra ( $\beta_n$ ), a tensão e à deformação, respectivamente. A Equação 5.3 é apresentada pela AFGC (2013) como uma

alternativa para melhorar o algoritmo de interação, com ela é possível uma relação direta entre a tensão e a altura da linha neutra  $\sigma_n(\beta_n)$ .

$$\varepsilon_n = -\phi_n \cdot \beta_n \cdot h \quad 5.2$$

$$-\frac{(1 - \beta_n)^2 hb(-\varepsilon_n)E}{2 \cdot \beta_n} = \frac{\beta_n(1 - \beta_{n-1})^2(\varepsilon_{n-1})^2 hbE}{2 \cdot \varepsilon_n \cdot \beta_{n-1}^2} - \frac{\beta_n(\sigma_n + \sigma_{n-1})(\varepsilon_{n-1} - \varepsilon_n)h}{2\varepsilon_n} \quad 5.3$$

Onde,  $\beta_n$  é a altura da linha neutra;  $\varepsilon_n$  é a deformação;  $h$  é altura da seção;  $b$  é a largura da placa;  $E$  é o módulo de elasticidade e  $\sigma_n$  é a tensão de tração.

O processo iterativo inicia adotando um valor para  $\beta_n$ , com esse valor determina-se o valor da deformação com a equação 5.2 e em seguida calcula-se o valor de  $\sigma_n$  com a equação 5.3. Como valor inicial para a iteração entende-se que para o ponto inicial (0, 0) da curva, quando o Momento é nulo, as tensões e deformações também são nulas, o valor de  $\beta_n$  é igual a 0,5. Para o ponto seguinte busca-se um valor de  $\beta_n$  em que a somatória das forças na seção seja nula e o momento fletor da seção seja igual ao valor de momento obtido experimentalmente. Para verificar se o valor adotado para  $\beta_n$  é adequado foram usadas as equações 3.12 e 3.14. Ou seja, se o valor de  $\beta_n$  satisfizer o equilíbrio de forças das equações 3.12 e 3.14 os valores de tensão e deformação calculado com as equações 5.2 e 5.3 estão corretos. Caso não satisfaça o equilíbrio de forças outro valor de  $\beta_n$  deve ser adotado.

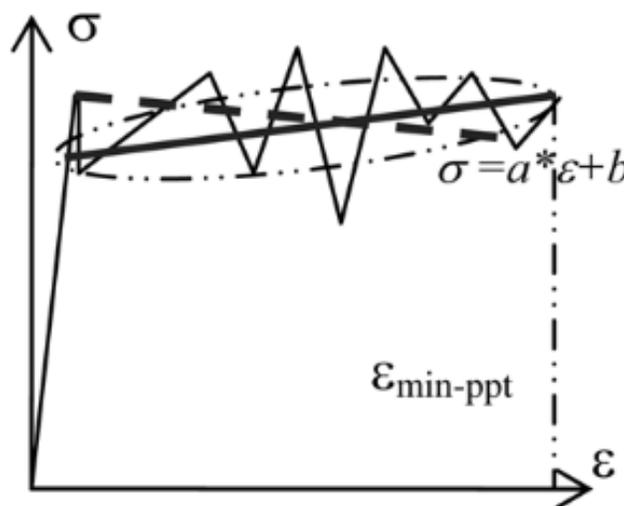
A ferramenta Solver, do software Excel, foi usada como alternativa à criação de uma rotina de programação que aumentasse o valor de  $\beta_n$  para cada ponto da curva. Foi feita uma rotina para que o Solver encontrasse um valor para  $\beta_n$  para todos os pontos da curva onde as colunas N e P da Figura 5.21 se aproximassem de zero, sendo a coluna N configurada com a equação 3.12 referente ao equilíbrio de forças da seção e a coluna P a diferença entre o momento experimental e o calculado pela equação 3.14. Portanto, o Solver foi configurado como tendo as células da coluna P como objetivo (coluna da somatória de forças da seção), sendo a meta que essas células tivessem o valor zero. Para atingir o objetivo foi solicitado que alterassem as células da coluna I referente ao valor de  $\beta_n$ . O critério de que o momento fletor calculado deve ser igual ao

experimental foi adicionado impondo uma restrição ao Solver que limitava o valor da diferença entre o momento experimental e o calculado (coluna P), o valor dessa diferença entre os momentos foi restringido a  $\pm 0.001$ .

O procedimento total de conversão da curva Momento por Deflexão em Tração por Deformação foi executado até o ponto de momento máximo da curva experimental, ou seja, foi considerado que a abertura da fissura ocorreu nesse ponto.

Com o término das duas iterações o resultado são pontos alternados que não formam uma curva, conforme a Figura 5.24. Para transformar esses pontos na curva tensão por deformação a AFGC (2013) e Graybeal e Baby (2019) sugerem usar uma regressão linear e obter uma curva bi-linear, ou usar uma interpolação com polinômio de terceiro grau.

**Figura 5.24 – Resultado do processo iterativo**



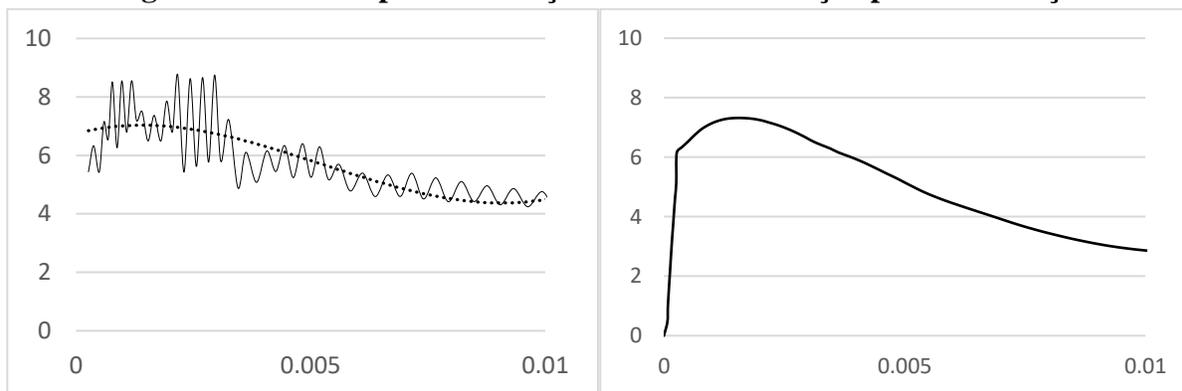
Fonte: Baby et al. (2012)

O tratamento dos pontos é feito para o trecho não linear. Esse trecho é determinado inicialmente na curva Momento por Deflexão para calcular o valor do módulo de elasticidade. Portanto, a curva tensão por deformação é composta de duas partes, a parte não linear definida pelo processo iterativo, e a parte linear entre o ponto inicial (0, 0) e o ponto do fim do limite de proporcionalidade. A Figura 5.25 apresenta o procedimento executado em uma das placas de UHPFRC ensaiadas. A Figura 5.25 serve apenas como exemplo didático, por isso o tratamento iterativo no mesmo foi feito na curva experimental completa, no entanto, o procedimento só é

considerado válido até o valor de momento máximo devido a impressão nos valores após esse valor, conforme explicado no capítulo 3.1.

O primeiro gráfico da Figura 5.25 mostra o resultado do processo iterativo no trecho não linear da curva experimental. No procedimento exemplificado, foi adotada uma aproximação com polinômio de terceiro grau. O segundo gráfico mostra a curva tensão por deformação completa com o trecho linear e não linear.

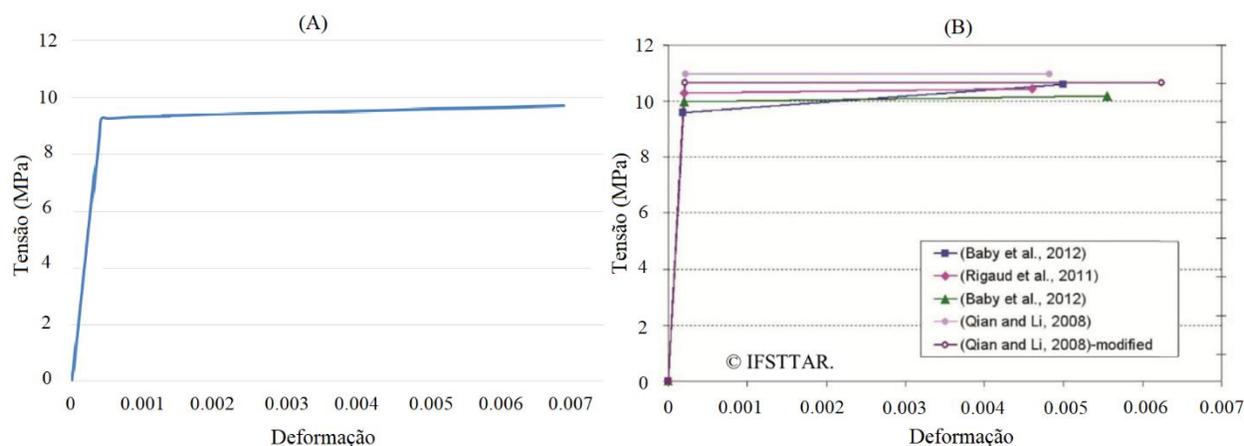
**Figura 5.25 – Exemplo de obtenção da curva de Tração por Deformação**



Conforme comentado, a Figura 5.25 é apenas um exemplo de forma mais didática do procedimento utilizado para obter a resistência à tração do UHPFRC. Para as curvas apresentadas nesse trabalho foi adotado o modelo bilinear, conforme a Figura 5.26 (A), e o ponto de parada da iteração foi assumida como sendo o ponto de momento máximo devido ao erro pós fissuração explicado no capítulo 3.1.

A rotina implementada no software Excel foi validada usando os valores apresentados por Graybeal e Baby (2019). O gráfico (A) da Figura 5.26 mostra o resultado obtido pela rotina implementada. O gráfico (B) são os resultados encontrados por Graybeal e Baby (2019) para o exemplar F1A-S usando os métodos de Qian e Li, Rigaud e Baby.

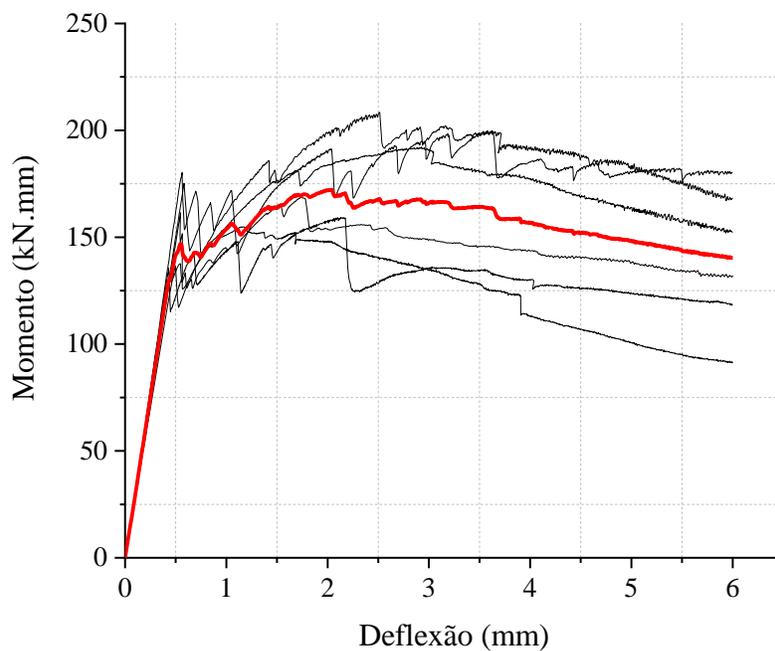
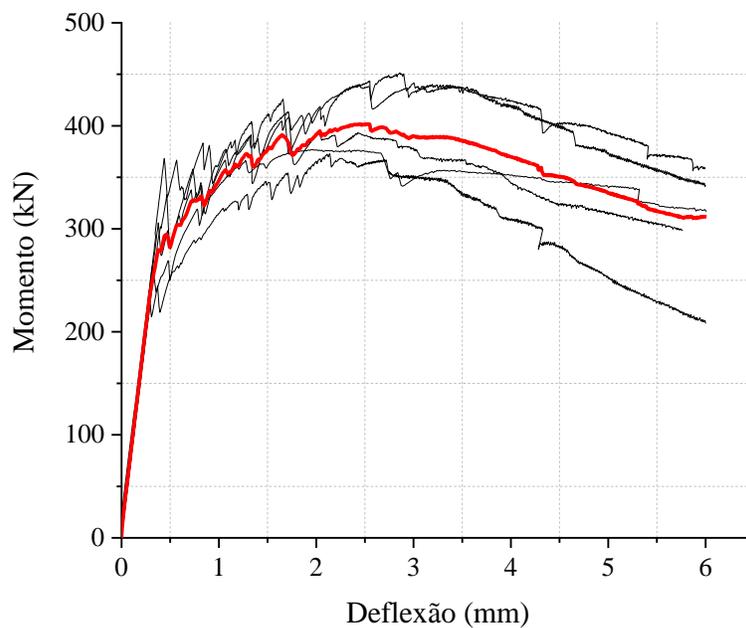
**Figura 5.26 – Validação do procedimento iterativo**



Observa-se na Figura 5.26 que o resultado do gráfico (A) foi inferior aos do (B). Apesar de os métodos testados por Graybeal e Baby (2019) superestimarem a resistência conforme mostrado na Tabela 3.1, o resultado encontrado usando a planilha desenvolvida não é mais próximo da resistência à tração real. O resultado de 9,9 MPa obtido, inferior aos resultados de Graybeal e Baby (2019), é devido à quantidade de pontos usados na iteração. Graybeal e Baby (2019) realizaram o procedimento em todos os pontos da curva Momento por Deflexão, enquanto a planilha foi testada usando poucos pontos coletados dos gráficos publicados pelos autores, o que leva a um pequeno erro. No entanto, a aproximação dos resultados foi satisfatória.

#### 5.4.1.3 Resistência à Tração do UHPFRC

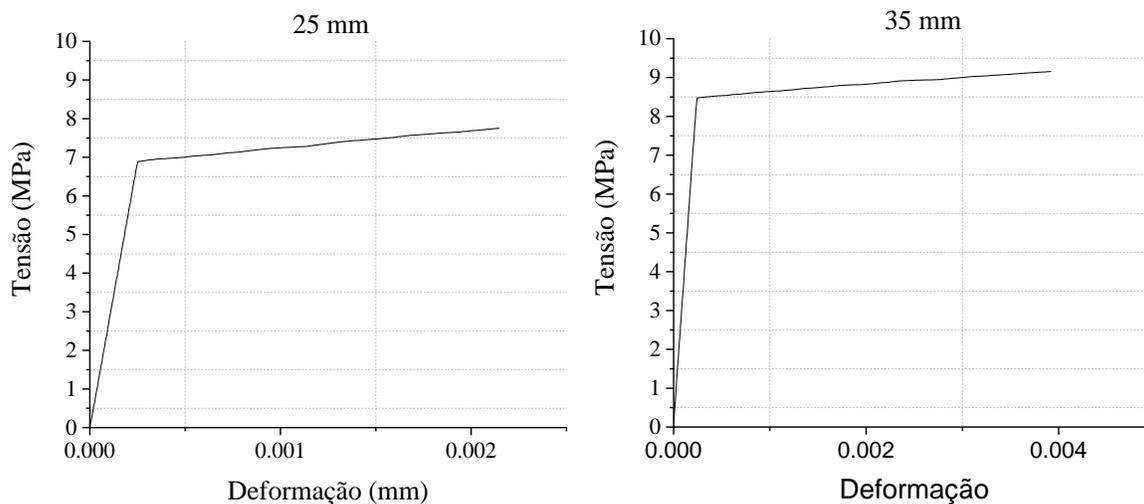
Os procedimentos explicados no item anterior foram aplicados às curvas médias  $Mx\delta$  de cada espessura da placa de ensaio. A Figura 5.27 e Figura 5.28 apresentam as curvas médias feitas usando o software OriginLab. Os exemplares 1-25-1 e 2-35-1 não foram considerados devido aos seus ensaios terem se encerrado prematuramente. E as curvas 4-25-2 e 4-35-2 também foram desconsiderados por apresentarem um comportamento mais distinto das demais curvas.

**Figura 5.27 - Curva média para placas com 25mm de espessura****Figura 5.28 - Curva média para placas com 35mm de espessura**

Para a representação do resultado da curva tensão por deformação após o procedimento descrito em 5.4.1.2 foi adotado um modelo bi-linear, com uma reta para o comportamento elástico linear e uma reta para o comportamento não linear indo do ponto de perda de proporcionalidade

até a resistência máxima, conforme a Figura 5.29. A tensão referente à perda de linearidade, a resistência à tração obtida e suas respectivas deformações estão resumidas na Tabela 5.10.

**Figura 5.29 – Tensão por Deformação à tração**



**Tabela 5.10 – Resultado da resistência à tração do UHPFRC para placas de 25 e 35mm**

Espessura	$\sigma_E$ (MPa)	$\varepsilon_E$	$\sigma_t$ (MPa)	$\varepsilon_t$
25 mm	6,79	0,00025	7,75	0,0021
35 mm	8,30	0,00024	9,15	0,0039

#### 5.4.2 Ensaio dos modelos de pilares

Os modelos foram submetidos à solicitação de compressão usando uma prensa Instron Modelo AC6.08 com capacidade de 2000 kN. Para a aquisição de dados, além dos extensômetros instalados dentro e fora da camisa, foram também usados medidores de deformação fixados verticalmente na superfície externa do UHPFRC. Os dados coletados foram tempo de ensaio, força, deformação longitudinal da face externa do reforço, deslocamento vertical da prensa e a deformação transversal interna e externa da camisa usando os extensômetros ilustrados na Figura 5.2 – Instrumentação dos modelos de estudo. A Figura 5.30 mostra os corpos de prova preparados para o ensaio. A instrumentação com os extensômetros horizontais foi feita apenas nos exemplares da terceira e quarta concretagem. O extensômetro vertical foi mantido até o final do ensaio apenas para os modelos com núcleo de concreto C25. Os concretos C40 e C60 tiveram os extensômetros

verticais retirados antes de alcançar a resistência de pico para não danificar o equipamento, devido à ruptura mais brusca dos concretos de maior resistência.

A velocidade de aplicação da sollicitação foi configurada em duas fases diferentes. Inicialmente, foi aplicado o carregamento com controle de força de 1 kN/s até 70% da tensão máxima estimada para cada modelo. Em seguida, o ensaio foi controlado pelo deslocamento da prensa, sendo aplicado uma velocidade de 4 mm/min.

**Figura 5.30 – Configuração de ensaio dos Modelos de estudo**



A prensa utilizada possui 2 módulos de ensaio, Figura 5.31. Ambos os módulos possuem controle de aplicação por força através da célula de carga, no entanto, apenas o módulo maior possui controle de deslocamento. O módulo menor é controlado por um êmbolo hidráulico acoplado ao módulo maior e por isso não possui controle de deslocamento. Quando o módulo maior se desloca ele empurra o êmbolo e movimenta a prensa menor, isso faz com que a velocidade de deslocamento da prensa menor não seja igual à velocidade configurada no sistema. O ensaio

dos modelos de estudo foi realizado na prensa menor e sua velocidade de deslocamento foi verificada com um transdutor de deslocamento fixado a ela. A velocidade de deslocamento de 4 mm/min é referente à configuração do sistema para o módulo maior da prensa, com a leitura dos transdutores de deslocamento verificou-se que a velocidade real aplicada nos modelos de estudo foi de aproximadamente metade da velocidade adotada. A velocidade de aplicação do deslocamento varia entre 1,5 mm/s e 2,5 mm/s. Os ensaios de caracterização foram todos feitos na prensa maior e os ensaios dos modelos de estudo foram feitos na prensa menor devido à capacidade da célula de carga. O módulo maior, onde foi feito os ensaios de caracterização, possui capacidade de 600 kN e o módulo menor, onde foi realizado os ensaios dos modelos estudados, possui capacidade de 2000 kN.

**Figura 5.31 – Prensa Instron**



Para a leitura dos extensômetros horizontais foi usado o sistema de aquisição de dados Spider 8 da HBM. O fornecimento de dados foi feito pelo software Catman Easy usando um equalizador SR30. Os extensômetros do modelo KC-70-120-A1-11 da Kyowa foram ligados ao sistema em 1/4 de ponte.

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A utilização do UHPFRC, como camisa de reforço para pilares com seção circular, apresentou resultados bastante satisfatórios. A camisa funcionou como meio confinante, resistindo às solicitações de tração gerada pela expansão do núcleo. Esse comportamento pode ser verificado tanto pela leitura dos extensômetros, que será apresentado no item 6.2, quanto pela forma de ruptura apresentada nos corpos de prova, mostrado na Figura 6.1.

A fissuração vertical da camisa, mostrado na Figura 6.1, é causada pela expansão do núcleo. Conforme é aplicada a força de compressão no concreto ele tenta expandir lateralmente. Essa expansão é impedida pela camisa de reforço gerando uma solicitação de tração no UHPFRC. Todos os corpos de prova apresentaram esse mesmo tipo de fissuração o que mostra que a tração foi a ação predominante no reforço. O ANEXO B – IMAGENS DOS MODELOS DE ESTUDO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO contém a foto de todos os modelos ensaiados.

**Figura 6.1 – Padrão de fissura da camisa de UHPFRC**



Para verificar a aderência entre o UHPFRC e o concreto do núcleo alguns modelos de estudo foram abertos após o ensaio para verificar a aderência entre o núcleo e a camisa. Observou-se que alguns exemplares apresentaram boa aderência entre a camisa e o núcleo e não houve o descolamento do reforço, como por exemplo nos modelos T4-25-2,5, T1-40-2,5, T1-60-2,5, mostrado na Figura 6.2, percebe-se que o concreto do núcleo se manteve aderido à superfície interna da camisa. No entanto, em alguns modelos o UHPFRC descolou do núcleo, como exemplo

no modelo T2-25-2,5, T4-40-2,5 e T3-60-2,5 a superfície interna do reforço se soltou de forma limpa, ou em sua maioria sem partes do concreto do núcleo aderido a ela.

**Figura 6.2 – Aderência entre o UHPFRC e o concreto do núcleo**

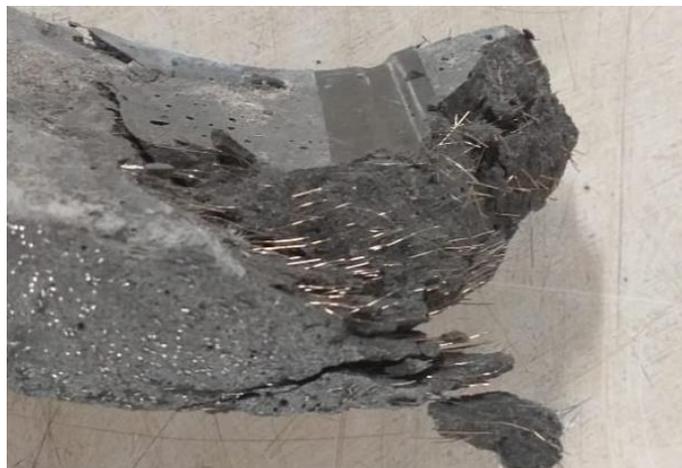


Analisando os valores de resistência à compressão apresentados na Tabela 6.1, Tabela 6.2 e Tabela 6.3 do item 6.1 percebe-se que a aderência do concreto com a camisa não teve influência no ganho de resistência gerado pelo confinamento. Apenas o modelo T4-25-2,5 que apresentou uma boa aderência possuiu um ganho de resistência superior ao modelo T2-25-2,5 que teve uma má aderência. Os demais modelos não apresentaram variação significativa no resultado entre os modelos com boa ou ruim aderência, possuindo, inclusive, o modelo T3-60-2,5 uma resistência superior ao T1-60-2,5 mesmo ocorrendo o descolamento do reforço.

A abertura das camisas de reforço também mostrou que, apesar de a vibração por imersão não ser aconselhada para a moldagem de elementos com UHPFRC, o método de concretagem em movimento contínuo e circular gerou uma boa distribuição das fibras de aço. A Figura 6.3 mostra que as fibras ficaram orientadas na direção mais favorável para resistir à tração. Portanto, apesar de o UHPFRC usado não apresentar um padrão de múltiplas fissuras no ensaio de flexão em 4 pontos, a espessura adotada como reforço e o método de concretagem adotado fizeram com que as fibras possuíssem uma distribuição próxima de uma configuração 2D (bidimensional) e, portanto,

a adoção do ensaio de flexão por 4 pontos para obtenção da resistência à tração seguindo o Anexo 4 da AFGC (2013) é considerada adequada. A Figura 6.3 mostra também que o processo de ruptura da camisa de UHPFRC se deu por arrancamento das fibras de aço da matriz cimentícia, pois as fibras se mostram integras após a ruptura da camisa.

**Figura 6.3 – Distribuição das fibras de aço**



## 6.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

Os modelos reforçados obtiveram um aumento significativo na resistência à compressão gerado pelo efeito do confinamento do concreto. Os modelos com concreto C25 tiveram um ganho percentual de resistência de 30,88% e 45,55% para as espessuras de 2,5cm e 3,5cm de reforço. Para os modelos com concreto C40 o ganho de resistência foi de 24,71% e 36,65%. E o incremento de resistência do núcleo de concreto C60 foi de 13,91% e 26,58% para 2,5cm e 3,5cm de camisa de UHPFRC. A Tabela 6.1, Tabela 6.2 e Tabela 6.3 apresentam as resistências de todos os exemplares ensaiados. É importante observar que, apesar de os modelos criados terem como objetivo explorar o ganho de resistência devido ao confinamento, existe também uma pequena parcela de ganho de resistência devido à compressão da camisa de UHPFRC. Isso ocorre devido ao atrito entre a camisa de reforço e o concreto do núcleo.

O valor percentual de ganho de resistência pode levar a uma falsa impressão de que o método foi muito mais efetivo para o concreto C25. O percentual de 45,55% referente ao reforço de 3,5cm dos modelos de menor resistência equivale a uma ganho de 12,35 MPa enquanto que o

valor de 26,58%, referente ao ganho de resistência do núcleo com concreto mais resistente, equivale a um incremento de resistência de 16.29MPa. Portanto, uma análise dos valores absolutos de ganho de resistência mostra-se coerente. A Figura 6.4 mostra graficamente o ganho absoluto de resistência e a Figura 6.5 mostra o ganho porcentual.

**Tabela 6.1 – Resistência dos modelos com concreto C25**

C25					
Reforço	Modelo	Tensão (MPa)	Média (MPa)	Ganho de Resistência (MPa)	%
Sem Ref.	MR-25-1	25,79	27,05		
	MR-25-2	29,54			
	MR-25-3	26,47			
	MR-25-4	26,41			
2.5	T1-25-2,5	36,84	35,41	8,35	30,88
	T2-25-2,5	32,43			
	T3-25-2,5	36,01			
	T4-25-2,5	36,34			
3.5	T1-25-3,5	36,02	39,40	12,35	45,65
	T2-25-3,5	44,07			
	T3-25-3,5	37,90			
	T4-25-3,5	39,62			

**Tabela 6.2 – Resistência dos modelos com concreto C40**

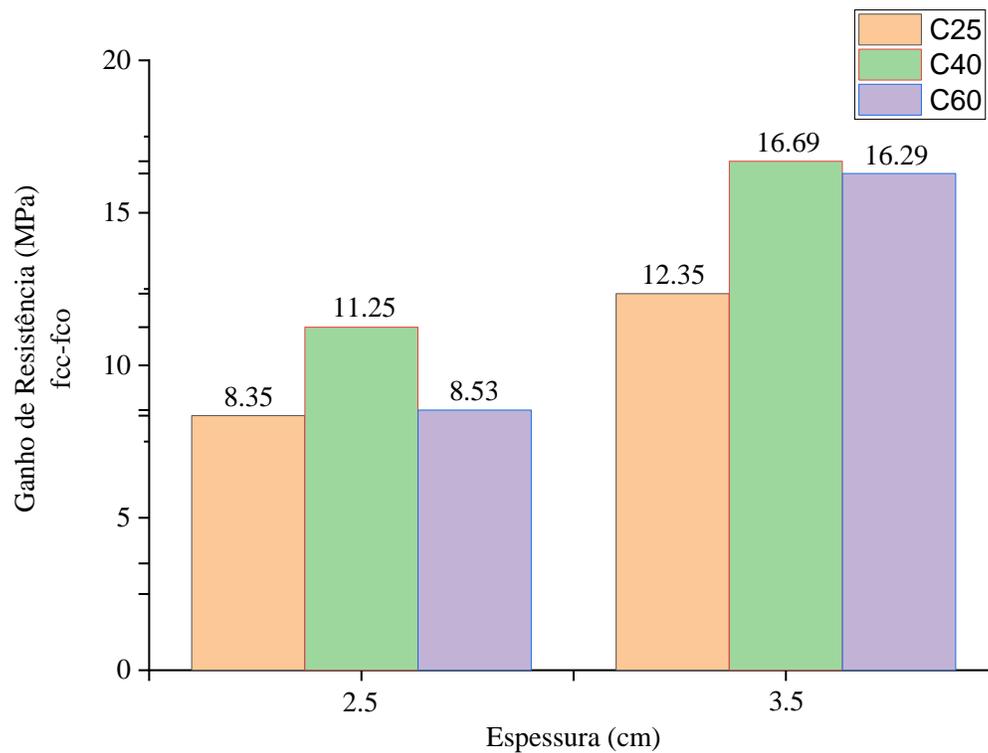
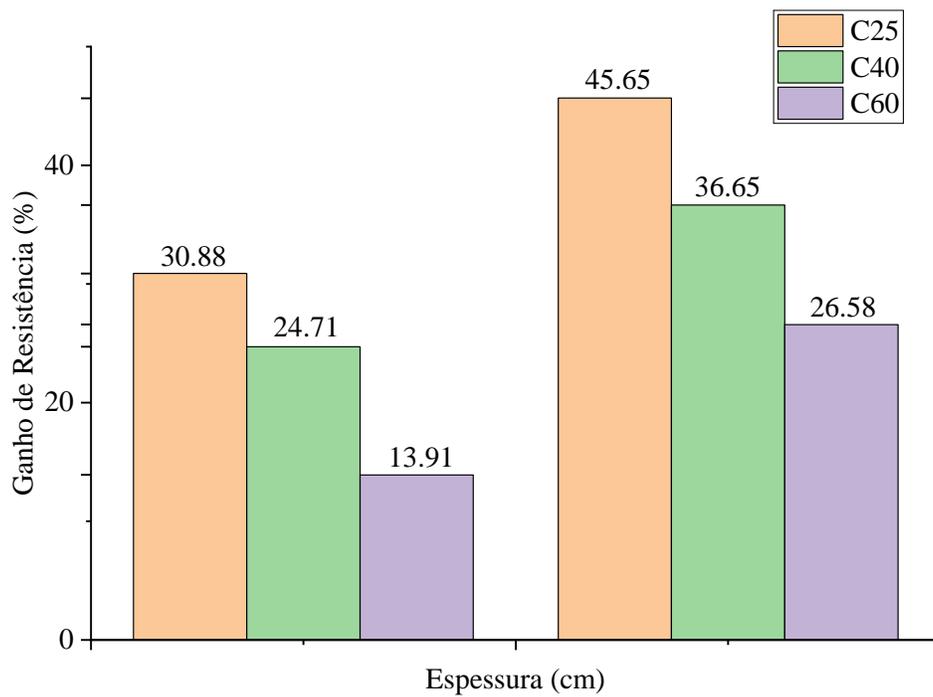
C40					
Reforço	Modelo	Tensão (MPa)	Média (MPa)	Ganho de Resistência (MPa)	%
Sem Ref.	MR-40-1	45,49	45,57		
	MR-40-2	43,93			
	MR-40-3	43,95			
	MR-40-4	46,11			
	MR-40-5	48,15			
2.5	T1-40-2,5	55,86	56,77	11,25	24,71
	T2-40-2,5	57,14			
	T3-40-2,5	58,12			
	T4-40-2,5	55,98			
3.5	T1-40-3,5	59,91	62,21	16,69	36,65
	T2-40-3,5	61,05			
	T3-40-3,5	63,79			
	T4-40-2,5	64,10			

**Tabela 6.3 – Resistência dos modelos com concreto C60**

C60					
Reforço	Modelo	Tensão (MPa)	Média (MPa)	Ganho de Resistência (MPa)	%
Sem Ref.	MR-60-1	59,80	61,30		
	MR-60-2	60,85			
	MR-60-3	63,26			
2.5	T1-60-2,5	69,51	69,83	8,53	13,91
	T2-60-2,5	66,45			
	T3-60-2,5	70,87			
	T4-60-2,5	72,49			
3.5	T1-60-3,5	76,82	77,60	16,29	26,58
	T2-60-3,5	77,37			
	T3-60-3,5	77,15			
	T4-60-2,5	79,04			

Para uma melhor visualização dos resultados a Figura 6.4 resume os valores do ganho de resistência para cada um dos modelos estudados. O aumento de espessura do reforço de 2,5cm para 3,5cm gerou um aumento de 4 MPa ou 47% para o núcleo C25, de 5,44 MPa ou 48% para o núcleo de C40 e de 7,76 MPa ou 91% para o núcleo com C60. Apesar de os modelos de C60 com 2,5cm de reforço terem um ganho de resistência baixo, a variação em 1,00cm na espessura da camisa gerou um aumento de quase o dobro do ganho de resistência. Isso ocorre porque o reforço de 2,5cm não é capaz de limitar a fissuração do concreto de alta resistência. Os núcleos de C25 e C40 possuem uma variação menor no ganho de resistência, pois ambas as espessuras de 2,5cm e 3,5cm são capazes conter a fissuração do núcleo.

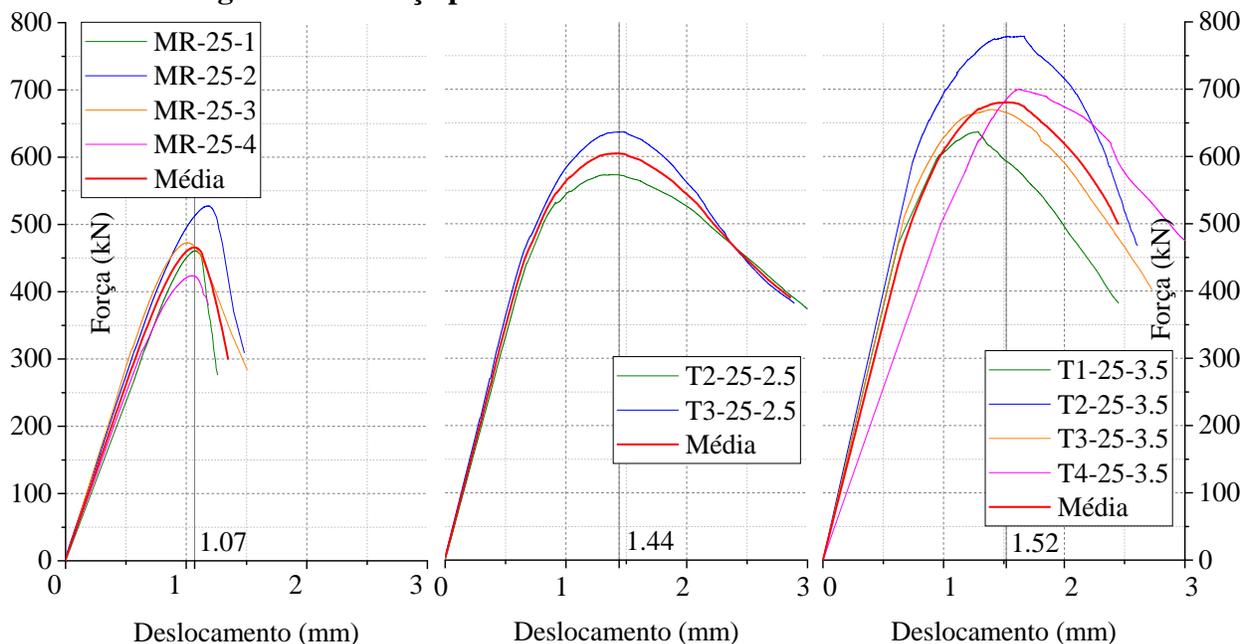
A diferença entre o aumento de resistência dos modelos com concreto C25 e C40 em relação ao modelo com concreto C60 com o aumento da espessura do reforço de 2,5cm para 3,5cm mostra que o ganho de resistência gerado pelo encamisamento com UHPFRC depende da resistência do núcleo. Além de que, também mostra que o método de reforço pode ser aplicado em concretos de alto desempenho, no entanto é necessária uma maior espessura de UHPFRC para gerar uma tensão de confinamento adequada. A influência do núcleo no ganho de resistência e no dimensionamento da espessura do UHPFRC é mais evidente nos resultados da leitura dos extensômetros apresentados no capítulo 6.2.

**Figura 6.4 – Ganho de resistência dos modelos estudados****Figura 6.5 - Ganho porcentual de resistência dos modelos estudados**

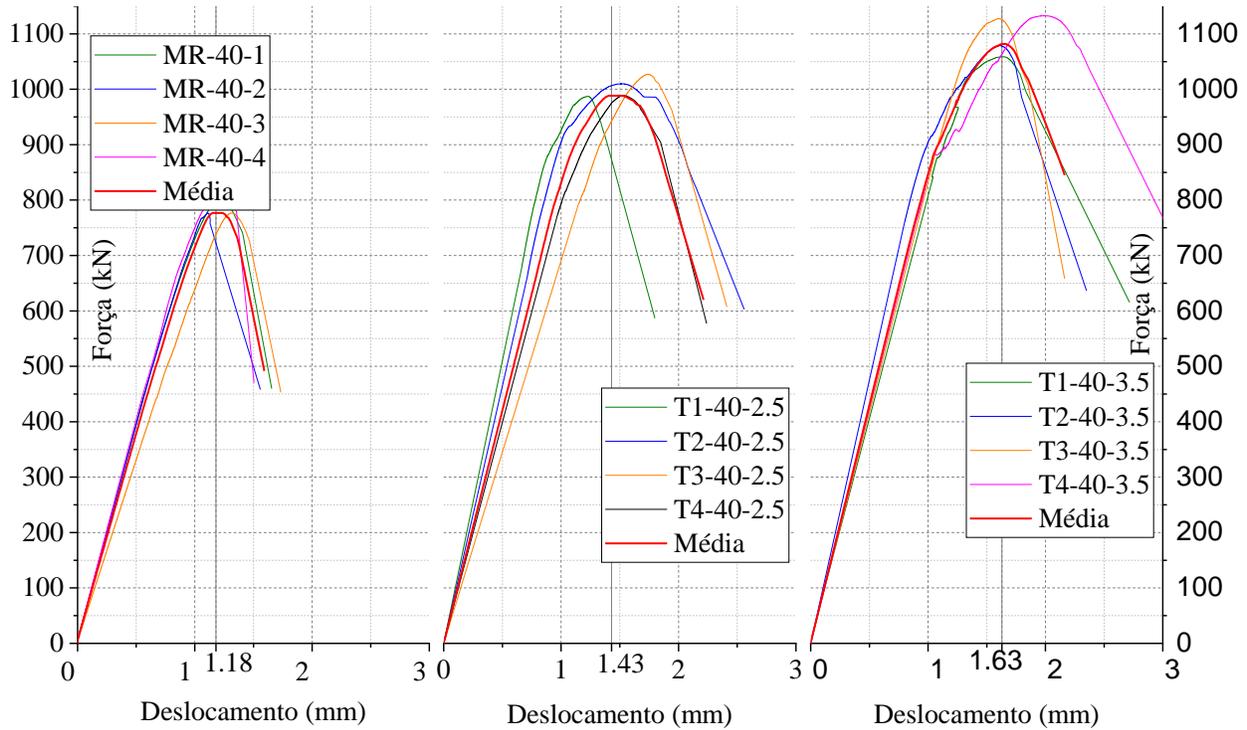
A Figura 6.6, Figura 6.7 e Figura 6.8 mostram as curvas de força por deslocamento dos ensaios de compressão. Conforme explicado anteriormente, o deslocamento da prensa foi medido por um transdutor de deslocamento fixado à prensa de ensaio. A leitura obtida pelos transdutores de deslocamento considera o deslocamento total do sistema. O transdutor mediu o deslocamento devido à deformação gerada na parte encamisada do modelo de estudo e também da folga de 1,5cm sem reforço na base e no topo dos modelos. Esse resultado também teve a contribuição da deformação do pórtico de reação da prensa e da deformação do suporte usado para fixar os transdutores de deslocamento.

Devido aos erros de medição do deslocamento os valores apresentados na Figura 6.6, Figura 6.7 e Figura 6.8 serão usados apenas como comparação entre eles mesmos, pois todos os modelos ensaiados foram submetidos aos mesmos erros de medição. Portanto, esses valores de deslocamento não serão usados para verificação da estimativa de deslocamento dos modelos de confinamento.

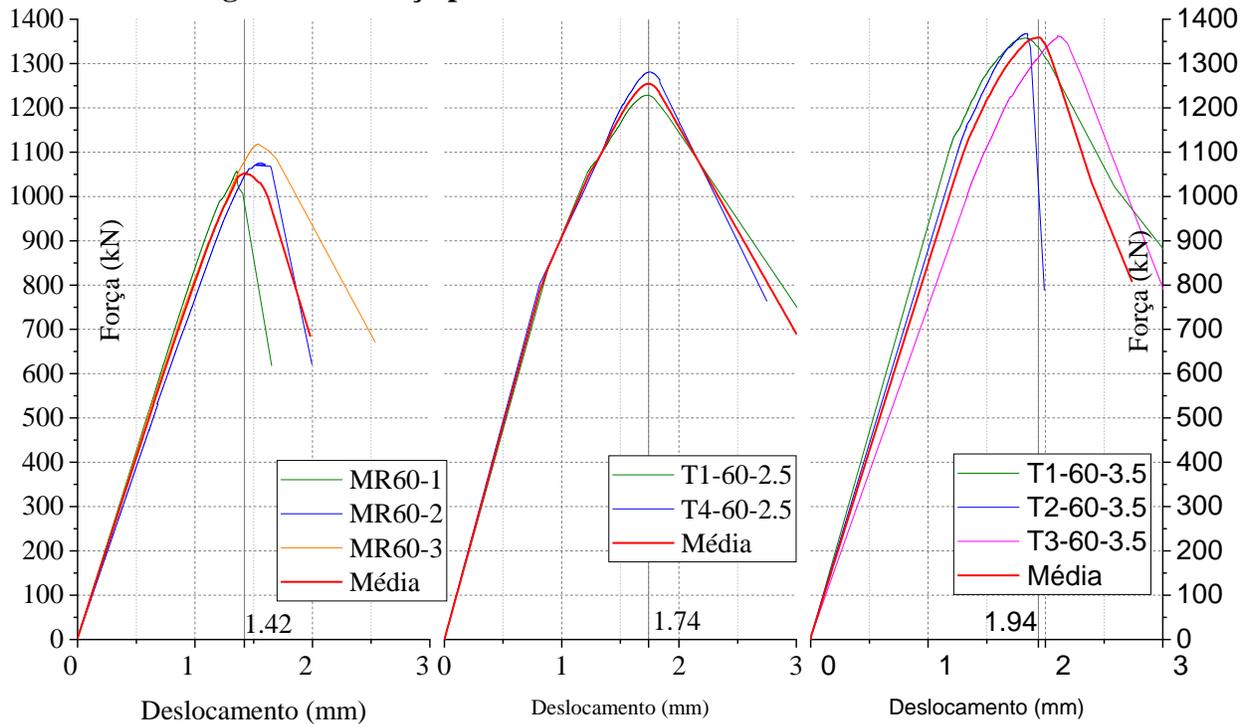
**Figura 6.6 – Força por Deslocamento modelos com concreto C25**



**Figura 6.7 - Força por Deslocamento modelos com concreto C40**

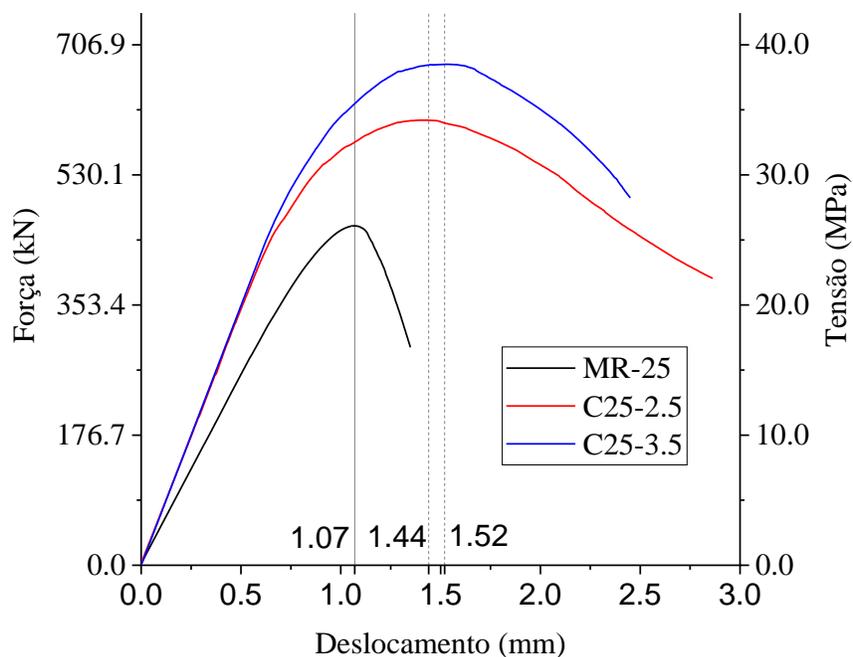


**Figura 6.8 - Força por Deslocamento modelos com concreto C60**

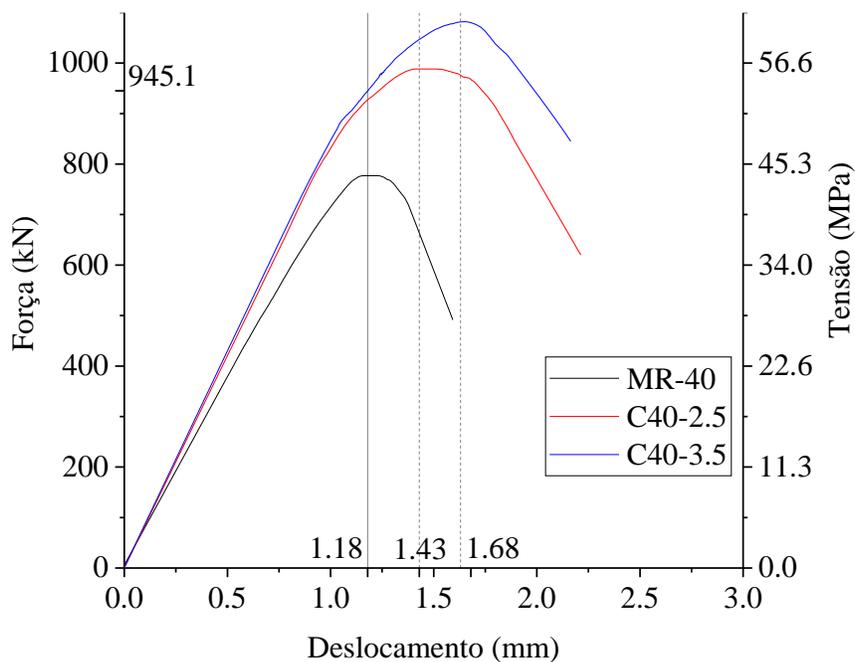


As curvas de Força por Deslocamento mostram que a camisa de UHPFRC consegue gerar o efeito do confinamento no concreto e aumentar sua resistência sem precisar de uma deformação grande do concreto reforçado. Todos os modelos reforçados alcançaram uma resistência superior aos modelos de referência (MR), mesmo para um deslocamento da prensa igual ao deslocamento referente ao maior resistências dos modelos MR, conforme mostrado na Figura 6.9, Figura 6.10 e Figura 6.11. Para o deslocamento de 1,07mm o concreto da classe C25 aumentou a resistência média de 27,05 MPa para 32 MPa com reforço de 2,5 cm e para 35 MPa com a camisa de 3,5 cm, ou seja um aumento de 18,5% e 29,6%, O concreto da classe C40 aumentou de 45,5 MPa para 51,4 MPa para o reforço de 2,5 cm e 53,5 MPa para 3,5 cm com o deslocamento de 1,18mm, um incremento de 13% para o reforço de 2,5cm e 17% para 3,5cm. Já o concreto de 61,3 MPa aumentou para 64.4 MPa com uma camisa de 2,5cm e 64.4 MPa para 3,5cm, um acréscimo de 5% para ambas as espessuras. Portanto, mesmo sem aumentar a deformação limite do concreto reforçado a camisa de UHPFRC conseguiu proporcionar uma melhora na resistência.

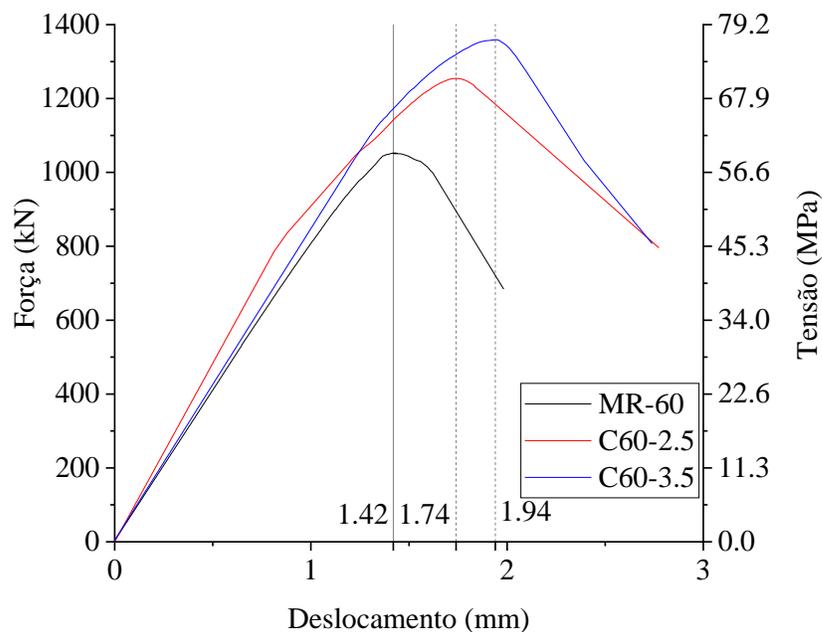
**Figura 6.9 – Curvas médias do ensaio de compressão dos modelos com concreto C25**



**Figura 6.10 - Curvas médias do ensaio de compressão dos modelos com concreto C40**



**Figura 6.11 - Curvas médias do ensaio de compressão dos modelos com concreto C60**



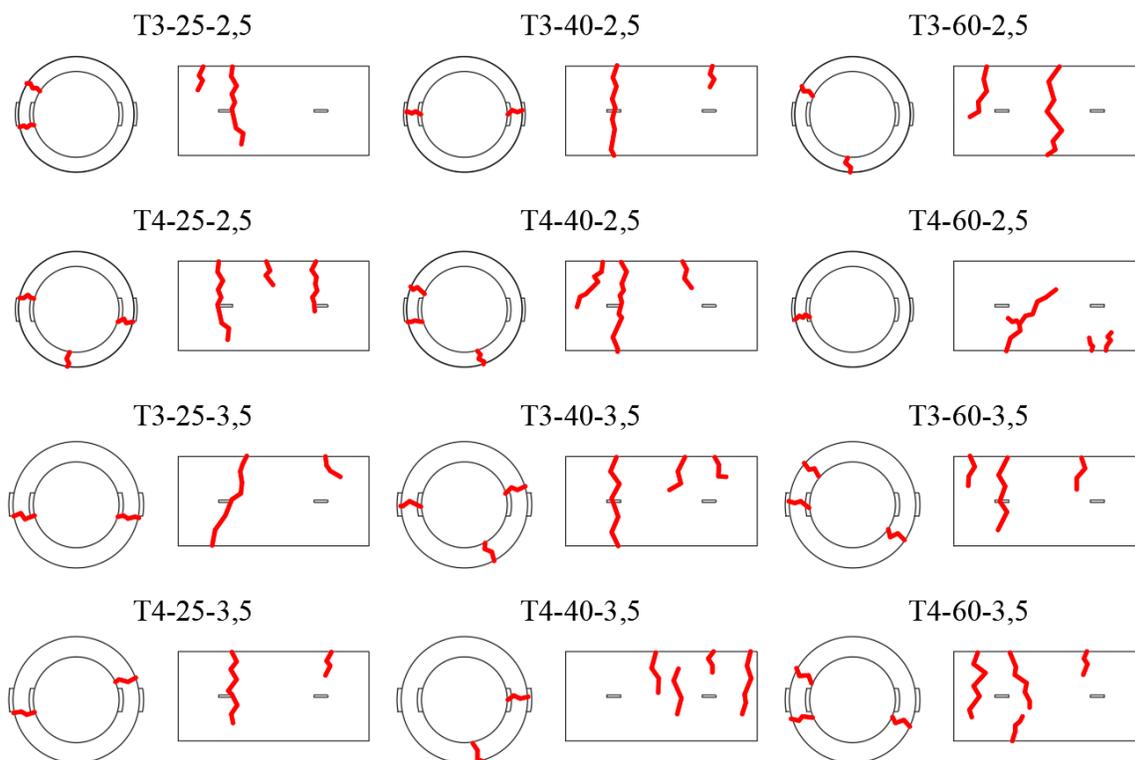
## 6.2 DEFORMAÇÕES DOS MODELOS DE ESTUDO

As deformações foram medidas por extensômetros posicionados no sentido longitudinal e transversal, conforme apresentado nos capítulos 5.1.1 e 5.4.2. Os extensômetros verticais, que medem a deformação longitudinal na face externa da camisa, foram mantidos até o final do ensaio apenas nos modelos com núcleo de concreto C25, nos outros modelos o equipamento foi retirado antes da resistência de pico.

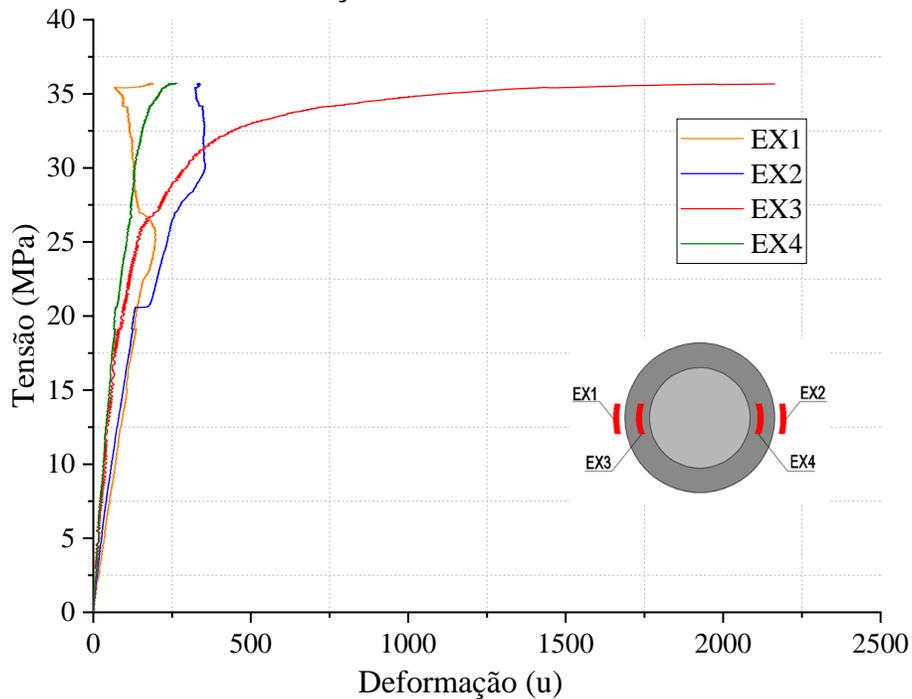
A leitura dos extensômetros horizontais externos e internos se mostrou influenciada pela localização das fissuras principais. Portanto, para auxiliar na interpretação dos resultados dos extensômetros horizontais a Figura 6.12 mapeia a localização das fissuras dos modelos instrumentados. A nomenclatura dos extensômetros segue o padrão descrito na Figura 5.2 do capítulo 5.1.1. A nomenclatura dos extensômetros está resumida também na Figura 6.13. Para exemplificar a influência do posicionamento das fissuras na leitura dos extensômetros observa-se na Figura 6.13 a distinção entre os extensômetros EX1 e EX3 do modelo T3-25-2,5, que estão localizados na região próxima à fissuração da camisa, em relação aos EX2 e EX4 que estão em um local sem fissuras. Os extensômetros na região onde ocorre a fissuração se deformam mais, principalmente o extensômetro E3 que está posicionado na face interna da camisa.

A Figura 6.14, Figura 6.15 e Figura 6.16 apresentam os gráficos das deformações transversais dos modelos instrumentados. Todos os modelos apresentaram uma deformação maior na face interna da camisa mostrando que a fissuração do reforço ocorre de dentro para fora. Esse comportamento está de acordo com os resultados mostrados por Xie, Fu e Yan (2019). Além disso, a curva tensão por deformação transversal apresentou um aumento do comportamento não linear próximo da resistência do núcleo sem reforço (25 MPa, 40 MPa e 60 MPa).

**Figura 6.12 – Localização das fissuras em relação aos extensômetros**



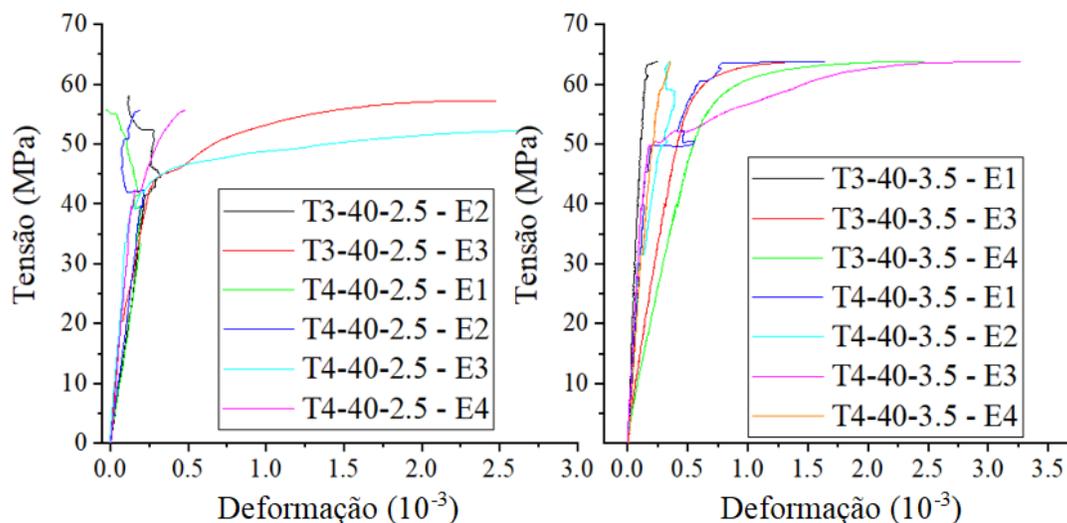
**Figura 6.13 - Leitura da deformação extensômetros horizontais do modelo T3-25-2,5**



Além de confirmar o comportamento da camisa descrito por Xie, Fu e Yan (2019), a Figura 6.14, Figura 6.15 e Figura 6.16 mostram que a resistência do concreto a ser reforçado influencia na efetividade do confinamento gerado pelo reforço. Isso pode ser percebido analisando a deformação dos extensômetros posicionados na região fissurada do corpo de prova e comparando-os com a deformação obtida pelo ensaio de caracterização à tração do UHPFRC, conforme será explicado.

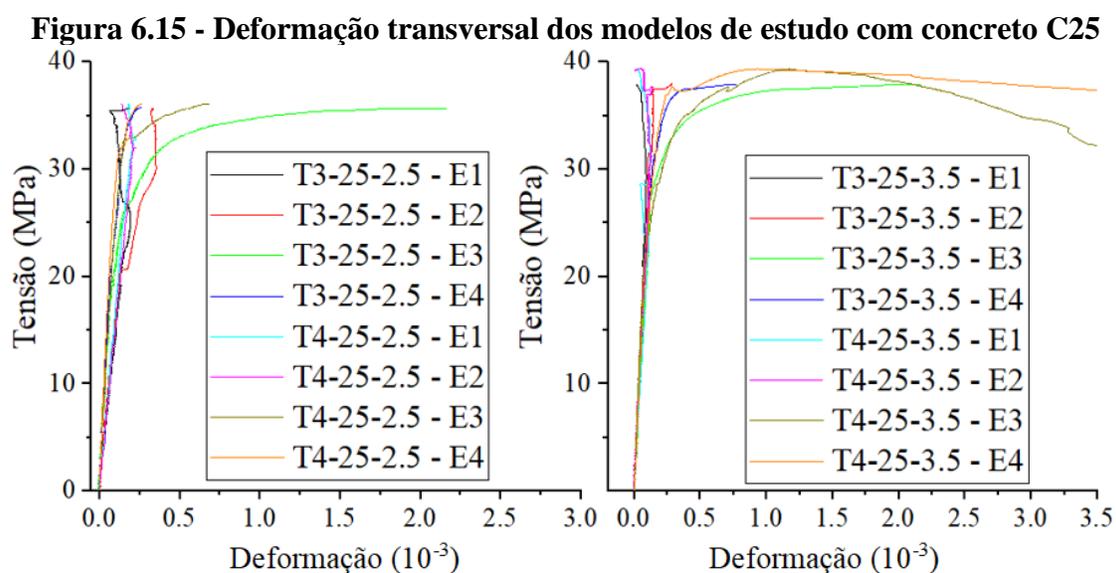
Nos modelos reforçados com núcleo de 40 MPa a resistência máxima foi atingida ao com valores de deformações da camisa na região com fissuração próximos à deformação última obtida na curva de resistência à tração do ensaio de flexão por 4 pontos. Sendo obtido no ensaio de tração a deformação de  $2100\mu$  e  $3900\mu$  para 2,5cm e 3,5cm de espessura, respectivamente, e nos modelos com 40 MPa aproximadamente  $2400\mu$  de deformação para espessura de 2,5cm e  $3000\mu$  para 3,5cm de espessura da camisa. O que mostra que o concreto de 40 MPa exigiu de toda a capacidade de deformação da camisa de UHPFRC, o que não acontece nos demais modelos testados.

**Figura 6.14 – Deformação transversal dos modelos de estudo com concreto C40**



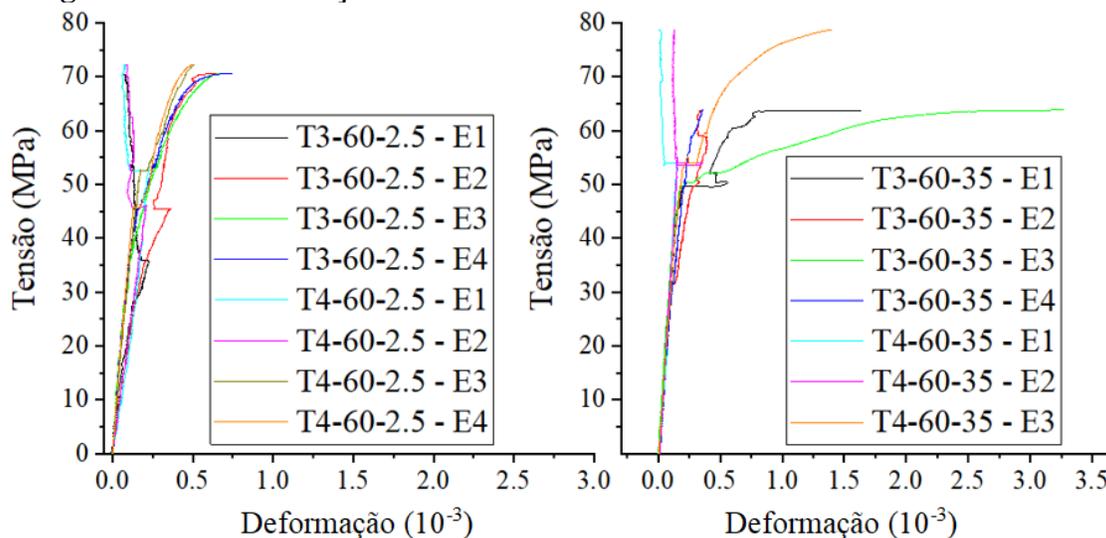
Os núcleos com concreto C25 com espessura de 2,5 cm alcançaram a maior resistência com deformação transversal de  $2400\mu$ , um valor bastante próximo a deformação de  $2100\mu$  obtida nos ensaios de caracterização. No entanto, no modelo com 3,5 cm de reforço a resistência máxima aconteceu com uma deformação do UHPFRC de  $1250\mu$ , um valor muito inferior aos  $3900\mu$  obtido no ensaio de caracterização, conforme a Figura 6.15. É interessante observar que o aparecimento

de fissuras na localização do extensômetro faz com que ele pare de funcionar, dessa forma é possível identificar o início da ruptura da camisa. Isso indica que a camisa com 3,5 cm de espessura estava super dimensionada para esse modelo fazendo o núcleo apresentar uma perda de resistência antes de o reforço entrar em um processo de ruptura. Nos modelos de 25 MPa com reforço de 3,5 cm, os extensômetros continuaram medindo mesmo após a resistência máxima ser alcançada, portanto entende-se que a camisa ainda não havia iniciado seu processo de ruptura ao atingir a resistência máxima do modelo.



Nos modelos com núcleo de 60 MPa a espessura de 2,5 cm se mostrou subdimensionada, conforme mostrado na Figura 6.16. Note que todos os extensômetros interromperam a medição de forma pré-matura. A deformação obtida foi de aproximadamente 750 $\mu$ , um valor muito abaixo da capacidade de deformação de 2400 $\mu$  apresentada no ensaio de flexão por 4 pontos. A camisa de UHPFRC com 2,5cm não foi capaz de confinar o concreto de 60 MPa e inibir a sua fissuração. No entanto, aumentando a espessura para 3,5 cm possibilitou uma deformação transversal de 1500 $\mu$ , ainda abaixo do potencial máximo do material, no entanto, para essa espessura a camisa já começou a apresentar uma ruptura menos brusca se comparada com o reforço de 2,5 cm. Portanto, para um melhor desempenho e maior ganho de resistência o núcleo de 60 MPa demanda uma maior espessura de reforço.

**Figura 6.16 - Deformação transversal dos modelos de estudo com concreto C60**



A Figura 6.17 e Figura 6.18 mostram uma comparação entre a deformação longitudinal e transversal dos modelos com núcleo de 25 MPa. Essa comparação não é feita com modelos de 40 e 60 MPa, pois os extensômetros longitudinais foram retirados antes de atingir o carregamento máximo para não danificar o equipamento.

Nota-se, na Figura 6.17 e Figura 6.18 que o aumento da expansão transversal após os modelos ultrapassarem as resistências iguais à resistência do núcleo (27,05 MPa) influenciou na deformação longitudinal da camisa. A deformação longitudinal da face externa da camisa apresenta um crescimento linear até valores de resistência à compressão próximo à resistência do núcleo. Após esse ponto, a deformação transversal da face interna da camisa aumenta de forma mais acelerada devido ao aumento da expansão do núcleo. Essa aceleração da expansão do núcleo passa a reduzir a deformação longitudinal da camisa. Esse feito fez com que a deformação longitudinal praticamente parasse de aumentar.

Figura 6.17 – Deformação longitudinal e transversal modelos com C25 e reforço de 2,5 cm

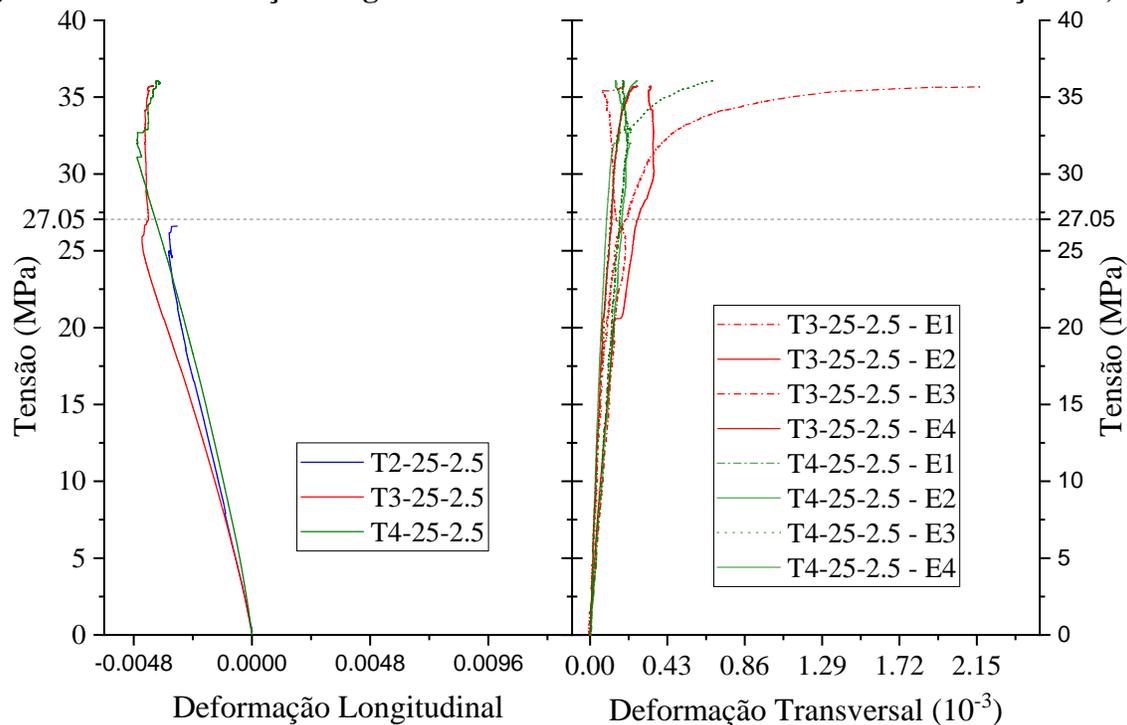
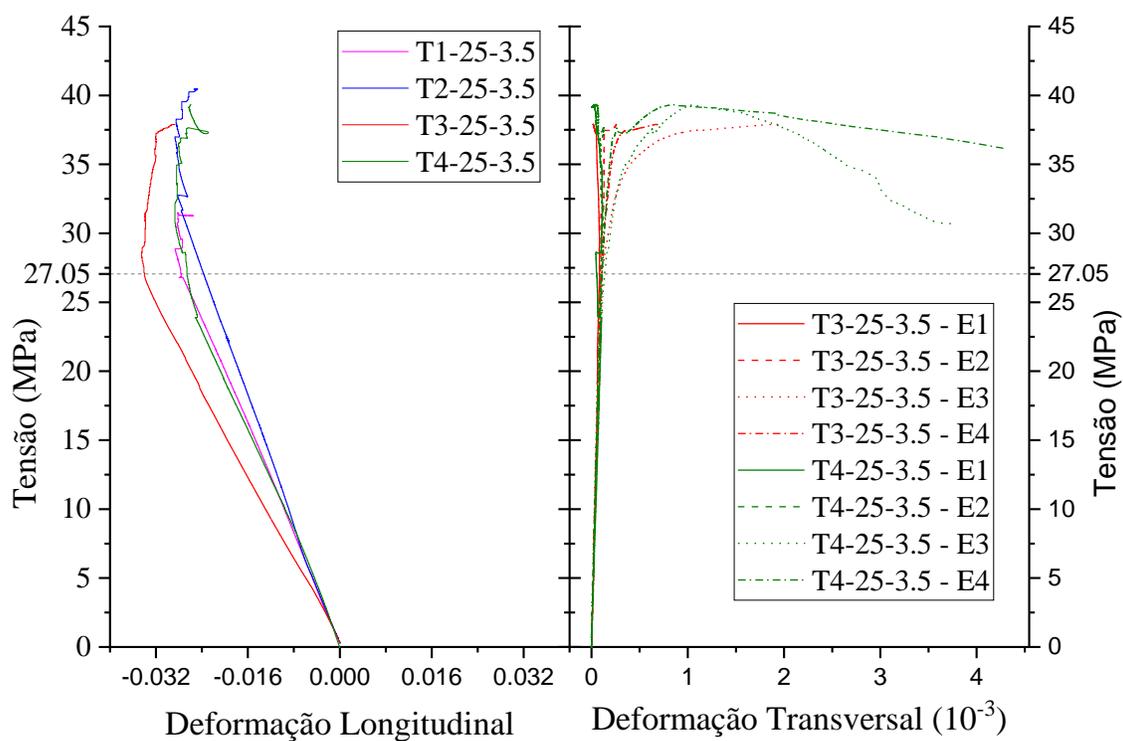


Figura 6.18 – Deformação longitudinal e transversal modelos com C25 e reforço de 3,5 cm



Os resultados mostrados pelos extensômetros horizontais e os valores apresentados no capítulo 6.1, a respeito da resistência à compressão dos modelos reforçados, mostram que a efetividade do confinamento depende de uma relação entre a resistência do concreto que será reforçado e a espessura da camisa de reforço de UHPFRC. Onde a espessura do reforço relaciona-se com a pressão de confinamento gerada pelo reforço.

Entende-se pelos resultados, que um concreto de baixa resistência reforçado por uma camisa espessa gera um superdimensionamento do reforço. Isso faz com que o núcleo de concreto alcance sua resistência máxima antes de que o reforço seja solicitado ao seu limite.

Por outro lado, a utilização de uma camisa de fina de UHPFRC para concretos de elevadas resistências gera um reforço subdimensionado. Nessa situação a camisa não é capaz de confinar efetivamente o núcleo e se rompe prematuramente e de forma um pouco mais brusca.

Portanto, com relação à segurança da utilização desse método de reforço para pilares, usando uma camada de UHPFRC como meio confinante, percebe-se a importância em relacionar a resistência do concreto que será confinado e a tensão de confinamento que será aplicada.

## 7 ANÁLISE DOS MODELO DE CONFINAMENTO

Este capítulo avalia equações de confinamento capazes de estimar o ganho de resistência gerado pelo confinamento. Serão apresentadas duas propostas de equação para prever a resistência do concreto confinado e posteriormente será analisado o procedimento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019) para considerar a influência da espessura da camisa de UHPFRC no valor da tensão de confinamento.

### 7.1 PROPOSTAS DE MODELO DE CONFINAMENTO

A maioria das propostas de modelos de confinamento atuais seguem como padrão basicamente três formas distintas de equacionar o ganho de resistência do concreto confinado. Sendo elas a utilização da equação linear sugerida por Richart et al. (1928), equação 4.7, a equação de Mander et al. (1998), equação 4.14, ou uma variação da equação de Richart et al. (1928), similar à usada por Cusson e Paultre (1993) e Abdulahi et al. (2012), equação 4.21 e equação 4.25.

A variação da equação de Richart et al. (1928) é feita considerando que o valor de  $K_1$  é variável e que depende de uma relação entre a tensão de confinamento  $f_l$  e a resistência do concreto sem reforço,  $f_{co}$ , conforme a Equação 7.1. A razão  $f_l/f_{co}$  será chamada neste trabalho de taxa de confinamento. A equação de Richart et al. (1928) segue o padrão linear conforme a Equação 7.2. Substituindo  $K_1$  na Equação 7.2 tem-se a Equação 7.3 bastante usada em modelos de confinamento.

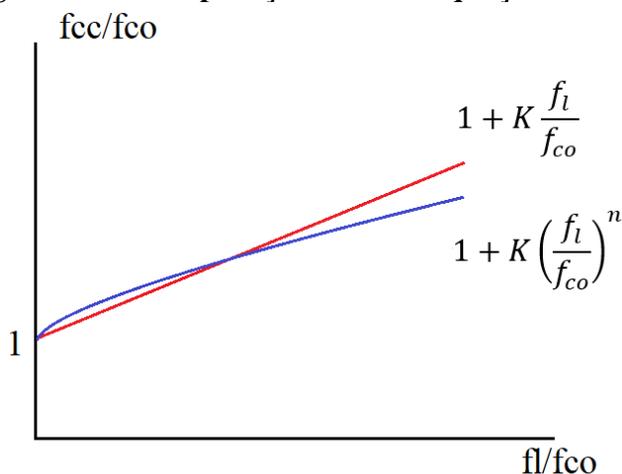
$$K_1 = \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{n_1} \quad 7.1$$

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 \cdot f_l \quad 7.2$$

$$f_{cc} = f_{co} + K \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^n \quad 7.3$$

A equação 7.3 representa melhor os resultados encontrados neste trabalho que a relação linear da Equação 7.2. Conforme os resultados do capítulo 6, um concreto com elevada resistência sem uma tensão confinante adequada leva o sistema de confinamento à ruptura antes de atingir o potencial do material confinante. A Figura 7.1 compara o comportamento das equações 7.2 e 7.3. Note que a equação 7.3 possui um crescimento maior no início da curva e na sequência se estabiliza mantendo um crescimento mais constante. Esse comportamento é percebido na Figura 6.4 onde é comparado o ganho de resistência dos modelos com concreto C25 e C40 com o de C60. O modelo com C60, que foi considerado subdimensionado e possui um valor baixo para taxa de confinamento, quase dobrou o ganho de resistência entre a camisa de 2,5cm de espessura e de 3,5cm. Os modelos C25 e C40 com a relação  $f_l/f_{co}$  maior tiveram acréscimos de resistência menores. Esse comportamento é melhor expresso pela Equação 7.3 conforme mostrado na Figura 7.1, onde a relação entre o valor do concreto confinado e sem confinamento ( $f_{cc}/f_{co}$ ) aumenta mais rapidamente para valores de  $f_l/f_{co}$  menores.

**Figura 7.1 – Comparação entre as equações 7.2 e 7.3**



Portanto, considerando que a equação 7.3 representa bem os resultados obtidos experimentalmente, foram determinados os valores da constante K e do expoente n da Equação 7.3 usando os valores experimentais dos 24 modelos reforçados deste trabalho e os resultados dos 9 modelos com seção circular reforçados por Xie, Fu e Yan (2019). Usando uma regressão não linear dos dados experimentais obteve-se a Equação 7.4 que será chamada de Proposta A neste trabalho.

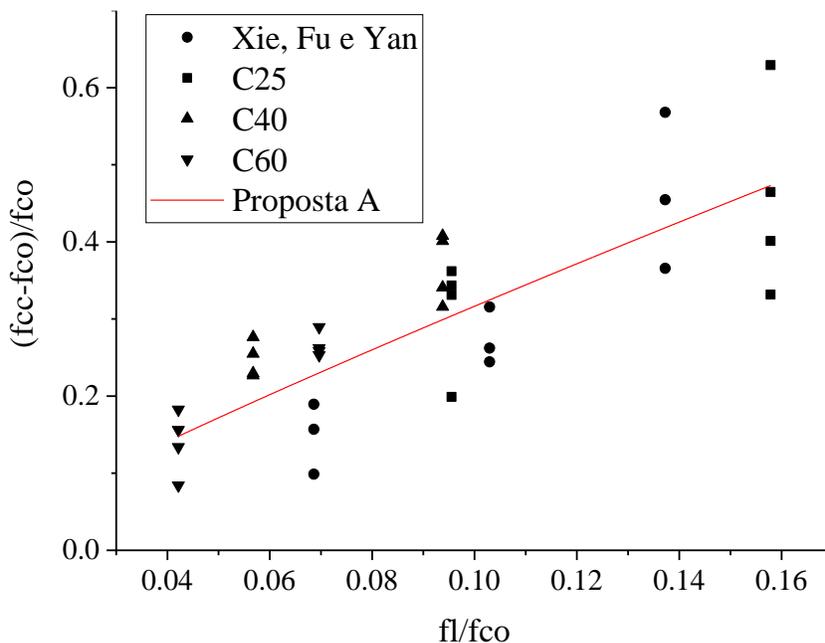
$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.4 \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.88} \quad 7.4$$

Onde  $f_{cc}$  é a resistência do concreto confinado,  $f_{co}$  é a resistência do concreto sem confinamento. A tensão de confinamento  $f_l$  é determinada pela Equação 4.4 deduzida no capítulo 4. A equação pode ser reescrita como a equação 7.5. Onde  $f_t$  é a resistência à tração do UHPFRC,  $t$  é a espessura do reforço e  $R$  é o raio de concreto que será reforçado.

$$f_l = \frac{f_t \cdot t}{R} \quad 7.5$$

A determinação do coeficiente K e da potência n foi feita usando a ferramenta *Nonlinear Curve Fit* do software Origin, conforme mostrado na Figura 7.2.

**Figura 7.2 - - Calibração da Proposta A de modelo de confinamento**



A Tabela 7.1 resume os valores usados para calibração da equação e os resultados obtidos, onde  $f_{cc,a}$  é o valor obtido pela Equação 7.4 da Proposta A e  $f_{cc,b}$  é o valor obtido pela Equação 7.7 da proposta B que será explicada a seguir.

**Tabela 7.1 – Calibração das equações para prever a resistência do concreto confinado**

$f_{cc}$ (MPa)	$f_{co}$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$t$ (m)	$f_l$ (MPa)	$f_{cc,a}$ (MPa)	$f_{cc,b}$ (MPa)	$f_{cc,a}/f_{cc}$	$f_{cc,b}/f_{cc}$
41,59	34,97	9,00	0,02	2,40	42,92	43,07	1,03	1,04
38,42	34,97	9,00	0,02	2,40	42,92	43,07	1,12	1,12
40,46	34,97	9,00	0,02	2,40	42,92	43,07	1,06	1,06
44,14	34,97	9,00	0,03	3,60	46,32	45,25	1,05	1,03
46,01	34,97	9,00	0,03	3,60	46,32	45,25	1,01	0,98
43,52	34,97	9,00	0,03	3,60	46,32	45,25	1,06	1,04
54,83	34,97	9,00	0,04	4,80	49,59	47,06	0,90	0,86
47,76	34,97	9,00	0,04	4,80	49,59	47,06	1,04	0,99
50,87	34,97	9,00	0,04	4,80	49,59	47,06	0,97	0,93
36,84	27,05	7,75	0,03	2,58	35,27	34,66	0,96	0,94
32,43	27,05	7,75	0,03	2,58	35,27	34,66	1,09	1,07
36,01	27,05	7,75	0,03	2,58	35,27	34,66	0,98	0,96
36,34	27,05	7,75	0,03	2,58	35,27	34,66	0,97	0,95
36,02	27,05	9,15	0,04	4,27	39,84	37,14	1,11	1,03
44,07	27,05	9,15	0,04	4,27	39,84	37,14	0,90	0,84
37,90	27,05	9,15	0,04	4,27	39,84	37,14	1,05	0,98
39,62	27,05	9,15	0,04	4,27	39,84	37,14	1,01	0,94
55,86	45,53	7,75	0,03	2,58	54,28	54,92	0,97	0,98
57,14	45,53	7,75	0,03	2,58	54,28	54,92	0,95	0,96
58,12	45,53	7,75	0,03	2,58	54,28	54,92	0,93	0,94
55,98	45,53	7,75	0,03	2,58	54,28	54,92	0,97	0,98
59,91	45,53	9,15	0,04	4,27	59,14	58,21	0,99	0,97
61,05	45,53	9,15	0,04	4,27	59,14	58,21	0,97	0,95
63,79	45,53	9,15	0,04	4,27	59,14	58,21	0,93	0,91
64,10	45,53	9,15	0,04	4,27	59,14	58,21	0,92	0,91
69,51	61,30	7,75	0,03	2,58	70,37	71,81	1,01	1,03
66,45	61,30	7,75	0,03	2,58	70,37	71,81	1,06	1,08
70,87	61,30	7,75	0,03	2,58	70,37	71,81	0,99	1,01
72,49	61,30	7,75	0,03	2,58	70,37	71,81	0,97	0,99
76,82	61,30	9,15	0,04	4,27	75,41	75,62	0,98	0,98
77,37	61,30	9,15	0,04	4,27	75,41	75,62	0,97	0,98
77,15	61,30	9,15	0,04	4,27	75,41	75,62	0,98	0,98
79,04	61,30	9,15	0,04	4,27	75,41	75,62	0,95	0,96
Média							0,99	0,98

A equação da Proposta A possui resultados satisfatórios para os modelos estudados, conforme será apresentado no capítulo 7.3. No entanto, apesar de conseguir representar o efeito

do subdimensionamento mostrado no reforço do concreto C60, essa proposta não consegue prever a redução no ganho de resistência gerada pelo superdimensionamento do reforço. Ou seja, o ganho de resistência deve ser limitado para taxas de confinamento ( $f_l/f_{co}$ ) muito altas.

Conforme apresentado no capítulo 6 o reforço de 3,5 cm feito no concreto C25 mostrou-se superdimensionado de forma que o núcleo começou a perder resistência antes de a camisa ser solicitada em toda a sua capacidade. Diante desse comportamento será apresentado uma segunda proposta de equação de previsão de resistência. A segunda proposta considera a premissa de que o núcleo poderia perder a capacidade resistente antes de efetivamente solicitar toda a capacidade confinante da camisa de reforço.

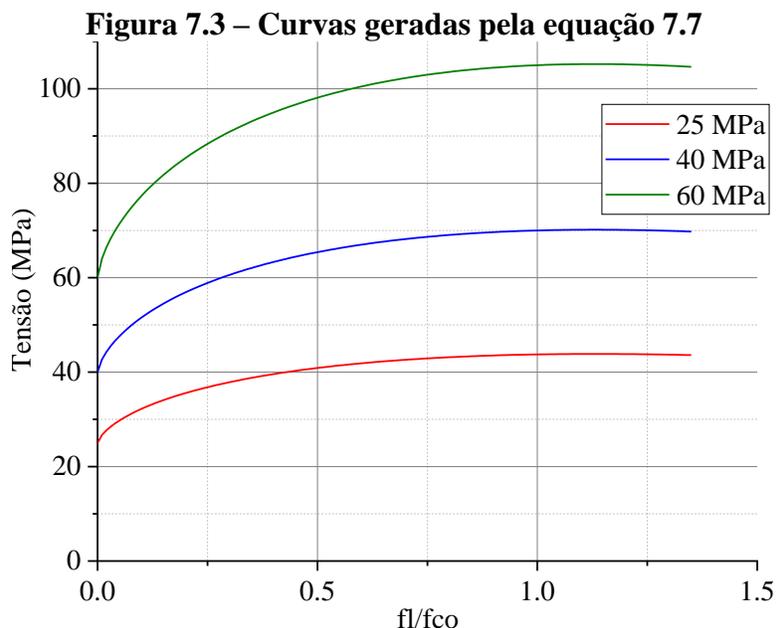
A Proposta B tem como objetivo limitar o aumento de resistência para tensões de confinamento ( $f_l$ ) muito elevadas. Para isso adicionou-se uma terceira parcela na equação 7.3 de forma a limitar seu crescimento em relação ao aumento de  $f_l$ , formando assim a equação 7.6. A solução sugerida para a equação 7.6 gera uma curva similar à equação de Mander et al. (1998).

$$f_{cc} = f_{co} \left( 1 + K1 \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^n - k2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad 7.6$$

Os valores dos coeficientes K1 e K2 e da potência n foram determinadas usando os valores da Tabela 7.1, que resultou na equação 7.7 que será chamada de Proposta B neste trabalho. O valor de  $f_l$  é determinado pela equação 7.5.

$$f_{cc} = f_{co} \left( 1 + 2.75 \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.75} - 2.0 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad 7.7$$

A Figura 7.3 mostra a curva gerada pela equação 7.7 considerando concretos de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa. A adição de uma limitação no crescimento da curva da Equação 7.3 faz com que o comportamento mostrado experimentalmente seja melhor representado. Assim, tem-se um maior aumento no ganho de resistência com o aumento da espessura na fase subdimensionada e uma redução no ganho de resistência para um reforço super dimensionado.



É importante observar que a equação 7.7 considera que o concreto confinado deixa de ganhar resistência a partir de uma taxa de confinamento ( $f_l/f_{co}$ ) de aproximadamente 1,0, conforme mostrado na Figura 7.3. No entanto, esse valor não necessariamente é real, pois os coeficientes foram determinados com valores experimentais de concretos reforçados com pequenas espessuras de UHPFRC. Portanto, é necessária uma melhor calibração da equação, considerando maiores espessuras para obter o valor exato da constante K2 que limita o ganho de resistência do concreto confinado.

## 7.2 ANÁLISE DO MODELO DE CONFINAMENTO DE XIE, FU E YAN (2019)

A leitura dos extensômetros dos modelos de estudo mostra que a camisa de UHPFRC se deforma de forma variável de dentro para fora. Sendo a face de dentro a região onde inicia a fissuração do reforço. Esse resultado está de acordo com o apresentado por Xie, Fu e Yan (2019). Portanto, considera-se válida a metodologia sugerida pelos autores para determinar uma tensão de confinamento efetiva da camisa considerando a distribuição de tensões na espessura de reforço.

O modelo de Teng et al (2007), usado por Xie, Fu e Yan (2019) para estimar o ganho de resistência do concreto confinado, usa uma relação linear similar à sugerida por Richart et al. (1928). No entanto, conforme discorrido no capítulo 7.1, os resultados obtidos experimentalmente

mostram que a formulação mais adequada para estimar a resistência do concreto confinado não é linear. Portanto, neste capítulo será testado o modelo de confinamento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019), bem como também serão avaliadas diferentes equações sugeridas por outros autores usando a tensão de confinamento efetiva de acordo com o método sugerido por Xie, Fu e Yan (2019). As equações para estimar a resistência do concreto confinado usadas neste capítulo estão resumidas na Tabela 7.2.

**Tabela 7.2 – Equações testadas no capítulo 7.2**

Autor	Equação
Mander et al. (1988)	$f_{cc} = f_{co} \cdot \left( -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_{le}}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)$
Teng et al. (2007)	$f_{cc} = f_{co} + 3.5 \cdot f_l$
Cusson e Paultre (1993)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.1 \cdot \left( \frac{f_{le}}{f'_{co}} \right)^{0.7}$

A equação de Mander et al. (1988) possui a mesma característica da Proposta B sugerida neste trabalho. Ou seja, o ganho de resistência é reduzido conforme aumenta-se o valor de pressão confinante. Em seu modelo de confinamento o valor da tensão de confinamento efetiva ( $f_{le}$ ) é calculada considerando um arqueamento gerado pelas armaduras de aço, conforme mostrado no capítulo 4.2.1. Neste trabalho o valor de  $f_{le}$  será determinado pelo procedimento sugerido com Xie, Fu e Yan (2019) para considerar a distribuição de tensões da camisa de forma não linear.

A equação de Cusson e Paultre (1993) tem a mesma característica da Proposta A deste trabalho, considerando uma taxa de confinamento ( $f_l/f_{co}$ ) de forma que a resistência do concreto influencie no ganho de resistência gerado pelo confinamento. O modelo de confinamento de Cusson e Paultre (1993) também usa uma correção da tensão de confinamento considerando um efeito de arqueamento similar ao de Mander et al. (1988). Portanto, da mesma forma que será feito na equação de Mander et al. (1988) o valor da tensão de confinamento efetiva ( $f_{le}$ ) será calculada usando o procedimento proposto por Xie, Fu e Yan (2019).

Conforme explicado no capítulo 4.2.5 a proposta de Xie, Fu e Yan (2019) consiste em um procedimento iterativo onde é calculado uma deformação efetiva  $\varepsilon_e$  para a camisa de UHPFRC.

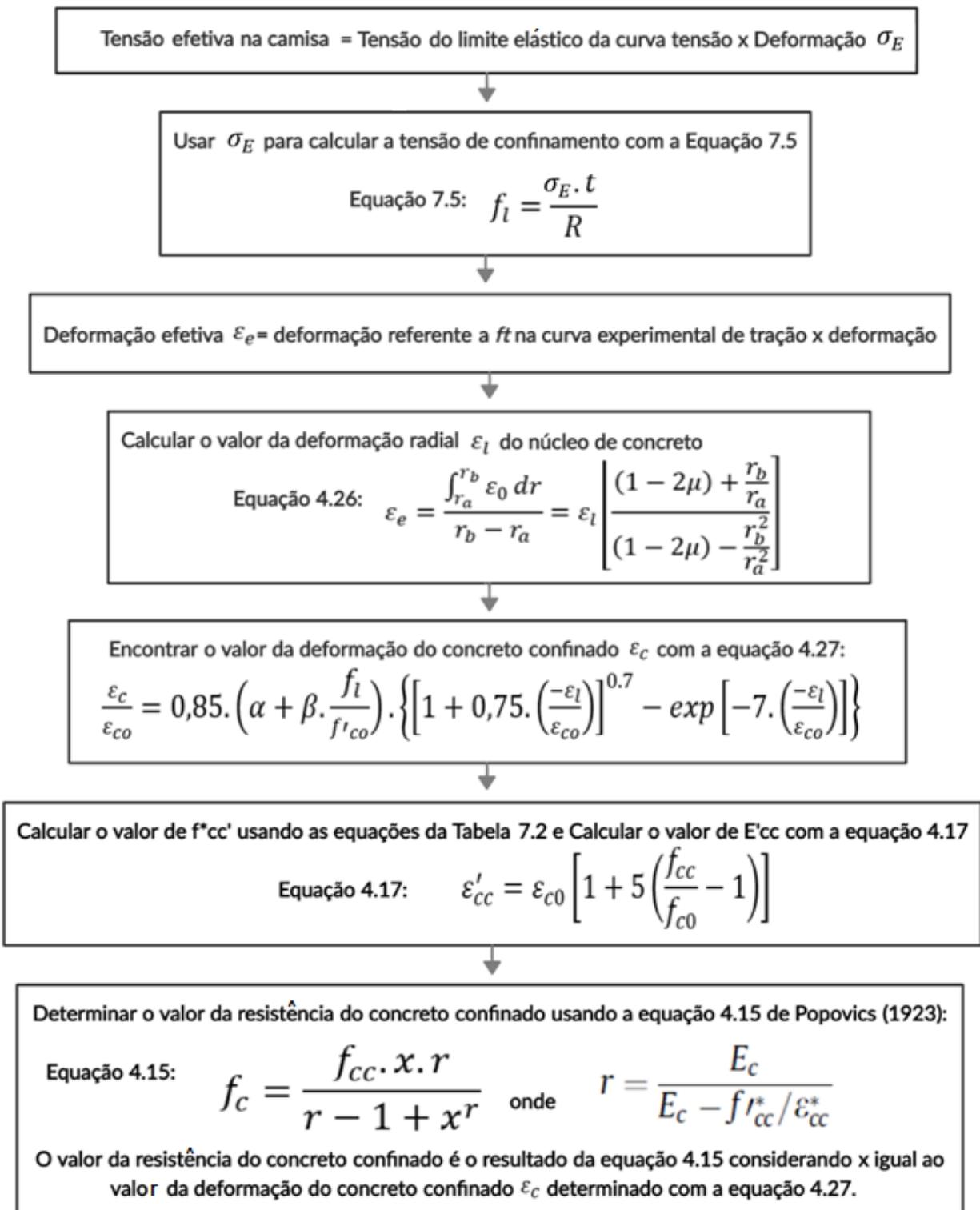
O valor de  $\varepsilon_e$  é usado para encontrar a tensão do material referente à essa deformação na curva experimental do ensaio de tração do material. Essa tensão é considerada a tensão efetiva que atua na camisa de UHPFRC. Ou seja, a determinação da tensão efetiva no reforço é dependente da curva experimental de tensão de tração por deformação do material.

No entanto, a medida da deformação nos ensaios de tração é bastante imprecisa após ultrapassar a tensão referente ao limite de proporcionalidade. Esse erro é mais expressivo principalmente para os ensaios de flexão por 4 pontos, conforme explicado nos capítulos 3 e 5.4.1.3. Por exemplo, a Tabela 3.1 – Comparação entre os métodos de flexão por 4 pontos e resultados de tração direta, mostra que a estimativa da tensão usando o método de Baby et al. (2013), replicado nesta pesquisa, tem um desvio médio de 4,5% enquanto que o desvio referente à deformação é de 41%, podendo o método superestimar a deformação em até 55% a mais que o valor real. Portanto, não é possível usar a deformação referente à tensão máxima resistente obtida em ensaios de flexão em 4 pontos para o método de Xie, Fu e Yan (2019). Assumir uma deformação excessiva no procedimento iterativo sugerido pelos autores leva a uma superestimação da pressão de confinamento.

Por isso, para os estudos usando o procedimento de Xie, Fu e Yan (2019) serão empregados os valores referentes à perda de proporcionalidade do material. Para os modelos com reforço de 2,5cm a tensão de tração de perda do comportamento linear ocorre em 6,79 MPa com deformação de 0.025%, para o reforço de 3,5cm ocorre em 8,30 MPa com deformação de 0.024%. O UHPFRC usado por Xie, Fu e Yan (2019) possui uma tensão para o limite de elasticidade de 7.6 MPa com deformação de 0.02%.

O procedimento iterativo proposto por Xie, Fu e Yan (2019), mostrado na Figura 4.18, inicia-se adotando um valor inicial para a deformação do concreto encamisado e na sequência é feita a iteração para verificar se o valor de deformação usado inicialmente gera uma tração na camisa referente à resistência considerada do UHPFRC. Esse procedimento demanda bastante iterações até encontrar o valor exato para pressão de confinamento gerada pelo reforço. Para simplificar a obtenção da tensão efetiva na camisa ( $\sigma_e$ ) a iteração foi alterada neste trabalho. O procedimento adotado está explicado na Figura 7.4. No procedimento foi adotado coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) igual a 0,2 e deformação do concreto não confinado ( $\varepsilon_{co}$ ) igual a 0,2%.

**Figura 7.4 – Procedimento usado para determinar a resistência à compressão do concreto confinado usando o modelo de Xie, Fu e Yan (2019)**



No procedimento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019) era feita a verificação se a tensão efetiva na camisa coincidia com o valor de tensão da curva tensão por deformação do material no final da iteração, caso não coincidisse os valores o procedimento deveria ser repetido. O procedimento sugerido, neste trabalho, é oposto ao procedimento de Xie, Fu e Yan (2019). O método usado inicia-se assumindo que a tensão efetiva é igual à tensão do limite de proporcionalidade da curva tensão por deformação. Assumindo esse valor, determina-se a deformação efetiva da camisa com a Equação 4.26 e na sequência a deformação do concreto confinado é calculada de forma direta com a Equação 4.27 sem a necessidade de iterações.

Os resultados obtidos estão apresentados no capítulo 7.3 onde é feita uma comparação entre as equações propostas no capítulo 7.1, no capítulo 7.2 e a Equação 4.25 sugerida por Abdulahi (2002) usada por Enami (2017).

É importante observar que apesar de a equação sugerida por Teng et al. (2007), para estimar a resistência do concreto confinado, não depender da resistência à compressão do concreto sem confinamento, o modelo de Xie, Fu e Yan (2019) é influenciado de forma indireta pelo valor de  $f_{co}$  devido à utilização das equações 4.17 e 4.27, além de também depender do valor do módulo de elasticidade devido a iteração com a equação de Popovics (1923).

### 7.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DE CONFINAMENTO

A Tabela 7.3, Tabela 7.4 e Tabela 7.5 apresentam os resultados das equações de confinamento estudadas. Para a Proposta A, Proposta B e a equação de Abdollahi et al. (2012) não foi feito o procedimento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019). Os modelos foram calibrados diretamente com os resultados experimentais de concreto confinado com UHPFRC. Portanto, considera-se que a influência da espessura da camisa de reforço esteja representada nos valores das constantes das equações. Para essas três equações foi usado o valor de resistência máxima à tração do UHPFRC.

Para a equação de Teng et al. (2019), Mander et al. (1998) e Cusson e Paultre (1995) foi usado o procedimento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019). Os modelos serão chamados neste capítulo de Mander Modificado e Cusson e Paultre Modificado e a equação de Teng et al. (2019)

compõe o modelo de confinamento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019). O valor da resistência à tração usada para essas três equações refere-se ao valor da tensão do limite elástico do UHPFRC.

Na Tabela 7.3, Tabela 7.4 e Tabela 7.5 os modelos testados com o método de Xie, Fu e Yan (2019) apresentam as previsões do valor de deformação do concreto encamisado. Esses valores de deformação são encontrados durante o procedimento iterativo para calcular a tensão efetiva da camisa. Apesar de mostrados os valores da deformação nas tabelas Tabela 7.3, Tabela 7.4 e Tabela 7.5 esses resultados não serão avaliados neste trabalho devido à falta de resultados experimentais confiáveis referente à deformação dos modelos de estudo com concreto C40 e C60.

A Tabela 7.3 apresenta os resultados encontrados para os modelos reforçados com espessura de 2,5cm de UHPRC. Os valores foram calculados considerando uma resistência à tração de 7,75 MPa para a Proposta A, Proposta B e para a equação de Abdollahi et al. (2012) e uma resistência à tração de 6,79 MPa para as equações de Xie, Fu e Yan (2019), Mander Modificado e Cusson e Paultre Modificado.

**Tabela 7.3 – Resultados para a camisa com 2,5cm de espessura**

Método	Concreto C25			Concreto C40			Concreto C60		
	$f_{co} = 27.267 \text{ MPa}$			$f_{co} = 45.526 \text{ MPa}$			$f_{co} = 61.756 \text{ MPa}$		
	$f_{cc}$	Erro	Def.	$f_{cc}$	Erro	Def.	$f_{cc}$	Erro	Def.
	MPa	%		MPa	%		MPa	%	
Experimental	35,41	0	-	56,78	0	-	69,83	0	-
Proposta A	35,27	-0,40	-	54,27	-4,40	-	70,37	0,77	-
Proposta B	34,66	-2,11	-	54,92	-3,28	-	71,81	2,84	-
Abdollahi et al. (2012)	41,58	1,44	-	6,99	12,71	-	82,48	18,11	-
Xie, Fu e Yang (2019)	34,76	-1,84	0,0041	53,44	-5,87	0,0038	68,67	-1,67	0,0037
Mander et al. Modificado	38,51	8,75	0,0040	58,29	2,67	0,0038	74,91	7,27	0,0037
Cusson e Paultre Modificado	36,31	2,55	0,0040	56,67	-0,19	0,0038	73,75	5,62	0,0037

A Tabela 7.4 apresenta os resultados encontrados para os modelos reforçados com a camisa de 3,5cm de espessura de UHPFRC. Os valores foram calculados considerando uma resistência à tração de 9,15 MPa para a Proposta A, Proposta B e para a equação de Abdollahi et al. (2012) e uma resistência à tração de 8,30 MPa para as equações de Xie, Fu e Yan (2019), Mander Modificado e Cusson e Paultre Modificado.

**Tabela 7.4 – Resultados para a camisa com 3,5cm de espessura**

Método	Concreto C25			Concreto C40			Concreto C60		
	$f_{co} = 27.267$ MPa			$f_{co} = 45.526$ MPa			$f_{co} = 61.756$ MPa		
	$f_{cc}$	Erro	Def.	$f_{cc}$	Erro	Def.	$f_{cc}$	Erro	Def.
	MPa	%		MPa	%		MPa	%	
Experimental	39,40	0	-	62,21	0	-	77,60	0	-
Proposta A	39,84	1,12	-	59,14	-4,94	-	75,41	-2,82	-
Proposta B	37,14	-5,74	-	58,20	-6,44	-	75,62	-2,56	-
Abdollahi et al. (2012)	46,12	17,05	-	69,75	12,12	-	89,08	14,79	-
Xie, Fu e Yang (2019)	39,69	0,73	0,0047	58,49	-5,98	0,0041	74,84	-3,55	0,0041
Mander et al. Modificado	44,50	12,95	0,0047	64,93	4,38	0,0043	82,23	5,96	0,0041
Cusson e Paultre Modificado	40,45	2,66	0,0043	61,38	-1,33	0,0043	79,34	2,50	0,0041

A Tabela 7.5 apresenta os resultados encontrados para os pilares testados por Xie, Fu e Yan (2019). Em sua pesquisa a resistência do concreto do núcleo foi de 34,95 MPa para todos os pilares. No entanto, a espessura da camisa de reforço possuía 3 valores diferentes, sendo eles 20mm, 30mm e 40mm. Os valores da Tabela 7.5 foram calculados considerando uma resistência à tração de 9,00 MPa para a Proposta A, Proposta B e para a equação de Abdollahi et al. (2012) e uma resistência à tração de 7,60 MPa para as equações de Xie, Fu e Yan (2019), Mander Modificado e Cusson e Paultre Modificado.

**Tabela 7.5 – Resultados com os valores de Xie, Fu e Yan (2019) para  $f_{co}=34,95\text{MPa}$** 

Método	Reforço 20mm			Reforço 30mm			Reforço 40mm		
	$f_{cc}$	Erro	Def.	$f_{cc}$	Erro	Def.	$f_{cc}$	Erro	Def.
	MPa	%		MPa	%		MPa	%	
Experimental	40,16	0		44,55	0		51,16	0	
Proposta A	42,89	6,81		46,30	3,93		49,57	-3,11	
Proposta B	43,04	7,18		45,23	1,52		47,03	-8,07	
Abdollahi et al. (2012)	50,67	26,16		54,51	22,36		57,80	12,98	
Xie, Fu e Yang (2019)	39,82	-0,86	0,0026	43,05	-3,36	0,0031	46,29	-9,51	0,0036
Mander Modificado	41,62	3,63	0,0026	46,04	3,35	0,0031	50,25	-1,79	0,0036
Cusson e Paulter Modificado	40,84	1,70	0,0026	44,25	-0,67	0,0031	47,36	-7,42	0,0036

Os valores da Tabela 7.3, Tabela 7.4 e Tabela 7.5 mostram que as equações de Abdollahi et al. (2002) e a equação de Mander et al. (1988) não foram adequadas para estimar a resistência do concreto confinado pela camisa de UHPFRC. A equação de Abdollahi et al. (2002) chegou a erros superiores a 20% na estimativa da resistência e, portanto, não é aconselhável a sua utilização.

A utilização da equação de Mander et al (1988) resultou em erros menores do que o obtido pela equação de Abdollahi et al. (2002). No entanto, a maioria dos valores obtidos por esse método foram acima do valor experimental mesmo usando o valor da tensão referente à perda da linearidade do UHPFRC, o que faz esse método não ser considerado seguro.

A Proposta A, a Proposta B, o modelo de confinamento de Xie, Fu e Yan (2019) e o modelo de confinamento de Cusson e Paultre Modificado apresentaram bons resultados e são consideradas aptos a estimar de forma mais precisa a resistência do concreto confinado. A Tabela 7.6 apresenta a variação dos valores calculados por esses modelos em relação a todos resultados experimentais deste trabalho e do artigo de Xie, Fu e Yan (2019).

Tabela 7.6 – Comparação entre os modelos de cálculo de resistência

Método	Exp.	Proposta A		Proposta B		Xie, Fu e Yan (2019)		Cusson e Paultre	
	$f_{cc}$ (MPa)	$f_{cc,a}$	$f_{cc,a}/f_{cc}$	$f_{cc,b}$	$f_{cc,b}/f_{cc}$	$f_{cc,x}$	$f_{cc,x}/f_{cc}$	$f_{cc,c}$	$f_{cc,c}/f_{cc}$
Xie, Fu e Yan 20mm	41,59	42,92	1,03	43,04	1,03	39,82	0,96	40,84	0,98
	38,42	42,92	1,12	43,04	1,12	39,82	1,04	40,84	1,06
	40,46	42,92	1,06	43,04	1,06	39,82	0,98	40,84	1,01
Xie, Fu e Yan 30mm	44,14	46,32	1,05	45,23	1,02	43,05	0,98	44,25	1,00
	46,01	46,32	1,01	45,23	0,98	43,05	0,94	44,25	0,96
	43,52	46,32	1,06	45,23	1,04	43,05	0,99	44,25	1,02
Xie, Fu e Yan 40mm	54,83	49,59	0,90	47,03	0,86	46,29	0,84	47,36	0,86
	47,76	49,59	1,04	47,03	0,98	46,29	0,97	47,36	0,99
	50,87	49,59	0,97	47,03	0,92	46,29	0,91	47,36	0,93
C25 25mm	36,84	35,27	0,96	34,66	0,94	34,76	0,94	36,31	0,99
	32,43	35,27	1,09	34,66	1,07	34,76	1,07	36,31	1,12
	36,01	35,27	0,98	34,66	0,96	34,76	0,97	36,31	1,01
	36,34	35,27	0,97	34,66	0,95	34,76	0,96	36,31	1,00
C25 35mm	36,02	39,84	1,11	37,14	1,03	39,69	1,10	40,45	1,12
	44,07	39,84	0,90	37,14	0,84	39,69	0,90	40,45	0,92
	37,90	39,84	1,05	37,14	0,98	39,69	1,05	40,45	1,07
	39,62	39,84	1,01	37,14	0,94	39,69	1,00	40,45	1,02
C40 25mm	55,86	54,28	0,97	54,92	0,98	53,44	0,96	56,67	1,01
	57,14	54,28	0,95	54,92	0,96	53,44	0,94	56,67	0,99
	58,12	54,28	0,93	54,92	0,94	53,44	0,92	56,67	0,98
	55,98	54,28	0,97	54,92	0,98	53,44	0,95	56,67	1,01
C40 35mm	59,91	59,14	0,99	58,20	0,97	58,49	0,98	61,38	1,02
	61,05	59,14	0,97	58,20	0,95	58,49	0,96	61,38	1,01
	63,79	59,14	0,93	58,20	0,91	58,49	0,92	61,38	0,96
	64,10	59,14	0,92	58,20	0,91	58,49	0,91	61,38	0,96
C60 25mm	69,51	70,37	1,01	71,81	1,03	68,67	0,99	73,75	1,06
	66,45	70,37	1,06	71,81	1,08	68,67	1,03	73,75	1,11
	70,87	70,37	0,99	71,81	1,01	68,67	0,97	73,75	1,04
	72,49	70,37	0,97	71,81	0,99	68,67	0,95	73,75	1,02
C60 35mm	76,82	75,41	0,98	75,62	0,98	74,84	0,97	79,34	1,03
	77,37	75,41	0,97	75,62	0,98	74,84	0,97	79,34	1,03
	77,15	75,41	0,98	75,62	0,98	74,84	0,97	79,34	1,03
	79,04	75,41	0,95	75,62	0,96	74,84	0,95	79,34	1,00
Média			0,99		0,98		0,97		1,01
Desvio padrão			0,06		0,06		0,05		0,05

O método com a utilização da equação de Cusson e Paultre (1995), considerando a tensão efetiva de confinamento determinada pelo método de Xie, Fu e Yan (2019), demonstrou ser mais propício a superestimar o valor do concreto confinado do que os outros três métodos. O método aplicando a equação de Cusson e Paultre (1995) não foi calculado usando a resistência máxima do UHPFRC igual a Proposta A e B. Ou seja, caso seja considerada a resistência máxima do material esse método apresentaria um erro maior no sentido desfavorável à segurança.

Os demais métodos tiveram valores próximos aos resultados experimentais, e possuem um valor médio a favor da segurança, ou seja, a média dos valores ficaram abaixo do valor experimental. O modelo de Xie, Fu e Yan (2019) se destaca por possuir um menor desvio e ser mais seguro em relação aos demais métodos. No entanto, devido ao procedimento sugerido pelos autores depender da curva constitutiva à tração do UHPFRC, a segurança desse método é dependente da precisão do ensaio de tração, tanto para o valor de tensão quanto para o valor de deformação.

As Propostas A e B apresentaram bons resultados, com valores médios próximos ao valor experimental, mas o desvio padrão de ambas as propostas é superior ao de Xie, Fu e Yan (2019) e à equação de Cusson e Paultre. No entanto, o valor do desvio padrão ainda é considerado baixo. Com relação à obtenção de valores favoráveis à segurança, a Proposta A apresenta a média da relação  $f_{cc,d}/f_{cc}$  muito próxima de 1,00, o que configuraria uma condição de 50% de valores acima do valor experimental e 50% abaixo. Entretanto, as constantes da equação foram determinadas e avaliadas usando os valores referentes à resistência máxima à tração do UHPFRC. Então, a utilização da equação com valores de tensão de tração iguais aos usados para o modelo de Xie, Fu e Yan (2019) geraria resultados mais favoráveis à segurança.

Uma comparação mais igualitária entre os modelos, mostrando os resultados de todas as equações considerando a resistência à tração referente ao limite de linearidade da curva de tensão por deformação é mostrada na Figura 8.2 do capítulo 8.

## 8 CONCLUSÃO

Conforme apresentado nos capítulos **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, 2 e 4 a utilização do concreto de ultra alto desempenho com fibras de aço (UHPFRC) mostra-se bastante promissora. Sua elevada resistência mecânica, baixa porosidade e elevada durabilidade ajudam não apenas na capacidade resistente do elemento estrutural reforçado como também na sua durabilidade.

Apesar do potencial desse material para o reforço estrutural, a sua utilização em encamisamento de pilares ainda carece de estudos. Atualmente existem diversos estudos para diferentes tipos de encamisamento, sendo a maioria deles referentes à utilização de fibras de carbono, aço ou concreto armado. No entanto, o UHPFRC vem mostrando ser eficiente para essa finalidade, e sua eficácia é mostrada também neste trabalho.

O estudo de traço de UHPFRC, apresentado no capítulo 5.2, mostra que a obtenção do UHPFRC demanda de equipamentos e materiais adequados. Para sua produção é necessário desenvolver um procedimento adequado para cada tipo de equipamento usado. Durante o estudo de traço a reologia do UHPFRC fresco e as características mecânicas do material enrijecido mostraram-se muito dependentes do tempo e da energia de mistura. Outro fator importante é a determinação de um método de moldagem eficiente. O material possui uma matriz muito densa e isso faz com que uma moldagem inadequada aumente muito a variação dos resultados e reduza a resistência média do concreto.

Comparando os valores da Tabela 5.7, referente aos resultados dos traços testados para o UHPFRC, percebe-se que a adição de microfibras de aço na mistura não influenciou na resistência à compressão. Comparando o resultado do Teste 1 com o Teste 5, ambos com o mesmo traço, no entanto um sem fibra e outro com fibra, a resistência sem fibras foi de 124 MPa e com fibra foi de 128 MPa, enquanto para os traços do Teste 2 e Teste 7, ambos com o mesmo traço, a resistência foi de 123 MPa e 115 MPa sem fibras e com fibras, respectivamente. Portanto, um dos casos teve um aumento na resistência, e no outro uma pequena redução. Isso mostra que, provavelmente, o volume de 2% de fibra de aço não influencia na resistência à compressão do UHPFRC.

O método de vibração por imersão, usado para concretar as camisas de UHPFRC, mostrou-se inadequado para elementos estruturais finos que serão submetidos à esforços de tração e flexão.

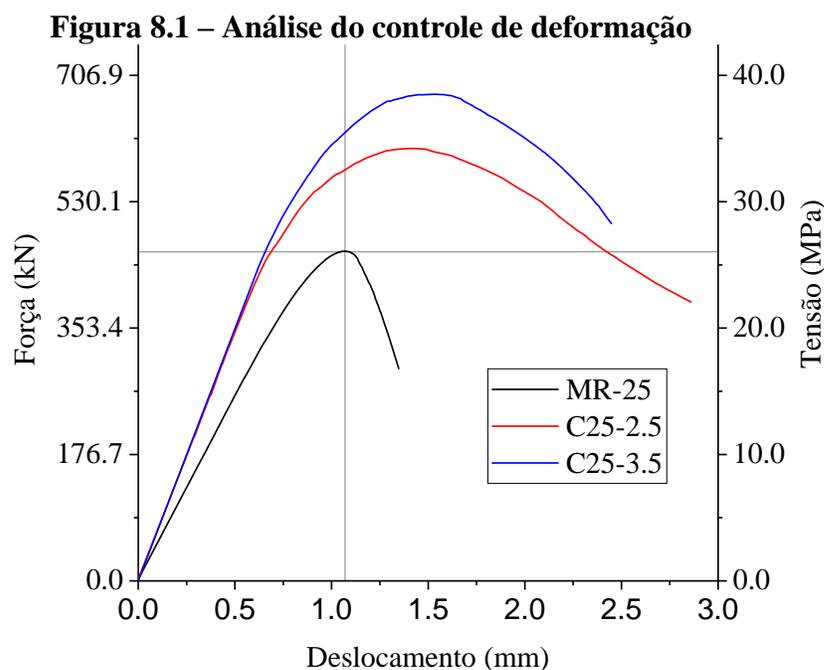
Os elementos finos possuem a característica de alinhar as fibras de aço a uma configuração próxima à uma distribuição 2D, conforme mostrado na Figura 6.3, no entanto, a utilização de vibradores de imersão aparenta perturbar essa configuração favorável das fibras. Esse efeito faz com que a fissuração gerada por esforços de tração se inicie nas regiões vibradas, conforme a Figura 5.18.

O UHPFRC produzido na betoneira e usado para o estudo do encamisamento do concreto obteve uma resistência à compressão de 102 MPa muito abaixo dos 122 MPa encontrado no UHPFRC feito na argamassadeira. Ainda o mesmo traço feito por Vanderlei (2004) com resistências superiores a 160 MPa teve uma queda ainda maior na resistência, chegando a apenas 107 MPa neste trabalho. Essas diferenças mostram a grande influência que a eficiência do misturador e o método de moldagem tem na resistência desse material. Por isso é importante um estudo para determinar a proporção de material e um método de mistura para cada equipamento usado para produzir o UHPFRC.

A utilização do procedimento sugerido pela AFGC (2013) para caracterizar o UHPFRC à tração gerou resultados coerentes. Segundo a AFGC (2013) o método de Baby et al. (2013) de transformação da curva momento por deflexão em tração por deformação é adequado para concretos com elevadas taxas de fibra de aço, ou para elementos finos devido ao alinhamento das fibras na direção mais favorável. Conforme mostrado na Figura 5.18 o alinhamento das fibras ocorreu como o esperado, desse modo considera-se que o método escolhido foi adequado. Os valores de 7,75 MPa e 9,30 MPa de resistência à tração estão de acordo com valores de resistência encontrados na literatura para o UHPFRC com características similares ao produzido nesta pesquisa. Assim sendo, o método é considerado adequado para caracterizar esse material. No entanto, ainda é necessário uma alternativa mais precisa para estimar a deformação.

O reforço feito com UHPFRC gerou aumentos significativos nas resistências à compressão do concreto confinado. Os modelos de referência MR-25 apresentaram aumento de resistência de 30,88% e 45,55% para as camisas com espessura de 2,5cm e 3,5cm, sendo um aumento de 8,35 e 12,35 MPa, respectivamente. Os modelos MR-40 aumentaram a resistência em 24,71% para o reforço de 2,5cm e em 36,65% para o reforço de 3,5cm, representando um acréscimo de 11,25 MPa e 16,69MPa. Já os modelos MR-60 aumentaram a resistência em 8,53 MPa e 16,29MPa sendo um ganho de 13,91% e 26,58% para as espessuras de 2,5cm e 3,5cm respectivamente.

Os ensaios de compressão simples, nos modelos reforçados com UHPFRC, demonstraram que a essa técnica de reforço não apenas possibilita o aumento da resistência do concreto, como também serve para o controle de deformação. Conforme a Figura 8.1, os modelos com concreto C25 reforçados com UHPFRC alcançaram a mesma resistência à compressão que o MR-25 com uma deformação menor. Da mesma forma, obtiveram resistências à compressão superiores ao MR-25 ao atingir a mesma deformação referente à sua resistência máxima. Logo, essa técnica de reforço não apenas gera um ganho na capacidade resistente como também atua como controle de deformação. Essa característica, mostrada na Figura 8.1, aconteceu também para os modelos com concreto de 40 MPa e 60MPa.



Essa melhora na deformação do modelo reforçado ocorre devido à um aumento da rigidez que pode ser percebido na Figura 8.1. Observa-se também um aumento significativo na ductilidade do material.

Os concretos de alto desempenho (CAD) possuem a característica de ruptura brusca. Com a utilização do reforço de UHPFRC essa ruptura foi consideravelmente melhorada. De acordo com as fotos do Anexo B, percebe-se que os núcleos de concreto C60 mantiveram sua integridade após a ruptura.

A instrumentação interna e externa da camisa de UHPFRC revelou muito sobre o comportamento desse tipo de reforço estrutural. Com os gráficos apresentados no capítulo 6.2, pode-se ver que a fissuração da camisa se inicia de dentro para fora e que a distribuição de tensões e deformações não é constante na espessura do reforço. Essa característica apresentada neste estudo coincide com os resultados encontrados por Xie, Fu e Yan (2019).

A análise dos dados do capítulo 6 mostra que o ganho de resistência do concreto confinado não depende apenas da espessura da camisa de UHPFRC e da resistência à tração do mesmo, mas depende também da resistência do concreto a ser reforçado. Para o UHPFRC usado com as espessuras de 2,5cm e 3,5 cm a resistência do concreto mais beneficiada foi o concreto C40. No entanto, percebe-se que o concreto C60 respondeu de forma mais expressiva ao aumento da espessura da camisa o que indica que provavelmente para uma camisa um pouco mais espessa o concreto C60 seria mais beneficiado que o concreto de C40.

A leitura dos extensômetros, posicionados na face interna da camisa, mostra que o excesso de reforço para uma resistência baixa do concreto que será encamisado pode fazer com que o núcleo perca a capacidade resistente antes de o reforço ser completamente solicitado, como pode ser visto no reforço de 3,5cm da Figura 6.15. Ainda no capítulo 6 a Figura 6.16 mostra que espessuras pequenas de reforço para resistências maiores dos concretos a serem reforçados podem fazer com que o reforço entre em colapso prematuramente, limitando o ganho de resistência do concreto confinado. Esse efeito pode ser visto para o concreto C60 com reforço de 2,5cm.

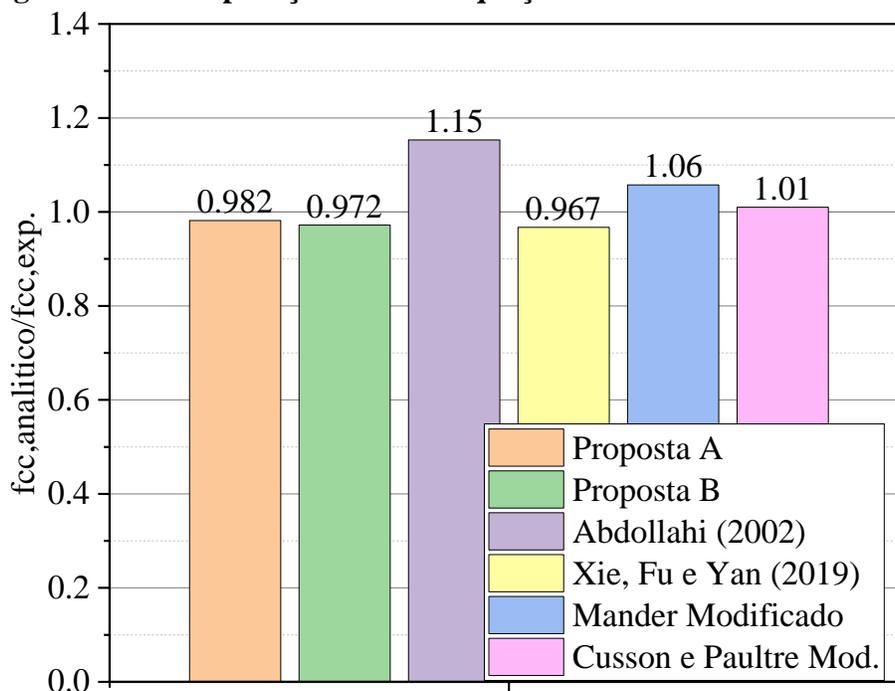
Esse comportamento referente ao reforço superdimensionado e subdimensionado justifica o motivo pelo qual a relação entre a resistência do concreto sem reforço ( $f_{co}$ ) e a tensão de confinamento ( $f_i$ ) deve ser levada em consideração no equacionamento para prever a resistência do concreto confinado.

Essa dependência do ganho de resistência em relação à resistência do concreto confinado pode ser percebida no trabalho de Abdullahi (2012). Em sua pesquisa foram feitos reforços de 1,5cm de espessura usando SIFCON para concreto com 15 MPa, 25 MPa e 40 MPa o que resultou em um maior ganho de resistência para o concreto de 25 MPa. O trabalho de Abdullahi (2012) não possui resultados referentes à deformação na face interna do reforço e também não foi feita outra espessura de reforço para o concreto com 40 MPa, por isso a autora concluiu que o reforço feito com SIFCON era mais eficiente para concretos com resistências próximas a 25 MPa. No entanto,

devido aos resultados deste trabalho, acredita-se que o reforço do concreto de 40 MPa estava subdimensionado e caso fossem testadas maiores espessuras de reforço para o núcleo de 40 MPa o ganho de resistência desse concreto seria superior ao de 25 MPa.

Com relação à previsão da resistência do concreto confinado a equação sugerida pela Proposta A e Proposta B, o modelo de confinamento de Xie, Fu e Yan (2019) e a equação de Cusson e Paultre (1995) são considerados capazes de estimar a resistência com boa precisão. Enquanto a equação de Abdollahi (2012) e Mander et al. (1998) apresentaram erros maiores superestimando a resistência do concreto confinado e por isso são considerados inadequados para prever o ganho de resistência gerado pela camisa de UHPFRC. A Figura 8.2 resume os resultados encontrados para todas as equações testadas. Para uma melhor comparação entre os modelos todos os valores da Figura 8.2 foram calculados usando a resistência à tração referente à perda de proporcionalidade da curva tensão por deformação. A comparação é feita usando os valores médios de todos os resultados experimentais obtidos nessa pesquisa e dos resultados apresentados por Xie, Fu e Yam (2019).

**Figura 8.2 – Comparação entre as equações de confinamento testadas**



O método usando a equação de Cusson e Paultre (1995) contém um erro contrário à segurança. Porém, sua equação não é desconsiderada neste trabalho, pois apresenta um erro e uma variação baixa em relação aos valores obtidos experimentalmente. Além de que, sua equação contém uma maior validação experimental comparado à Proposta A e B, sendo os 33 valores experimentais empregados neste trabalho mais os 50 valores experimentais usados por Cusson e Paultre (1995). Na publicação de Xie, Fu e Yan (2019) os autores sugeriram os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  da equação 4.27 como sendo 1 e 2. Não foi possível a verificação desses coeficientes com os dados coletados neste trabalho, portanto é necessária uma maior investigação sobre esses valores. Devido a essa questão, a combinação da equação de Cusson e Paultre (1995) com o procedimento para determinar a tensão efetiva da camisa, sugerido por Xie, Fu e Yan (2019), pode ser interessante por resultar em valores próximos aos experimentais.

O modelo de confinamento de Xie, Fu e Yan (2019) mostrou-se bastante adequado. Apesar de a equação de Teng et al. (2007) não considerar a relação que o ganho de resistência, devido ao confinamento com UHPFRC, tem com a resistência do núcleo confinado, o método sugerido pelos autores satisfaz de forma indireta essa condição com a utilização da equação 4.27. No entanto, apesar dos bons resultados mostrados nesta pesquisa o modelo de Xie, Fu e Yan (2019) é um pouco mais complexo por depender de um procedimento iterativo. Para facilitar o procedimento usado pelos autores foi sugerido uma sequência simplificada para o método de Xie, Fu e Yan (2019), apresentada no capítulo 7.2. Ainda assim, apesar de o procedimento ser simplificado neste trabalho, o método de Xie, Fu e Yan (2019) é dependente de uma medição precisa da deformação do UHPFRC no ensaio de caracterização do material à tração.

Como alternativa simplificada as sugestões da Proposta A e Proposta B mostraram-se eficientes e seguras. A calibração das equações através de valores experimentais apresenta uma solução simples. Dessa forma a influência da espessura da camisa e da resistência do concreto a ser confinado são representadas na calibração dos coeficientes. Embora a Proposta A apresente erros menores do que a Proposta B considera-se que a equação da Proposta B representa de forma mais adequada o comportamento do concreto confinado pelo UHPFRC. No entanto, a Proposta B necessita de mais estudo, pois sua finalidade é limitar o aumento do ganho de resistência para grandes espessuras de reforço, no entanto seus coeficientes foram determinados usando reforços de pequena espessura.

Conclui-se neste trabalho que as equações da Proposta A e Proposta B, o modelo de confinamento de Xie, Fu e Yan (2019) e o modelo modificado de Cusson e Paultre (1995) são capazes de estimar a resistência do concreto confinado com UHPFRC para a técnica de reforço sugerida nesta pesquisa. Onde a técnica sugerida consiste em reforçar o pilar sem aumentar sua seção transversal, substituindo o cobrimento da armadura por uma camada de UHPFRC. Dentro dessa proposta os modelos conseguiram estimar com boa precisão a resistência para um reforço com espessura variando entre 20mm e 40mm.

A extrapolação da proposta de reforço produzindo camisas mais espessas necessita de uma melhor validação. De acordo com capítulo 6, grandes espessuras de reforço podem fazer com que o núcleo perca a capacidade resistente antes de o reforço gerar todo o seu potencial de confinamento. Isso provavelmente acontece pois o método de encamisamento com UHPFRC gera um confinamento passivo e, portanto, o seu efeito apenas ocorre após a deformação do material interno. Isso ocorre porque, diferente do confinamento ativo, o método de confinamento passivo gerado pela camisa de UHPFRC permite a microfissuração do concreto confinado, enquanto o confinamento ativo limita a fissuração desde o início do carregamento.

Os modelos de confinamento considerados válidos neste trabalho foram avaliados considerando apenas seu efeito de confinamento gerado no concreto simples sem armaduras. Portanto, ainda é necessário maiores investigações sobre o comportamento da camisa de UHPFRC aplicada em pilares de concreto armado.

## 8.1 PESQUISAS FUTURAS

Devido aos resultados encontrados neste trabalho ficam aqui sugeridas 7 possibilidades de pesquisas futuras referente aos temas estudados.

1º - O UHPFRC é um compósito cimentício de difícil produção. Existem algumas linhas de pesquisa em que são estudados procedimentos para obtenção desse material usando equipamentos comuns. No entanto, foi percebido durante o estudo de traço a falta de informação com relação a tempos de mistura e procedimentos. Portanto, a adesão desse compósito na construção civil ainda demanda de estudos e pesquisas, principalmente na questão de produção com equipamentos convencionais.

2° - A caracterização do UHPFRC à tração, apesar de ter sido bem sucedida neste trabalho, usando o ensaio de flexão em 4 pontos, ainda carece de desenvolvimento. O procedimento usado, foi capaz de gerar resultado de resistência coerentes, no entanto, demanda bastante esforço computacional, principalmente quando feita a análise em toda a curva Momento por Deflexão. Além disso, a determinação da deformação ainda é muito imprecisa. Portanto, pesquisas referentes à caracterização à tração de concretos com fibras são de grande utilidade visto que a tecnologia de concretos tem caminhado para esse tipo de compósito cimentício.

3° - O procedimento sugerido por Xie, Fu e Yan (2019), para determinar a tensão efetiva gerada pela camisa de reforço, mostrou-se válida. No entanto, ainda é necessária uma melhor validação desse método. Os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , por exemplo, foram determinados pelos autores com resultados de confinamento de concreto com apenas uma resistência. Considerando que o concreto a ser reforçado influencia no comportamento da camisa de UHPFRC conclui-se que é necessário à validação do valor desses coeficientes com uma amostragem com diferentes resistências de concreto.

4° - Conforme justificado no capítulo 7.1, acredita-se que o modelo da equação da Proposta B deste trabalho represente de forma mais adequada o reforço feito por encamisamento com UHPFRC. No entanto, de acordo com o explicado, a validação da Proposta B carece de comprovação experimental com mais camisas de UHPFRC subdimensionadas e principalmente superdimensionadas. Por exemplo, a utilização de concretos com 20 MPa com camisas de 40cm ou 50cm de espessura deve mostrar se a premissa que fundamenta essa proposta é válida.

5° - Os métodos para estimar a resistência do concreto confinado foram testados neste trabalho com valores experimentais de concretos simples, sem armaduras. Embora o método de reforço com UHPFRC mostrar-se bastante efetivo para pilares de concreto armado por Enami (2017), a utilização das equações de confinamento ainda necessita de confirmação quanto à sua aplicação em pilares, bem como a verificação das espessuras de UHPFRC necessárias para confinar de forma efetiva o concreto armado. Como visto, existe uma relação entre a tensão resistente do núcleo reforçado e a pressão de confinamento, portanto mostra-se coerente a verificação dessa relação para o concreto armado, visto que, o nível de tensão gerado é muito superior ao experimentado neste trabalho.

6° - A utilização do UHPFRC como camada externa dos elementos submetidos à compressão mostra-se muito vantajosa. Por isso, aconselha-se utilizar essa combinação não apenas como meio de reforço estrutural, mas como alternativa de solução estrutural com a utilização de pilares mistos. O proveito de um núcleo de concreto com resistências mais usuais, combinada com uma camada de externa de UHPFRC armado pode ser uma alternativa econômica que possibilite elevadas resistências sem um aumento muito significado da seção transversal.

## REFERÊNCIAS

ABBAS, S.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Exploring mechanical and durability properties of ultra-high performance concrete incorporating various steel fiber lengths and dosages. **Construction and Building Materials**. 2015.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.017>

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**. 2012.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.021>

AFCCG, SETRA. **Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete, Interim Recommendations**. AFGC Publications, Bagnoux, France, 2013.

ALKAYSI, M.; EL-TAIL, S.; LIU, Z.; HANSEN, W. Effects of silica powder and cement type on durability of ultra high performance concrete (UHPC). **Cement and Concrete Composites**. 2015. [https://www.extension.iastate.edu/registration/events/UHPCpapers/UHPC\\_ID87.pdf](https://www.extension.iastate.edu/registration/events/UHPCpapers/UHPC_ID87.pdf)

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: ACI 440.2R-08**. Farmington Hills, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete**. ACI 363R-92. Farmington Hills, 1992.

ANDREASEN A.H.M.; ANDERSEN, J. Über die Beziehungen zwischen Kornabstufungen und Zwischenraum in Produkten aus losen Körnern (mit einigen Experimenten), **Kolloid**. 1930. <https://doi.org/10.1007/BF01422986>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** NBR 5738, Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndrico.** NBR 5739, Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.** NBR 5739, Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Projeto estrutural de concreto – Procedimentos.** NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Agregados: Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapaman.** NBR 9776, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** NBR NM 67, Rio de Janeiro, 1998.

ASSUNÇÃO, J. W. **Curvas de Dosagem para Concretos Convencionais e Aditivados Confeccionados com Materiais da Região Noroeste do Paraná.** 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, Brasil.

BABY, F.; GRAYBEAL, B.; MARCHAND, P.; TOUTLEMOND, F. **Proposed Flexural Test Method and Associated Inverse Analysis for Ultra-High-Performance-Fiber-Reinforced Concrete.** ACI Materials Journal. 2012. DOI: 10.14359/51684086

BABY, F.; GRAYBEAL, B.; MARCHAND, P.; TOUTLEMOND, F. **UHPFRC tensile behavior characterization: inverse analysis of four-point bending test results**. *Materials and Structures*. 2013. DOI: 10.1617/s11527-012-9977-0

BIRCHALL, J. D.; HOWARD, A. J.; KENDALL, K. Flexural strength and porosity of cements. **Nature International Journal of Science**. 1981. <https://www.nature.com/articles/289388a0.pdf>

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. **Ibracon Structures And Materials Journal**. 2017. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000400011>

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, USP, São Carlos - SP, Brasil.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, USP, São Carlos - SP, Brasil.

CHAVILLARD, G. Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion. Partie 1: De la subjectivité des indices de ténacité. **Material and Structures**. 1999-a. DOI: 10.1007/BF02482713

CHAVILLARD, G. Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion. Partie 2: De la subjectivité des indices de ténacité. **Material and Structures**. 1999-b. DOI: 10.1007/BF02480495

CUSSON, D.; PAULTRE, P. **Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete**. Journal of Structural Engineering. 1995. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:3(468)

DADVAR, S. A.; MOSTOFINEJAD, D.; BAHMANI, H. Strengthening of RC columns by ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) jacketing. **Construction and Building Materials**. 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117485>

DENARIÉ, E.; BRÜHWILER, E. Strain-hardening Ultra-high Performance Fibre Reinforced Concrete: Deformability versus Strength Optimization. **Restoration of Buildings and Monuments**. 2011. <http://doc.rero.ch/record/294655/files/rbm-2011-6480.pdf>

EIDE, M., B.; HISDAL, J.-M. Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) – State of the art. **SINTEF Building and Infrastructure**. 2012. ISSN 1891-1978

ENAMI, R. M. **Reforço de pilares curtos de concreto armado por encamisamento com concreto de ultra-alto desempenho**. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, USP, São Carlos - SP, Brasil.

FERRARI, V. J. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03102007-095413/pt-br.php>

FERRARI, V. J.; ARQUEZ, A. P.; HANAI, J. B. DE; SOUZA, R. A. DE. Development of high performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC) for application as a transition layer of reinforced beams. **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**. 2014.

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952014000600005>

FERREIRA, D. B.; GOMES, R. B.; CARVALHO, A. L.; GUIMARÃES, G. N. Behavior of reinforced concrete columns strenghtened by partial jacketing. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. Vol. 9. P. 1-21, 2016.

FURNAS, C. C. Grading the aggregates 1 - Mathematical relations for beds of broken solids of maximum density. **Industrial and Engineering Chemistry**. 1931.

<https://doi.org/10.1021/ie50261a017>

GRAYBEAL, B. A. Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. **ACI Materials Journal**. 2007.

<https://search-proquest.ez79.periodicos.capes.gov.br/docview/198088663?accountid=26656>

GRAYBEAL, B. A.; DAVIS, M. Cylinder or Cube: Strength Testing of 80 to 200 MPa (11.6 to 29 ksi) Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. **ACI Materials Journal**. 2008.

<https://www.researchgate.net/publication/259436153/download>

GRAYBEAL, B. A; BABY, F. **Tension Testing of Ultra-High Performance Concrete**. The National Technical Infromantion Service, Springfield, VA, USA. 2019.

HASSAN, A.M.T.; JONES, S.; MAHMUD, G. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete(UHPFRC). **Construction and Building Materials**. 2012.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.030>

JAPAN CONCRETE INSTITUTE STANDARD – JCI – **Method of test for bending moment-curvature curve of fiber-reinforced cementitious composites**. JCI-S-003. 2007

LARRARD, F. de, SEDRAN, T. OPTIMIZATION OF ULTRA-HIGH-PERFORMANCE-CONCRETE BY THE USE OF A PACKING MODEL. **Cement and Concrete Research**.

1994. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(94\)90022-1](https://doi.org/10.1016/0008-8846(94)90022-1)

LARRARD, F. de, SEDRAN, T. MIXTURE-PROPORTIONING OF HIGH-PERFORMANCE CONCRETE. **Cement and Concrete Research**. 2002. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00861](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00861)

LÓPEZ, J. A.; SERNA, P.; GREGORI, J. N.; CAMACHO, E. **Na inverse analysis method based on deflection to curvature transformation to determine the tensile properties of UHPFRC**. *Materials and Structures*. 2015. DOI: 10.1617/s11527-014-0434-0

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, J. N.; PARK, R. OBSERVED STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF CONFINED CONCRETE. **Journal of Structural Engineering**. 1988. Vol. 114, N. 8.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, J. N.; PARK, R. THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE. 1988. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 114, N.8.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETE – Microstructure, Properties and Materials**. 3<sup>a</sup> ed., New York. McGraw-Hill. 2006.

ORTEGA, F. DOS S.; PILEGGI, R. G.; SEPÚLVED, P.; PANDOLFELLI, V. C. Influência dos Modelos de Alfred e de Andreasen Sobre a Microestrutura e Densidade a Verde de Compactos Cêramicos Obtidos por Colagem ou Prensagem. **Cerâmica**. 1997. <http://dx.doi.org/10.1590/S0366-69131997000400007>

PASCHALIS, S.; LAMPROPOULOS, A. Fiber content and curing time effect on the tensile characteristics of ultra high performance fiber reinforced concrete. **Structural Concrete Journal**. 2017. <https://doi.org/10.1002/suco.201600075>.

POPOVICS, S. A NUMERICAL APPROACH TO THE COMPLETE STRESS-STRAIN CURVE OF CONCRETE. **Cement and Concrete Research**. 1973. Vol. 3.

QIAN, S.; Li, V. **Simplified inverse method for determining the tensile properties of strain hardening cementitious composites (SHCC)**. Journal of Advanced Concrete Technology, 2008. DOI: 10.3151/jact.6.353

RAZVI, S.; SAATCIOGLU, M. CONFINAMENTO MODEL FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Journal of Structural Engineering**. 1999. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:3(281)

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. Composition of reactive powder concretes. **Cement and Concrete Research**. 1995. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00144-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00144-2)

RICHART, M.; GRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. **The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression**, bulletin no. 190. Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana; 1929.

RIGAUD, S.; CHANVILLARD, G.; CHEN, J. Characterization of Bending and Tensile Behavior of Ultra-High Performance Concrete Containing Glass Fibers. **High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6**. RILEM Bookseries. Vol. 6. 2002. Pag. 373-380  
DOI 10.1007/978-94-007-2436-5

RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fiber reinforced concrete-design of steel fiber reinforced concrete using the  $\sigma$ -w method: principles and applications. **Materials and Structures**. 2002.

ROY, D. M.; GOUDA, G. R.; BOBROWSKY, A. Very high strength cement pastes prepared by hot pressing and other high pressure techniques. **Cement and Concrete Research**. 1972.  
[https://doi.org/10.1016/0008-8846\(72\)90075-0](https://doi.org/10.1016/0008-8846(72)90075-0)

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**. 2015. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.088>

SOBUZ, H. R. Manufacturing Ultra-High Performance Concrete Utilising Conventional Material sand Production Methods. **Construction and Building Materials**. 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.102>

SUDANO, A. L. **Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, Brasil.

TAKEUTI, A. R. **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, Brasil. <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03112003-113505/pt-br.php>

TAYEH, B. A.; BAKAR, B. H. A.; JOHARI, M. A. M.; VOO, Y. L. Utilization of Ultra-High Fibre Concrete (UHPFC) for Rehabilitation – a Review. **Procedia Engineering**. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.03.048>

TENG, J. G.; HUANG, Y. L.; LAM, L.; YE, L. P. Theoretical Model for Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete. **Journal of Composites for Construction**. 2007. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:2(201)

UNTIVEROS, C. A. **Estúdio experimental del comportamiento del hormigón confinado submetido à compressión**. 2002. Tese Doutorado. Universidade Politécnic da Catalunya, Barcelona, 2002. <https://www.tdx.cat/handle/10803/6168>

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental do concreto de pós reativos: Dosagem e Propriedades Mecânicas**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, Brasil.

[http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2004DO\\_RomelDiasVanderlei.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2004DO_RomelDiasVanderlei.pdf)

VOORT, T. L. V. **Design and field testing of tapered H-shaped Ultra High Performance Concrete piles**. Iowa State University, 2008.

WANG, C.; YANG, C.; LIU, F.; WAN, C.; PU, X. Preparation of Ultra-High Performance Concrete With common technology and materials. **Cement and Concrete Research**. 2012. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.005>

WU, X.; KANG, T.H.-K.; MPALLA, I. B.; KIM, C.-S. Axial Load Testing of Hybrid Concrete Columns Consisting of UHPFRC Tube and Normal-Strength Concrete Core. **International Journal of Concrete Structures and Materials**. 2018. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0275-2>.

WU, Z.; SHI, C.; HE, C.; WU, L. Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**. 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028>.

XIE, J.; FU, Q.; YAN, J.-B. Compressive behavior of stub concrete column strengthened with ultra-high performance concrete jacket. **Construction and Building Materials**. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.220>

Xu, B.-X.; Gao, Y.; Wang, M.-Z. Particle packing and the mean theory. **Physics Letters A**. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.physleta.2012.11.022>

YUDENFREUND, M.; ODLER, I.; BRUNAUER, S. Hardened Portland cement pastes of low porosity I. Materials and experimental methods. **Cement and Concrete Research**. 1972. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(72\)90073-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(72)90073-7)

YOO, D. Y.; BANTHIA, N. Mechanical properties of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete: A review. **Cement and Concrete Composites**. 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.08.001>

YOO, D.-Y; KANG, S.-T; YOON, Y.-S. Effect of fiber length and placement method on flexural behavior, tension-softening curve, and fiber distribution characteristics of UHPFRC. **Construction and Building Materials**. 2014. <http://dx.doi.org/10/1016/j.conbuildmat.2014.02.007>

ZOLLO, R. F. Fiber-reinforced Concrete: an Overview after 30 Years of Development. **Cement and Concrete Composites**. 1997. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(96\)00046-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(96)00046-7)

**ANEXO A – Resultados do ensaio de compressão dos corpos de prova de UHPFRC**

Concretagem	Identificação	Tensão (MPa)	Média por concretagem
1ª Concretagem	UHPFRC -1-1	96	104.01
	UHPFRC -1-2	108.5	
	UHPFRC -1-3	112.2	
	UHPFRC -1-4	103.6	
	UHPFRC -1-5	109.2	
	UHPFRC -1-6	85	
	UHPFRC -1-7	113.6	
	UHPFRC -1-8	99.81	
	UHPFRC -1-9	108.2	
2ª Concretagem	UHPFRC -2-1	94	102.89
	UHPFRC -2-2	109	
	UHPFRC -2-3	113.4	
	UHPFRC -2-4	87.1	
	UHPFRC -2-5	97	
	UHPFRC -2-6	97.5	
	UHPFRC -2-7	104.33	
	UHPFRC -2-8	106.76	
	UHPFRC -2-9	116.96	
3ª Concretagem	UHPFRC -3-1	97.14	100.69
	UHPFRC -3-2	92.95	
	UHPFRC -3-3	98.23	
	UHPFRC -3-4	109.21	
	UHPFRC -3-5	101.54	
	UHPFRC -3-6	105.1	
	UHPFRC -3-7	96.32	
	UHPFRC -3-8	108.87	
	UHPFRC -3-9	96.83	
4ª Concretagem	UHPFRC -4-1	90.06	100.21
	UHPFRC -4-2	93.32	
	UHPFRC -4-3	93.24	
	UHPFRC -4-4	94.94	
	UHPFRC -4-5	123.91	
	UHPFRC -4-6	110.52	
	UHPFRC -4-7	103.96	
	UHPFRC -4-8	91.75	
<b>Valor de resistência média:</b>		<b>102.00</b>	

## ANEXO B – IMAGENS DOS MODELOS DE ESTUDO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO

Figura B.0.1 – Modelos com C25 e 2,5cm de reforço

T1-25-2.5



T2-25-2.5



T3-25-2.5



T4-25-2.5



**Figura B.0.2 – Modelos com C40 e 2,5 cm de reforço**

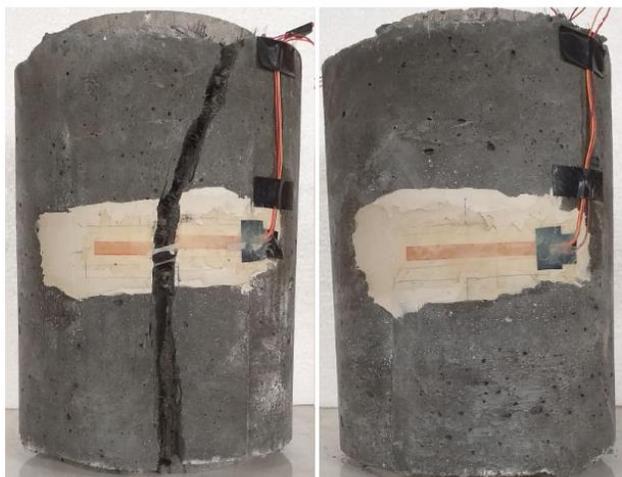
T1-40-2.5



T2-40-2.5



T3-40-2.5



T4-40-2.5



**Figura B.0.3 – Modelos com C60 e 2,5 cm de reforço**

T1-60-2.5



T2-60-2.5



T3-60-2.5



T4-60-2.5



**Figura B.0.4 – Modelo com C25 e 3,5 cm de reforço**

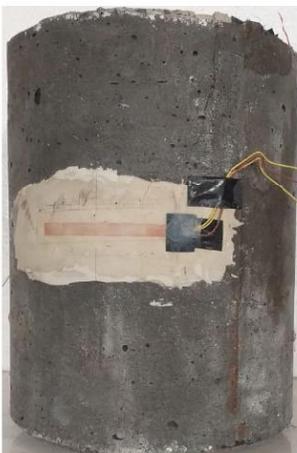
T1-25-3.5



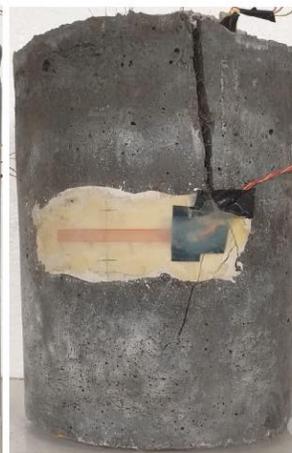
T2-25-3.5



T3-25-3.5



T4-25-3.5



**Figura B.0.5 – Modelo com C40 e 3,5 cm de reforço**

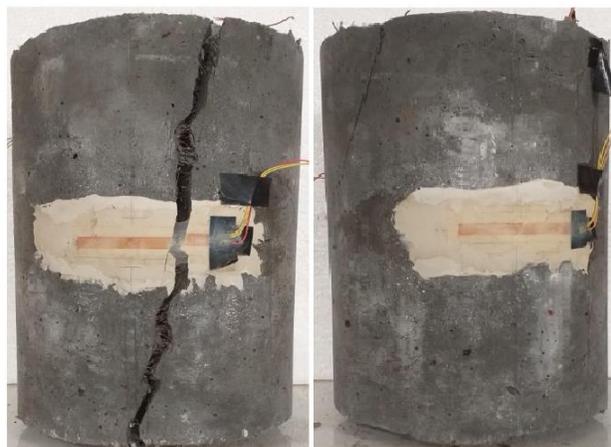
T1-40-3.5



T2-40-3.5



T3-40-3.5



T4-40-3.5



**Figura B.0.6 – Modelo com C60 e 3,5 cm de reforço**

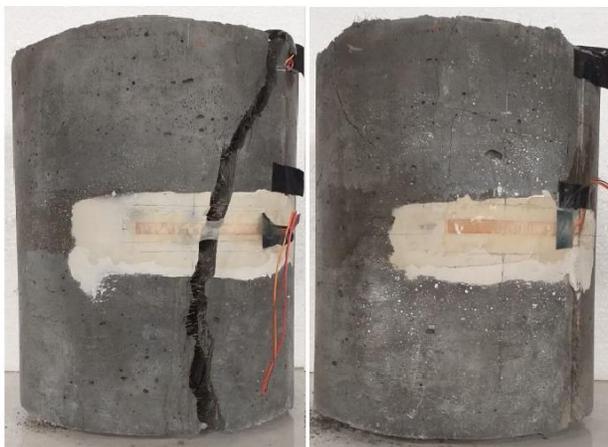
T1-60-3.5



T2-60-3.5



T3-60-3.5



T4-60-3.5

